

PEDRO AUGUSTO SILVA OLIVEIRA
PEDRO MUSSA MEDEIROS PEREZ

Previsão da capacidade de carga de estacas: estudo de caso comparativo.

Pedro Augusto Silva Oliveira
Pedro Mussa Medeiros Perez

Previsão da capacidade de carga de estaca: estudo de caso comparativo.

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador (a): Profa. Dra. Mariana Ferreira Benessiuti Motta.

Coorientador (a): Prof. Dr. Paulo Valladares Soares.

O48p Oliveira, Pedro Augusto Silva
Previsão da capacidade de carga de estacas: estudo de caso comparativo / Pedro Augusto Silva Oliveira ; Pedro Mussa Medeiros Perez – Guaratinguetá, 2021.
96 f. : il.
Bibliografia : f. 73-77

Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2021.
Orientadora: Profª Drª Mariana Ferreira Benessiuti Motta
Coorientador: Prof. Dr. Paulo Valladares Soares

1. Fundações (Engenharia). 2. Engenharia geotécnica. 3. Engenharia dos solos. I. Título. II. Perez, Pedro Mussa Medeiros.

CDU 624.15.151

Luciana Máximo
Bibliotecária-CRB-8/3595


PEDRO AUGUSTO SILVA MOTTA
PEDRO MUSSA MEDEIROS PEREZ


ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO
PARTE DO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
“GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL”


APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL


Profª Drª Isabel Cristina de Barros Trannin
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA:


Profª. Dra. MARIANA FERREIRA BENESSIUTI
MOTTA
Orientador/UNESP-FEG


Prof. Dr. PAULO VALLADARES SOARES
UNESP-FEG


Prof. Msc. DOUGLAS ANDRINI EDMUNDO
UNESP-FEG

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, por tudo que já me proporcionou e como conduziu tudo na minha vida até aqui.

Aos meus pais, *Izabel* e *Danilo*, tenho profunda gratidão pela confiança em mim e por sempre terem feito de tudo pelos meus estudos, minha saúde e meu bem-estar, visando me proporcionar educação da melhor qualidade. Eles são um grande exemplo para mim e tenho um enorme orgulho das pessoas que são.

Agradeço demais à Prof^a Dr^a *Mariana Benessiuti*, nossa orientadora, pelo compartilhamento de conhecimento e experiência com tanta atenção, clareza e paciência, desde as aulas de Fundações e Obras de Terra até o final da orientação deste trabalho. Agradeço também ao Prof. Dr. *Paulo Valladares*, nosso coorientador, por todas as experiências e ensinamentos divididos conosco.

Ressalto inclusive a gratidão a todos os professores durante a graduação e aos meus companheiros de trabalho na empresa *Andrade Gutierrez*, por todo o conhecimento técnico e profissional que compartilharam comigo.

Deixo meus agradecimentos a todos os meus amigos durante esses anos, com destaque especial para os que fiz no meu unificado, na república *Moikana* e na *Lobateria*. Todos foram fundamentais durante essa jornada. Também deixo meu agradecimento ao meu parceiro neste trabalho, *Pedro Perez*, que compartilhou diversos momentos de alegria, desafios e conquistas ao longo da nossa graduação.

Por fim, à minha melhor amiga e namorada, *Maria Lygia*, que também é uma inspiração para mim como pessoa, agradeço demais por todo apoio, cuidado, parceria e carinho ao longo desses anos.

Pedro Augusto Silva Oliveira

AGRADECIMENTOS

Antes de tudo agradeço à minha família, meus pais *Giselle* e *Rogério* e meu irmão *Matheus*, que sempre foram um alicerce fortíssimo e uma presença constante na minha vida, me guiando em decisões difíceis, iluminando caminhos complexos e me oferecendo a segurança necessária para sempre dar o próximo passo.

Agradeço também, aos meus avós, *Vovó Diva*, *Vô Valmir* e *Vovó Tereza*, que fundamentaram minha concepção de amor, carinho e cuidado, além de me mostrarem o tamanho do amor presente na frase: “é só um agradinho meu filho”.

Uma gratidão enorme por todos os amigos que fizeram parte dessa caminhada, e agradecimentos maiores ainda pelos seletos que continuam presentes nos ciclos posteriores que estão se iniciando. Um obrigado especial, também, à minha dupla neste trabalho, *Pedro Oliveira*, que além de experienciar comigo diversas conquistas, desafios e ensaios durante nossos anos de curso e bateria, ainda me ofereceu a oportunidade de compartilhar esse último projeto.

Agradeço à Prof^a Dr^a *Mariana Benessiuti* e ao Prof. Dr. *Paulo Valladares*, nossos orientadores, por toda experiência, conhecimento e ensinamentos que compartilharam conosco, não só durante os anos de graduação, mas ainda durante todo o processo de confecção deste trabalho.

Por fim, um sincero obrigado a todas as pessoas, alunos, professores, secretários, monitores e diretores, todos, que cruzaram por minha vida, dividiram momentos, experiências e lembranças comigo e me permitiram vivenciar os anos mais incríveis nesta faculdade.

Muito obrigado e um forte abraço a todos.

Pedro Mussa Medeiros Perez

RESUMO

O dimensionamento assertivo da capacidade de carga e, conseqüentemente, da carga admissível de estacas é primordial para a execução segura de fundações profundas de grandes edificações em diferentes perfis geotécnicos. A fim de proporcionar análises mais adequadas a cada cenário de fundação, carregamento e solo, existem diversos métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas. Neste trabalho é apresentada uma análise dos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira e Alonso, além do método CAPWAP para o ensaio de prova de carga dinâmica e das extrapolações da curva carga-recalque obtida a partir do ensaio de prova de carga estática. O objetivo do estudo consiste na análise comparativa dos diferentes métodos de previsão de capacidade de carga aplicados em três estacas reais de diferente tipologia executadas em três perfis geotécnicos distintos: uma estaca hélice-contínua, uma estaca pré-moldada tubular de concreto e uma estaca metálica. O trabalho é fundamentado na bibliografia existente para os modelos das fundações estudadas, dos métodos e dos ensaios adotados. As análises realizadas utilizaram como dados de entrada os boletins de ensaio de sondagem SPT das estacas e os relatórios dos ensaios de carregamento dinâmico e prova de carga estática. Foram avaliados que os diversos métodos apresentam diferentes resultados até mesmo quando aplicados em uma mesma fundação, fazendo assim ser necessária a aplicação de mais de um método para o dimensionamento geotécnico da capacidade de carga das estacas para cada caso. Assim sendo, na análise comparativa deste relatório verificou-se que a estaca hélice contínua (considerando contribuição total de ponta) apresentou os resultados de métodos semiempíricos menos conservadores, sendo alguns até mesmo contra a segurança, e para as estacas pré-moldadas de concreto e metálica foram apresentados resultados conservadores, sendo para a última os mais conservadores deste estudo de caso. Em complemento, notou-se que o método de Décourt-Quaresma apresentou os resultados a favor da segurança mais próximos dos valores obtidos pelos ensaios de prova de carga das três estacas.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento geotécnico. Estacas. Capacidade de carga. Carga admissível. Métodos semiempíricos. Prova de carga dinâmica. Prova de carga estática.

ABSTRACT

The assertive dimensioning of the load capacity and, consequently, the admissible load of piles is essential for the safe execution of deep foundations of large buildings in different geotechnical profiles. In order to provide more studied analysis for each scenario of foundation, loading and soil, there are several methods for calculating the load capacity of piles. This work presents an analysis of the Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira and Alonso methods, in addition to the CAPWAP method for the dynamic load test and the extrapolations of the load-uptake curve obtained from the static load test. The objective of the study is the comparative analysis of different methods of predicting load capacity applied to three real piles of different typology executed in three different geotechnical profiles: a continuous-helix pile, a precast tubular concrete pile and a metallic pile. The work is based on the existing bibliography for the models of the foundations studied, the methods and tests adopted. The analyzes carried out used as input data the SPT drill test bulletins of the piles and the reports of dynamic load tests and static load test. It was assumed that the different methods present different results even when determined on the same foundation, thus making it necessary to apply more than one method for the assertive dimensioning of the pile load capacity for each case. Therefore, in the comparative analysis of this report, it was found that the continuous helix pile (considering total cutting edge contribution) presented the results of less conservative semi-empirical methods, some even against safety, and for precast concrete piles and conservative results were presented, with the latter being the most conservative in this case study. Thus, in the comparative analysis of this report, it was found that the semi-empirical method of Décourt-Quaresma presented the results closest to those collected by the load test tests.

KEYWORDS: Geotechnical dimensioning. Piles. Load capacity. Admissible loading. Semi-empirical methods. Dynamic load test. Static load test.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Exemplo de fundação rasa estilo radier.....	15
Figura 2 – Processo de cravação de estaca metálica.	16
Figura 3 – Representação gráfica de diferentes tipos de estacas.....	17
Figura 4 – Ilustração de um tubulão.	17
Figura 5 - Ilustração simplificada da escavação e concretagem de uma estaca hélice contínua	19
Figura 6 - Representação da execução de uma estaca tipo hélice contínua.	20
Figura 7 – Estacas pré-moldadas de seção tubular vazada de concreto centrifugado.	22
Figura 8 – Cravação de estaca pré-moldada de concreto.	23
Figura 9 – Exemplos de perfis metálicos para fundações profundas.	24
Figura 10 – Cravação de perfis metálicos.	25
Figura 11 – Ilustração do tripé e equipamentos de execução do ensaio SPT.	27
Figura 12 - Área de ponta de estacas metálicas considerada para o cálculo da capacidade de carga dos elementos.....	40
Figura 13 – Aparelhagem utilizada no ensaio de carregamento dinâmico.....	44
Figura 14 – Ilustração da aparelhagem para análise dos ensaios de carregamento dinâmico. .	44
Figura 15 – Modelo de solo para o fuste da estaca (Manual CAPWAP, 2006).....	48
Figura 16 – Modelo de solo para a ponta da estaca (Manual CAPWAP, 2006).....	48
Figura 17 – Tentativas de ajuste entre a força medida e a força calculada no topo da estaca. .	49
Figura 18 – Sistemas de Prova de Carga Estática à compressão.	50
Figura 19 – Resultados dos ensaios PCE com aplicação de carga diferentes.	51
Figura 20 – Esquemático dos métodos aplicados para a estaca 01.	56
Figura 21 – Esquemático dos métodos aplicados para a estaca 02.	57
Figura 22 – Esquemático dos métodos aplicados para a estaca 03.	58
Figura 23 – Resultado da previsão da capacidade de carga da estaca 01.....	59
Figura 24 – Resultados da previsão de carga admissível da estaca 01.....	60
Figura 25 – Resultados da previsão da capacidade de carga da estaca 02.	61
Figura 26 – Resultados da previsão de carga admissível da estaca 02.....	61
Figura 27 – Resultado ensaio de carregamento estático realizado na estaca 3.....	63
Figura 28 - Relação carga de ruptura x R^2 para a estaca 03.	63
Figura 29 – Exploração da curva aplicando linha de tendência logarítmica para a estaca 03..	65
Figura 30 – Exploração da curva aplicando linha de tendência linear para a estaca 03.....	65

Figura 31 – Resultados da previsão da capacidade de carga da estaca 03.	66
Figura 32 – Resultados da previsão de carga admissível da estaca 03.....	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tabela de classificação dos solos NBR 6484 (2020).	27
Tabela 2 – Parâmetros K e α em função do solo.	32
Tabela 3 – Parâmetros $F1$ e $F2$ em função do tipo de estaca.	32
Tabela 4 – Parâmetros K e α em função do solo.	33
Tabela 5 – Parâmetros $F1$ e $F2$ em função do tipo de estaca.	33
Tabela 6 – Parâmetros K e α em função do solo.	34
Tabela 7 – Parâmetros $F1$ e $F2$ em função do tipo de estaca.	34
Tabela 8 – Valores do parâmetro C_p de acordo com o tipo de solo na ponta.	36
Tabela 9 – Valores dos coeficientes de ajuste α	36
Tabela 10 – Valores dos coeficientes de ajuste β	36
Tabela 11 – Parâmetros de α e β	37
Tabela 12 – Valores previstos de α	39
Tabela 13 – Valores previstos de β	39
Tabela 14 – Quantidades de prova de carga NBR 6122 (2019).	42
Tabela 15 – Valores de J_c sugeridos por Rausche.	46
Tabela 16 – Resultado análise CAPWAP do ensaio de prova de carga dinâmica.	59
Tabela 17 – Dados do ensaio de carregamento dinâmico realizado na estaca 02.	60
Tabela 18 – Relação carga x recalque do ensaio de prova de carga estática da estaca 03.	62
Tabela 19 – Dados de rigidez ao longo do fuste da estaca 03.	64
Tabela 20 – Relação dos resultados dos métodos de previsão da capacidade de carga das estacas.	68
Tabela 21 – Relação dos resultados dos métodos de previsão da carga admissível das estacas.	68

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	OBJETIVOS	13
1.2	JUSTIFICATIVA DO TEMA	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1	FUNDAÇÕES	15
2.1.1	Estaca Hélice Contínua	18
2.1.2	Estaca Pré-Moldada de Concreto	22
2.1.3	Estaca Pré-Moldada Metálica	24
2.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	26
2.2.1	Ensaio SPT	26
2.3	PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS	29
2.3.1	Métodos semiempíricos	29
2.3.1.1	<i>Aoki e Velloso (1975)</i>	29
2.3.1.2	<i>Décourt e Quaresma (1978)</i>	34
2.3.1.3	<i>Teixeira (1996)</i>	36
2.3.1.4	<i>Alonso (1996)</i>	38
2.3.1.5	<i>Alonso (2008)</i>	40
2.3.2	Prova de carga	41
2.3.2.1	<i>Ensaio de carregamento dinâmico</i>	42
2.3.2.1.1	Análise CASE	45
2.3.2.1.2	Análise CAPWAP	47
2.3.2.2	<i>Prova de Carga Estática</i>	49
2.3.2.2.1	Extrapolação da curva carga-recalque	51
2.3.2.2.1.1	<i>Método de Rigidez de Décourt (1996)</i>	52
2.3.2.2.1.2	<i>Critério de Van der Veen (1953)</i>	52
3	MATERIAIS E MÉTODOS	55
3.1	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA (ESTACA 01).....	55
3.2	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO (ESTACA 02).....	56
3.3	ESTACA METÁLICA PERFIL HP 310x125/79 (ESTACA 03).....	57
4	RESULTADOS	59
4.1	ESTACA 01	59
4.2	ESTACA 02.....	60
4.3	ESTACA 03.....	62
4.4	RELAÇÃO GERAL DOS RESULTADOS	67
5	DISCUSSÃO	69
6	CONCLUSÃO	71
	REFERÊNCIAS	73

SITES CONSULTADOS	77
ANEXOS	

1 INTRODUÇÃO

Uma das áreas consideradas de maior importância da Engenharia Civil é a Geotecnia, disciplina que relaciona o comportamento dos solos com estruturas e elementos de fundação de diversos portes e materiais. As relações entre comportamentos destes distintos componentes demandam forte embasamento técnico, científico e empírico dos profissionais do ramo para assegurar cada vez mais dimensionamentos assertivos, seguros, sustentáveis e econômicos para todos os tipos de fundação e edificação.

Um bom projeto de fundações deve considerar todo o contexto da obra, bem como o das edificações adjacentes, o prazo de execução do empreendimento, o carregamento da superestrutura considerando todos os esforços solicitantes, o solo em que as fundações serão assentadas com seus dados geotécnicos levantados através de ensaios, processos executivos, as normas vigentes e as metodologias de dimensionamento.

O dimensionamento geotécnico em fundações permeia dois tipos: fundações rasas e fundações profundas. Como fundações rasas, os exemplos mais comuns são sapatas, blocos e *radiers*. Já em fundações profundas, pode-se citar tubulões e estacas. As estacas são fundações muito utilizadas em grandes obras, como viadutos, pontes, galpões, edifícios, estádios, entre outras. Por conta dessa ampla utilização desse elemento de fundação em edificações extremamente presentes nos centros urbanos, em estradas, usinas e zonas rurais, é de suma importância que o dimensionamento e o projeto de estacas tenham parâmetros cada vez mais fiéis à realidade para garantir a segurança das construções.

Ao analisar o dimensionamento de estacas para projetos executivos, diversos métodos de previsão de capacidade de carga são hoje amplamente utilizados. Entretanto, nenhum método apresenta eficácia totalmente exata da capacidade de carga, pois cada um tem um embasamento teórico distinto voltado para situações específicas, além de tipos de materiais e formas de estacas específicos. Nestas condições, é de relevante importância o cruzamento e comparação de dados obtidos a partir de distintos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas.

No presente trabalho, serão utilizados alguns métodos de previsão de capacidade de carga, sendo eles: Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1996), Teixeira (1996), Alonso (1996), Alonso (2008), análise CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*), extrapolação de Van der Veen (1953) e método da rigidez. Os métodos semiempíricos serão aplicados com os dados de entrada originados de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*). A extrapolação da curva carga-recalque será realizada a partir dos dados do ensaio de prova de carga estática e o

método CAPWAP foi aplicado e indicado nos relatórios dos ensaios de prova de carga dinâmica.

As estacas executadas que foram utilizadas como base de estudo neste trabalho são, respectivamente: uma estaca hélice contínua utilizada em um galpão metálico; uma estaca tubular pré-moldada de concreto centrifugado aplicada em um encontro de obra de arte especial e uma estaca em perfil metálico H para a fundação de um equipamento industrial. Os ensaios e dados foram fornecidos pela empresa Andrade Gutierrez.

Este trabalho apresenta uma revisão bibliográfica sobre fundações e investigações geotécnicas, na qual serão apresentados todos os parâmetros e métodos utilizados. Em seguida, serão mostrados os dados fornecidos dos solos e das estacas em questão para a aplicação de cada método. A partir das informações coletadas nos ensaios de sondagem e nos ensaios de prova de carga dinâmica e estática, serão aplicados os métodos de previsão de capacidade de carga para cada estaca estudada. Com o desenvolvimento de cálculo, os resultados obtidos são comparados entre si para definir quais métodos semiempíricos proporcionaram maior fidelidade aos resultados dos ensaios em campo. Com isso, faz-se uma reflexão sobre a aplicabilidade de cada método, levando em consideração todos os aspectos tangentes à análise.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é comparar os resultados de capacidade de carga de diferentes estacas obtidos a partir de métodos semiempíricos (utilizando boletins de investigação geotécnica) com os resultados de ensaios de capacidade de carga. Sendo assim, tem-se os seguintes objetivos específicos do trabalho:

- Revisar a bibliografia da teoria de fundações e investigações geotécnicas;
- Revisar a bibliografia da teoria de métodos de previsão capacidade de carga e ensaios de prova de carga em estacas;
- Obter a carga de ruptura e a carga admissível de três estacas de tipologia distinta através dos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga;
- Obter a carga de ruptura das três estacas distintas através de ensaios de prova de carga dinâmica e estática;
- Comparar os resultados dos diferentes métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga com os resultados obtidos a partir dos ensaios de prova de carga dinâmica e estática.

1.2 JUSTIFICATIVA DO TEMA

Uma vez compreendida a importância do dimensionamento geotécnico para a construção civil, principalmente em relação a obras de infraestrutura de grande porte, quando é pensado sobre condições de segurança e metodologia executiva, o estudo dos métodos de previsão de capacidade de carga em estacas é uma poderosa ferramenta para auxiliar decisões executivas, financeiras e de tecnologia na construção.

Por isso, o tema em questão foi escolhido por sua vasta literatura, nas quais se destacam autores como Velloso, Lopes, Aoki, Cintra – entre outros – e que abre possibilidade para diversas análises e pesquisas no intuito de proporcionar resoluções e ações mais assertivas em termos de execução, segurança e economia para futuros empreendimentos.

Alguns dos artigos e trabalhos utilizados para a análise comparativa dos resultados de previsão de capacidade de carga e serviram como referência para a elaboração deste são Ramos (2020), Figueiredo *et al.* (2016), Cury Filho (2016), Murakami (2015), Gelesov (2015) e Mantuano (2013).

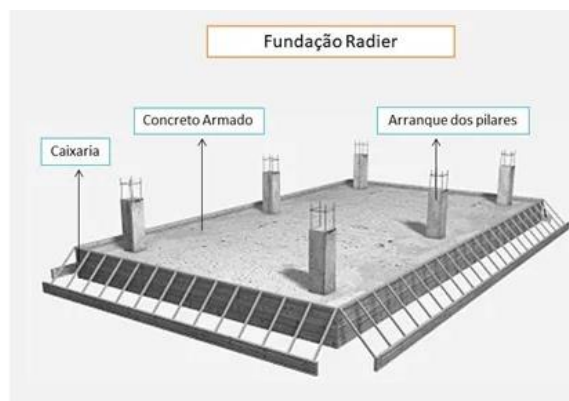
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados todos os conhecimentos teóricos necessários para o desenvolvimento do estudo realizado neste trabalho. A revisão terá como perspectiva resumida toda a área de fundações, assim como os métodos semiempíricos aplicados para fundações profundas, os ensaios de solo, os ensaios de prova de carga e as diferentes análises empregadas para resolução deste estudo.

2.1 FUNDAÇÕES

As fundações são elementos das edificações responsáveis pela sustentação e transmissão das cargas da superestrutura para o solo. Segundo a norma NBR 6122 (2019), as fundações existentes se dividem em dois grupos, podendo ser classificadas como fundações rasas ou fundações profundas. Fundações rasas, também conhecidas tecnicamente como fundações diretas ou superficiais, são estruturas instaladas logo abaixo da superfície da obra a ser executada, atuando na transferência da carga gerada ao solo de forma distribuída por toda a sua base. Por norma, a classificação de uma fundação como rasa se dá quando o elemento de fundação apresenta profundidade de assentamento inferior a duas vezes sua menor dimensão estrutural. Podendo ser divididas entre sapatas, blocos ou *radiers* (Figura 1).

Figura 1 – Exemplo de fundação rasa estilo radier.



Fonte: Schneider (2020).

O segundo grupo de fundações constituem as estruturas conhecidas como fundações profundas, ou fundações indiretas. De acordo com a NBR 6122 (2019), fundações profundas são elementos que atuam na transmissão das cargas ao terreno ou pela sua base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas

partes. Além disso, é classificada como fundação profunda o elemento que apresenta sua ponta ou base instalada a uma profundidade superior a oito vezes sua menor dimensão e no mínimo 3,0 m. Neste grupo de fundações incluem-se os tubulões e diversos tipos de estacas (Figura 2), que constituíram o objeto de estudo deste trabalho, sendo melhor abordadas posteriormente.

Figura 2 – Processo de cravação de estaca metálica.

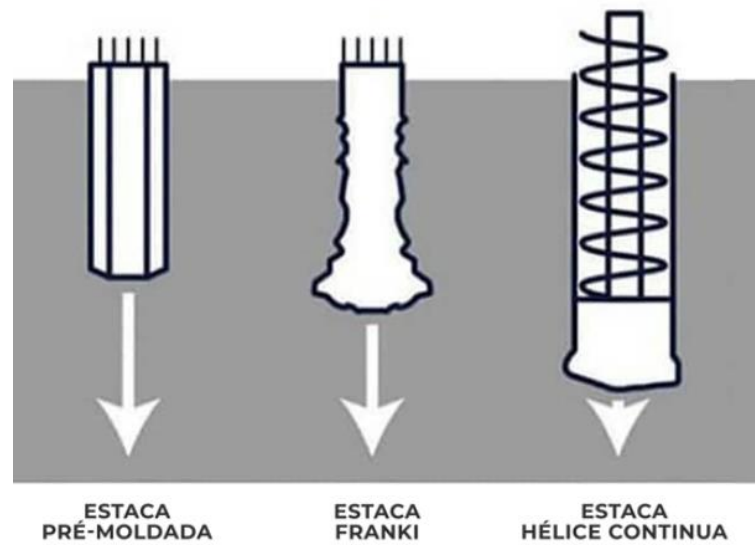


Fonte: Martelos Hidráulicos (2021).

De forma geral, as fundações profundas se dividem em dois principais grupos, sendo eles estacas e tubulões. O primeiro grupo tem como característica principal a esbeltez do elemento estrutural que, colocado ou moldado diretamente no solo por cravação ou perfuração, atua com o objetivo de transmitir as cargas para o solo, seja pela sua resistência de base, pela sua resistência de fuste ou por uma combinação das duas.

Além disso, em conformidade com Alonso (1983), o grupo também apresenta como característica uma grande variedade de materiais e processos construtivos, podendo ser fabricadas à base de madeira, aço ou concreto (esta última categoria incluindo as estacas do tipo Strauss, Franki, Hélice Contínua e estacas pré-moldadas) e ter a sua confecção realizada tanto de forma prévia (estacas pré-moldadas) – para posteriormente serem entregues e cravadas no local – quanto diretamente *in loco* (Figura 3).

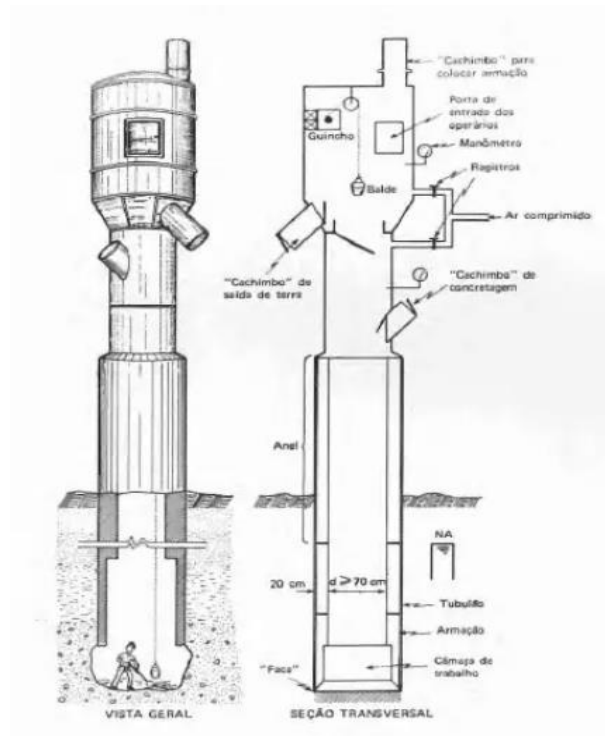
Figura 3 – Representação gráfica de diferentes tipos de estacas.



Fonte: Cerâmica Constrular (2021).

O segundo grupo apresenta como característica, além do seu formato cilíndrico, a necessidade da descida de um operário pelo interior da estrutura em sua etapa final de escavação (Figura 4). Os tubulões podem ser realizados tanto a céu aberto quanto sob ar comprimido, e apresentar base alargada ou não.

Figura 4 – Ilustração de um tubulão.



Fonte: Alonso (1983).

