



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ  
INSTITUTO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

KEVIN DE SOUSA SANTOS

**Sobre Martelo Vibratório – Avaliação da Capacidade de Carga à Compressão de 27 Provas de Carga em Perfis Metálicos – Primeira Aproximação**

BELÉM – PARÁ

2025

**KEVIN DE SOUSA SANTOS**

**Sobre Martelo Vibratório – Avaliação da Capacidade de Carga à Compressão de 27 Provas de Carga em Perfis Metálicos – Primeira Aproximação**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil, do Instituto de Tecnologia, da Universidade Federal do Pará, como avaliação para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil

**Orientador:** Gérson Jacques Miranda dos Anjos

BELÉM – PARÁ

2025

KEVIN DE SOUSA SANTOS

**Sobre Martelo Vibratório – Avaliação da Capacidade de Carga à Compressão de 27 Provas de Carga em Perfis Metálicos – Primeira Aproximação**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil, do Instituto de Tecnologia, da Universidade Federal do Pará, como avaliação para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil

Belém, 16 de setembro de 2025

**BANCA EXAMINADORA**

---

Gérson Jacques Miranda dos Anjos

Universidade Federal do Pará

---

Hélder Mansur Chaves

Universidade Federal do Pará

---

Laís Rodrigues da Costa Chaves

Universidade Federal do Pará

## AGRADECIMENTOS

Início esse importante capítulo ressaltando que será impossível elencar todos que se fizeram importantes ou que, de alguma forma, contribuíram para que esse momento tão importante se concretizasse, sendo tampouco possível expressar de maneira textual a gratidão que tenho pelos mesmos.

Ainda assim, gostaria de agradecer primeiramente a minha mãe, Weliclésea, por todos os ensinamentos transmitidos até aqui, pelo seu carinho, esforço, dedicação, pela sua genuinidade, por sua presença até em ausência, sendo essencial em minha trajetória para além do âmbito acadêmico.

Ao meu pai, Kleber, pelos momentos de diálogo e pelo apoio a mim dado, mesmo diante da distância e dificuldades, buscando-se fazer sempre presente e tornar essa jornada menos dificultosa.

Ao meu irmão, Kauan, pela confiança e o lugar a mim destinados e, acima disso, a influência constante em me moldar como profissional, homem e pessoa melhor.

À minha avó, Elizabeth, por todo o carinho e cuidado a mim destinados em todos os momentos da minha vida, desde os primeiros momentos, para muito além da vida acadêmica e profissional, sendo sempre um lugar de apoio, mesmo em meio as dificuldades.

Ao meu tio, Kledson, e toda a sua família, pelo carinho e amor a mim depositados desde os primeiros momentos de minha vida, e, acima disso, a confiança a mim transmitida em todas as circunstâncias.

Ao professor e, agora amigo, Gérson Miranda pelos momentos de diálogo, ensinamentos transmitidos para muito além do âmbito acadêmico e a confiança sobre mim depositada.

À Universidade Federal do Pará pela estrutura a mim disponibilizada, assim como todo seu corpo docente por todos os ensinamentos transmitidos durante todos esses anos de graduação.

Aos amigos e demais familiares que aqui não foram citados, que direta e indiretamente estiveram presentes e se fizeram importantes para a consolidação desse momento em minha trajetória.

Com lágrimas nos olhos, mas sentimento de gratidão e dever cumprido, encerro esse importante capítulo da minha história.

## RESUMO

KEVIN, S. S. Sobre Martelo Vibratório – Avaliação da Capacidade de Carga à Compressão de 27 Provas de Carga em Perfis Metálicos – Primeira Aproximação. 2025. 74 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém.

O uso de martelos vibratórios na cravação de estacas metálicas tem ganhado cada vez mais espaço na engenharia nacional. Porém, diante do seu ainda recente uso, o procedimento também carece de metodologias e formulações específicas que embasem e assegurem sua utilização. Diante disso, a partir de um conjunto de 27 provas de carga que serão analisadas com o uso de ferramental estatístico, objetivou-se inicialmente avaliar o desempenho das metodologias de previsão de capacidade de carga para estacas metálicas cravadas utilizando martelo de impacto já existentes, comparando-as com os valores obtidos em provas de cargas realizadas em estacas cravadas com a utilização de martelo vibratório. Por fim, fazendo-se uso das provas de carga utilizadas no comparativo, tentou-se, através do mesmo ferramental estatístico, a elaboração de um método específico para a previsão de capacidade de carga para estacas metálicas cravadas utilizando martelo vibratório. A metodologia sugerida apresentou melhor desempenho estatístico quando comparados aos demais métodos. Assim, o trabalho torna-se de grande valia para a comunidade geotécnica, servindo para nortear futuros trabalhos e, diante de uma abrangência maior de provas de carga, a consolidação de um método específico para a previsão de capacidade de carga para estacas metálicas cravadas utilizando martelo de vibratório.