Por apresentarem aplicações distintas, a seleção do tipo de fundação a ser utilizada é parte fundamental para a segurança e efetividade da obra. Para tanto, é esperado que o engenheiro responsável tenha ciência de diversos elementos característicos tanto do solo quanto da obra a ser executada. De acordo com Lopes e Velloso (2010), as principais informações necessárias para o desenvolvimento de um projeto de fundações se dividem em:

- **Topografia da área:** considerando levantamentos topográficos e dados sobre taludes ou encostas do terreno;
- **Dados geológicos-geotécnicos:** avaliando investigações do subsolo e outros dados geológicos e geotécnicos relevantes;
- **Dados sobre as construções próximas:** considerando, dentre outros, o tipo e desempenho de suas fundações, assim como potenciais consequências das escavações e vibrações geradas pela obra;
- **Dados da estrutura a ser construída:** tomando como base seu sistema estrutural e construtivo, além de considerar seu uso e as cargas que serão geradas.

Com estas informações, articuladas ao aporte teórico necessário, o engenheiro responsável pode, juntamente ao grupo de especialistas da área de projeto de obra e estruturas, dimensionar com segurança e efetividade o tipo de fundação ideal a ser aplicada na construção.

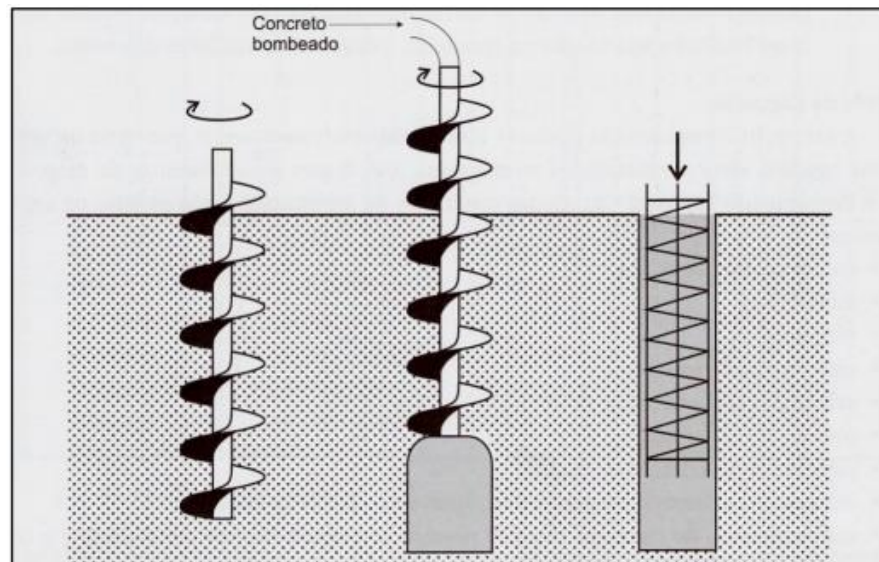
No estudo desenvolvido neste relatório, foram realizadas diversas análises sobre três tipos distintos de estacas de fundações profundas, sendo elas: estaca cravada pré-moldada de concreto, estaca cravada metálica e estaca hélice contínua. Em cada uma delas foram aplicados diversos ensaios e métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga que, ao terem seus resultados comparados, ofereceram o conteúdo necessário para o desenvolvimento deste trabalho.

2.1.1 Estaca Hélice Contínua

As estacas do tipo hélice contínua, segundo a NBR 6122 (2019), são elementos estruturais moldados *in loco*, sendo executadas a partir da perfuração do solo através da rotação de uma haste composta por um trado helicoidal contínuo (hélice contínua). A execução se constitui também da injeção do concreto sendo realizada sob pressão controlada pela própria haste central do seu trado (Figura 5) durante o processo de retirada do

equipamento do solo e da introdução da armadura sendo aplicada somente após o final da concretagem do elemento.

Figura 5 - Ilustração simplificada da escavação e concretagem de uma estaca hélice contínua.



Fonte: Lopes e Velloso (2010).

Tendo sua origem nos Estados Unidos por volta da década de 1950 e sendo introduzida no Brasil em 1987, a técnica de confecção de estaca pelo modelo de hélice contínua contava apenas com equipamentos de baixa potência e dimensões restringidas. O torque médio era de aproximadamente 35 kN.m, enquanto a profundidade não superava a marca de 15 m e os diâmetros das hélices variavam restritamente entre valores de 275 mm, 350mm e 425mm (MAGALHÃES, 2005).

Ainda em acordo com o autor, atualmente, com o aprimoramento das técnicas de execução, o avanço da tecnologia, de modo geral, e da importação massiva de equipamentos mais potentes e variados, a técnica de confecção de estacas pelo método de hélice contínua tem a capacidade de atingir profundidades próximas de 30 m e oferecem uma gama de diâmetros de hélices muito mais rica, variando em uma amplitude de 0.3 m a 1.2 m.

De acordo com Almeida Neto (2002), o processo de execução conta com três etapas principais, sendo elas:

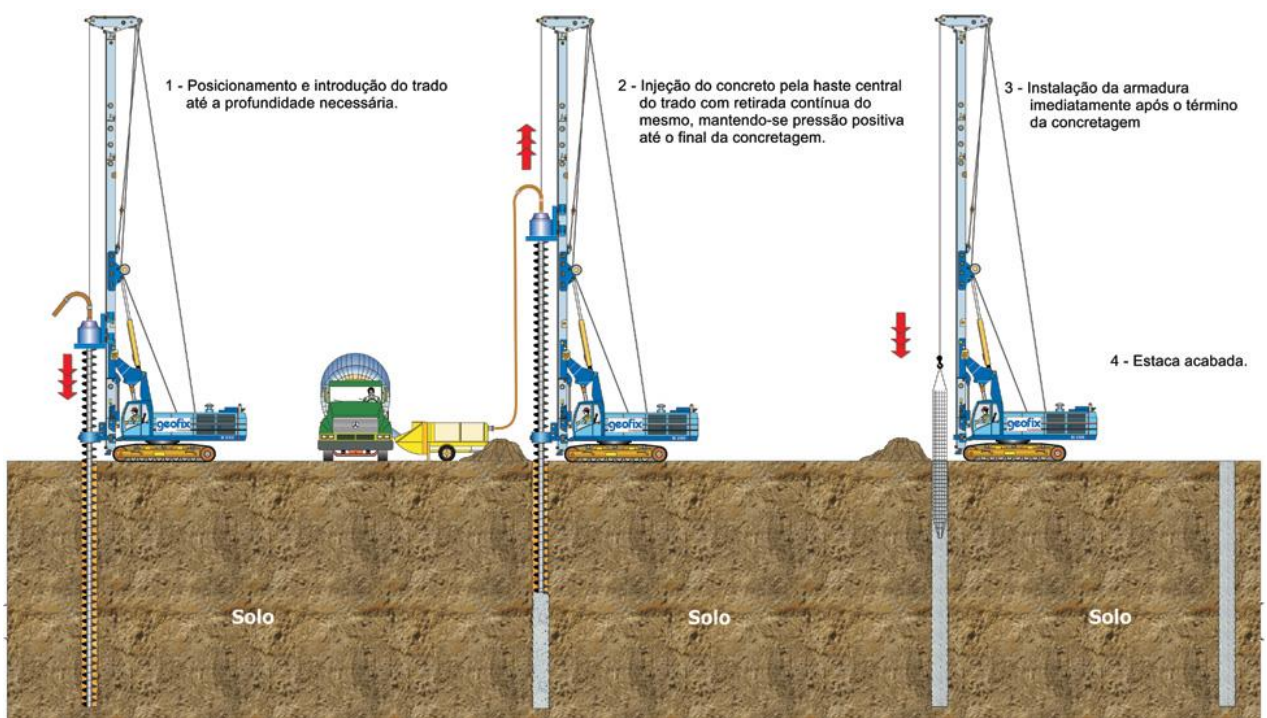
- **Perfuração:** onde a penetração no solo é realizada pela cravação rotativa da hélice no terreno, de forma contínua (sem a retirada da hélice do furo) e com objetivo de movimentar o menor volume de material possível, reduzindo ao máximo o desconfinamen-

to do solo na ponta do trado e possibilitando a aplicação deste método nos mais diversos tipos de solo;

- **Concretagem:** onde, quando atingido o nível de cota desejado, é iniciado o processo de bombeamento do concreto, que é encaminhado até a base do furo pela cavidade central da haste de forma contínua e ininterrupta. Durante a execução da concretagem, a haste é retirada do solo sem movimento rotativo ou com rotação reduzida em casos específicos, de forma a promover a retirada do solo do furo, abrindo espaço para a injeção do material concretício;
- **Introdução da armadura:** onde a colocação da armadura metálica, geralmente de formato circular e composta por barras grossas, é incorporada na estrutura de concreto por meio de golpes de pilão (método mais frequente no Brasil), por vibração ou por pura gravidade, em estruturas de menor profundidade (até 12 m).

A figura a seguir exemplifica resumidamente a execução de uma estaca hélice contínua:

Figura 6 - Representação da execução de uma estaca tipo hélice contínua.



Fonte: Geofix (2021).

Ainda segundo Almeida Neto (2002) – e posteriormente reafirmado por Pires (2018) –

as principais vantagens apresentadas pelo modelo de hélice contínua para produção de estacas são:

- **Ausência de vibração:** minimizando potenciais desconfortos a construções vizinhas, além de reduzir impactos e descompressões no terreno;
- **Monitoramento eletrônico e automatizado:** atualmente podendo ser realizado em tempo real, com auxílio de sensores eletrônicos, oferecendo dados e relatórios gráficos ao final da obra;
- **Aplicação do concreto sob pressão:** o que garante melhor aderência no contato esta-ca-solo. Podendo, ainda, ser utilizado concreto usinado, que promove maior qualidade e uniformidade às estacas;
- **Elevada produtividade e poder de perfuração:** contribuindo com alta capacidade produtiva e redução do custo de obra, além de ser capaz de atuar em diferentes terrenos, acima ou abaixo do nível d'água, incluindo solos de elevado SPT (exceto rochas e matacões).

Enquanto as desvantagens do método consistem em:

- **Qualidade e Execução:** por estar diretamente submetida à experiência e qualidade técnica do operador do equipamento de perfuração, assim como da qualidade do concreto disponível para aplicação;
- **Dificuldades de execução em solos com características extremas:** não sendo indicada para perfuração de solos muito rígidos com presença de rochas ou matacões e sujeita a deformações de alargamento do fuste, em solos pouco resistentes;
- **Dificuldades de terreno:** necessitando grandes áreas de canteiro para sua execução e maquinário auxiliar para retirada do material escavado. Além de necessitarem terrenos de declive reduzido para o bom funcionamento dos equipamentos.

2.1.2 Estaca Pré-Moldada de Concreto

As estacas pré-moldadas de concreto geralmente são produzidas em usinas especializadas – onde são assegurados padrões executivos para garantia da qualidade desejada – e posteriormente são transportadas até as obras onde serão cravadas no solo. De acordo com a NBR 6122 (2019), essas estacas podem ser executadas em concreto armado ou protendido com concreto centrifugado ou vibrado e podem apresentar qualquer forma geométrica na seção transversal de concreto, cheia ou vazada, desde que a resistência apresentada pelas estacas seja compatível com os esforços detalhados em projeto e com os derivados de cravação, manuseio, transporte e intempéries.

Esse modelo de estaca tem grande relevância justamente pelo padrão de qualidade garantido pelas empresas responsáveis pelas usinas e centrais de concreto, uma vez que nesses casos há um controle maior dos parâmetros de resistência e segurança do que na execução, por exemplo, de estacas escavadas. O processo executivo de estaqueamento por estacas pré-moldadas é composto, respectivamente, pelo posicionamento das estacas no prumo, seguido pela cravação dos elementos, pela execução das emendas (caso necessário) e pelo corte e preparo da cabeça da estaca para o coroamento.

Figura 7 – Estacas pré-moldadas de seção tubular vazada de concreto centrifugado.



Fonte: Cassol (2021).

A cravação das estacas pode ser realizada de três formas: percussão, prensagem ou vibração. A percussão é o método de cravação mais comumente praticado, no qual é utilizado um martelo em queda livre sobre o topo da estaca para afundar a estaca até a profundidade prevista em projeto. A prensagem é realizada utilizando um macaco hidráulico para provocar o deslocamento vertical da estaca. Já no método de vibração é usado um martelo vibratório para a cravação da estaca. Entretanto, as vibrações podem ser transmitidas para edificações adjacentes (MELO, 2018).

Conforme a NBR 6122 (2019), para a escolha do equipamento adequado da cravação das estacas é necessário considerar o tipo da cravação, as dimensões da estaca, as condições das edificações vizinhas, as peculiaridades do local da obra e as características do solo e do projeto executivo.

Figura 8 – Cravação de estaca pré-moldada de concreto.



Fonte: Sotef (2021).

O comprimento das estacas comerciais varia de 4 a 12 metros, sendo necessário utilizar emendas em caso de estacas com comprimento maior que 12 metros. De acordo com Laurentino (2018), as emendas não podem ser pontos de fragilidade da fundação, devendo ter desempenho estrutural maior ou igual aos segmentos padrão de estacas pré-moldadas. Dessa forma, as emendas devem resistir a todos esforços solicitantes durante a cravação e no período de utilização do elemento de fundação. Conforme a NBR 6122 (2019), as emendas podem ser feitas com luvas de encaixe ou através de solda. Esta última solução é a mais recomendada para ser adotada.

Segundo Melo (2015), algumas vantagens do uso de estacas pré-moldadas de concreto são:

- **Qualidade:** alta qualidade do concreto obtida na produção;
- **Resistência à agressão ambiental:** redução de ataque de agentes agressivos no ambiente, que podem atrapalhar o processo de cura e a pega do concreto;

- **Resistência em solos moles:** segurança maior em relação a estacas escavadas ao passar por camadas de solos muito moles, já que na concretagem *in loco* pode haver estrangulamento do fuste e aumento do consumo excessivo de concreto.

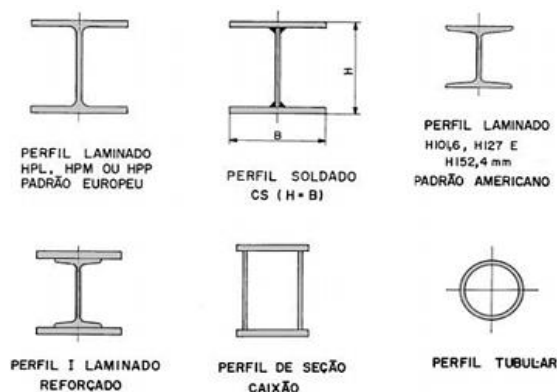
Já entre as desvantagens, Melo (2015) destaca a dificuldade na adaptação de terreno que não estavam previstas. Caso a previsão do comprimento da estaca não seja feita com cautela e de forma eficaz – e caso a camada de solo resistente apresente variações que não foram consideradas no projeto geotécnico –, há o risco de quebra ou corte de estacas, causando prejuízo financeiro a obra.

2.1.3 Estaca Pré-Moldada Metálica

Estacas metálicas são elementos estruturais de fundação pré-fabricados em indústria que, segundo a NBR 6122 (2019), podem ser formados por perfis laminados, soldados, simples ou múltiplos, com tubos de chapa dobrada e trilhos.

O uso de estacas metálicas como fundação na construção civil tem sua origem na década de 1950 durante o governo Getúlio Vargas, em que foram usadas peças de aço produzidas pela Companhia Siderúrgica Nacional (CSN). De acordo com Cury Filho (2016), as estacas de aço tiveram o uso bastante disseminado como estacas profundas por conta das seções de pequena área e por vencerem a resistência do solo com determinada facilidade. Além disso, vale ressaltar que esses elementos apresentam fácil manuseio, risco baixo para transporte e boa resistência à flexão.

Figura 9 – Exemplos de perfis metálicos para fundações profundas.



Fonte: Fundações GeoBrasil (2021).

Segundo Melo (2015), a busca por soluções mais técnicas e economicamente mais competitivas fez com que, além do uso cada vez mais frequente de estacas metálicas, surgisse a fundação em estaca metálica com “seção variável”. Esta solução consiste em uma estaca constituída por perfis com seção transversal nas mesmas dimensões geométricas, mas com massa proporcionalmente decrescente com a profundidade da fundação.

Com relação ao processo executivo, a cravação das estacas pré-moldadas metálicas segue o mesmo racional das estacas pré-moldadas de concreto, mas com uma vantagem: maior capacidade de penetração no solo na cravação, ou seja, as estacas metálicas conseguem atingir maiores profundidades do que as estacas cravadas de concreto, já que as propriedades do aço permitem que não ocorram quebras ou cortes no processo de cravação.

Figura 10 – Cravação de perfis metálicos.



Fonte: Trevisano (2021).

De acordo com Cury Filho (2016), algumas vantagens na utilização de estacas metálicas são:

- Pouca interferência no terreno (exceto seções tubulares com ponta fechada);
- Pouca vibração entre as estacas pré-moldadas;
- Boa capacidade de cravação para quase todos os tipos de solo;
- Boa capacidade de carga de suporte;
- Boa capacidade de atingir cotas mais profundas;
- Facilidade no transporte;
- Facilidade em realizar emendas e cortes as estacas;
- Alta resistência à compressão, tração e flexão;
- Alto controle de qualidade na produção.

Quanto a desvantagens, Cury Filho (2016) cita:

- Alto custo (considerando material, cravação, mobilização do equipamento, tempo de execução, entre outros fatores);
- Alguns perfis podem sofrer curvatura durante a cravação;
- Na cravação por percussão pode gerar ruído;
- Baixa resistência de ponta;
- Susceptibilidade a problemas relacionados à corrosão.

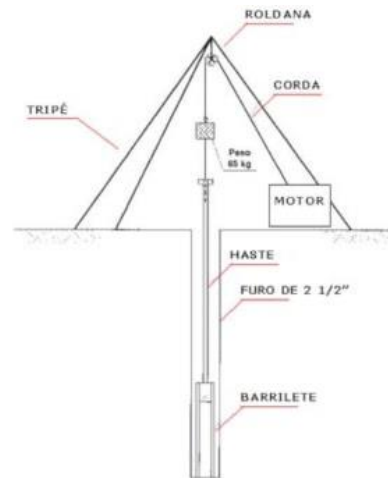
2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

2.2.1 Ensaio SPT

O ensaio SPT, *Standard Penetration Test*, tem como principal objetivo a determinação do índice de resistência à penetração (N) apresentado pelo solo estudado à cravação do amostrador. Devido à sua simplicidade, viabilidade e baixo custo atrelado, o ensaio SPT constitui hoje um dos sistemas de sondagem mais utilizados em todo o mundo e serve como peça fundamental para a execução de diversos projetos geotécnicos ou de fundações (LOBO, 2005).

De acordo com Neves (2004) e normatizado no Brasil pela NBR 6484 (2020), o ensaio SPT se constitui pela obtenção do índice de resistência reconhecido por meio da cravação do amostrador por sequenciais golpes de um martelo de 65 kg, caindo em queda livre de uma altura de 75cm (Figura 11). O ensaio oferece como resultado para o índice de resistência à penetração (N_{spt}) o valor correspondente ao número de golpes necessários para cada 30 cm de penetração do amostrador no solo, após a cravação inicial de 15 cm.

Figura 11 – Ilustração do tripé e equipamentos de execução do ensaio SPT.



Fonte: Escola Engenharia (2021).

Ainda com base na norma, a sondagem é iniciada com a aplicação do trado até a cota de 1m, e segue com a instalação do amostrador ao final do furo realizado e pela coleta de uma parte representativa do material retirado pelo trado, para possíveis exames posteriores. Após esta etapa, o ensaio toma continuidade com a instalação dos equipamentos de golpe e o início dos sucessivos impactos gerados pela queda do martelo. Para cada um metro de solo perfurado, o amostrador é cravado por 45 cm dividido em intervalos de 15 cm.

A obtenção do índice de resistência ocorre, de fato, com a coleta do número de golpes necessários para a cravação dos dois últimos intervalos daquele metro, sendo dispensados os primeiros 15 cm de cravação. O número de golpes obtido nestas condições indica o valor do N_{spt} para aquela cota específica. A figura a seguir indica a caracterização do solo de acordo com o N_{spt} obtido no ensaio:

Tabela 1 – Tabela de classificação dos solos NBR 6484 (2020).

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

Fonte: Adaptado da norma NBR 6484 (2020).

Por fim, a NBR 6484 (2020) indica que o ensaio pode ser encerrado quando o ensaio atingir o critério de paralisação definido de acordo com as necessidades específicas do projeto ou, caso não tenha sido pré-definido um objetivo específico, o técnico pode seguir com a sondagem até que um dos seguintes critérios seja atingido:

- Quando ao avanço da sondagem tenha se obtido 10m consecutivos de resultados indicando N iguais ou superiores a 25 golpes;
- Quando ao avanço da sondagem tenha se obtido 8m consecutivos de resultados indicando N iguais ou superiores a 30 golpes;
- Quando ao avanço da sondagem tenha se obtido 6m consecutivos de resultados indicando N iguais ou superiores a 35 golpes.

Além dos procedimentos e equipamentos necessários para uma execução eficiente do ensaio SPT, a norma também estabelece quais dados e informações obtidas pelo ensaio devem estar contidas nos relatórios de sondagem (NEVES, 2004). O ensaio SPT constitui hoje um sistema importante para a classificação dos solos por sondagem por entregar resultados robustos e consistentes, além de indicar de forma objetiva a variável N_{spt} , informação fundamental para o cálculo dos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga que foram realizados mais adiante neste trabalho.

Embora o ensaio SPT apresente diversas vantagens – tais como a simplicidade, rapidez e baixo custo operacional (ROCHA, 2013) –, o modelo também apresenta algumas desvantagens que devem ser consideradas no momento de sua escolha para a determinação do índice de resistência do solo.

As principais desvantagens presentes no ensaio SPT consistem em:

- Procedimentos de execução divergentes: por mais que normatizados, a existência de um grande número de empresas executoras cria espaço para potenciais mudanças e incorporações no ensaio (ROCHA, 2013);
- Potenciais erros humanos durante a realização do teste e vícios de execução;
- Potenciais imprecisões geradas por falta de manutenção correta dos equipamentos ou falha dos mesmos.

2.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

Segundo Amann (2010), para a realização de um projeto de fundações é imprescindível avaliar não somente se a estrutura desenhada suporta as deformações causadas na sua condição de trabalho (mesurar seu estado limite de utilização e tomar como base os recalques projetados na estrutura) como também se a mesma permanece compatível aos fatores de segurança estipulados sobre a carga admissível, calculada a partir da capacidade de carga obtida.

Esta carga admissível constitui a força máxima que, quando aplicada sobre uma estaca isolada, provoca somente recalques compatíveis com a estrutura que a estaca complementa, além de atender os fatores de segurança previamente determinados (NBR, 2019; LOBO, 2005).

Podendo ser determinada por métodos teóricos, empíricos ou semiempíricos (sendo os dois últimos objetos centrais deste estudo), a avaliação da capacidade de carga e a determinação prévia de carga admissível de uma estaca se torna fator fundamental para a realização de qualquer projeto de fundações.

2.3.1 Métodos semiempíricos

De forma geral, os métodos semiempíricos são modelos que se baseiam na análise do equilíbrio de forças estáticas, existente no sistema solo-estaca. Além de levar em consideração também as tensões máximas de atrito lateral e ponta obtidas a partir de resultados empíricos de ensaios de campo (AMANN, 2010).

2.3.1.1 Aoki e Velloso (1975)

O primeiro método apresentado – o mais antigo – é o de Aoki e Velloso (1975). O método em questão foi desenvolvido a partir do estudo correlativo de uma série de resultados de provas de carga em estacas e boletins de investigações geotécnicas. Vale ressaltar que este método pode ser aplicado utilizando dados tanto dos ensaios CPT quanto dos ensaios SPT (LOPES; VELLOSO, 2010). Dessa forma, a capacidade de carga calculada pelo método é dada por:

$$R = R_p + R_t \text{ equação 1}$$

Onde:

R_p = resistência de ponta;

R_l = resistência lateral.

Sendo assim, tem-se que a resistência lateral e a resistência de ponta, respectivamente, são dadas por:

$$R_L = U \times \Sigma (r_l \times \Delta_L) \text{ equação 2}$$

e

$$R_p = r_p A_p \text{ equação 3}$$

Segundo Cintra e Aoki (2010), r_l e r_p são incógnitas geotécnicas que inicialmente são correlacionadas com valores obtidos pelo ensaio CPT: resistência de ponta do cone (q_c) e atrito lateral unitário da luva (f_s).

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \text{ equação 4}$$

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \text{ equação 5}$$

F_1 e F_2 são fatores de correção que consideram a diferença do comportamento na interação com solo entre a estaca e o cone do ensaio CPT, além da influência do método executivo para cada tipologia de estaca (AOKI; CINTRA 2010). Ao considerar os dados do ensaio SPT, os parâmetros são adaptados de forma que a resistência de ponta do cone tem a seguinte relação:

$$q_c = K \times N \text{ equação 6}$$

na qual o coeficiente K é dado em função do tipo de solo.

Além disso, o atrito lateral é adaptado utilizando a razão de atrito (α , parâmetro em função da tipologia de solo) da seguinte forma:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \text{ equação 7}$$

Sendo assim:

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N \quad \text{equação 8}$$

Dessa forma, tem-se que a capacidade de carga das estacas pode ser estimada com a seguinte formulação:

$$R = r_p A_p + U \sum (r_L \Delta_L) \quad \text{equação 9}$$

E por conseguinte:

$$R = \frac{KN}{F1} A_p + U \sum \left(\frac{\alpha KN}{F2} \Delta_L \right) \quad \text{equação 10}$$

A partir da formulação apresentada, Aoki e Velloso (1975) apresentaram valores tabelados para os parâmetros K, α , F1 e F2. Contudo, com o passar do tempo, os valores em questão foram adaptados a partir dos estudos de Laprovitera (1988) e Monteiro (1997).

Os valores inicialmente adotados por Aoki e Velloso (1975) para os parâmetros em função do solo e tipo da estaca estão indicados na Tabela 2 e na Tabela 3.

Tabela 2 – Parâmetros K e α em função do solo.

Tipo de solo	K [kgf/cm²]	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia siltoargilosa	7,0	2,4
Areia argilossiltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte argiloso	4,0	3,0
Silte argiloarenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Fonte: Lopes e Velloso (2010).

Tabela 3 – Parâmetros F1 e F2 em função do tipo de estaca.

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Lopes e Velloso (2010).

Já os parâmetros adaptados a partir dos estudos de Laprovitera (1988) são:

Tabela 4 – Parâmetros K e α em função do solo.