Palavras-chave: Capacidade de Carga, Martelo Vibratório, Martelo de Impacto, Avaliação Estatística.

## **ABSTRACT**

KEVIN, S. S. About Vibratory Hammer – Evaluation of Compressive Load Capacity of 27 Load Tests on Metal Profiles – First Approach. 2025. 74 f. Diploma Thesis (Bachelor's Degree in Civil Engineering) – Faculty of Civil Engineering, Federal University of Pará, Belém.

The use of vibratory hammers in driving metal piles has become increasingly common in Brazilian engineering. However, given its relatively recent use, the procedure still lacks specific methodologies and formulations to support and ensure its use. Therefore, based on a set of 27 load tests that will be analyzed using statistical tools, the initial objective was to evaluate the performance of existing load capacity prediction methodologies for metal piles driven using impact hammers, comparing them with the values obtained in load tests performed on piles driven using vibratory hammers. Finally, using the load tests used in the comparison, an attempt was made, using the same statistical tools, to develop a specific method for predicting the load capacity of metal piles driven using a vibratory hammer. The suggested methodology showed better statistical performance when compared to the other methods. Thus, the work is of great value to the geotechnical community, serving to guide future work and, given a wider range of load tests, the consolidation of a specific method for predicting the load capacity of metal piles driven using a vibratory hammer.

Keywords: Load Capacity, Vibratory Hammer, Impact Hammer, Statistical Evaluation.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Martelo vibratório suspenso por guindaste	10
Figura 2 - Martelo vibratório acoplado à escavadeira	11
Figura 3 - Componentes do equipamento vibratório	12
Figura 4 - Mecanismo de funcionamento das massas excêntricas	13
Figura 5 - Mecanismo de atuação das forças centrífugas	13
Figura 6 - Representação da estaca e do sistema de cravação segundo Smith (1960)	17
Figura 7 - Instrumentação utilizada no Ensaio de Carregamento Dinâmico.	19
Figura 8 - Cargueira.	20
Figura 9 - Sistema de reação com estacas e tirantes para a realização de prova de carga estática.	21
Figura 10 - Sistema de medição para prova de carga de compressão.	22
Figura 11 - Determinação da área de influência da base segundo Monteiro (1997).	27
Figura 12 - Área da ponta da estaca metálica que contribui com a capacidade de carga geotécnica em solo pouco competente.	33
Figura 13 - Perfil geológico individual de Santos, São Paulo.	44
Figura 14 - Área considerada, pelo autor, de influência da base da estaca.	56

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curvas carga x recalque das estacas ensaiadas à compressão.	46
Gráfico 2 – Representação gráfica das estratigrafias do solo.	47
Gráfico 3 – Laudos de sondagem dos solos analisados.	48
Gráfico 4 – Desempenho do método de Alonso (2008) em relação as provas de carga realizadas.	49
Gráfico 5 – Desempenho do método de Laprovitera & Benegas (1993) em relação as provas de carga realizadas.	49
Gráfico 6 – Desempenho do método de Décourt & Quaresma (1978) em relação as provas de carga realizadas	50
Gráfico 7 – Desempenho do método de Falconi & Perez (2008) em relação as provas de carga realizadas.	51
Gráfico 8 – Desempenho do método de Falconi & Perez (2008), considerando somente o valor de $q_L$ em relação as provas de carga realizadas.	51
Gráfico 9 – Desempenho do método de Falconi & Perez (2008), considerando somente o valor de $q_L$ em relação as provas de carga realizadas, agora acrescido de $\alpha = 1,271$ e avaliado por MAE.	53
Gráfico 10 – Desempenho do método de Décourt & Quaresma (1978) em relação as provas de carga realizadas, agora acrescido de $\alpha = 1,051$ e avaliado por IR.	53
Gráfico 11 – Desempenho do método de Falconi & Perez (2008) em relação as provas de carga realizadas, agora acrescido de $\alpha = 0,863$ e avaliado por RMSES.	54
Gráfico 12 – Desempenho do método de Laprovitera & Benegas (1993) em relação as provas de carga realizadas, agora acrescido de $\alpha = 1,3$ e avaliado por MAE.	54
Gráfico 13 – Desempenho do método sugerido comparando os valores calculados e medidos.	57

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Quantidade de Provas de carga.	20
Tabela 2 – Valores de K, $\alpha$ , F1 e F2 propostos por Aoki e Velloso (1975).	25
Tabela 3 – Valores de K propostos por Danziger (1982) e $\alpha$ propostos por Laprovitera (1988) e Benegas (1993) de acordo com o tipo de solo e F1 e F2 correspondentes aos tipos de estacas.	26
Tabela 4 – Valores de K, $\alpha$ , F1 e F2 propostos por Monteiro (1997).	28
Tabela 5 – Valores de C.	29
Tabela 6 – Valores de $\alpha$ e $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	29
Tabela 7 – Valores do parâmetro $\alpha$ e $\beta$ .	30
Tabela 8 -Valores de $f_s$ utilizados para as argilas.	31
Tabela 9 - Valores de K.	32
Tabela 10 - Escala de Conservadorismo para valores de “k” em porcentagem.	35
Tabela 11 – Informações Gerais das provas de carga utilizadas	45
Tabela 12 – Descrição da estratigrafia do solo.	47
Tabela 13 – Classificação dos métodos sem coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).	50
Tabela 14 – Classificação dos métodos com coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).	52
Tabela 15 – Classificação geral dos métodos com e sem coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).	55
Tabela 16 – Classificação dos métodos, incluindo o sugerido, sem coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).	58
Tabela 17 – Classificação dos métodos, incluindo o sugerido, com coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).	58
Tabela 18 – Classificação geral dos métodos com e sem coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).	59

## LISTA DE SIGLAS E ABREVEATURAS

ALO = Alonso (2008);

ALO\_fuste = Alonso (2008), considerando somente a parcela do fuste;

A & V = Aoki e Velloso (1975);

A & V\_fuste = Aoki & Velloso (1975), considerando somente a parcela do fuste;

CAPWAP = Control and Provisioning of Wireless Access Points;

CASE = Computer-Aided Software Engineering;

CPT = Cone Penetration Test;

CTN = Força máxima de tração;

DMX = Deslocamento máximo no nível dos sensores;

D & Q = Décourt & Quaresma (1978);

D & Q\_fuste = Décourt & Quaresma (1978), considerando somente a parcela do fuste;

ECD = Ensaio de Carregamento Dinâmico;

EMX = Energia cinética máxima aplicada ao sistema;

FMX = Força máxima de compressão;

Hz = Hertz;

IR = Índice de referência;

F & P = Falconi & Perez (2008);

F & P\_fuste = Falconi & Perez (2008), considerando somente a parcela do fuste;

kg = kilograma;

kN = quilonewton;

L & B = Laprovitera & Benegas (1993);

L & B\_fuste = Laprovitera & Benegas (1993), considerando somente a parcela do fuste;

LMI = Índice de Legate e McCabe;

m = metro;

M = Monteiro (1997);

M\_fuste = Monteiro (1997), considerando somente a parcela do fuste;

MAE = Erro absoluto médio;

MAPE = Erro percentual absoluto médio;

MAPE<sub>MED</sub> = Erro percentual absoluto mediano;

NBR = Norma Brasileira;

PCE = Prova de carga lenta;

PCR = Prova de carga rápida;

PDA = Pile Driving Analyser;

RI = Ranking index;

RD = Ranking distance;

RMSE = Raiz do erro quadrático médio;

RMSES = Raiz do erro quadrático médio sistemático;

RMSPE = Raiz do erro percentual quadrático médio;

RMX = Resistencia estática máxima;

SFL = Argilas transicionais;

SFT = Argilas fluvio-lagunares e de bacias holocênicas;

SPT = Standard Penetration Test;

T = Teixeira (1996);

T\_fuste = Teixeira (1996), considerando somente a parcela do fuste;

VAF = Variância explicada;

var = Variância amostral;

WMAPE = Erro percentual absoluto médio ponderado.