Tipo de solo	K [kgf/cm²]	α (%)
Areia	6,0	1,4
Areia siltosa	5,3	1,9
Areia siltoargilosa	5,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,3	2,8
Areia argilosa	5,3	3,0
Silte arenoso	4,8	3,0
Silte arenoargiloso	3,8	3,0
Silte	4,8	3,0
Silte argiloarenoso	3,8	3,0
Silte argiloso	3,0	3,4
Argila arenosa	4,8	4,0
Argila areno-siltosa	3,0	4,5
Argila silto-arenosa	3,0	5,0
Argila siltosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6,0

Fonte: Lopes e Velloso (2010).

Tabela 5 – Parâmetros F1 e F2 em função do tipo de estaca.

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

Fonte: Lopes e Velloso (2010).

A respeito das considerações e dos parâmetros indicados por Monteiro (1997), tem-se que:

- o valor de N é limitado a 40 (qualquer valor superior a 40 deve ser considerado 40);
- Para o cálculo da resistência de ponta da estaca, devem ser utilizados valores de N ao longo do fuste de espessuras iguais a 7 vezes o diâmetro da base para cima e 3,5 vezes o diâmetro da base para baixo. Assim, a resistência de ponta da estaca será calculada a partir da média do resultante dos valores acima com a média do resultante dos valores abaixo da ponta da fundação.

Dessa forma, tem-se a Tabela 6 e a Tabela 7 com os valores adotados para K e α , e para F1 e F2, respectivamente:

Tabela 6 – Parâmetros K e α em função do solo.

Tipo de solo	K [kgf/cm²]	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5,0	3,0
Silte arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4,0	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila areno-siltosa	3,0	3,8
Argila silto-arenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Fonte: Lopes e Velloso (2010).

Tabela 7 – Parâmetros F1 e F2 em função do tipo de estaca.

Tipo de estaca	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

Fonte: Lopes e Velloso (2010).

Para a obtenção dos valores de carga admissível a partir da carga de ruptura é recomendado o fator de segurança 2.

2.3.1.2 Décourt e Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) apresentam um modelo que toma como base exclusivamente os resultados de N_{spt} obtidos por ensaios SPT. Tendo seu desenvolvimento focado primeiramente para aplicação em estacas pré-moldadas de concreto (estaca referência), o modelo passou por diversas alterações a fim de abranger uma variedade maior de estacas e ajustes dos coeficientes de tipos de solo (AMANN, 2010).

Segundo Cabette (2014), é enfatizado pelos autores que o modelo não tem por objetivo a definição de valores exatos, mas sim aproximações altamente satisfatórias, seguras e de fácil determinação.

Desta forma, para contemplar estacas diferentes além do modelo padrão, Décourt (1996) sugere a adoção dos coeficientes α e β que visam atender às variações dos modelos de estaca e os diferentes tipos de solos possíveis, respectivamente.

Com isso, assim como no método Aoki Velloso (1975), o modelo pode ser descrito com base na seguinte equação:

$$R = R_p + R_l \text{ equação 11}$$

Onde R_p e R_l indicam, respectivamente, a resistência de ponta e a resistência lateral da estaca estudada, podendo ser calculados por:

$$R_p = \alpha \times C_p \times N_p \times A_p \text{ equação 12}$$

$$R_l = \beta \times 10 \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \times U \times L \text{ equação 13}$$

onde:

C_p : coeficiente característico do solo na ponta (Tabela 8);

α e β : coeficientes de ajuste para o de tipo de estaca e de solo (Tabela 9 e Tabela 10);

N_p : índice médio dos três valores SPT ao redor da ponta (1,0m acima, no nível da ponta e 1,0 m abaixo da mesma);

A_p : área da ponta;

N_l : número de golpes médio do SPT ao longo do fuste da estaca, com valores limites de $3 \leq N_{spt} \leq 50$;

U : perímetro do fuste da estaca;

L : comprimento da estaca.

Os valores do parâmetro C_p e dos coeficientes de ajuste α e β determinados por Décourt (1996) estão indicados nas tabelas a seguir.

Tabela 8 – Valores do parâmetro C_p de acordo com o tipo de solo na ponta.

Tipo de solo	C_p [tf/m ²]
Argila	12
Silte argiloso (residual)	20
Silte arenoso	25
Areia	40

Fonte: Décourt (1996).

Tabela 9 – Valores dos coeficientes de ajuste α .

Tipo de solo	Estaca escavada (em geral)	Estaca escavada (bentonita)	Estaca hélice contínua	Estaca raiz	Injetada sob alta pressão	Pré-moldada	Metálica
Argila	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00	1,00	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00	1,00	1,00
Areia	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00	1,00	1,00

Fonte: Adaptado de Décourt (1996).

Tabela 10 – Valores dos coeficientes de ajuste β .

Tipo de solo	Estaca escavada (em geral)	Estaca escavada (bentonita)	Estaca hélice contínua	Estaca raiz	Injetada sob alta pressão	Pré-moldada	Metálica
Argila	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00	1,00	1,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00	1,00	1,00
Areia	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00	1,00	1,00

Fonte: Adaptado de Décourt (1996).

Para a determinação do valor de carga admissível da estaca a partir do valor de carga de ruptura encontrado é recomendada a utilização do menor valor entre as duas proposições indicadas abaixo:

- Fator de segurança 2 para a somatória de resistência lateral e de ponta;
- Fator de segurança 4 para a resistência ponta e 1,3 para a resistência lateral.

2.3.1.3 Teixeira (1996)

Baseado no racional geotécnico e na praticidade de métodos semiempíricos já estabelecidos, tais como Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, Teixeira (1996) propôs um novo método de previsão da capacidade de carga de estacas. O método em questão consiste no cálculo da capacidade de carga em função de dois parâmetros: α e β (AOKI; CINTRA, 2010).

A fórmula para o cálculo da capacidade de carga das estacas em função dos parâmetros é a seguinte:

$$R = R_p + R_l = \alpha N_p A_p + U \beta N_L L \text{ equação 14}$$

Onde:

N_p : valor médio do Nspt obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca mais o valor obtido em um diâmetro abaixo;

N_L : valor médio do Nspt ao longo do fuste da estaca;

A_p : área de ponta da estaca;

U : perímetro da ponta da estaca;

L : comprimento da estaca.

O parâmetro α , que se refere à resistência de ponta, é dado em função da natureza do solo e do tipo de estaca. Já o parâmetro β , que se refere à resistência lateral, é dado exclusivamente em função do tipo de estaca. Ambos os parâmetros estão indicados na Tabela 11 (LOPES; VELLOSO, 2010).

Tabela 11 – Parâmetros de α e β .

Solo	Tipos de estaca			
	I	II	III	IV
Argila siltosa	11	10	10	10
Silte Argiloso	16	12	11	11
Argila arenosa	21	16	13	14
Valores de α [tf/m ²]				
Silte arenoso	26	21	16	16
Areia argilosa	30	24	20	19
Areia siltosa	36	30	24	22
Areia	40	34	27	26
Areia com pedregulhos	44	38	31	29
Valores de β (em função do tipo de estaca) [tf/m ²]	0,4	0,5	0,4	0,6

Fonte: Lopes e Velloso (2010).

Quanto aos tipos de estaca referenciados na tabela acima, tem-se:

I: Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos;

II: Estacas tipo Franki;

III: Estacas escavadas a céu aberto;

IV: Estacas raiz.

Vale ressaltar que o método de Teixeira não é aplicável em caso de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em camadas de grande espessura de argilas moles com N_{spt} inferior a 3 (AOKI; CINTRA, 2010). Além disso, segundo Lopes e Velloso (2010), para a obtenção da carga admissível em estacas do tipo I, II e IV é recomendada a utilização de fator de segurança 2 no cálculo, enquanto para as estacas do tipo III é recomendado uso do fator de segurança 4 para a resistência de ponta e 1,5 para a resistência pelo atrito lateral.

2.3.1.4 Alonso (1996)

Urbano Rodriguez Alonso, em 1996, apresenta um método para avaliação da capacidade de carga que tem como base primordial as correlações com o torque obtido por meio de ensaios de sondagem à percussão com medida de torque, SPT-T (VELLOSO, 2019).

Com base nos dados obtidos pelo ensaio SPT-T, Alonso (1996) determina o atrito lateral máximo correlacionando o atrito lateral f_s e a carga na ponta da estaca, com os valores de torque máximo ou mínimo. Entretanto, o método em questão, embora elaborado para utilização do ensaio SPT-T, foi adaptado para ser realizado em função dos ensaios SPT convencionais, utilizando como dado de entrada o N_{spt} ao longo da profundidade do fuste.

Desta forma, a capacidade de carga na ruptura total pode ser calculada através de:

$$R = R_p + R_l \text{ equação 15}$$

Onde Q_l e Q_p indicam, a carga de ruptura por atrito lateral e a carga de ruptura de ponta, respectivamente, podendo ser calculadas por:

- Carga de ruptura por atrito lateral (Q_l)

$$R_l = 0,662 * f_s * P * L \text{ equação 16}$$

Onde:

q_l = resistência unitária por atrito lateral (kPa);

P = perímetro do fuste da estaca (m);

L = comprimento do fuste da estaca (m).

E:

- Carga de ruptura na ponta (Q_p)

$$R_p = 0,5 * [(\beta * N_{SPT-arcima}) + (\beta * N_{SPT-abaixo})]$$

A resistência unitária por atrito lateral (f_s) pode ser obtida pela seguinte equação:

$$f_s = \alpha * N_{média} \text{ equação 17}$$

Vale ressaltar que para o $N_{SPT} > 40$ deve ser adotado $N_{SPT} = 40$. Por fim, tem-se que α e β são valores tabelados em função do tipo da estaca e do tipo do solo, respectivamente (Tabela 12 e Tabela 13).

Tabela 12 – Valores previstos de α .

Tipo de estaca	α [tf/m ²]
Pré-moldada (concreto/aço)	0,67
Franki	0,67
Hélice Contínua	0,65
Escavada sem revestimento	0,56
Escavada com revestimento	0,59
Raiz	0,87

Fonte: Adaptado de Teixeira (2016).

Tabela 13 – Valores previstos de β .

Tipo de solo	β [tf/m ²]
Argila siltosa	1,00
Argila arenosa	1,00
Silte argiloso	1,50
Silte arenoso	1,50
Areia argilosa	2,00
Areia siltosa	2,00
Areia	2,00
Areia com pedregulho	2,00

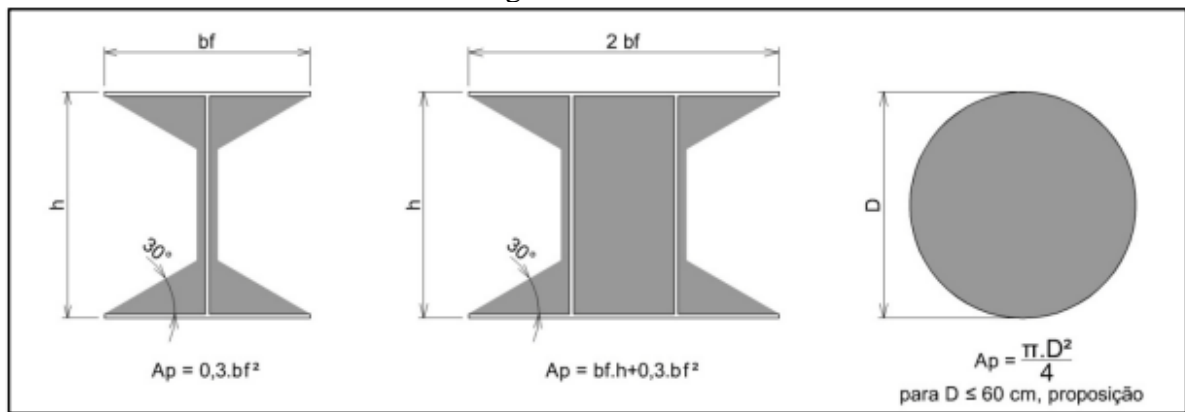
Fonte: Adaptado de Teixeira (2016).

2.3.1.5 Alonso (2008)

Em 2008, Alonso divulgou um método semiempírico para a previsão da capacidade de carga exclusivamente para estacas metálicas, tomando por base uma série de provas de carga estáticas de perfis metálicos simples e avaliando o comportamento da curva carga-recalque e dos pontos de atingimento das cargas de ruptura no sistema solo-estaca.

De acordo com Cury Filho (2016), Alonso descreve que para o cálculo da parcela resistente de ponta é necessário um “embuchamento” da ponta do elemento linear de fundação nas estacas tubulares com diâmetros menores ou iguais a 60 cm. Para os demais perfis, foram realizados diversos testes em que foi encontrada uma configuração de área de ponta considerada mais adequada, indicada na Figura 12.

Figura 12 - Área de ponta de estacas metálicas considerada para o cálculo da capacidade de carga dos elementos.



Fonte: Cury Filho (2016).

Assim como para os métodos anteriores, a capacidade de carga geotécnica é a somatória da carga de ponta com a contribuição da carga lateral ao longo do fuste. Tem-se:

$$R = R_p + R_l \text{ equação 18}$$

Equivalento a:

$$R_p = A_p \times r_p \text{ equação 19}$$

$$R_l = U \Sigma (L_i \times f_s) \text{ equação 20}$$

Sendo:

A_p = área de ponta conforme indicada na Figura 12;

U = perímetro colado (circunscrito);

L = profundidade do fuste no solo.

Para a resistência unitária de ponta, tem-se que:

$$r_p = K * N_{SP_T} \quad \text{equação 21}$$

$K = 400 \text{ kN/m}^2$ para areia;

$K = 300 \text{ kN/m}^2$ para areia siltosa e argilosa;

$K = 250 \text{ kN/m}^2$ para silte;

$K = 150 \text{ kN/m}^2$ para argila.

No que se refere à parcela do atrito lateral, utiliza-se a seguinte formulação:

$$f_s = 2,8 * N_{SP_T} < 200 \text{ kN/m}^2 \quad \text{equação 22}$$

ou

$$f_s = 3,5 * N_{SP_T} < 200 \text{ kN/m}^2 \quad \text{equação 23}$$

Segundo Cury Filho (2016), Alonso propõe adotar o intervalo indicado nas equações 22 e 23, não ultrapassando o valor de 200 kN/m^2 para o f_s . Já para argilas de consistência mole são indicados os seguintes valores:

$f_s = 5 \text{ kN/m}^2$ para argilas muito moles com $N = 0$;

$f_s = 10 \text{ kN/m}^2$ para argilas moles com $N = 1$;

$f_s = 20 \text{ kN/m}^2$ para argilas moles com $N > 1$.

Para a obtenção da carga admissível é recomendável aplicar um fator de segurança 2.

2.3.2 Prova de carga

Conforme a norma NBR 6122 (2019), a carga de ruptura de estacas pode ser

determinada através de ensaios de campo, como o ensaio de carregamento dinâmico e a prova de carga estática.

A norma determina também que a execução de ensaios de provas de carga estática de desempenho é obrigatória em qualquer obra que tenha um número de estaqueamento conforme indica a Tabela 14. Além disso, ela ainda ressalta que para cada ensaio de prova carga estático é possível substituir tal procedimento por cinco ensaios de carregamento dinâmico.

Tabela 14 – Quantidades de prova de carga NBR 6122 (2019).

Tipo de estaca	A	B
	Tensão de trabalho abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna B, em Mpa	Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga
Pré-moldada	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\Phi \geq 70\text{cm}$	5,0	75
Raiz	$\leq \Phi 310 \text{ mm} = 15,0$ $\geq \Phi 400 \text{ mm} = 13,0$	75
Microestaca	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\Phi < 70\text{cm}$	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte: Adaptado da NBR 6122 (2019).

2.3.2.1 Ensaio de carregamento dinâmico

De acordo com a NBR 13208 (2007), o ensaio de carregamento dinâmico em estacas tem como objetivo avaliar as cargas mobilizadas e as características dinâmicas na interface solo-estaca, bem como a eficiência do sistema de impacto e as tensões de compressão e tração ao longo da estaca. Vale ressaltar que o ensaio, que inicialmente desenvolvido para estacas cravadas, pode ser realizado em estacas verticais ou inclinadas, podendo ser de qualquer tipologia, independente do processo de execução do elemento de fundação.

Segundo Murakami (2015), a medição dos dados do ensaio é feita por meio de sensores instalados no fuste da estaca a uma distância de pelo menos duas vezes o diâmetro abaixo do topo do elemento. No Brasil, a leitura e processamento dos dados dos sensores é

largamente realizada pelo aparelho “Pile Driving Analyser” (PDA), com análise baseada na Teoria da Equação da Onda Dimensional, fundamentada a partir do modelo idealizado por Smith (1960).

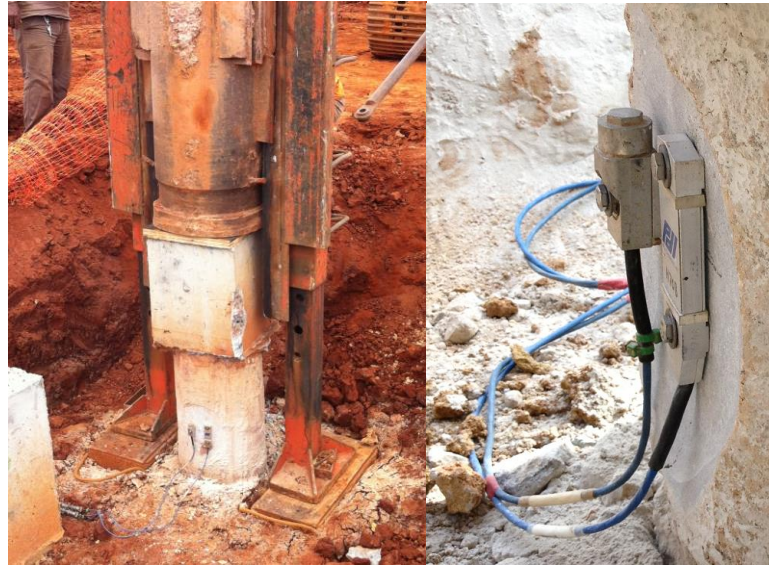
A aparelhagem para que o ensaio de carregamento dinâmico possa ser aplicado consiste em um dispositivo de impacto sobre o topo do fuste, que pode ser o próprio bate-estacas utilizado na cravação no caso de estacas cravadas. A força de impacto deve ser aplicada por meio de um martelo caindo em uma altura de queda controlada, posicionado de forma centralizada em relação ao topo do fuste. Vale destacar que a NBR 13208/2007 indica todo martelo ou aparelho semelhante que pode ser capaz de gerar um deslocamento permanente na estaca e mobilizar a resistência das camadas de solo penetradas pela fundação profunda (PEREIRA, 2020).

Ainda conforme a ABNT NBR 13208/2007, os dados das respostas dinâmicas do ensaio são transmitidos e rodados no aparelho PDA através de transdutores ou dispositivos implantados acima do nível do terreno, no fuste da estaca, que fornecem valores de deslocamento, aceleração ou velocidade, em função do tempo em uma seção transversal específica do elemento de fundação.

De acordo com Pereira (2020), os aparelhos (Figura 13) necessários para o ensaio são:

- Dispositivo de impacto no topo do fuste para a provocação da onda de tensão;
- Equipamento para obtenção de respostas dinâmicas (sensores de deformação, velocidade e aceleração);
- Aparelho para obtenção, registro e tratamento de dados do ensaio (em geral se tem a utilização do PDA).

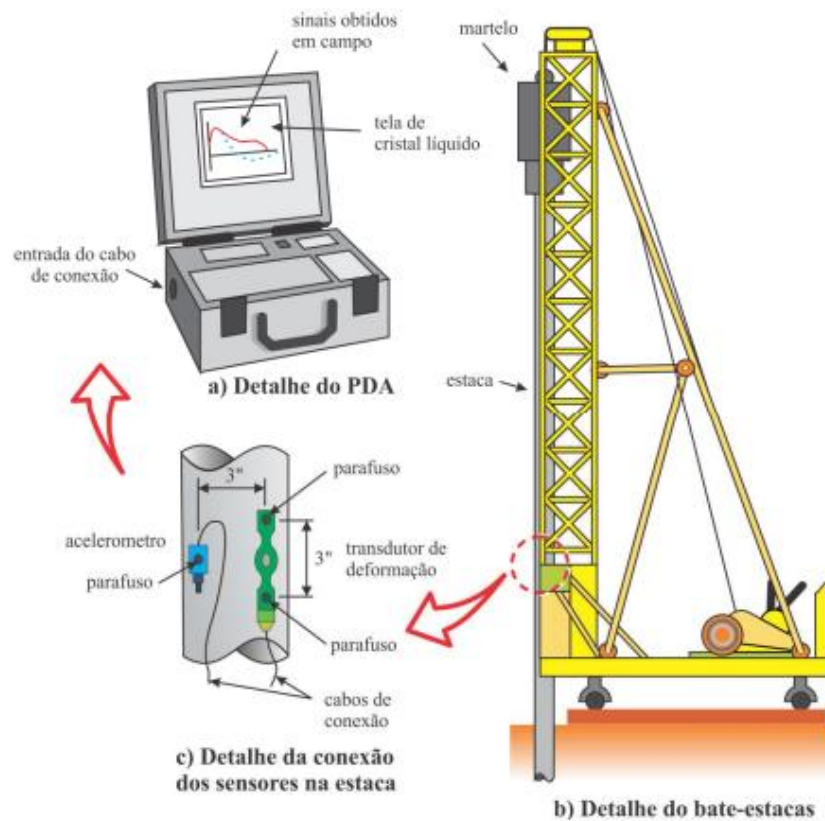
Figura 13 – Aparelhagem utilizada no ensaio de carregamento dinâmico.



Fonte: Modulus Engenharia (2021).

A seguir é indicado um modelo de montagem usualmente utilizado do ensaio de carregamento dinâmico, constituído conforme foi citado neste trabalho.

Figura 14 – Ilustração da aparelhagem para análise dos ensaios de carregamento dinâmico.



Fonte: Sousa *et al* (2011).

Segundo a NBR 13208 (2007), os dados obtidos e processados no ensaio de carregamento dinâmico devem ser analisados e interpretados com fundamentação na teoria da propagação unidimensional da onda, tendo dois métodos de análise comumente utilizados para a avaliação da capacidade de carga das estacas ensaiadas:

1. Método de análise CASE (simplificado);
2. Método de análise CAPWAP (rigoroso).

2.3.2.1.1 *Análise CASE*

Para Souza e Garcia (2014), o método de análise CASE (*Case Institute of Technology*) é uma solução matemática que tem como premissa a homogeneidade e uniformidade da estaca, sendo assim um método que, embora contemple a teoria de equação da onda de Smith (1960), é simplificado.

Conforme Pereira (2020), neste método a resistência à penetração da estaca no solo é prevista a partir da somatória da resistência de ponta com a resistência lateral do fuste (devido ao atrito), presumindo que todas as deflexões da onda de impacto na fundação derivem da resistência do solo e que o atrito mobilizado seja equivalente para ondas que ascendem e descendem ao longo do fuste.

Dessa forma, tem-se:

$$R_t = R_p + \sum K R_l = \frac{1}{2} [F(t_1) + F(t_2)] + \frac{1}{2} [v(t_1) + v(t_2)] \quad \text{equação 24}$$

Sendo:

R_t = resistência à penetração da estaca;

R_p = resistência de ponta;

R_l = resistência lateral;

t_1 = tempo de maior intensidade do golpe;

L = distância vertical da ponta da estaca até o nível da instrumentação;

c = velocidade de propagação da onda de tensão;

$t_2 = t_1 + 2(L/c)$;

$F(t_1)$ e $v(t_1)$ = força e velocidade no tempo 1;

$F(t_2)$ e $v(t_2)$ = força e velocidade no tempo 2.

Pereira (2020) afirma ainda que, uma vez que o método CASE contempla a solução de Smith (1960), a resistência total à penetração (R_t) da estaca é estimada considerando duas parcelas: parcela estática (R_u) e parcela dinâmica (R_d). Sendo a parcela dinâmica:

$$R_d = J_c + Z v_p \quad \text{equação 25}$$

Em que:

v_p = velocidade na ponta da estaca;

Z = impedância;

J_c = fator de amortecimento.

Com isso, tem-se:

$$R_u = R_t - J_c \times Z \times v_p \quad \text{equação 26}$$

Os valores para a constante de amortecimento (J_c) dependem do tipo de solo presente na ponta da estaca (PEREIRA, 2020). Na Tabela 15 estão indicados os valores de J_c apresentados por Rausche *et al.* (1985) apud Avelino (2006).

Tabela 15 – Valores de J_c sugeridos por Rausche.

Tipo de solo	Faixa de valores de J_c	Valor sugerido de J_c
Areia	0,05 - 0,20	0,05
Areia siltosa ou silte arenoso	0,15 - 0,30	0,15
Silte	0,20 - 0,45	0,30
Argila siltosa e silte argiloso	0,40 - 0,70	0,55
Argila	0,60 - 1,10	1,10

Fonte: Rasche *et al.* (1985) apud Avelino (2006).

Sabendo-se que o método CASE proporciona uma análise mais simplificada que o método CAPWAP, Souza e Garcia (2014) enumeram as seguintes chances de erro na determinação da capacidade de carga de estacas através do método CASE:

- A capacidade de carga pode não ser totalmente mobilizada;
- A energia de impacto pode não ser suficiente até que ative as forças resistentes do solo;

- As forças resistentes podem não ser mantidas em seu valor total por todo o tempo considerado;
- O valor da capacidade de carga pode variar com o tempo por conta do “set up”, ou seja, do ganho de resistência e capacidade de carga do solo com o tempo, ou a relaxação do solo.

Sendo assim, o resultado obtido de capacidade de carga das fundações pelo método de análise CASE geralmente é confirmado pelo método de análise CAPWAP.

2.3.2.1.2 *Análise CAPWAP*

Assim como o método CASE, o método CAPWAP (realizado pelo software com a sigla em questão, que significa *Case Pile Wave Analysis Program*) também é baseado na teoria da equação de onda. De acordo com Souza e Garcia (2014), neste método de análise é feito um refino entre as duas curvas traçadas com os dados obtidos com o ensaio, uma com parâmetros adotados e outra com força medida, sendo que ambas as curvas são os resultados do que é registrado de força e velocidade multiplicado pela impedância.