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a$  = Coeficiente de regressão linear entre  $Q_m$  e  $Q_c$ ;

$A_{circ}$  = Área circunscrita à ponta da estaca ( $m^2$ );

$A_B$  = Área da base da estaca;

$\Delta L$  = Espessura de cada camada de solo;

$\alpha$  = Coeficiente de proporcionalidade; de melhoria; em função do tipo de estaca;

$b$  = Coeficiente de regressão linear entre  $Q_m$  e  $Q_c$ ;

$b_f$  = Largura da aba do perfil;

$\beta$  = Coeficiente em função do tipo de estaca;

$C$  = Coeficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo;

$d$  = Índice de concordância de Willmott;

$d$  = Altura externa do perfil metálico;

$E$  = Coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe;

$F1$  = Fator de transformação;

$F2$  = Fator de transformação;

$F_h$  = Forças horizontais;

$f_s$  = Adesão;

+ $F_v$ : Força centrífuga ascendente;

- $F_v$ : Força centrífuga descendente;

$K$  = Coeficiente de proporcionalidade; em função do SPT médio do solo; razão entre o  $Q_c$  e  $Q_m$ ;

$L$  = Espessura da camada (m);

$L$  (m) = Comprimento da estaca;

$\lambda$  = Índice de Mielke modificado;

$\mu_k$  = Média aritmética dos valores de  $k$ ;

$\mu_{\ln(k)}$  = Média aritmética dos valores de  $\ln(k)$ ;

$\mu_{(Q_m)}$  = Média aritmética dos valores de  $Q_m$ ;

$n$  = Número de dados presentes na amostragem em estudo;

$\bar{N}_{SPT}$  = Média do  $N_{SPT}$  das camadas de areia;

$N_B$  = Valor médio do  $N_{SPT}$  na base da estaca;

$N_L$  = Valor médio do  $N_{SPT}$  para cada  $\Delta L$ ;

$r$  = Coeficiente de correlação de Pearson;

$Q_B$  = Capacidade de carga por atrito na base da estaca;

$q_{B_s}$  = Resistência na região superior a base;

$q_{B_i}$  = Resistência na região inferior a base;

$Q_c$  = Valor calculado;

$Q_L$  = Capacidade de carga por atrito lateral;

$Q_m$  = Valor medido;

$Q_T$  = Capacidade de carga total da estaca;

$r^2$  = Coeficiente de determinação;

$\rho$  = Índice de performance;

$\sigma_k$  = Desvio-padrão dos valores de  $k$ ;

$\sigma_{\ln(k)}$  = Desvio-padrão dos valores de  $\ln(k)$ ;

$U$  = Perímetro da estaca;

$U_{95}$  = Incerteza Expandida;

$x$  = Variável de análise.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>10</b>
2.1	EQUIPAMENTO	10
2.2	PROVAS DE CARGA	16
2.2.1	Ensaio de carregamento dinâmico	16
2.2.1.1	Instrumentação utilizada	17
2.2.2	Prova de Carga Estática	20
2.2.2.1	Equipamentos	20
2.2.2.1.1	Cargueiras	20
2.2.2.1.2	Tirantes e estacas de reação	21
2.2.2.1.3	Dispositivo e medição de carga	21
2.3	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE DETERMINAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	24
2.3.1	Aoki & Velloso (1975)	24
2.3.2	Laprovitera (1988) & Benegas (1993)	26
2.3.3	Monteiro (1997)	26
2.3.4	Décourt & Quaresma (1978)	28
2.3.5	Teixeira (1996)	29
2.3.6	Falconi & Perez (2008)	31
2.3.7	Alonso (2008)	32
2.4	MÉTODOS DE ANÁLISE ESTATÍSTICA	33
2.4.1	Conceituação	33
2.4.1.1	Método probabilístico sintético	34
2.4.1.2	Média aritmética ( $\mu_x$ )	35
2.4.1.3	Desvio padrão ( $\sigma_x$ )	35
2.4.2	Coefficiente de determinação ( $r^2$ )	35
2.4.3	Coefficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe (E)	36
2.4.4	Erro absoluto médio (MAE)	36
2.4.5	Erro percentual absoluto médio (MAPE)	36
2.4.6	Erro percentual absoluto mediano (MAPE <sub>MED</sub> )	37
2.4.7	Erro percentual absoluto médio ponderado (WMAPE)	37
2.4.8	Índice de Mielke modificado ( $\lambda$ )	37