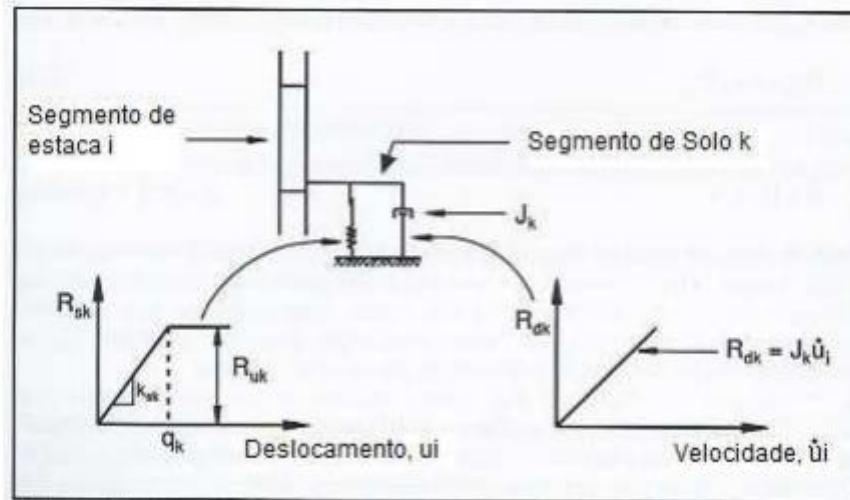
O modelo de solo adotado neste método de análise tem para cada ponto três grandezas: a resistência elástica limite (R_u), a deformação elástica máxima (“quake” ou Q) e as constantes de amortecimento (“damping” ou J) (MURAKAMI, 2015). É realizada uma análise iterativa atribuindo-se para os parâmetros de solo e estaca como dados de entrada do modelo de solo, até que a curva de dados do modelo calculado e a curva de dados de força e velocidade medidos cheguem em uma similaridade satisfatória para os parâmetros do modelo analisado serem considerados representativos (PEREIRA, 2020).

A análise iterativa é realizada através do programa de computador CAPWAP (origem do nome do método) e o resultado do ajuste de similaridade entre os dados calculados e medidos é assumido como o arranjo de resistência real do elemento de fundação profunda. Quanto maior for o ajuste entre as curvas, mais preciso é o valor da resistência elástica (R_u) (PEREIRA, 2020).

O processo é realizado primeiramente dividindo a estaca em segmentos, tendo os parâmetros do solo admitidos para cada trecho (PEREIRA, 2020). Em seguida, são adotadas para cada trecho as três incógnitas indicadas por Murakami (2015). Tem-se que, para cada trecho em questão, o comportamento das resistências mobilizadas é dado por molas (referentes à resistência estática), no qual o coeficiente K corresponde à constante de mola e

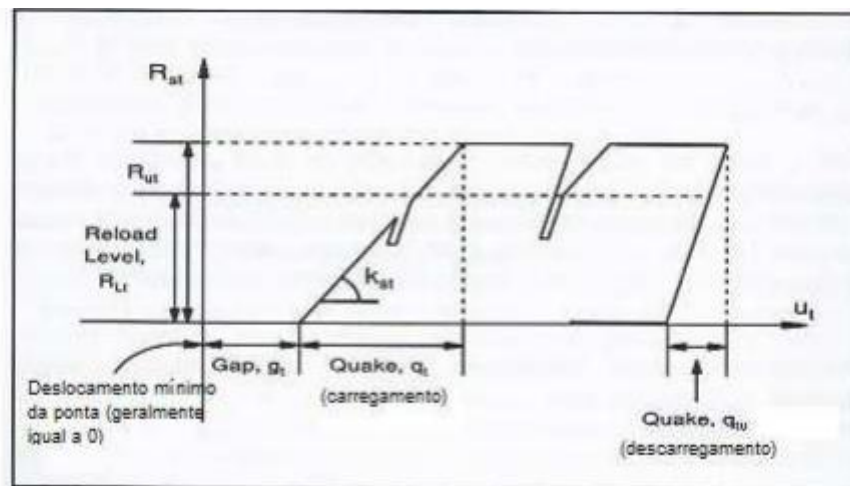
amortecedores (referentes à resistência dinâmica), onde o coeficiente J corresponde à constante de amortecimento (PEREIRA, 2020).

Figura 15 – Modelo de solo para o fuste da estaca (Manual CAPWAP, 2006).



Fonte: Manual CAPWAP (2006) apud Murakami, 2015.

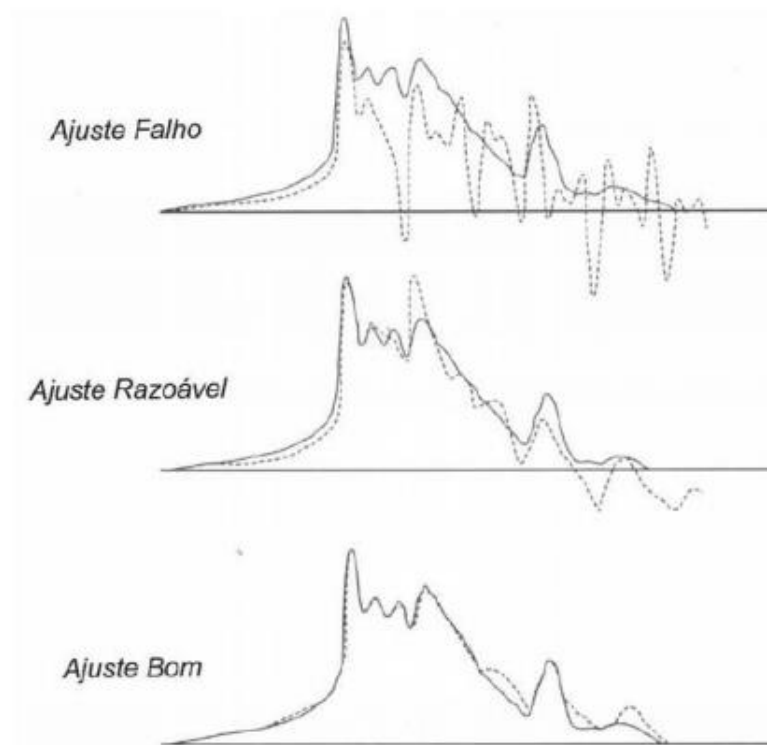
Figura 16 – Modelo de solo para a ponta da estaca (Manual CAPWAP, 2006).



Fonte: Manual CAPWAP (2006) apud Murakami, 2015.

A partir das medições é realizado o cálculo das forças atuantes no topo da estaca, através da solução da equação da onda, com as velocidades medidas a partir da integração dos registros do ensaio. Com esse cálculo realizado são comparadas as curvas de dados calculados com os dados medidos, após a iteração realizada para atingir a similaridade (PEREIRA, 2020).

Figura 17 – Tentativas de ajuste entre a força medida e a força calculada no topo da estaca.



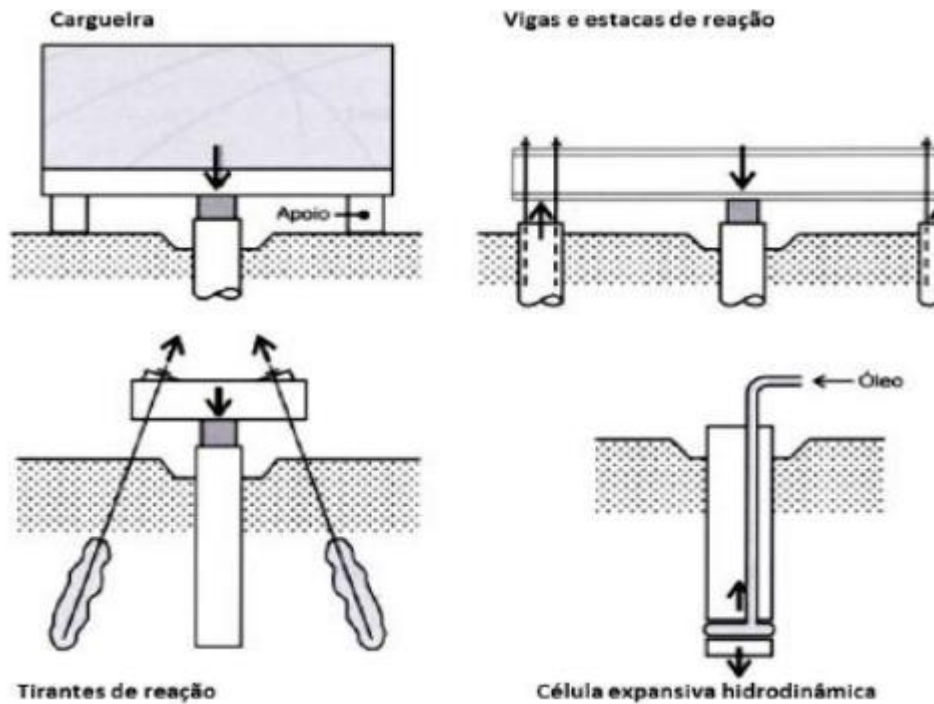
Fonte: Manual CAPWAP (2006) apud Murakami, 2015.

2.3.2.2 Prova de Carga Estática

A prova de carga estática (PCE) tem como essência a aplicação gradativa de esforços estáticos à estaca teste com o acompanhamento dos deslocamentos resultantes. Estes esforços podem ser tanto axiais, tração ou compressão, quanto esforços transversais (NBR 16903: 2020).

Neste estudo foi tomado como base a prova de carga estática por sistemas de compressão. A figura seguinte exemplifica alguns sistemas de reação à compressão mais utilizados:

Figura 18 – Sistemas de Prova de Carga Estática à compressão.



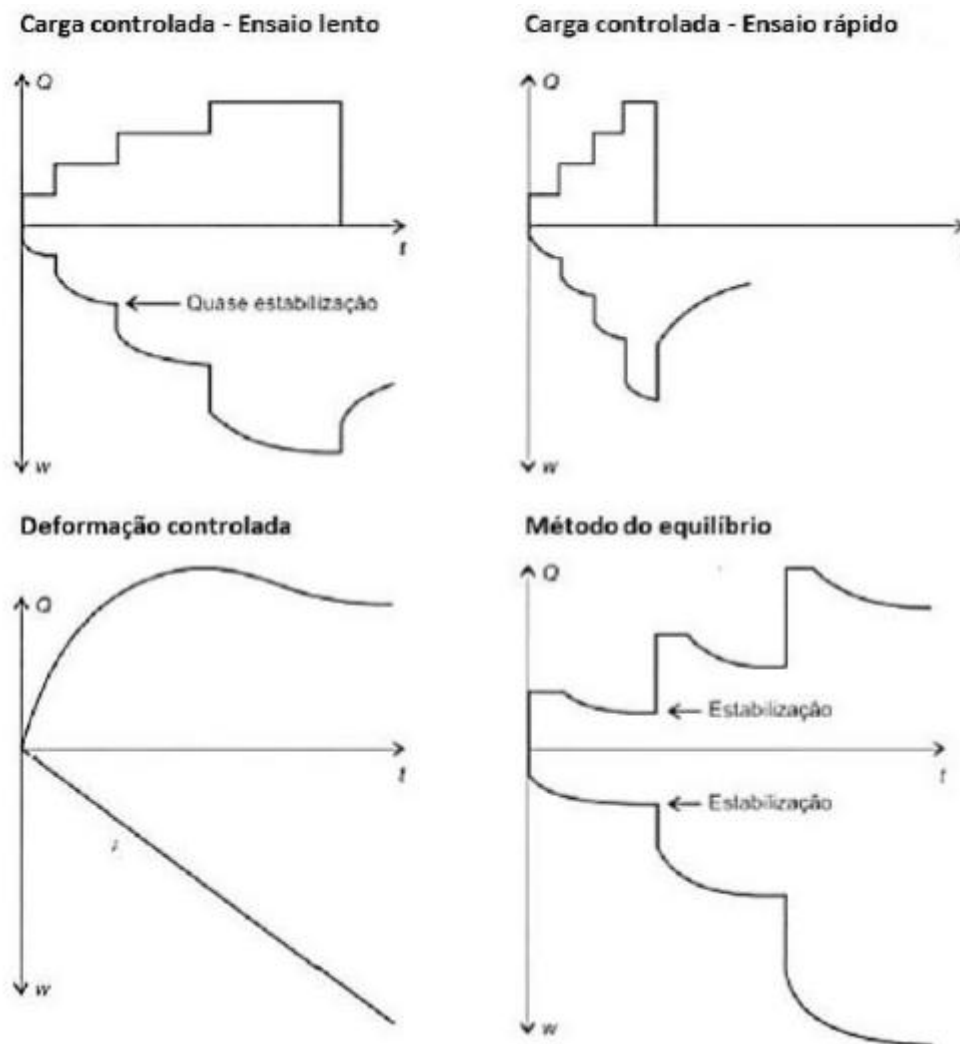
Fonte: Melo (2015). Adaptado de Lopes e Velloso (2010).

Melo (2015) indica que existem diferentes métodos de aplicação da carga no sistema e, citando Lopes e Velloso (2010), divide a metodologia em três categorias principais:

- Deformação controlada
- Método do equilíbrio
- Carga controlada
 - Carga incremental lenta
 - Carga incremental rápida
 - Carga cíclica

Cada um desses modelos tem por base a característica do sistema solo-estaca que aponta o carregamento realizado em altas velocidades acarreta o aumento da capacidade de carga e rigidez do sistema (MELO, 2015). A figura seguinte ilustra os resultados obtidos pelos diferentes métodos de aplicação de carga:

Figura 19 – Resultados dos ensaios PCE com aplicação de carga diferentes.



Fonte: Melo (2015). Adaptado de Lopes e Velloso (2010).

Dado seu alto custo de execução, o teste de prova de carga estática é, muitas vezes, inviável para obras de pequeno porte. Entretanto, segundo a NBR 16903 (2020), o ensaio permanece obrigatório para obras com mais de 100 estacas, com recomendação de teste em pelo menos 1% do número total de estacas.

Por fim, tanto Melo (2015) quanto Lopes e Velloso (2010) indicam este ensaio como um dos recursos mais relevantes para avaliar não só a capacidade de carga em estacas, como também a magnitude dos recalques gerados no sistema.

2.3.2.2.1 *Extrapolação da curva carga-recalque*

De forma geral, o ensaio de prova de carga estática em estacas opta por não levar o sistema até o limite de carga suportável, não atingindo, assim, o ponto de ruptura. Nestes

casos, Lopes e Velloso (2010) indicam que, quando a prova de carga não é levada até a ruptura completa, é justificada a tentativa de extrapolação da curva carga-recalque obtida no teste PCE.

Para extrapolação da curva, diferentes métodos são validados pelos normativos e literaturas nacionais. Na execução deste estudo foram tomados dois dos principais modelos como base: o método de Rigidez indicado por Décourt (1996) e o critério sugerido por Van der Veen em 1953.

2.3.2.2.1.1 *Método de Rigidez de Décourt (1996)*

Em 1996, Décourt apresenta um modelo para indicação do ponto de ruptura do sistema solo-estaca que toma como referência o conceito básico de rigidez. Por definição, rigidez é a capacidade de um material em resistir à deformação quando submetido a tensões.

Alves (2014) indica que, no campo de fundações, a rigidez pode ser definida como a relação entre a carga aplicada e o recalque resultante. Desta forma, o valor de rigidez do sistema pode ser determinado pela fórmula:

$$R = \frac{Q}{s} \text{ equação 27}$$

Com base na formulação indicada, pode-se concluir que o valor da rigidez e o fator recalque apresentam relação inversamente proporcional, ou seja, quanto maior o recalque, menor a rigidez esperada. Deste modo, a ruptura ocorre quando a rigidez tende à zero e, conseqüentemente, o valor de recalque tende a infinito (OLIVEIRA, 2013).

Como metodologia, o critério da Rigidez de Décourt corresponde à extrapolação da curva gerada no gráfico Carga x Rigidez ao ponto de se encontrar o valor de rigidez nula (ALVES, 2014), sendo cabível pontuar que a extrapolação pode apresentar caráter linear ou não.

2.3.2.2.1.2 *Critério de Van der Veen (1953)*

O critério de Van der Veen toma por base uma equação exponencial (equação 28), de onde é possível extrapolar a curva carga-recalque, avaliando a potencial ruptura física que o sistema apresentaria.

$$Q = Q_u * (1 - e^{-\alpha * r}) \text{ equação 28}$$

Onde:

Q = carga vertical aplicada sobre a estaca (kN);

Q_u = carga última correspondente à assíntota da curva (kN);

r = recalque correspondente à carga aplicada (mm);

α = coeficiente característico da curva.

Com objetivo de não se desprezar o trecho inicial da curva, Aoki (1976) oferece uma alteração do modelo, sugerindo uma formulação final de:

$$Q = Q_u * (1 - e^{-(\alpha * r - b)}) \text{ equação 29}$$

Onde:

b = intercepto no eixo dos recalques.

Melo (2015), citando Lopes e Velloso (2002), indica que o modelo de extrapolação baseado no critério de Van der Veen (1953) entrega resultados satisfatórios apenas em casos específicos: quando o recalque máximo atingido durante o teste na prova de carga for no mínimo 1% do diâmetro da estaca, ou quando o teste atinja, pelo menos, dois terços da carga de ruptura, enfatizando que o critério pode apresentar resultados equivocados caso seja aplicado de forma indiscriminada.

Vianna (2000), ao evidenciar esse fato previamente, indica que o método Van der Veen se baseia em duas hipóteses essenciais:

1. A curva carga-recalque deve apresentar caráter exponencial;
2. O sistema avaliado apresenta ruptura física, correspondendo a recalques tecnicamente infinitos.

Deste modo, como ressaltado anteriormente, caso os dados analisados não estejam de acordo com ambas as exigências, o modelo de Van der Veen pode entregar valores incoerentes, não sendo, portanto, validado pelas literaturas e normativos.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Após revisão bibliográfica, o desenvolvimento deste estudo tem as seguintes etapas:

- Apresentação das estacas estudadas, contendo sua descrição e análise do solo em que estão instaladas;
- Estimativa da capacidade de carga de ruptura e carga admissível com base na aplicação dos métodos empíricos indicados anteriormente: Aoki e Velloso (1975), Aoki e Velloso com modificação de Laprovitera (1988), Aoki e Velloso com modificação de Monteiro (1997), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996), Alonso (1996) e Alonso (2008);
- Análise dos ensaios de carregamento dinâmico e de prova de carga estática realizados nas estacas estudadas, com foco na verificação da capacidade de carga mobilizada em cada uma;
- Avaliação comparativa entre os resultados teóricos obtidos e os resultados de campo, com objetivo de determinar a precisão e as potenciais divergências entre cada método, além de se ponderar a aplicabilidade dos diferentes modelos em situações distintas.

3.1 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA (ESTACA 01)

A primeira estaca analisada é uma modelo hélice contínua que foi executada como elemento da fundação de um galpão metálico. O solo em que a estaca está embutida possui camadas de aterro argilo-siltoso, solo residual arenoso pouco compacto e solo arenoso muito compacto, com N_{spt} médio < 10 ao longo dos primeiros 9 metros de perfuração. O ensaio SPT com o perfil do solo da região de implantação está indicado no Anexo A deste trabalho.

A fundação em questão apresenta as seguintes dimensões:

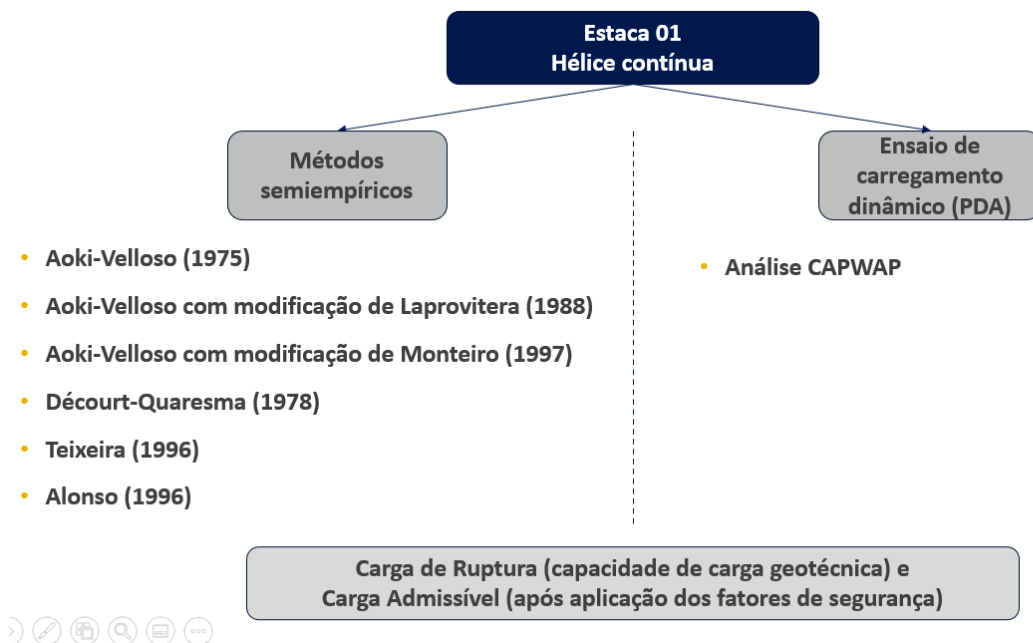
- Diâmetro: 40,00 cm;
- Perímetro lateral: 125,66 cm;
- Área de ponta: 1256,64 cm² (considerando contribuição total da seção);
- Profundidade embutida no solo: 10,80 m.

Os métodos semiempíricos utilizados para estimar a capacidade de carga e carga admissível da estaca em questão foram: Aoki e Velloso (1975) e os mesmos com modificações feitas por Laprovitera (1988) e Monteiro (1977), Décourt-Quaresma (1978),

Teixeira (1996) e Alonso (1996).

Para tal elemento, foi realizada uma prova de carga dinâmica feita 12 dias após a concretagem da fundação profunda no campo. O martelo utilizado na cravação para o ensaio de prova de carga dinâmica possui massa de 2600 kg. Segue abaixo, na Figura 20, um fluxograma esquemático com os métodos aplicados na estaca 01 deste trabalho.

Figura 20 – Esquemático dos métodos aplicados para a estaca 01.



Fonte: Elaborado pelos autores (2021).

3.2 ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO (ESTACA 02)

A segunda estaca estudada no trabalho trata-se de uma estaca tubular pré-moldada de concreto que foi cravada como elemento de fundação de um encontro de uma obra de arte especial. O solo do local de implantação apresenta características de argila siltosa com baixa concentração de areia. O ensaio SPT do perfil geotécnico estudado para esta fundação é apresentado no Anexo B deste trabalho.

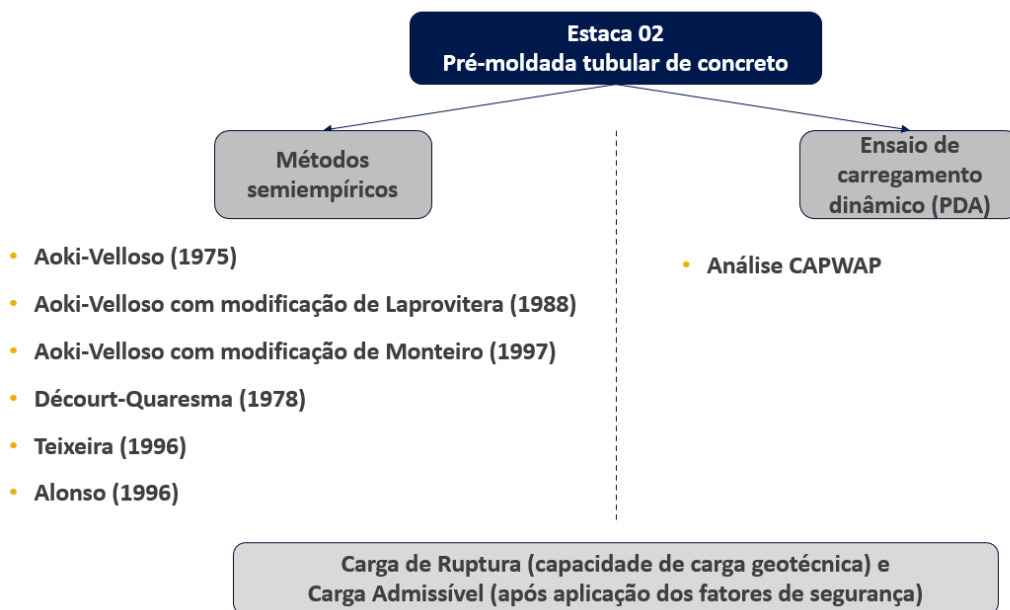
A estaca apresenta as seguintes dimensões:

- Diâmetro: 42,00 cm (modelo Cassol);
- Perímetro lateral: 131,95 cm;
- Área de ponta: 854,513 cm²;
- Profundidade embutida no solo: 19,80 m.

Os métodos semiempíricos utilizados para estimar a capacidade de carga e carga admissível da estaca em questão foram: Aoki e Velloso (1975) e os mesmos com modificações feitas por Laprovitera (1988) e Monteiro (1977), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996) e Alonso (1996).

A fundação em questão foi ensaiada com prova de carga dinâmica por recravação 2 dias após sua cravação original. Foram realizados 4 golpes com altura de queda crescente de 20 cm a 50 cm. O martelo utilizado no sistema bate-estaca possui massa de 5000 kg. Segue abaixo, na Figura 21, um fluxograma esquemático com os métodos aplicados na estaca 02 deste trabalho.

Figura 21 – Esquemático dos métodos aplicados para a estaca 02.



Fonte: Elaborado pelos autores (2021).

3.3 ESTACA METÁLICA PERFIL HP 310x125/79 (ESTACA 03)

A última estaca analisada neste trabalho foi executada como elemento de fundação de uma área destinada a um equipamento industrial de alto carregamento vertical. O solo do local de implantação apresenta camadas de areia fofa, argila mole e areia compacta, sendo o menos competente comparado aos indicados para as estacas 01 e 02 devido à localização próxima ao mar. O ensaio SPT da área estudada está indicado no Anexo C deste trabalho.

A estaca apresenta perfil metálico variável ao longo da sua estrutura e possui as

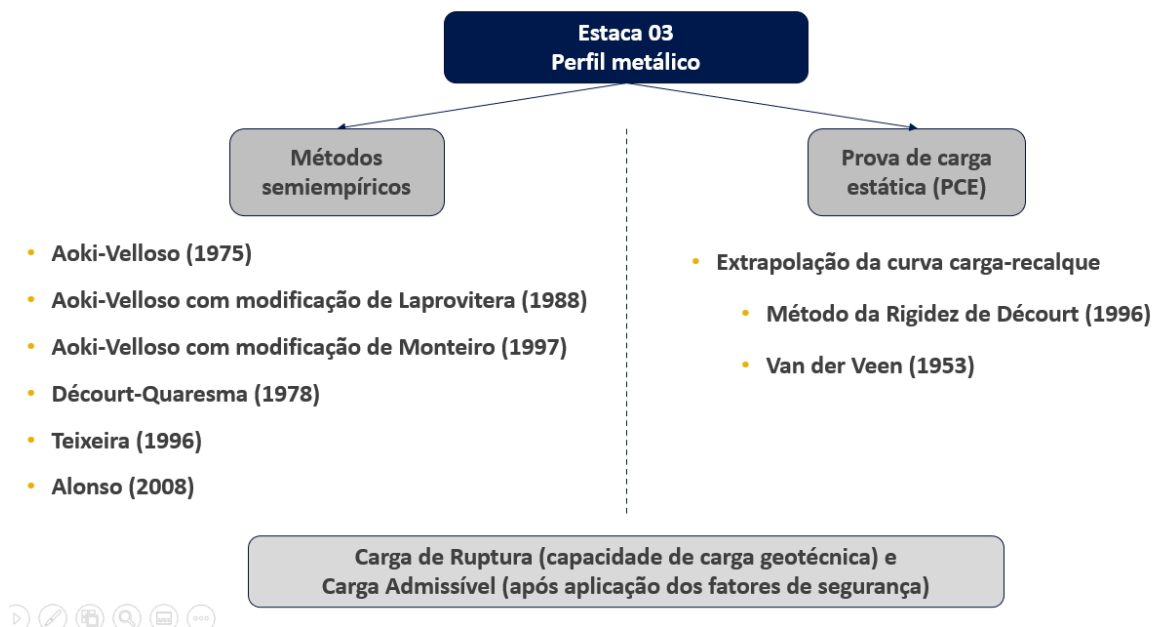
seguintes características:

- Perfis: HP 310x79 para o primeiro elemento cravado e HP 310x125 para os outros elementos;
- Perímetro colado: 177 cm;
- Área de ponta: 100 cm²;
- Profundidade embutida no solo: 36,00 m.