2.4.9	Índice de concordância de Willmott (d)	38
2.4.10	Índice de performance ( $\rho\rho$ )	38
2.4.11	Ranking index (RI)	38
2.4.12	Probabilidade normal	39
2.4.13	Probabilidade log-normal	39
2.4.14	Ranking distance (RD)	39
2.4.15	Raiz do erro quadrático médio (RMSE)	40
2.4.16	Raiz do erro percentual quadrático médio (RMSPE)	40
2.4.17	Raiz do erro quadrático médio sistemático (RMSES)	40
2.4.18	Variância explicada (VAF)	40
2.4.19	Índice de referência (IR)	41
2.4.20	Índice de Legate e McCabe (LMI)	41
2.4.21	Incerteza Expandida (U95)	42
<b>3</b>	<b>DESCRIÇÃO DE PROVAS DE CARGAS REALIZADAS</b>	<b>43</b>
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>43</b>
<b>5</b>	<b>AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS</b>	<b>49</b>
<b>6</b>	<b>METODOLOGIA SUGERIDA</b>	<b>56</b>
	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>60</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>62</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O uso dos martelos vibratórios na cravação de estacas metálicas tem como início os anos 30, ainda na União Soviética. No Brasil, o mesmo tem como data inicial o ano de 2012, sendo usado principalmente em obras especiais como pontes e portos. Atualmente, os martelos vibratórios têm visto seu uso ser expandido, passando a ser utilizado também na cravação de estacas metálicas de modo geral.

Diante da recente ampliação no seu uso, a cravação de estacas por martelos vibratórios ainda carece de um método específico para a avaliação da sua capacidade de carga, estando condicionado sempre aos critérios do projetista.

O cálculo da capacidade de carga de fundações é parâmetro fundamental no dimensionamento de projetos geotécnicos eficientes e seguros. No entanto, comumente utiliza-se para tal modelos teóricos, baseados na teoria da elasticidade ou plasticidade, que para serem passíveis de solução precisam considerar diversas hipóteses simplificadoras, que gradualmente afastam os resultados de suas previsões do comportamento real observado em campo.

Por isso, nos últimos anos, o desenvolvimento e barateamento da capacidade de processamento computacional tem possibilitado a criação de métodos baseados em observações, melhorados a partir de sucessivos testes e fomentados através de ferramentais estatísticos que minimizem as chances de erro na elaboração desses métodos.

Dada tal carência e embasados em ferramentas estatísticas consolidadas, o presente trabalho buscou inicialmente testar e avaliar a aplicabilidade dos atuais métodos de previsão de capacidade de carga de estacas cravadas por martelo de impacto em estacas cravadas com martelo vibratório e ainda sugerir um possível método para que seja apreciado e testado pela comunidade geotécnica.

### 1.1 Justificativa

Os avanços tecnológicos têm acontecido de maneira acelerada e na engenharia geotécnica, onde as variáveis de projeto são rodeadas de erros e simplificações, isso não ocorre de maneira diferente. Assim, a utilização de ferramentas que proporcionem maior segurança e melhor desempenho é de suma importância. Dessa forma, se tratando do martelo vibratório e seu recente uso no âmbito nacional na cravação de estacas metálicas, é necessário o desenvolvimento de métodos específicos que assegurem a sua trabalhabilidade e aplicação na cravação de estacas, tendo em vista a sua grande trabalhabilidade e potencial de mercado.

## **1.2 Objetivos**

Avaliação de desempenho de metodologias já existentes e consolidadas na previsão de capacidade de cargas de estacas metálicas cravadas com martelo de impacto quando aplicadas para a previsão de estacas cravadas sob a utilização de martelo vibratório. E, diante da inexistência de metodologia específica, elaboração e avaliação do desempenho de metodologia específica para a previsão de capacidade de cargas de estacas metálicas cravadas com martelo vibratório.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Equipamento

Inicialmente desenvolvidos na Alemanha e na antiga União Soviética (atual Rússia) por volta dos anos de 1930, os martelos vibratórios têm sua utilização iniciada no Brasil a partir de 2012, após um longo período de utilização do(s) martelo(s) de impacto.

Tendo seu uso inicial apenas para a cravação de estacas metálicas em perfil circular, para a fundação de pontes, extração e cravação de estacas pranchas em obras portuárias, o uso dos martelos vibratórios têm se tornado mais frequente devido à sua menor produção sonora, à alta eficiência e, conseqüentemente, sua grande produtividade, sendo hoje também utilizado na cravação de estacas metálicas nos mais variados perfis.

Existem dois tipos de martelos vibratórios: o suspenso por guindaste e o acoplado à escavadeira. Em ambos, o suporte desses martelos oferece um acréscimo de peso, favorecendo a penetração da estaca no solo durante a cravação.

Figura 1 - Martelo vibratório suspenso por guindaste



Fonte: Falconi & Perez (2017)

Figura 2 - Martelo vibratório acoplado à escavadeira



Fonte: Falconi (2015)

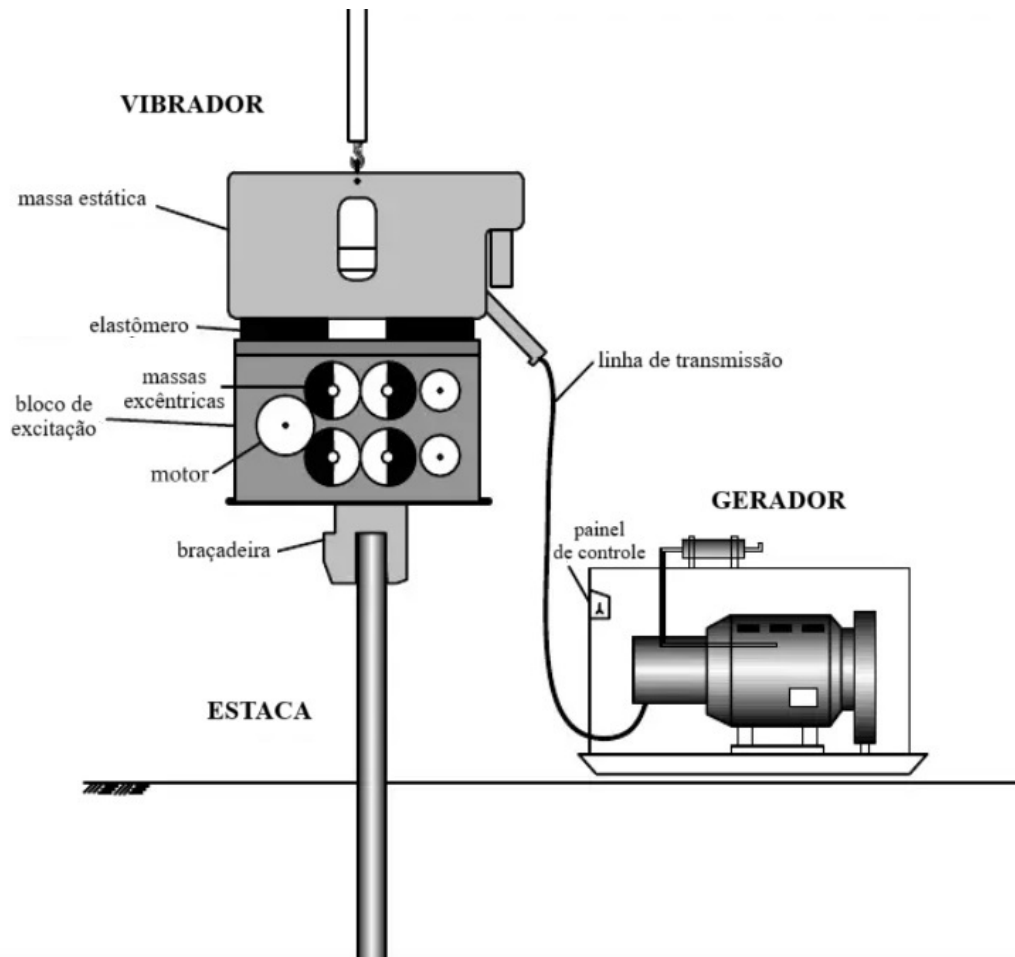
Diferentemente do que ocorre com os martelos de impacto, que o peso dinâmico do mesmo aplica um alto carregamento em baixa frequência (através de golpes), o martelo vibratório aplica um carregamento constante, relativamente baixo, em alta frequência, capaz de transferir sua energia para as partículas adjacentes em forma de vibração, cisalhando a estrutura do solo ao redor da estaca e, conseqüentemente, facilitando a cravação através da redução do atrito entre ambos.