Os métodos semiempíricos utilizados para estimar a capacidade de carga e carga admissível da estaca em questão foram: Aoki e Velloso (1975) e os mesmos com modificações feitas por Laprovitera (1988) e Monteiro (1977), Décourt-Quaresma (1976), Teixeira (1996) e Alonso (2008). Esta foi a única fundação neste trabalho em que foi realizado o ensaio de prova de carga estática.

Exclusivamente para o método de Alonso (2008), foi considerada uma área de ponta e perímetro de acordo com a recomendação indicada na Figura 12. Segue abaixo, na Figura 22, um fluxograma esquemático com os métodos aplicados na estaca 03 deste trabalho.

Figura 22 – Esquemático dos métodos aplicados para a estaca 03.



Fonte: Elaborado pelos autores (2021).

4 RESULTADOS

4.1 ESTACA 01

No quinto golpe realizado no ensaio de prova de carga dinâmica, com altura de queda 80 cm e velocidade de onda 3900 m/s, foi obtida a carga máxima mobilizada do elemento de fundação (a partir do método CAPWAP, indicado na Tabela 16):

Tabela 16 – Resultado análise CAPWAP do ensaio de prova de carga dinâmica.

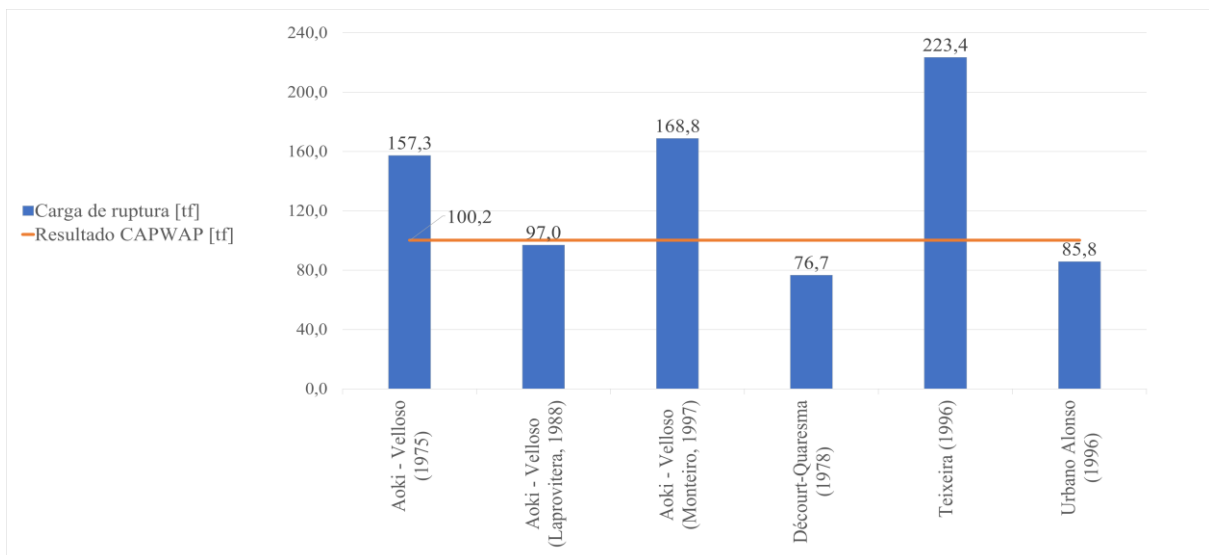
Resistência lateral		Resistência de ponta		Carga total mobilizada [tf]
Carga [tf]	%	Carga [tf]	%	
82,2	82%	18,0	18%	100,2

Fonte: Relatório do ensaio PDA da estaca 01.

O relatório completo do ensaio PDA na estaca 01 está no Anexo D.

Para efeito de comparação, foram dispostos graficamente na Figura 23 os resultados da capacidade de carga (carga de ruptura) para os métodos semiempíricos em relação ao valor encontrado a partir do ensaio de campo.

Figura 23 – Resultado da previsão da capacidade de carga da estaca 01.

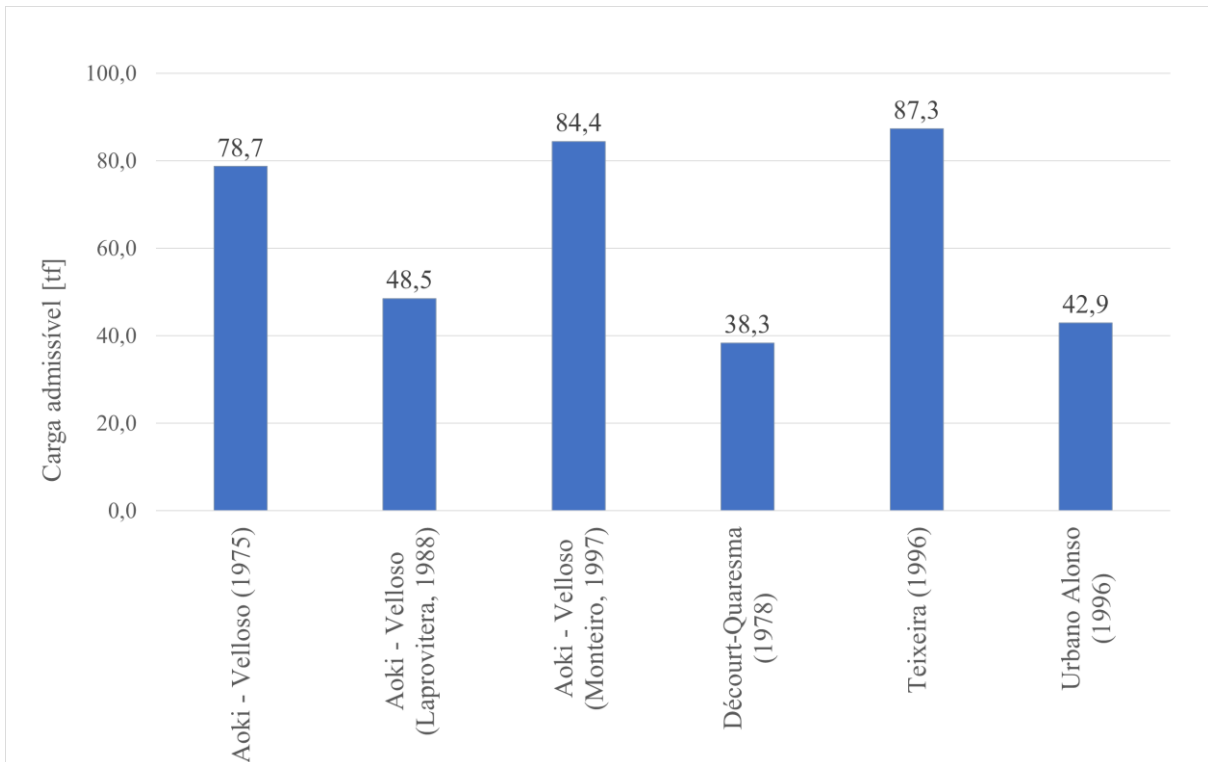


Fonte: Elaborado pelos autores.

Cabe reforçar que para os métodos semiempíricos foi considerada toda a seção da área de ponta da estaca.

Considerando os fatores de segurança indicados para cada método na revisão bibliográfica, foram obtidos os seguintes valores de carga admissível (Figura 24):

Figura 24 – Resultados da previsão de carga admissível da estaca 01.



Fonte: Elaborado pelos autores.

O resultado do cálculo da previsão de capacidade de carga e de carga admissível ao longo do fuste da estaca 01 foram indicados nos gráficos dos Anexo F e G.

4.2 ESTACA 02

Os resultados coletados a partir do método CAPWAP em função dos dados obtidos no ensaio de prova de carga dinâmica foram indicados na Tabela 17:

Tabela 17 – Dados do ensaio de carregamento dinâmico realizado na estaca 02.

Resistência lateral		Resistência de ponta		Carga total mobilizada [tf]
Carga [tf]	%	Carga [tf]	%	
164,6	91%	15,6	9%	180,2

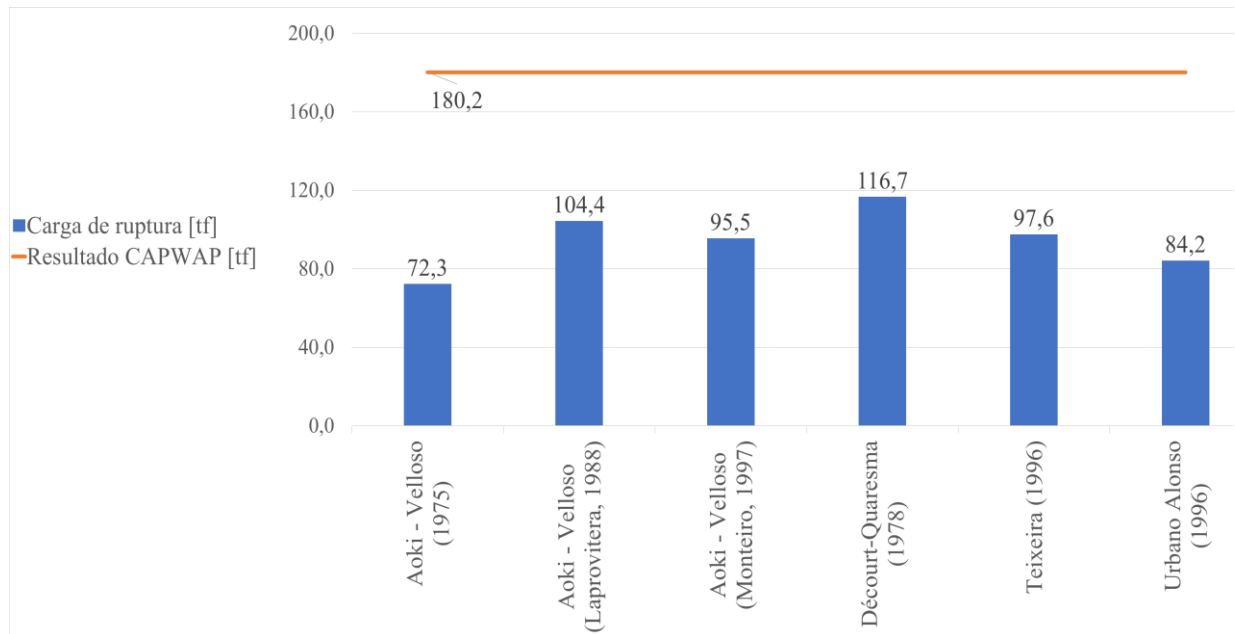
Fonte: Relatório do ensaio PDA da estaca 02.

A carga máxima mobilizada através da análise CAPWAP foi obtida no quarto golpe, com altura de queda 50 cm e velocidade de onda 2800 m/s.

O relatório completo do ensaio PDA na estaca 01 está no Anexo E.

Segue abaixo, na Figura 25, a comparação dos valores de capacidade de carga (carga de ruptura) da estaca obtidos através dos métodos semiempíricos com o valor da análise CAPWAP.

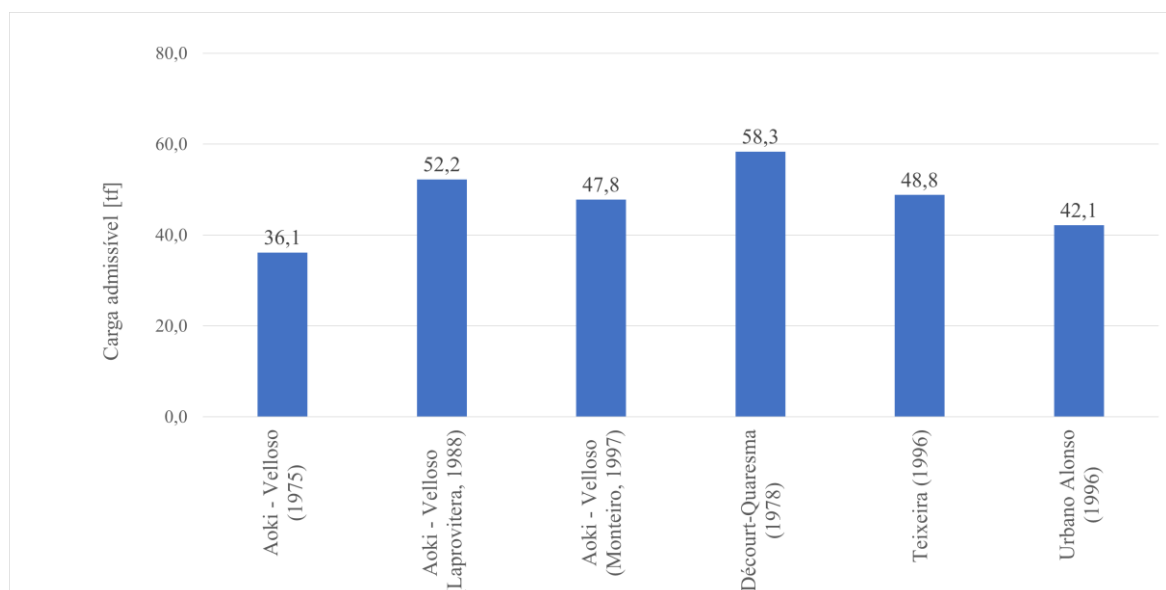
Figura 25 – Resultados da previsão da capacidade de carga da estaca 02.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Ao considerar os fatores de segurança indicados para cada método na revisão bibliográfica deste trabalho, foram obtidos os seguintes valores de carga admissível (Figura 26):

Figura 26 – Resultados da previsão de carga admissível da estaca 02.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Os resultados obtidos pelo cálculo da previsão de capacidade de carga e de carga admissível ao longo do fuste da estaca 02 foram indicados nos gráficos dos Anexos H e I.

4.3 ESTACA 03

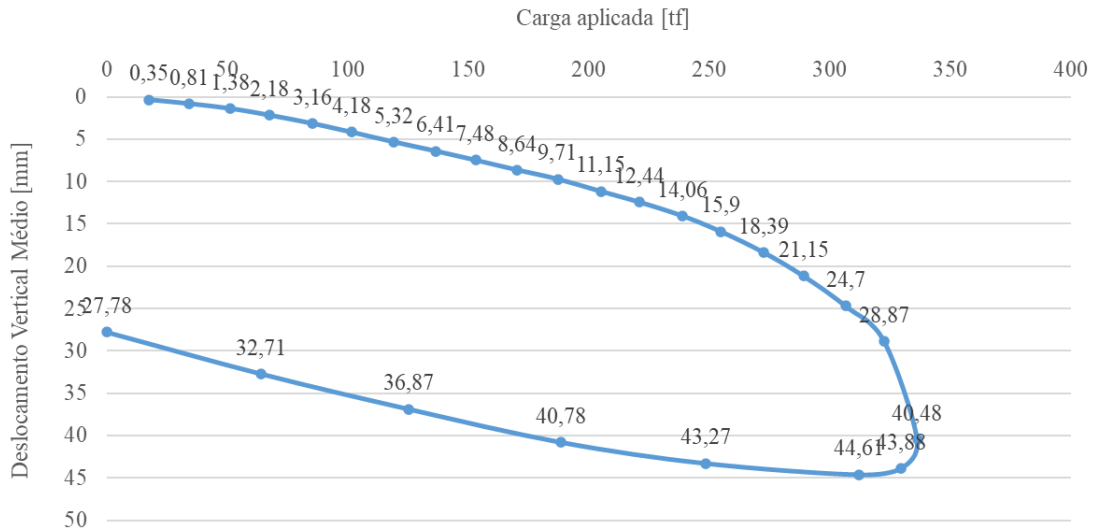
Os resultados de carga aplicada e recalque (deslocamento vertical final médio) obtidos a partir do ensaio de prova de carga estática estão indicados na Tabela 18 e representados graficamente na Figura 27:

Tabela 18 – Relação carga x recalque do ensaio de prova de carga estática da estaca 03.

Etapas	Estágio	Tempo de duração	Carga aplicada	Deslocamento Vertical Final Médio
		[minutos]	[tf]	[mm]
Carregamento Rápido	1°	10	17,6	0,35
	2°	10	34,1	0,81
	3°	10	51,2	1,38
	4°	10	67,7	2,18
	5°	10	85,5	3,16
	6°	10	101,6	4,18
	7°	10	119	5,32
	8°	10	136,6	6,41
	9°	10	153	7,48
	10°	10	170,4	8,64
	11°	10	187,1	9,71
	12°	10	205	11,15
	13°	10	221,1	12,44
	14°	10	238,9	14,06
	15°	10	254,8	15,9
	16°	10	272,7	18,39
	17°	10	289,1	21,15
	18°	10	306,6	24,7
	19°	10	322,6	28,87
	Descarregamento Rápido	20°	0	336,3
20°		5	329,5	43,88
20°		10	312,1	44,61
21°		10	248,4	43,27
22°		10	188,5	40,78
23°		10	125,4	36,87
	24°	10	64,1	32,71
	25°	60	0	27,78

Fonte: Relatório do ensaio PCE da estaca 03.

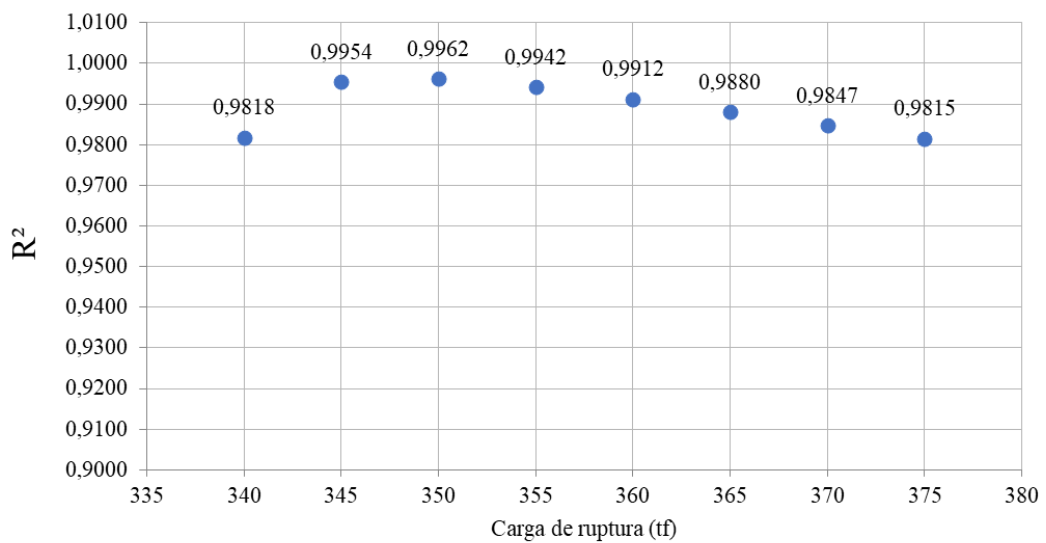
Figura 27 – Resultado ensaio de carregamento estático realizado na estaca 3.



Fonte: Relatório do ensaio PCE da estaca 03.

Ao avaliar os dados obtidos pelo ensaio, tem-se que a carga de ruptura observada na curva carga-recalque foi de 336,3 tf. Entretanto, para fins de comparação neste trabalho, foram aplicadas duas extrapolações distintas para análise da curva. Em função dos dados obtidos pelo ensaio, foi realizada a extrapolação de Van der Veen, na qual tem suas relações apresentadas no Anexo L. O gráfico indicado na Figura 28 relaciona o coeficiente de determinação R^2 com as supostas cargas de ruptura.

Figura 28 - Relação carga de ruptura x R^2 para a estaca 03.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Conforme apresentado, o valor de carga de ruptura com R^2 mais próximo de 1 é de

350 tf pela extrapolação de Van der Veen da curva carga-recalque obtida na prova de carga estática.

Pelo método da Rigidez foram obtidos os valores indicados na Tabela 19.

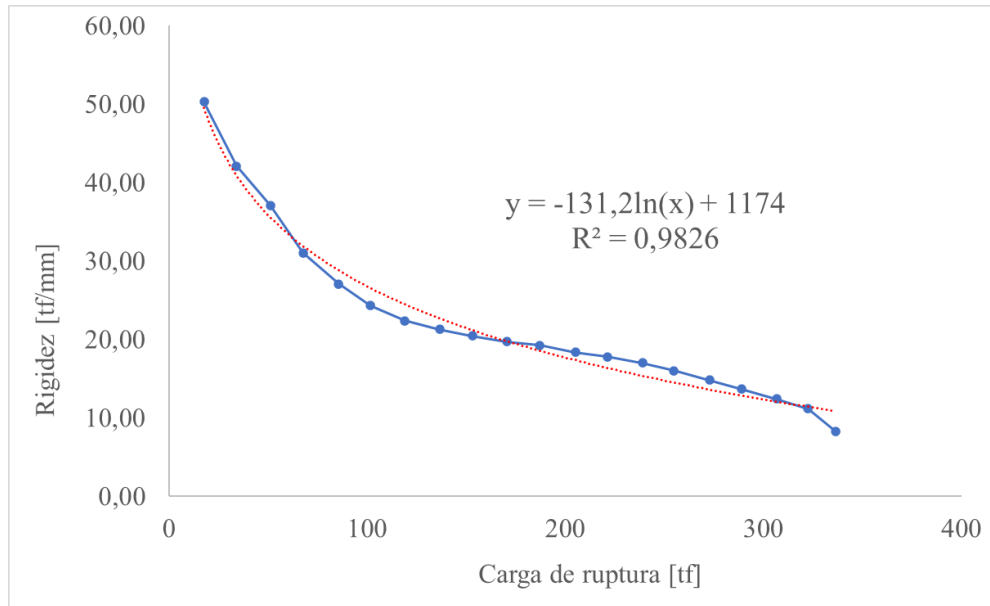
Tabela 19 – Dados de rigidez ao longo do fuste da estaca 03.

Carga aplicada [tf]	Deslocamento Vertical Final Médio [mm]	Rigidez [tf/mm]
17,6	0,35	50,29
34,1	0,81	42,10
51,2	1,38	37,10
67,7	2,18	31,06
85,5	3,16	27,06
101,6	4,18	24,31
119	5,32	22,37
136,6	6,41	21,31
153	7,48	20,45
170,4	8,64	19,72
187,1	9,71	19,27
205	11,15	18,39
221,1	12,44	17,77
238,9	14,06	16,99
254,8	15,9	16,03
272,7	18,39	14,83
289,1	21,15	13,67
306,6	24,7	12,41
322,6	28,87	11,17
336,3	40,48	8,31

Fonte: Elaborado pelos autores.

Ao realizar a extrapolação da curva carga-rigidez foram encontradas através de regressão duas equações, uma logarítmica (com $R^2 = 0,9826$) e outra linear (com $R^2=0,8319$).

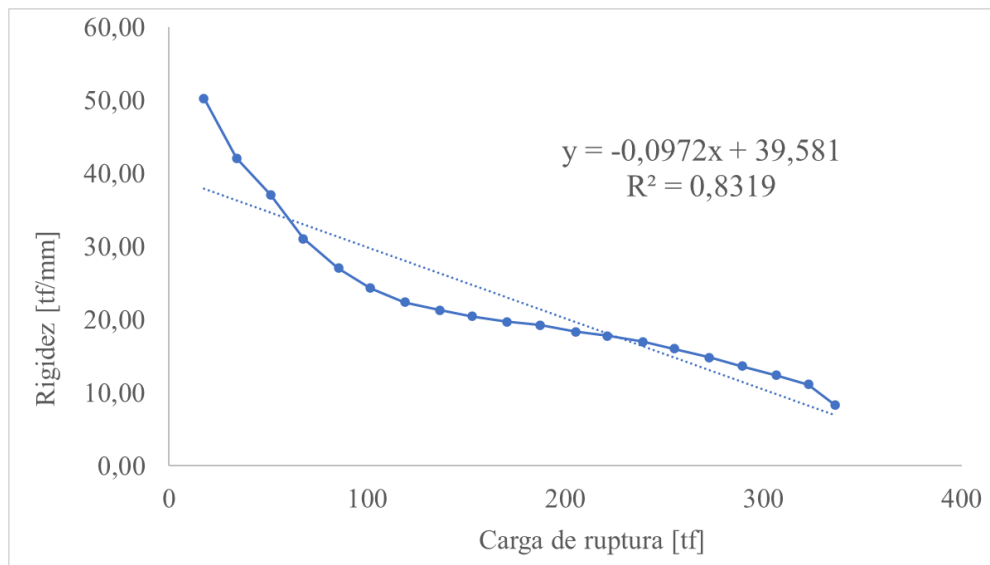
Figura 29 – Exploração da curva aplicando linha de tendência logarítmica para a estaca 03.



Fonte: Elaborado pelos autores.

A curva logarítmica foi a que mais se adequou, com um coeficiente de determinação mais próximo de 1. Entretanto, a carga de ruptura encontrada foi de 769 tf, desajustada com o valor indicado no ensaio.

Figura 30 – Exploração da curva aplicando linha de tendência linear para a estaca 03.



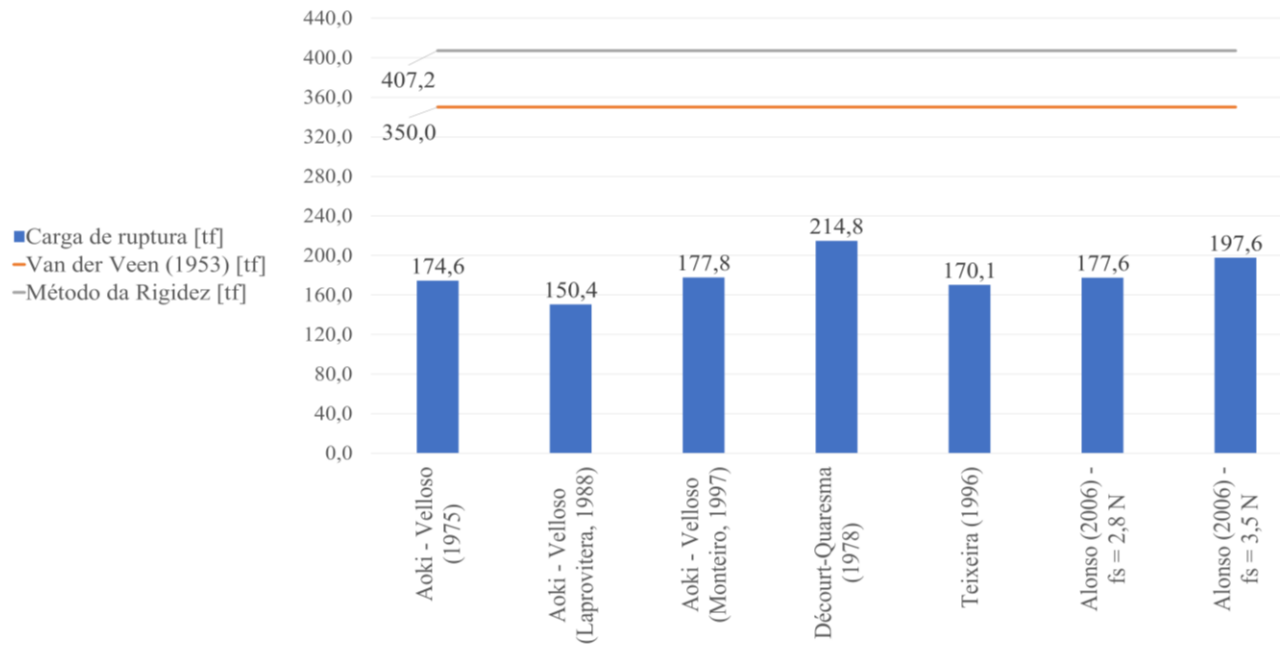
Fonte: Elaborado pelos autores.

Embora a regressão linear tenha dado um coeficiente de determinação inferior, o resultado obtido por tal equação foi de 407 tf, sendo um valor mais próximo ao real observado na curva carga-recalque do ensaio.

Em complemento, foram realizados os cálculos da previsão de capacidade de carga

(carga de ruptura) através dos métodos semiempíricos já citados. Os resultados foram indicados e comparados com o valor obtido nos métodos na Figura 31.

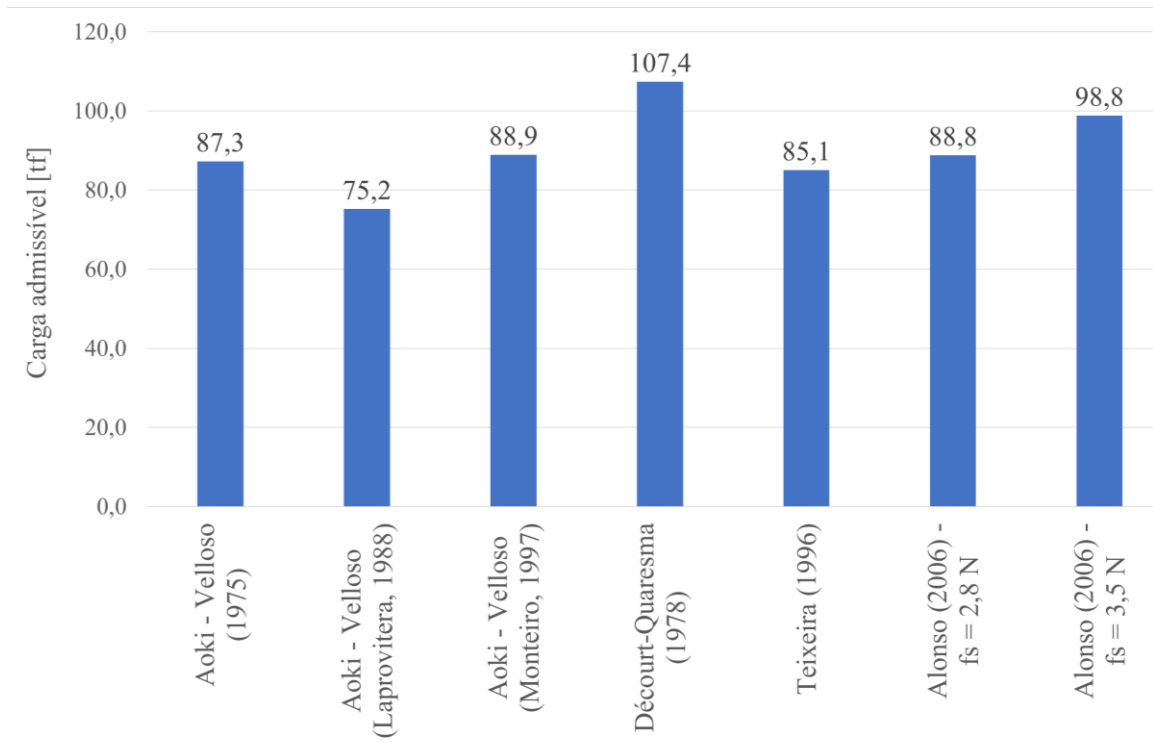
Figura 31 – Resultados da previsão da capacidade de carga da estaca 03.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Por fim, foram aplicados os fatores de segurança relativos a cada método semiempírico e foi indicada a relação dos resultados de carga admissível no gráfico da Figura 32.

Figura 32 – Resultados da previsão de carga admissível da estaca 03.



Fonte: Elaborado pelos autores.

Os resultados obtidos pelo cálculo da previsão de capacidade de carga e de carga admissível ao longo do fuste da estaca 03 foram indicados nos gráficos dos Anexos J e K.

4.4 RELAÇÃO GERAL DOS RESULTADOS

Posteriormente a realização de todos os cálculos para todos os métodos propostos ao longo do trabalho, segue abaixo (Tabela 20 e Tabela 21) a relação total entre todos os resultados obtidos para a capacidade de carga e para a carga admissível nas três estacas analisadas.

Tabela 20 – Relação dos resultados dos métodos de previsão da capacidade de carga das estacas.

Carga de ruptura [tf]			
Método	ESTACA 01 Hélice contínua	ESTACA 02 Pré-moldada tubular de concreto	ESTACA 03 Metálica
Aoki-Velloso (1975)	157,3	72,3	174,6
Aoki-Velloso (Laprovitera, 1988)	97	104,4	150,4
Aoki-Velloso (Monteiro, 1997)	168,8	95,5	177,8
Décourt-Quaresma (1978)	76,6	116,7	214,8
Teixeira (1996)	223,4	97,6	170,1
Alonso (1996)	85,8	84,2	-
Alonso (2008) - $f_s=2,8N$	-	-	177,6
Alonso (2008) - $f_s=3,5N$	-	-	197,6
CAPWAP	100,2	180,2	-
Van der Veen (1953)	-	-	350
Rigidez	-	-	407,2

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 21 – Relação dos resultados dos métodos de previsão da carga admissível das estacas.

Carga admissível [tf]			
Método	ESTACA 01 Hélice contínua	ESTACA 02 Pré-moldada tubular de concreto	ESTACA 03 Metálica
Aoki-Velloso (1975)	78,7	36,1	87,3
Aoki-Velloso (Laprovitera, 1988)	48,5	52,2	75,2
Aoki-Velloso (Monteiro, 1997)	84,4	47,8	88,9
Décourt-Quaresma (1978)	38,3	58,3	107,4
Teixeira (1996)	87,3	48,8	85,1
Alonso (1996)	42,9	42,1	-
Alonso (2008) - $f_s=2,8N$	-	-	88,8
Alonso (2008) - $f_s=3,5N$	-	-	98,8

Fonte: Elaborado pelos autores.

5 DISCUSSÃO

Após a análise dos resultados obtidos, a primeira observação se refere quanto à variação dos resultados de capacidade de carga e carga admissível a partir dos métodos semiempíricos, uma vez que a variação observada entre os métodos para a estaca hélice contínua (estaca 01) é consideravelmente superior à variação notada para as demais estacas.

Para a estaca 01 (hélice contínua), ao comparar os resultados dos métodos semiempíricos realizados a partir dos dados de sondagem à percussão (SPT) com o resultado da análise CAPWAP (realizada após a prova de carga dinâmica), notou-se que os métodos de Aoki-Velloso com modificação de Laprovitera (1988), Décourt-Quaresma (1978) e Alonso (1996) apresentaram resultados conservadores e a favor da segurança. Em contrapartida, os métodos de Aoki-Velloso (1975), Aoki-Velloso com modificação de Monteiro (1997) e Teixeira (1996) apresentaram resultados contra a segurança, ou seja, indicando capacidade de carga superior ao resultado do CAPWAP. Os resultados dos métodos semiempíricos para carga admissível replicaram a variação observada para as cargas de ruptura, porém consideraram o fator de segurança recomendado a cada método.

Para os métodos que indicaram uma capacidade de carga contra a segurança na estaca 01, notou-se que os resultados para a contribuição da ponta na resistência calculada apontaram resistência de ponta consideravelmente superior a 20% da carga última prevista total. Ao analisar o resultado do método CAPWAP (Tabela 16), observa-se que o resultado obtido nesse caso se enquadrou a uma distribuição de cerca de 20% da carga advinda da contribuição de ponta e 80% da contribuição do atrito lateral.

Segundo Mantuano (2013), há uma hipótese de que o desempenho na resistência das cargas pelas estacas hélice contínua é rigorosamente alterado pelo método executivo e construtivo, incluindo a perícia realizada pelo operador do equipamento de execução. Sendo assim, vale ressaltar que a resistência de ponta considerada para o cálculo da capacidade de carga da estaca 01 considerou total contribuição da ponta (100% da área da seção transversal da estaca na ponta), o que é a condição ideal do ponto de vista executivo. Porém, na realidade não é o que ocorre na maioria das execuções em campo. Por estes motivos, é imprescindível a execução de ensaios de prova de carga para verificação do desempenho de tal modelo de estaca.

Para a estaca 02 (tubular pré-moldada de concreto) foi constatada uma contribuição menor da ponta na obtenção dos valores de capacidade de carga e carga admissível em relação à estaca 01, com valores da resistência de ponta mais próximos à distribuição de 20% da

contribuição para a ponta e 80% da resistência lateral. Além disso, foi observado que os resultados obtidos para a carga de ruptura nos métodos semiempíricos foram significativamente mais conservadores do que os obtidos para a estaca 01.

O método semiempírico que obteve o valor mais próximo do adquirido pela análise CAPWAP foi o de Décourt-Quaresma (1978). Já o método mais conservador em relação aos dados capturados no ensaio de prova de carga foi o de Aoki-Velloso (1975). Para a estaca 02, os valores de carga admissível também foram alcançados considerando os fatores de segurança a partir dos resultados de carga de ruptura, apresentando uma variação consideravelmente menor que o comparado para os valores da estaca 01 (hélice contínua).

Por fim, para a estaca 03 (metálica), a única fundação deste trabalho em que foi realizada uma prova de carga estática, foi ressaltado um resultado dos métodos semiempíricos ainda mais conservador em comparação com as outras estacas, no que se refere aos resultados obtidos pelas extrapolações da curva carga-recalque adquirida a partir do ensaio de prova de carga. Também foi observado que nesse caso a carga de resistência lateral apresentou uma contribuição da resistência lateral acima de 80% da resistência total geotécnica do elemento de fundação.

O método de extrapolação da Rigidez trouxe o maior resultado para a carga de ruptura. Foi notado que o valor encontrado por essa extrapolação não foi condizente com a curva carga-recalque obtida pela prova de carga (Figura 27), sendo um resultado considerado de risco à segurança pelos autores. Logo, assim como comentado por Ramos (2020) e Alves (2014), o método da Rigidez não se adequa tão bem ao comportamento da curva carga-recalque quanto outros métodos. Em compensação, o resultado obtido pela extrapolação de Van der Veen (1953) se mostrou mais conservador e coerente com o comportamento da curva carga-recalque obtida no ensaio.

A comparação entre os métodos semiempíricos calculados para a estaca 03 e os resultados da prova de carga estática indicou que o método com mais proximidade da carga de ruptura obtida no ensaio foi o de Décourt-Quaresma (1978). Em complemento, observou-se que, assim como observado por Cury Filho (2016) no estudo de caso de sua dissertação, a utilização do $f_s = 3,5 N$ conduziu um resultado de previsão de carga de ruptura e carga admissível mais próximo do obtido pelo ensaio do que o $f_s = 2,8 N$.

Já no que se refere ao método semiempírico mais conservador para a estaca metálica, observou-se que o método de Aoki-Velloso com modificação de Laprovitera (1988) apresentou o menor resultado de carga de ruptura e carga admissível.

Para fins de comparação, ressalta-se que a única estaca que apresentou previsões de

capacidade de carga pelos métodos semiempíricos superestimadas em relação aos resultados das provas de carga foi a estaca 01. Em contrapartida, avaliando os resultados dos métodos semiempíricos para as estacas 02 e 03 subestimam a capacidade de carga.

6 CONCLUSÃO

Após revisitar os conceitos encontrados na bibliografia, que embasa o dimensionamento geotécnico de estacas, as investigações geotécnicas e a execução de ensaios de prova de carga em estacas-teste, com o intuito de fundamentar a obtenção dos métodos mais adequados de previsão da carga de ruptura em estacas, e aplicando tais conceitos em um caso real, foram observados resultados distintos para cada método semiempírico, tipo de estaca e perfil geotécnico.

Estes desvios podem estar relacionados aos diferentes fatores tomados como base para os modelos. Todos os métodos semiempíricos abordados utilizam os resultados do ensaio SPT, que por si só pode apresentar desvios e erros de execução. Além disso, alguns dos métodos adotam parâmetros específicos nas suas formulações que mesmo bem embasados, são frutos da avaliação, estudo e interpretação do próprio aplicador do método, podendo originar desvios de análise e, conseqüentemente, de resultados.

A fim de obter os métodos mais adequados para cada situação foram observados resultados distintos, que implicam a estimativa de situações muito conservadoras ou até mesmo contra a segurança. O método que para as três estacas estudadas apresentou os resultados de carga de ruptura a favor da segurança mais próximos dos resultados coletados dos ensaios em campo foi o de Décourt-Quaresma (que a princípio foi elaborado para ser aplicado em estacas pré-moldadas).

Não foi encontrado um padrão dos resultados dos métodos semiempíricos até mesmo nas situações em que estes foram aplicados para a mesma fundação. As incertezas envolvidas demandam a continuidade das pesquisas envolvendo os métodos para diferentes tipos de estacas, contribuindo para o enriquecimento da bibliografia e a melhora nos critérios de previsão da carga admissível das fundações nas fases de projeto de obras de médio e grande porte.

A partir deste trabalho, algumas questões levantadas para futuras pesquisas englobam, entre outras: o cálculo da resistência de ponta das estacas hélice contínua nos métodos semiempíricos, comparando-a com ensaios de prova de carga; o ajuste das extrapolações das

curvas carga-recalque; e a contínua pesquisa correlacionando os métodos semiempíricos mais adequados para cada situação de tipo de estaca, carregamento e perfil geotécnico.

Por fim, destaca-se que é fundamental que o engenheiro responsável pela avaliação sempre tome como base o máximo de informações, ferramentas, ensaios em campo e métodos possíveis, adequados à realidade de cada caso, para que a capacidade de carga do sistema seja dimensionada corretamente e de forma econômica, respeitando as condições de segurança estabelecidas pela norma NBR 6122 (2019).

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Blücher, 1983.

ALMEIDA NETO, J. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

ALVES, L. P. F. **Projeto da fundação por estacas de um edifício alto**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, 2014.

AMANN, K. A. P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. **Fundações por estacas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13208**: estacas: ensaio de carregamento dinâmico. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?Q=NzExSXgvT3NncUsrK05ycDVmM0pYbktvWWd6dVNFQkNSTStqMUdOVFP0Yz0=>. Acesso em: 08 dez. 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=426719>. Acesso em: 6 dez. 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16903**: solo: prova de carga estática em fundação. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?Q=NzExSXgvT3NncUsrK05ycDVmM0pYbktvWWd6dVNFQkNSTStqMUdOVFP0Yz0=>. Acesso em: 08 dez. 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: solo: sondagem de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?Q=QUpQNHFZWW1ibXhEczk1SmQ1bzF2MkpTQVQvNfG0M0RvcM5YYkhRZTljVT0=>. Acesso em: 08 dez. 2021.

CABETTE, J. F. **Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico**. 2014. 161f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

CURY FILHO, D. **Previsão da carga de ruptura de estacas metálicas submetidas a esforços de compressão em solo de diabásio da região de Campinas/SP**. 2016. Dissertação (Mestrado em Estrutura Geotécnica) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Campinas, Campinas, 2016.

FIGUEIREDO, L. C. *et al.* Análise comparativa do método de previsão de capacidade de carga para estacas de Lobo (2005) com os métodos semi-empíricos para solo do plano piloto

de Brasília. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2016, Belo Horizonte. **Anais [...]**. Belo Horizonte: ABMS, 2016. Disponível em: <https://core.ac.uk/download/pdf/185256063.pdf>. Acesso em: 7 dez. 2021.

GARCIA, L. P.; SOUZA, L. H. F. Redimensionamento de fundação profunda após análise da carga admissível obtida em ensaio de carregamento dinâmico (PDA). **Revista Engenharia e Tecnologia**, v. 6, n. 2, p. 1-19, ago. 2014. Disponível em: https://web.archive.org/web/20180424180019id_/http://www.revistaret.com.br/ojs-2.2.3/index.php/ret/article/viewFile/256/266. Acesso em: 7 dez. 2021.

GELESOV, Y. T. **Previsão da Capacidade de carga de estacas cavadas em solo arenoso da região de Araquari-SC**. 2015. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2015.

LAURENTINO, B. O. **Estudo de caso comparativo de projeto de fundação por estaca pré-moldada e hélice contínua**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

LOBO, B. A. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas**: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LOPES, F. R.; VELLOSO, D. A. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estaca hélice contínua via prova de carga**. 2005. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

MANTUANO, R. M. **Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice**. 2013. Projeto de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2013.

MELO, L. S. **Análise de viabilidade técnica/econômica entre fundações profundas**: estudo de caso estaca pré-moldada em concreto armado e tipo hélice contínua em um galpão industrial. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário do Sul de Minas Gerais, Varginha, 2018.

MELO, E. O. **Análise do comportamento de estacas pré-moldada e mista, instrumentadas, em solo sedimentar da região do Recife/PE**. 2015. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Geotecnia) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Campinas, Campinas, 2015.

MURAKAMI, D. K. **Novo procedimento para a realização de análise Capwap no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

NEVES, L. F. S. **Metodologia para a determinação da eficiência do ensaio SPT através de prova de carga estática sobre o amostrador padrão.** 2004. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia do Campus de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

OLIVEIRA, D. S. **Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas.** 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia do Campus de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

PEREIRA, A. B. *et al.* Análise do Desempenho de métodos semiempíricos de previsão de capacidade e carga geotécnica aplicados a estacas pré-moldadas de concreto assentes em argila arenosa. **Brazilian Journal of Development**, Curitiba, v. 6, n. 2, p. 5948-5976, fev. 2020. Disponível em: <https://www.brazilianjournals.com/index.php/BRJD/article/view/6689>. Acesso em: 7 dez. 2021.

PIRES, R. A. **Estudo comparativo de fundações profundas: estaca hélice contínua x estaca tipo Strauss.** 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Ciências Humanas e Sociais, Fundação Carmelitana Mário Palmério, Monte Carmelo, 2018.

RAMOS, H. O. **Análise comparativa dos métodos de previsão de carga de estacas: um estudo de caso.** 2020. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2020.

ROCHA, B. P. **Emprego do ensaio SPT sísmico na investigação de solos tropicais.** 2013. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia do Campus de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

SOUZA, G. S. *et al.* Controle de qualidade de fundação através de ensaio de carregamento dinâmico em estaca pré-moldada. *In: ENCONTRO LATINO AMERICANO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA*, 15.; *ENCONTRO LATINO AMERICANO DE PÓS GRADUAÇÃO*, 11.; *ENCONTRO LATINO AMERICANO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA*, 5., 2011, São José dos Campos. **Anais [...]**. São José dos Campos: [s.n.], 2011, p. 1-4. Disponível em: http://www.inicepg.univap.br/cd/INIC_2011/anais/arquivos/0452_0606_01.pdf. Acesso em: 9 dez. 2021.

TEIXEIRA, A. L. **Estudo de caso de fundação em estaca tipo hélice contínua em sites de mineração: dimensionamento e análise comparativa.** 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização em Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.

VELLOSO, H.V. **Análise de desempenho dos métodos de capacidade de carga semi-empíricos e avaliação da probabilidade de ruína de uma fundação em estacas hélice.** 2019. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.

VIANNA, A. P. F. **Análise de provas de carga estática em estacas pré-moldadas cravadas**

na cidade de Curitiba e região metropolitana. 2000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)
– Escola de Engenharia do Campus de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos,
2000.

SITES CONSULTADOS

CASSOL. **Estacas centrífugas**. 2021]. Disponível em: <https://www.cassol.ind.br/pre-fabricado/estacacentrifugada/>. Acesso em: 07 dez. 2021.

CERÂMICA CONSTRULAR. **Tipos de fundação**: você sabe qual é o melhor para sua obra? Disponível em: <https://ceramicaconstrular.com.br/tipos-de-fundacao/>. Acesso em: 07 dez. 2021.

FUNDAÇÕES GEOBRASIL. **Serviços**. 2021. Disponível em: <http://www.fundacoesgeobrasil.com.br/servicosmet.html>. Acesso em: 07 dez. 2021.

GEOFIX. **Serviços**: estaca hélice contínua. [2021]. Disponível em: <http://www.geofix.com.br/servico-ehc.php>. Acesso em: 07 dez. 2021.

MARTELOS HIDRAULÍCOS. **Estaca metálica cravada**. [2021]. Disponível em: <https://www.marteloshidraulicos.com.br/estaca-metalica-cravada>. Acesso em: 07 dez. 2021.

MODULUS. **Ensaio de carregamento dinâmico (PDA)**. [2021]. Disponível em: <http://www.modulusengenharia.com.br/ECD.aspx>. Acesso em: 08 dez. 2021.

PEREIRA, C. Sondagem SPT: o que é e como é feito esse ensaio. **Escola Engenharia**, 6 out. 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/sondagem-spt/>. Acesso em: 08 dez. 2021.

SCHNEIDER, N. **Fundação Radier**: o que é? projeto e execução. 08 abr. 2020. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/fundacao-radier/>. Acesso em: 07 dez. 2021.

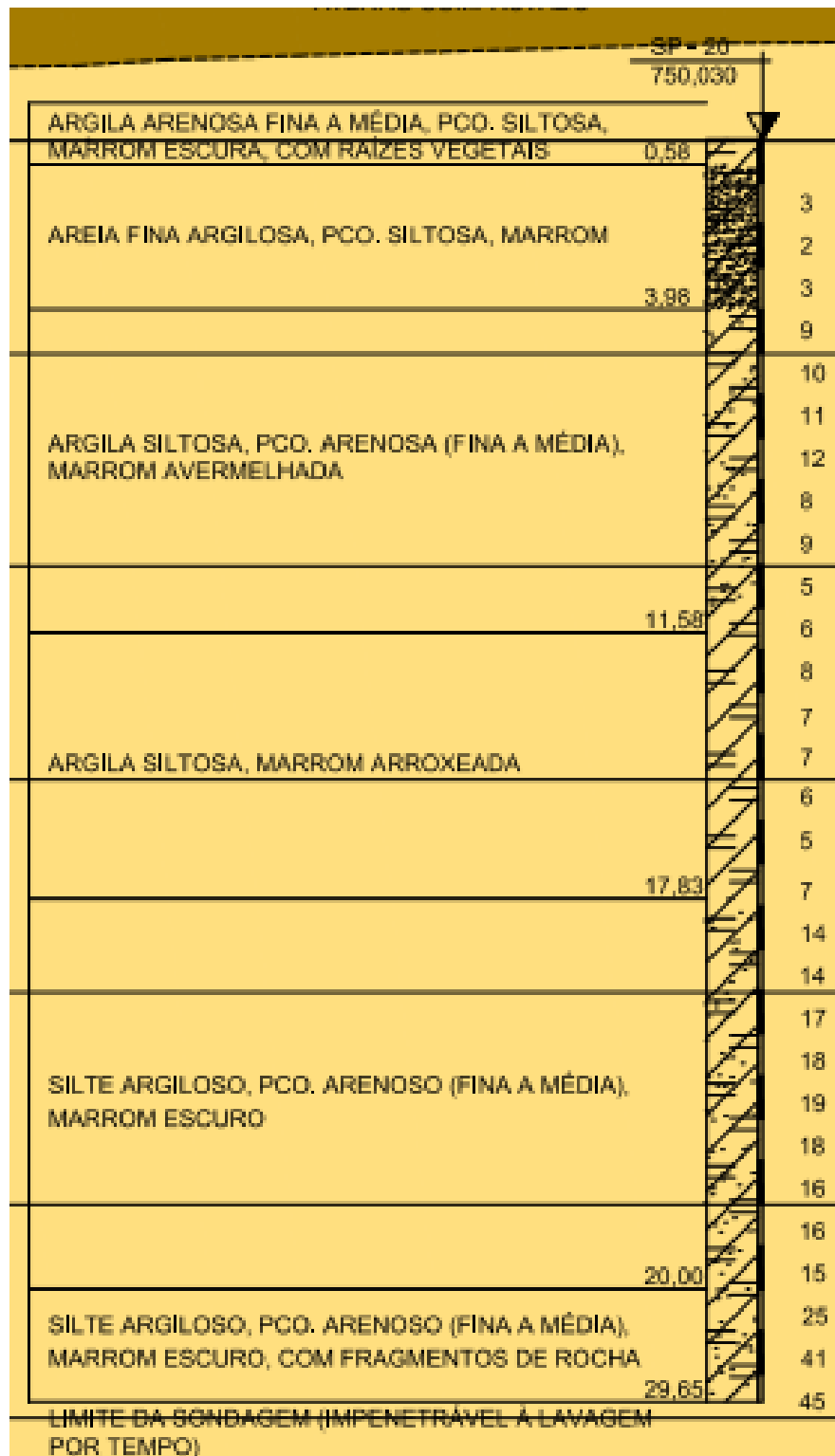
SOTEF. **Serviços**: cravação estacas pré moldadas. [2021]. Disponível em: <http://www.sotef.com.br/servicos/cravacao-estacas-pre-moldadas>. Acesso em: 07 dez. 2021.

TREVISANO. **Serviços**. [2020]. Disponível em: <https://www.trevisano.com.br/servicos>. Acesso em: 07 dez. 2021.

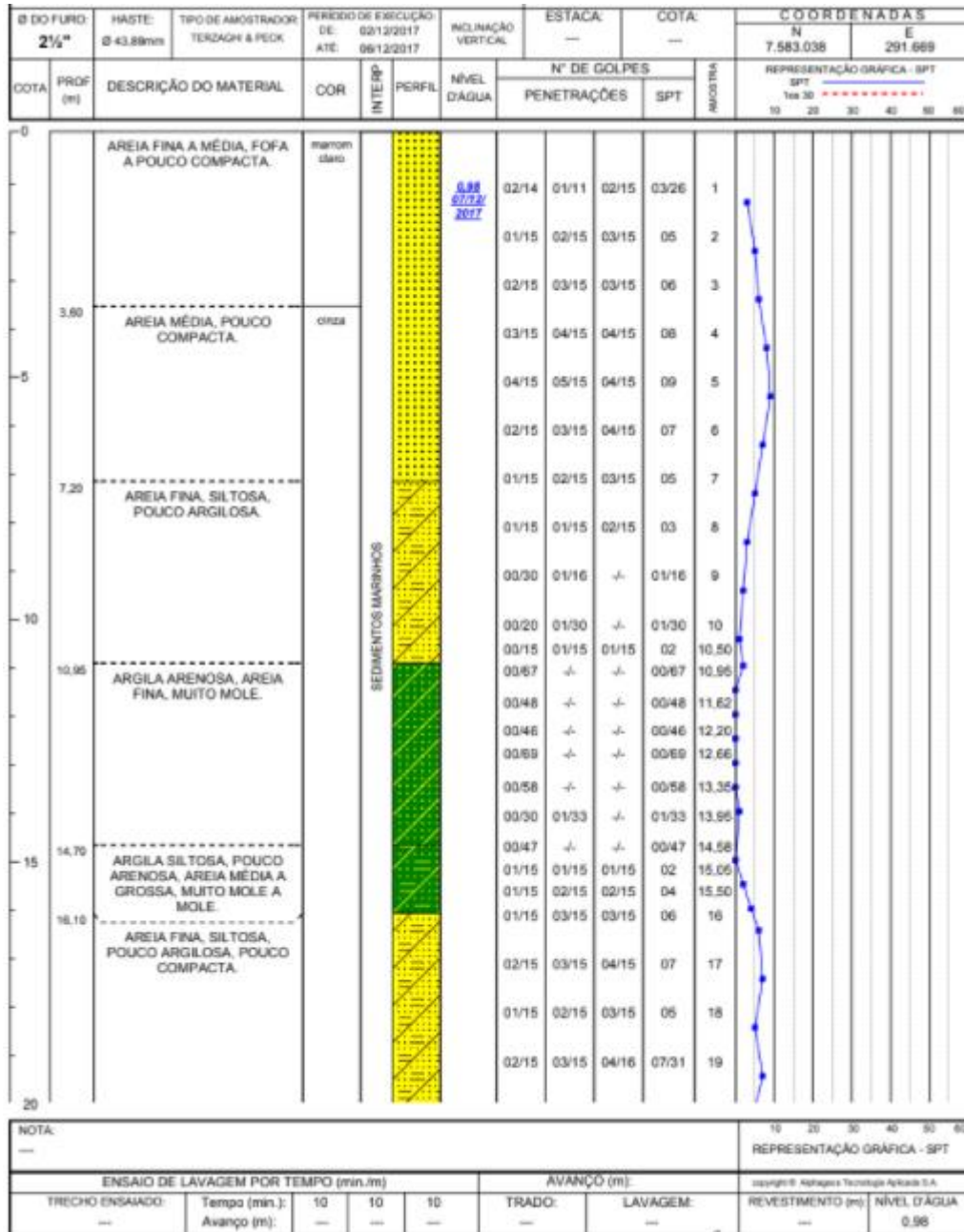
ANEXO A - RELATÓRIO SPT | ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

PROFUNDIDADE (m)	FURACÃO	ELEVAMENTO	MANDRAS	ESTRATIGRAFIA	SIMBOLOGIA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	ALTURA	FRATURAMENTO	RESISTÊNCIA	% RECUP.	% R.Q.D.	S.P.T.		ENSAIO	PROFUNDIDADE (m)
												100-3000	100-3000		
1.00					Recente	Aterro heterogêneo, silteoso, arenoso, argiloso, micáceo. Apresenta fragmentos de quartzo de tamanho milimétrico. Cor marrom avermelhada, com partes bege. Resistência média						4	30		1
1.45													5	30	
2.00												3	30		3
2.45												3	30		4
3.00												3	30		5
3.45												3	30		6
4.00												2	30		7
4.45												2	30		8
5.00						Aterro argilo silteoso. Cor marrom a marrom escura. Resistência média a rija.						3	30		9
5.45												3	30		10
6.00												2	30		11
6.45												2	30		12
7.00												2	30		13
7.45												2	30		14
8.00					Am	Solo residual de, arenoso (fino a médio), pouco silteoso, pouco micáceo. Cor ocre a marrom clara. Resistência pouco compacta a medianamente compacta.						2	30		15
8.45													2	30	
9.00												4	30		17
9.45												4	30		18
10.00												4	30		19
10.45						Saprolito de gnaíse, arenoso (fino a médio), pouco silteoso, pouco micáceo. Cor ocre a marrom clara. Resistência muito compacta.						18	40		20
11.00												12	40		21
11.45												12	40		22
12.00												16	34		23
12.43												16	34		24
13.00						Saprolito de gnaíse, arenoso (fino a médio), silteoso, micáceo (biotita). Apresenta foliação relictual. Cor cinza a preta, com pintas brancas. Resistência muito compacta.						22	38		25
13.42												22	38		26
14.00												21	38		27
14.40												21	38		28
15.00												20	38		29
15.30												20	38		30
15.30						15.3m- Fim de Sondagem						18	40		31

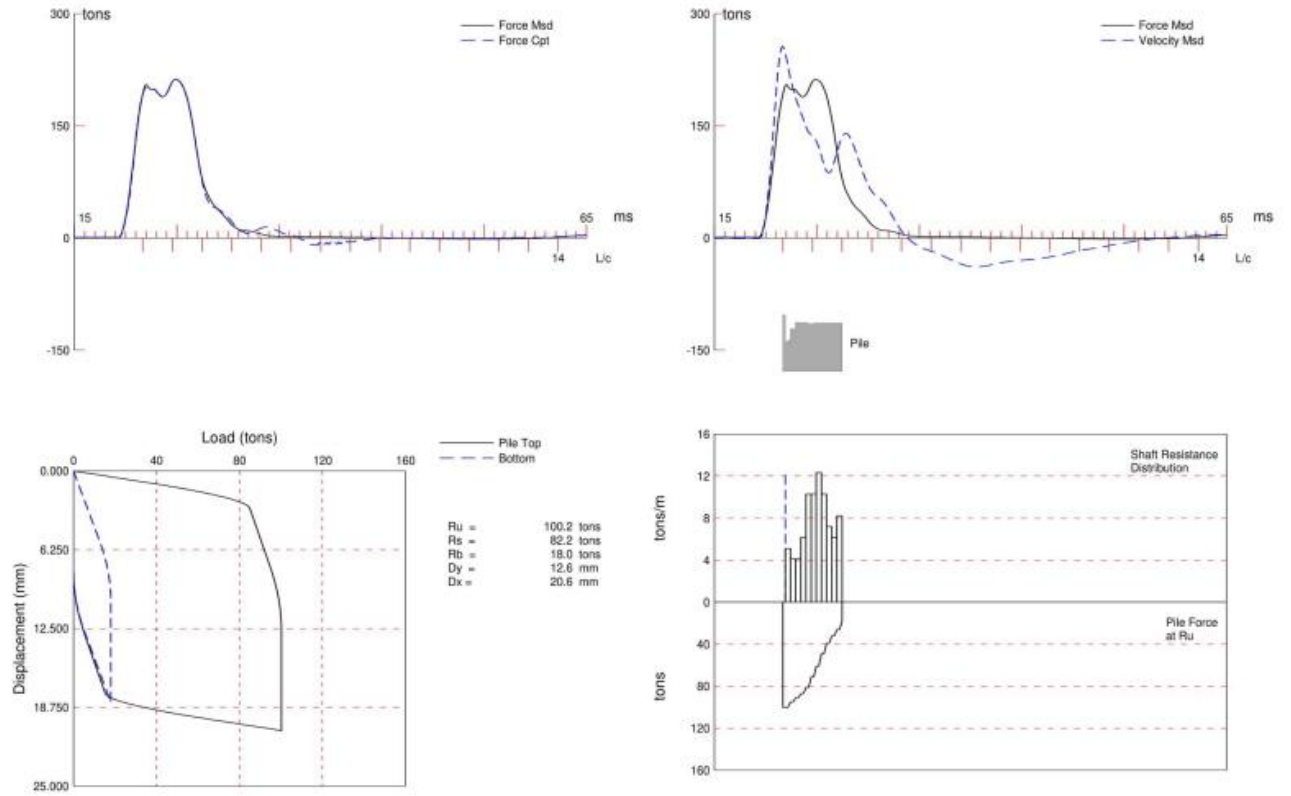
ANEXO B - ENSAIO SPT | ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO



ANEXO C - ENSAIO SPT | ESTACA METÁLICA HP310X125/79 PARTE I



ANEXO D - ENSAIO DE PROVA DE CARGA DINÂMICA - ESTACA HÉLICE CONTÍNUA | PARTE I



**ANEXO D - ENSAIO DE PROVA DE CARGA DINÂMICA - ESTACA HÉLICE
CONTÍNUA | PARTE II**

CAPWAP SUMMARY RESULTS								
Total CAPWAP Capacity:			100.2; along Shaft	82.2; at Toe	18.0 tons			
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in File tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m
				100.2				
1	1.6	1.1	5.0	95.2	5.0	4.76	3.70	0.622
2	2.5	2.0	4.0	91.2	9.0	4.11	3.27	0.622
3	3.5	3.0	4.0	87.2	13.0	4.11	3.27	0.622
4	4.5	4.0	6.0	81.2	19.0	6.17	4.91	0.622
5	5.5	5.0	10.0	71.2	29.1	10.29	8.19	0.622
6	6.4	5.9	10.0	61.2	39.1	10.29	8.19	0.622
7	7.4	6.9	12.0	49.1	51.1	12.34	9.82	0.622
8	8.4	7.9	10.0	39.1	61.2	10.29	8.19	0.622
9	9.4	8.9	7.0	32.1	68.2	7.20	5.73	0.622
10	10.3	9.8	6.0	26.1	74.2	6.17	4.91	0.622
11	11.3	10.8	8.0	18.0	82.2	8.23	6.55	0.622
Avg. Shaft			7.5			7.61	6.04	0.622
Toe			18.0				127.20	0.080
Soil Model Parameters/Extensions						Shaft	Toe	
Quake	(mm)					1.005	7.961	
Case Damping Factor						0.377	0.011	
Unloading Quake	(% of loading quake)					30	35	
Reloading Level	(% of Ru)					100	100	
Unloading Level	(% of Ru)					4		
Resistance Gap (included in Toe Quake)	(mm)						0.510	
Soil Plug Weight	(tons)						0.12	
Soil Support Dashpot						0.316	0.000	
Soil Support Weight	(tons)					0.66	0.00	
<hr/>								
CAPWAP match quality	=	2.02		(Wave Up Match) ;	RSA = 0			
Observed: final set	=	8.000 mm;		blow count	=	125 b/m		
Computed: final set	=	8.101 mm;		blow count	=	123 b/m		
max. Top Comp. Stress	=	0.152 tons/cm ²	(T=	25.3 ms,	max=	1.160 x Top)		
max. Comp. Stress	=	0.177 tons/cm ²	(Z=	5.5 m,	T=	23.7 ms)		
max. Tens. Stress	=	-0.007 tons/cm ²	(Z=	1.1 m,	T=	38.7 ms)		
max. Energy (EMX)	=	1.57 tonne-m;	max. Measured Top Displ.	(DMX)=	11.43 mm			

ANEXO D - ENSAIO DE PROVA DE CARGA DINÂMICA - ESTACA HÉLICE CONTÍNUA | PARTE III

EXTREMA TABLE								
File	Dist.	max.	min.	max.	max.	max.	max.	max.
Spnt	Below	Force	Force	Comp.	Tens.	Transfd.	Veloc.	Displ.
No.	Gages			Stress	Stress	Energy		
	m	tons	tons	tons/cm ²	tons/cm ²	tonne-m	m/s	mm
1	0.6	215.9	-8.8	0.152	-0.006	1.57	1.8	11.478
2	1.1	217.5	-8.3	0.172	-0.007	1.57	1.7	11.446
4	2.0	210.8	-6.3	0.168	-0.005	1.48	1.6	11.315
5	2.5	213.4	-5.7	0.170	-0.005	1.48	1.6	11.291
6	3.0	209.1	-4.7	0.166	-0.004	1.41	1.6	11.272
7	3.5	214.8	-4.2	0.171	-0.003	1.41	1.6	11.251
8	4.0	213.9	-3.4	0.170	-0.003	1.33	1.6	11.232
9	4.5	220.9	-3.3	0.176	-0.003	1.33	1.6	11.213
10	5.0	216.5	-2.1	0.172	-0.002	1.23	1.7	11.196
11	5.5	221.8	-1.9	0.177	-0.002	1.23	1.7	11.177
12	5.9	209.2	-1.4	0.166	-0.001	1.06	1.8	11.159
13	6.4	211.8	-1.6	0.169	-0.001	1.06	1.8	11.139
14	6.9	197.0	-1.1	0.157	-0.001	0.89	1.8	11.119
15	7.4	197.0	-1.3	0.157	-0.001	0.89	1.8	11.098
16	7.9	175.1	-0.7	0.139	-0.001	0.70	1.8	11.081
17	8.4	168.9	-1.0	0.134	-0.001	0.70	1.8	11.061
18	8.9	140.7	-0.6	0.112	-0.000	0.53	1.8	11.042
19	9.4	125.7	-0.9	0.100	-0.001	0.53	1.9	11.022
20	9.8	98.2	-0.6	0.078	-0.000	0.40	1.9	11.004
21	10.3	80.0	-0.7	0.064	-0.001	0.40	2.0	10.984
22	10.8	52.2	-0.4	0.042	-0.000	0.29	2.1	10.966
23	11.3	33.3	-0.6	0.026	-0.000	0.14	2.1	10.944
Absolute	5.5			0.177			(T =	23.7 mm)
	1.1				-0.007		(T =	38.7 mm)

CASE METHOD										
J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	198.1	173.5	148.8	124.2	99.6	74.9	50.3	25.7	1.1	0.0
RX	198.1	173.5	148.8	124.2	99.6	74.9	50.3	32.6	32.2	32.2
RU	198.1	173.5	148.8	124.2	99.6	74.9	50.3	25.7	1.1	0.0
RAU =	31.3 (tons);		RA2 = 27.1 (tons)							

Current CAPWP Ru = 100.2 (tons); Corresponding J(RP) = 0.40; J(RX) = 0.40

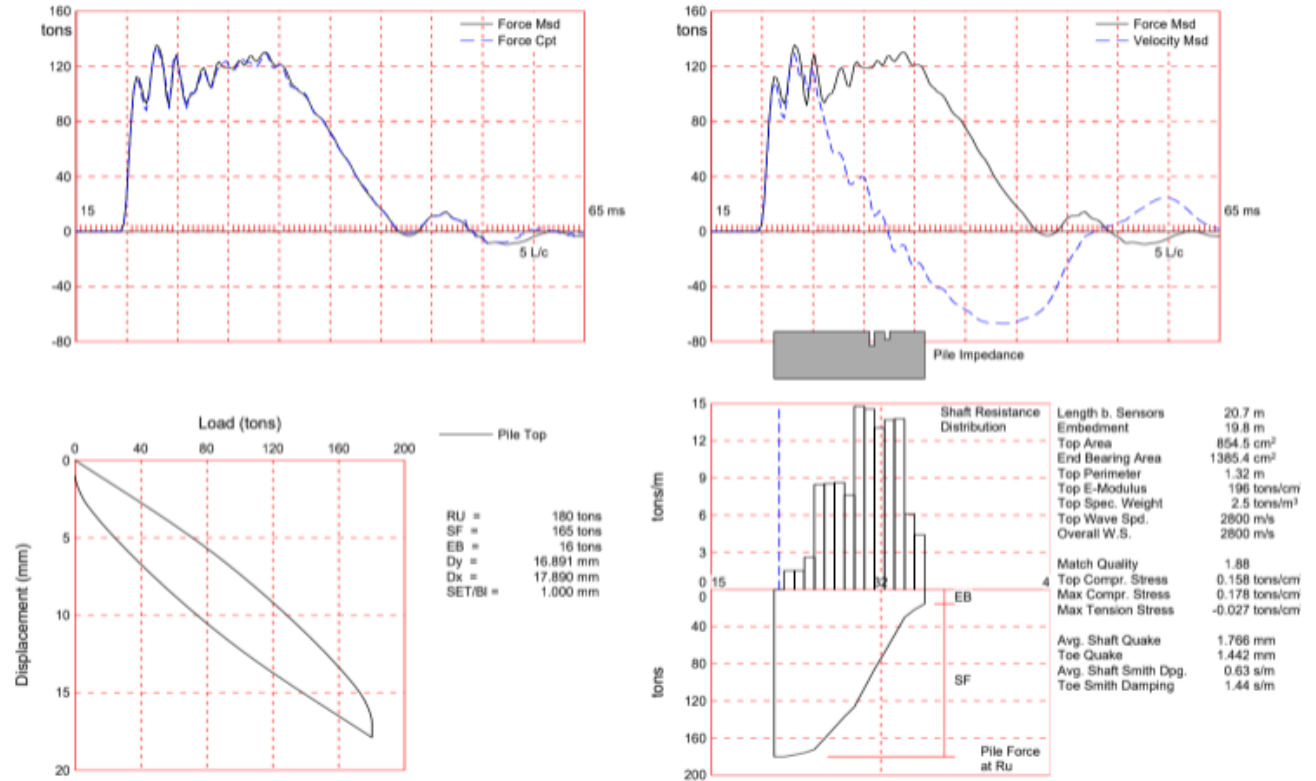
VMX	TVP	VT1*E	FT1	FMX	DMX	DFW	SET	EMX	QUS
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tonne-m	tons
1.90	21.79	257.4	187.0	212.4	11.434	8.001	8.000	1.6	161.4

FILE PROFILE AND FILE MODEL				
Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm ²	tons/cm ²	tons/m ³	m
0.00	1418.63	372.7	2.403	1.335
0.60	1418.63	372.7	2.403	1.335

**ANEXO D - ENSAIO DE PROVA DE CARGA DINÂMICA - ESTACA HÉLICE
CONTÍNUA | PARTE IV**

PILE PROFILE AND PILE MODEL									
	Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m				
	0.61	1256.64	268.0	2.403	1.257				
	11.30	1256.64	268.0	2.403	1.257				
Toe Area		0.142	m ²						
Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Tension Slack mm	Eff.	Compression Slack mm	Eff.	Perim. m	Soil Plug tons
1	0.57	135.57	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.335	0.00
2	1.07	70.64	-31.84	0.000	0.000	-0.040	0.170	1.261	0.00
3	1.55	74.83	-26.51	0.000	0.000	-0.050	0.160	1.257	0.00
4	2.04	101.83	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.00
6	3.02	117.83	15.71	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.01
7	3.50	116.83	14.73	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.01
8	3.99	116.83	14.73	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.00
9	4.48	116.83	14.73	0.000	0.000	-0.000	1.000	1.257	0.00
10	4.97	115.83	13.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.00
11	5.45	113.83	11.78	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.00
13	6.43	115.83	13.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.00
14	6.91	115.83	13.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.02
15	7.40	115.83	13.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.03
16	7.89	115.83	13.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.04
18	8.86	115.83	13.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.03
19	9.35	115.83	13.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.02
20	9.84	115.83	13.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.01
21	10.33	115.83	13.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.00
23	11.30	115.83	13.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.257	0.00
File Damping	2.0 %	Time Incr	0.126 ms	Wave Speed	3900.0 m/s	2L/c	5.8 ms		

ANEXO E - ENSAIO DE PROVA DE CARGA DINÂMICA - ESTACA TUBULAR PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO | PARTE I



**ANEXO E - ENSAIO DE PROVA DE CARGA DINÂMICA - ESTACA TUBULAR
PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO | PARTE II**

CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			180.2; along Shaft		164.6; at Toe		15.6 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in File tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				180.2					
1	1.4	0.5	0.0	180.2	0.0	0.00	0.00	0.00	2.431
2	2.8	1.9	2.1	178.1	2.1	1.52	1.15	0.63	2.433
3	4.1	3.2	2.1	176.0	4.2	1.52	1.15	0.63	2.433
4	5.5	4.6	3.6	172.4	7.8	2.61	1.98	0.63	2.433
5	6.9	6.0	11.7	160.7	19.5	8.48	6.43	0.63	2.433
6	8.3	7.4	11.8	148.9	31.3	8.55	6.48	0.63	2.433
7	9.7	8.8	11.9	137.0	43.2	8.62	6.54	0.63	2.433
8	11.0	10.1	10.5	126.5	53.7	7.61	5.77	0.63	2.189
9	12.4	11.5	20.4	106.1	74.1	14.78	11.20	0.63	1.978
10	13.8	12.9	20.1	86.0	94.2	14.57	11.04	0.63	1.765
11	15.2	14.3	18.0	68.0	112.2	13.04	9.89	0.63	1.553
12	16.6	15.7	18.9	49.1	131.1	13.70	10.38	0.63	1.341
13	17.9	17.0	19.0	30.1	150.1	13.77	10.43	0.63	1.129
14	19.3	18.4	8.4	21.7	158.5	6.09	4.61	0.63	0.916
15	20.7	19.8	6.1	15.6	164.6	4.42	3.35	0.63	0.704
Avg. Shaft			11.0			8.31	6.30	0.63	1.766
Toe			15.6				112.60	1.44	1.442
Soil Model Parameters/Extensions						Shaft	Toe		
Case Damping Factor						1.74	0.38		
Damping Type						Viscous	Viscous		
Unloading Quake (% of loading quake)						203	67		
Reloading Level (% of Ru)						100	100		
Soil Plug Weight (tons)							0.027		
Soil Support Dashpot						2.014	0.000		
Soil Support Weight (tons)						0.90	0.00		
CAPWAP match quality = 1.88 (Wave Up Match) ; RSA = 0									
Observed: Final Set = 1.000 mm;				Blow Count = 1000 b/m					
Computed: Final Set = 1.040 mm;				Blow Count = 962 b/m					
Transducer F3(M732) CAL: 146.7; RF: 1.00; F4(M740) CAL: 145.7; RF: 1.00									
A3(K4767) CAL: 402; RF: 1.00; A4(K4768) CAL: 362; RF: 1.00									
max. Top Comp. Stress = 0.158 tons/cm ² (T= 23.4 ms, max= 1.129 x Top)									
max. Comp. Stress = 0.178 tons/cm ² (Z= 6.9 m, T= 27.6 ms)									
max. Tens. Stress = -0.027 tons/cm ² (Z= 6.9 m, T= 51.1 ms)									
max. Energy (EMX) = 1.51 tons-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=13.971 mm									

**ANEXO E - ENSAIO DE PROVA DE CARGA DINÂMICA - ESTACA TUBULAR
PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO | PARTE III**

EXTREMA TABLE								
File Sgmt No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/cm ²	max. Tens. Stress tons/cm ²	max. Trnsfd. Energy tons-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	0.7	135.1	-9.7	0.158	-0.011	1.51	2.2	13.596
2	1.4	132.7	-10.6	0.155	-0.012	1.47	2.3	13.053
4	2.8	143.9	-14.5	0.168	-0.017	1.40	2.1	11.934
6	4.1	148.5	-17.9	0.174	-0.021	1.28	2.2	10.811
8	5.5	151.9	-21.0	0.178	-0.025	1.16	1.8	9.683
10	6.9	152.5	-23.0	0.178	-0.027	1.02	1.9	8.354
12	8.3	146.1	-18.8	0.171	-0.022	0.81	1.5	7.101
14	9.7	134.7	-16.2	0.158	-0.019	0.64	1.4	6.105
16	11.0	129.4	-15.0	0.151	-0.018	0.50	1.3	5.181
18	12.4	122.1	-14.4	0.143	-0.017	0.40	1.2	4.352
19	13.1	98.9	-9.8	0.116	-0.011	0.29	1.2	3.996
20	13.8	103.4	-10.6	0.121	-0.012	0.27	1.0	3.808
21	14.5	81.0	-7.1	0.095	-0.008	0.20	0.9	3.222
22	15.2	78.1	-8.0	0.091	-0.009	0.19	0.9	2.930
23	15.9	64.7	-5.5	0.076	-0.006	0.14	0.8	2.643
24	16.6	70.6	-6.1	0.083	-0.007	0.13	0.7	2.411
25	17.2	53.6	-3.7	0.063	-0.004	0.09	0.7	2.248
26	17.9	52.1	-4.1	0.061	-0.005	0.09	0.7	2.093
27	18.6	39.8	-1.5	0.047	-0.002	0.06	0.6	1.979
28	19.3	40.6	-1.7	0.047	-0.002	0.05	0.6	1.862
29	20.0	32.1	-1.5	0.038	-0.002	0.04	0.7	1.776
30	20.7	27.7	-1.5	0.032	-0.002	0.03	0.8	1.689
Absolute	6.9			0.178			(T = 27.6 ms)	
	6.9				-0.027		(T = 51.1 ms)	

CASE METHOD										
J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RF	183	179	175	172	168	164	160	156	152	148
RX	204	198	192	185	179	172	166	160	153	149
RU	182	178	174	170	166	162	158	154	150	146

RAU = 0 (tons); RA2 = 147 (tons)

Current CAPWAP Ru = 180 (tons); Corresponding J(RF) = 0.08; J(RX) = 0.38

VIX	TVP	VT1*E	FTL	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS	KER
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tons-m	tons	tons/mm
2.2	21.44	109	113	137	13.971	0.925	1.000	1.54	206	11

Possible File Damage at 0.2 L Below Gages?

PILE PROFILE AND PILE MODEL				
Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	854.5	195.9	2.450	1.32
20.7	854.5	195.9	2.450	1.32
Total Area	1385.4	cm²		

**ANEXO E - ENSAIO DE PROVA DE CARGA DINÂMICA - ESTACA TUBULAR
PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO | PARTE IV**

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance tons/m/s	Imped. Change %	Slack tons	Tension Eff.	Compression Slack mm	Eff.	Perim. m	Wave Speed m/s
1	0.7	59.78	0.00	0	0.000	-0.00	0.000	1.32	2800.0
8	5.5	59.78	0.00	0	0.000	-0.20	0.300	1.32	2800.0
9	6.2	59.78	0.00	0	0.000	-0.00	0.000	1.32	2800.0
11	7.6	59.78	0.00	0	0.000	-0.25	0.250	1.32	2800.0
12	8.3	59.78	0.00	0	0.000	-0.00	0.000	1.32	2800.0
20	13.8	42.00	-29.74	0	0.000	-0.00	0.000	1.32	2800.0
21	14.5	59.78	0.00	0	0.000	-0.00	0.000	1.32	2800.0
23	15.9	50.00	-16.36	0	0.000	-0.00	0.000	1.32	2800.0
24	16.6	59.78	0.00	0	0.000	-0.00	0.000	1.32	2800.0
30	20.7	59.78	0.00	0	0.000	-0.00	0.000	1.32	2800.0

Wave Speed: Pile Top 2800.0, Elastic 2800.0, Overall 2800.0 m/s

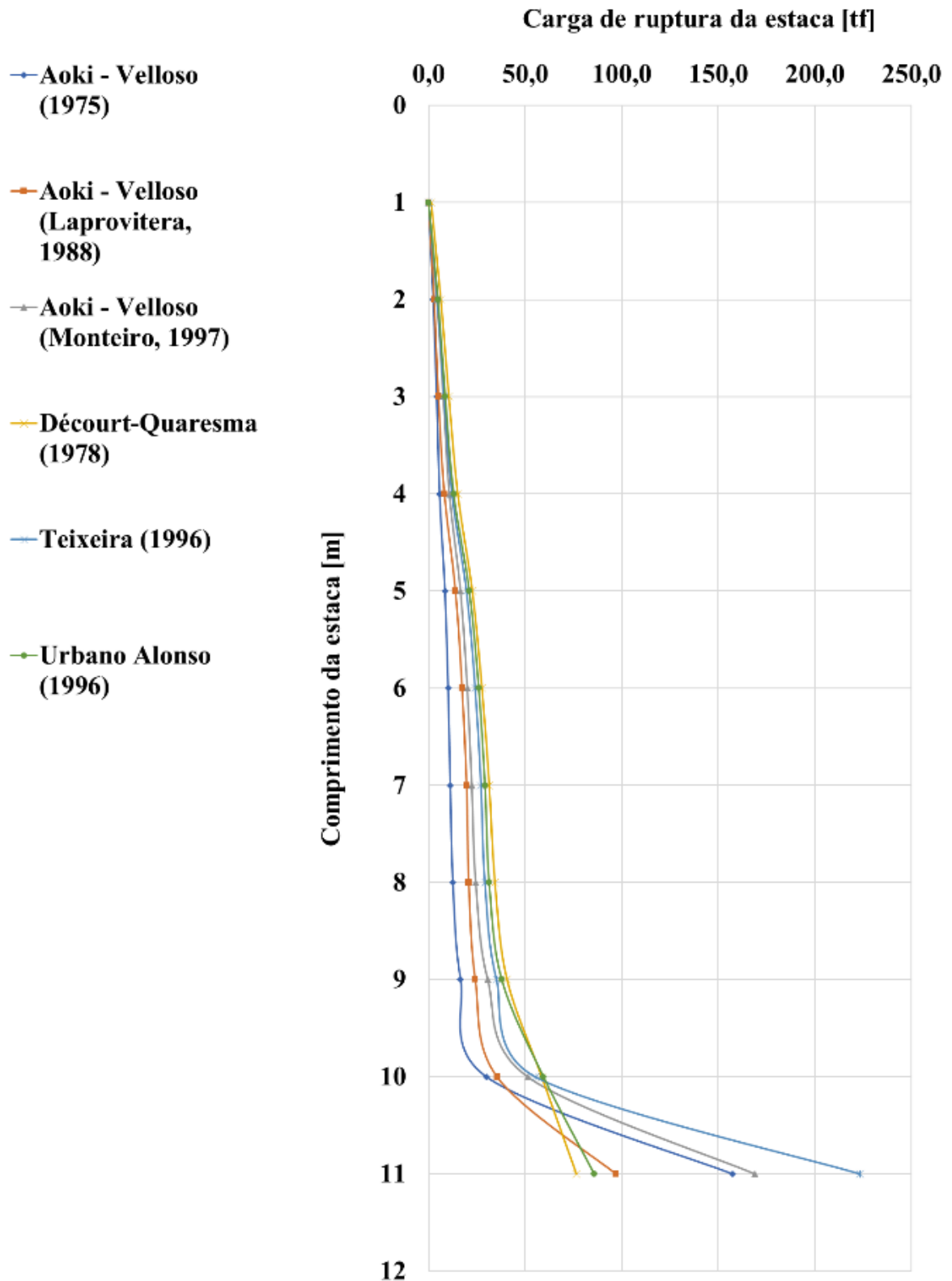
Pile Damping 2.00 %

Total volume: 1.742 m³; Volume ratio considering added impedance: 0.985

Time (ms) 0.0 46.0 52.5

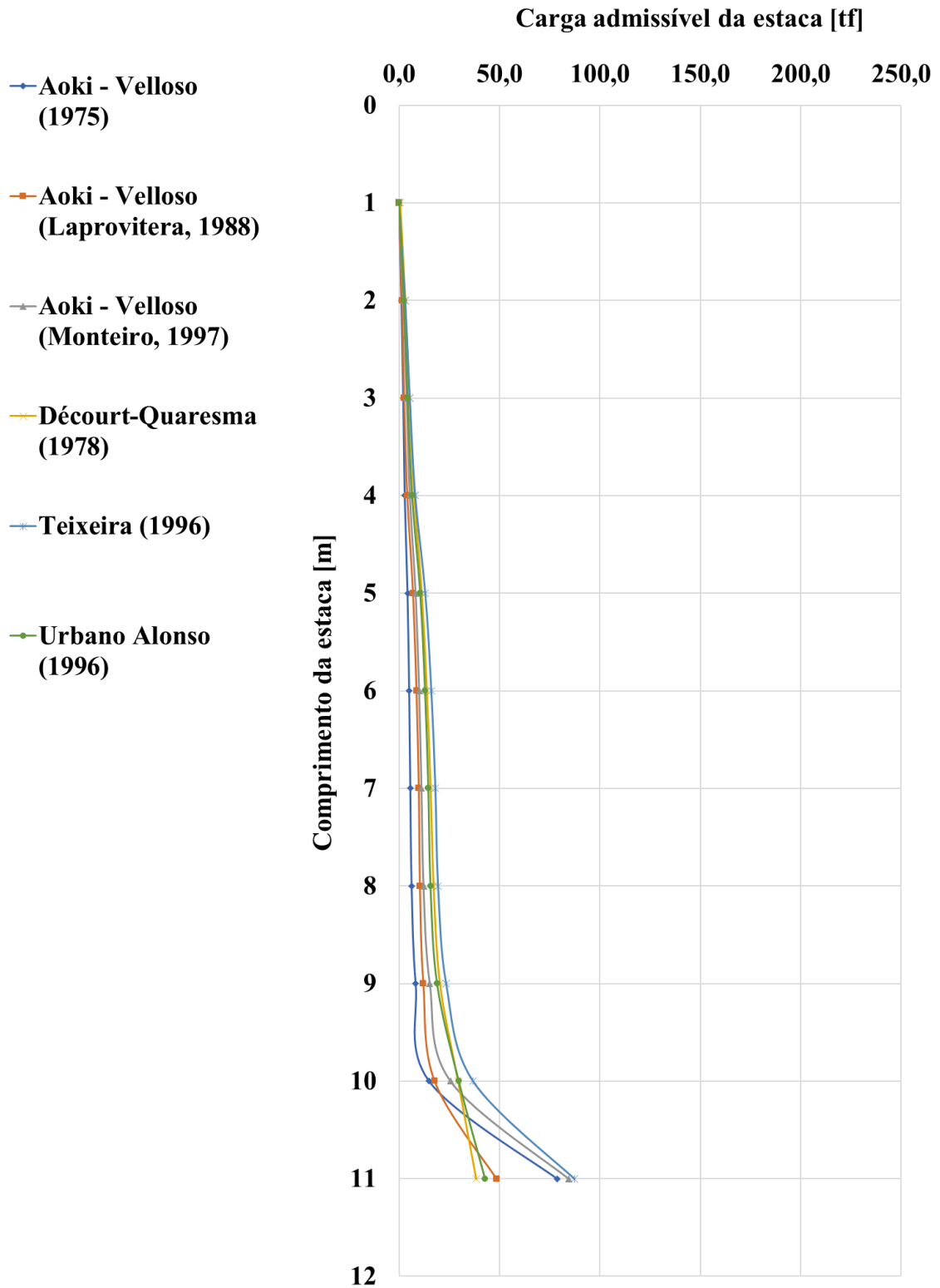
Time Incr 0.246 0.320 0.240

ANEXO F – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA ESTACA 01 – CARGA DE RUPTURA



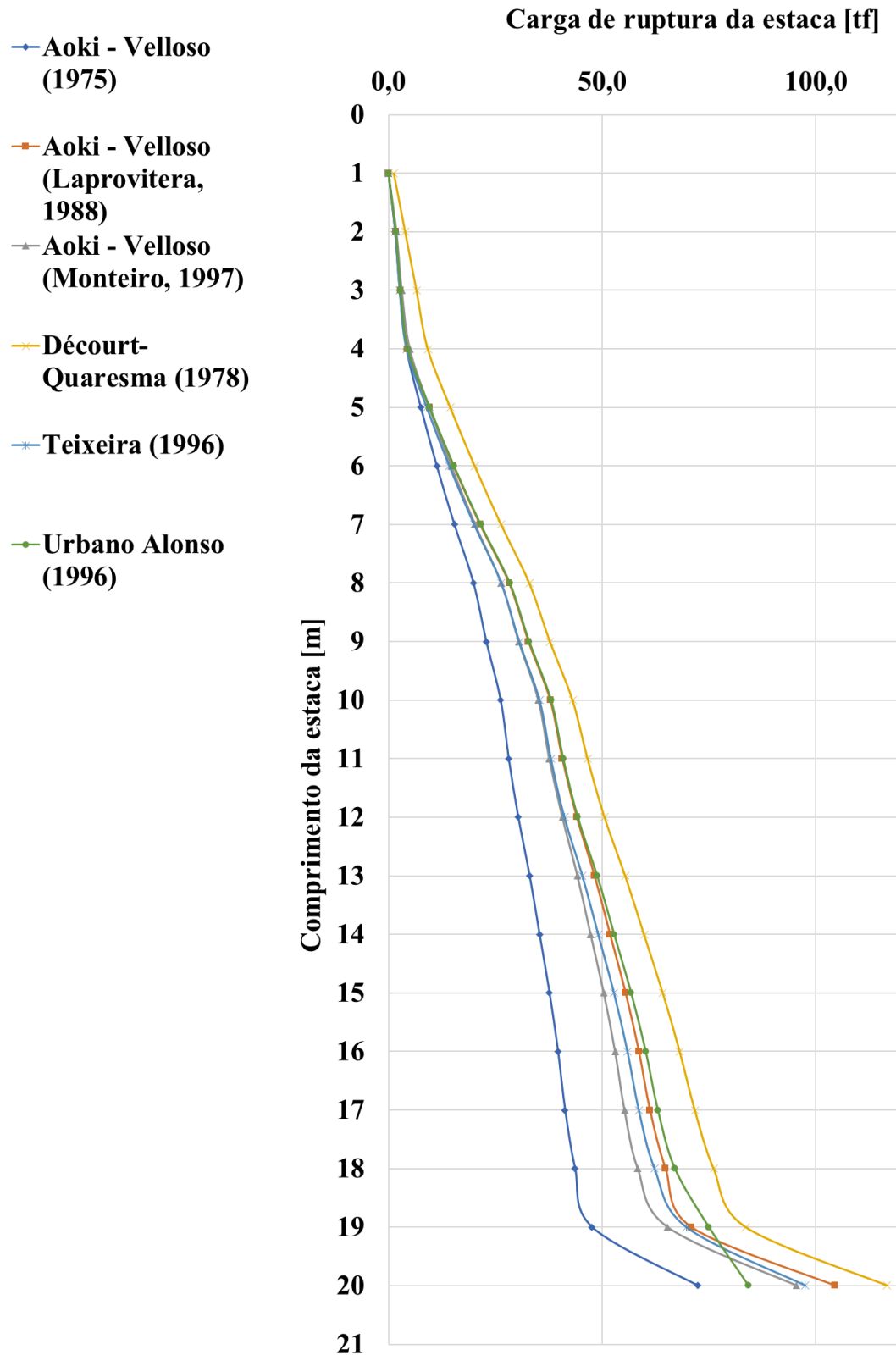
Fonte: Elaborado pelos autores.

**ANEXO G – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA ESTACA 01 – CARGA
ADMISSÍVEL**



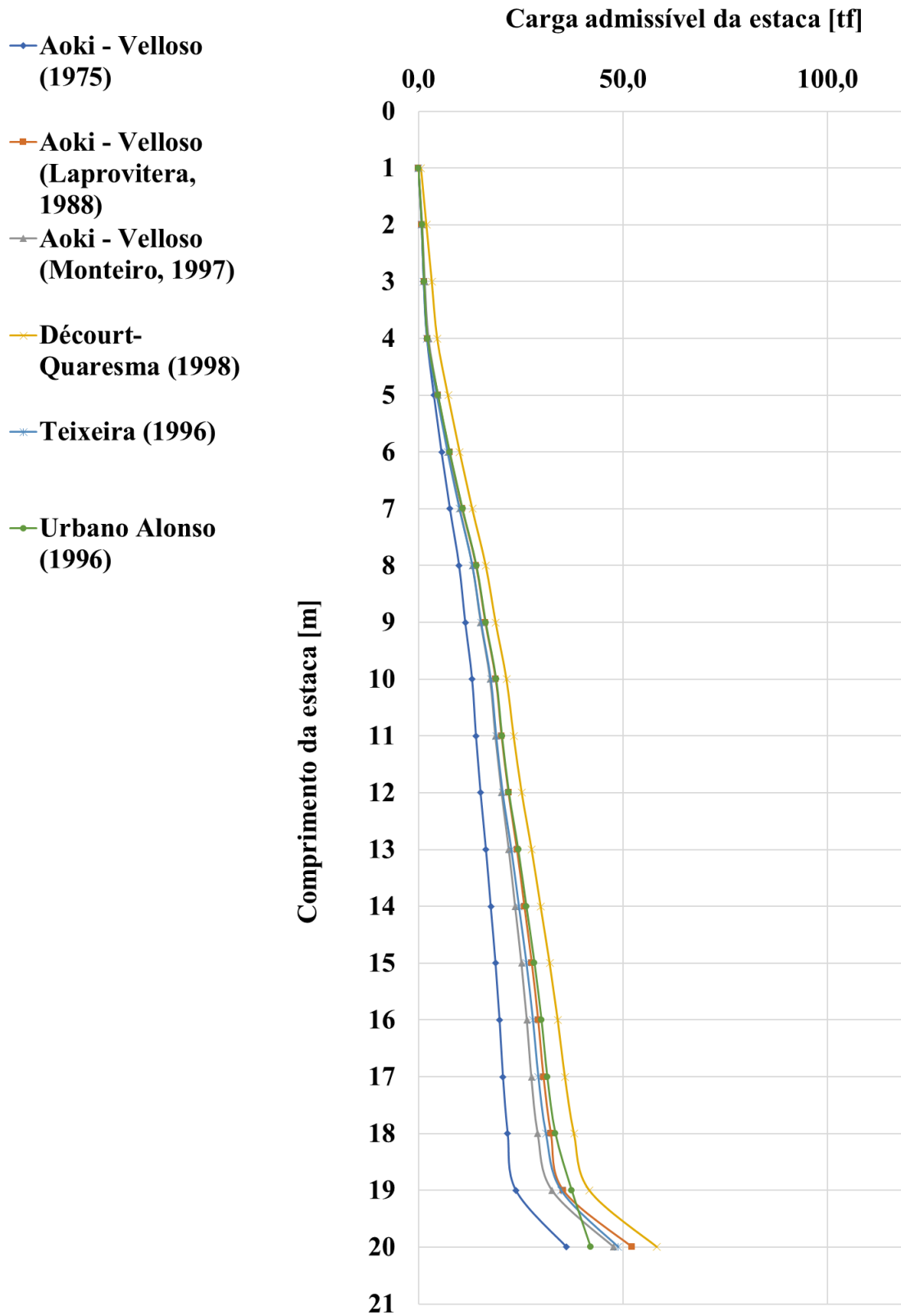
Fonte: Elaborado pelos autores.

ANEXO H – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA ESTACA 02 – CARGA DE RUPTURA



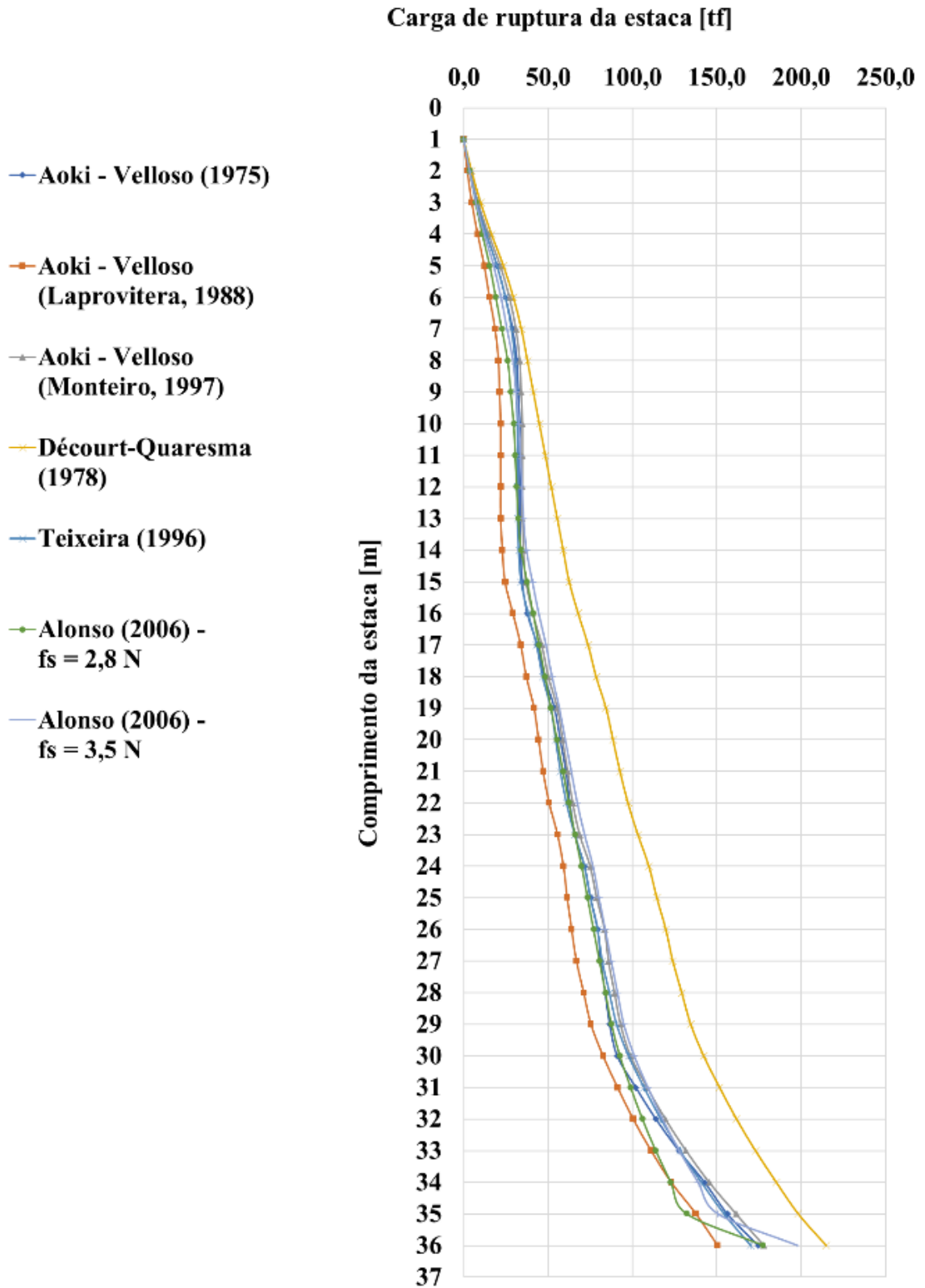
Fonte: Elaborado pelos autores.

ANEXO I – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA ESTACA 02 – CARGA ADMISSÍVEL



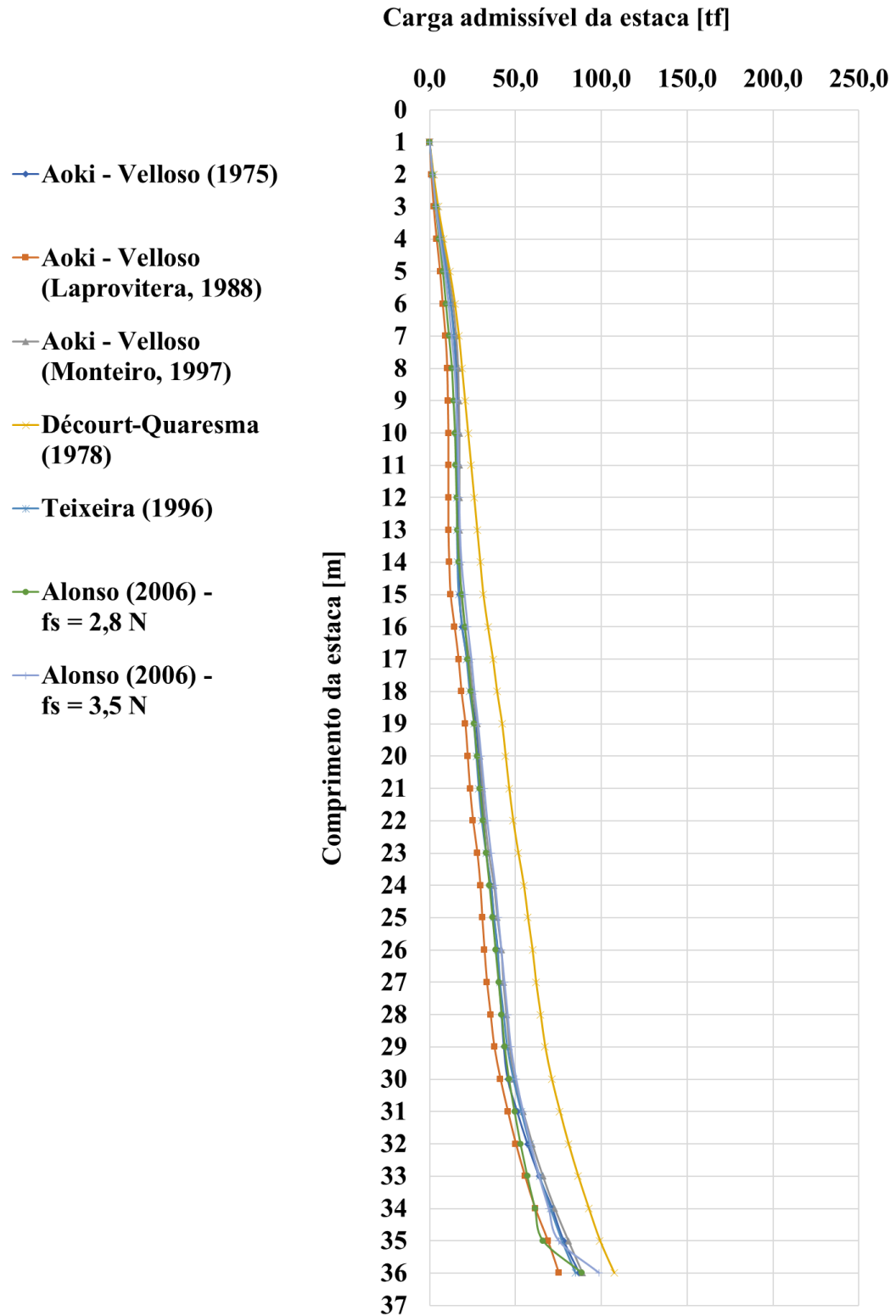
Fonte: Elaborado pelos autores.

ANEXO J – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA ESTACA 03 – CARGA DE RUPTURA



Fonte: Elaborado pelos autores.

ANEXO K – MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA ESTACA 03 – CARGA ADMISSÍVEL



Fonte: Elaborado pelos autores.

ANEXO L – EXTRAPOLAÇÃO DE VAN DER VEEN PARA ESTACA 03

Carga [tf]	Recalque [tf]	Qult [tf]							
		340	345	350	355	360	365	370	375
17,6	0,35	0,053	0,052	0,052	0,051	0,050	0,049	0,049	0,048
34,1	0,81	0,106	0,104	0,103	0,101	0,100	0,098	0,097	0,095
51,2	1,38	0,163	0,161	0,158	0,156	0,153	0,151	0,149	0,147
67,7	2,18	0,222	0,218	0,215	0,212	0,208	0,205	0,202	0,199
85,5	3,16	0,290	0,285	0,280	0,276	0,271	0,267	0,263	0,259
101,6	4,18	0,355	0,349	0,343	0,337	0,332	0,326	0,321	0,316
119	5,32	0,431	0,423	0,416	0,408	0,401	0,395	0,388	0,382
136,6	6,41	0,514	0,504	0,495	0,486	0,477	0,469	0,461	0,453
153	7,48	0,598	0,586	0,575	0,564	0,553	0,543	0,534	0,524
170,4	8,64	0,696	0,681	0,667	0,654	0,641	0,629	0,617	0,606
187,1	9,71	0,799	0,782	0,765	0,749	0,733	0,719	0,705	0,691
205	11,15	0,924	0,902	0,881	0,861	0,843	0,825	0,808	0,791
221,1	12,44	1,051	1,024	0,999	0,975	0,952	0,931	0,910	0,891
238,9	14,06	1,213	1,179	1,148	1,118	1,089	1,063	1,038	1,014
254,8	15,9	1,384	1,342	1,302	1,265	1,230	1,198	1,167	1,138
272,7	18,39	1,620	1,563	1,510	1,462	1,417	1,375	1,336	1,299
289,1	21,15	1,899	1,820	1,749	1,684	1,625	1,570	1,520	1,474
306,6	24,7	2,320	2,195	2,087	1,993	1,908	1,833	1,764	1,702
322,6	28,87	2,972	2,734	2,547	2,394	2,264	2,153	2,055	1,968
336,3	40,48	4,521	3,680	3,241	2,944	2,721	2,543	2,396	2,271
329,5	43,88	3,478	3,103	2,838	2,633	2,468	2,330	2,212	2,109
312,1	44,61	2,500	2,350	2,223	2,113	2,017	1,931	1,855	1,785
248,4	43,27	1,312	1,273	1,237	1,203	1,171	1,141	1,113	1,086
188,5	40,78	0,808	0,790	0,773	0,757	0,742	0,727	0,712	0,698
125,4	36,87	0,460	0,452	0,444	0,436	0,428	0,421	0,414	0,407
64,1	32,71	0,209	0,206	0,202	0,199	0,196	0,193	0,190	0,187
0	27,78	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Fonte: Elaborado pelos autores.