Os três principais componentes dos equipamentos vibratórios são: a central produtora de energia, a unidade de transmissão de energia e a unidade de vibração, representados na Figura 3. Onde:

- A central de energia atua acionando as massas excêntricas, podendo ser hidráulica (martelos vibratórios hidráulicos) ou elétrica (martelos vibratórios elétricos).
- A unidade de transmissão de energia é responsável pela transmissão energética entre a produção de energia e o equipamento vibratório.

- O vibrador é o dispositivo acoplado à estaca sendo responsável pela excitação da mesma, constituído por três partes: sistema de grampos, massa estática e bloco de excitação.

Figura 3 - Componentes do equipamento vibratório



Fonte: Deckner, 2013

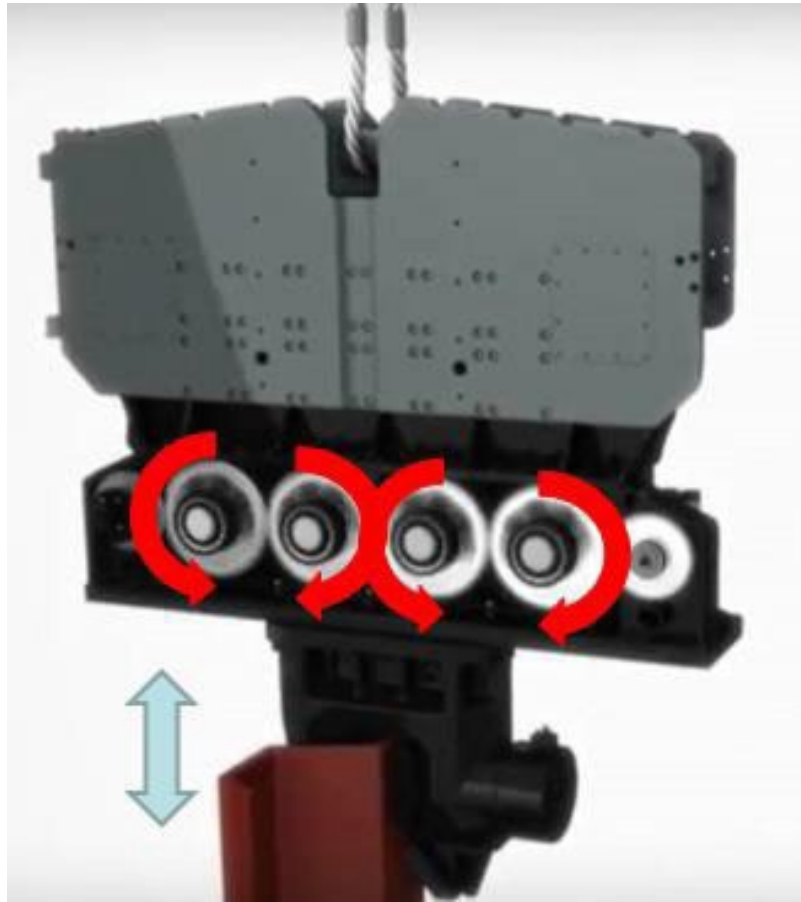
O sistema de grampos é responsável pela transmissão da excitação do vibrador à estaca, fazendo a ligação entre ambos. O mesmo pode ter várias configurações, a depender da seção transversal da estaca.

A massa estática é responsável pela sobrecarga estática aplicada na estaca, forçando a penetração da mesma através de sua ação estática, sendo dada após a diminuição da rigidez do solo.

Já o bloco de excitação é responsável pelo mecanismo de produção do movimento vibratório através de motores que provocam a rotação de massas excêntricas, ocorrendo assim uma excitação harmônica (Figura 4). Tais motores têm seu funcionamento em pares, alinhados

horizontalmente, de modo a rodar com mesma frequência, porém sentido de rotação opostos.

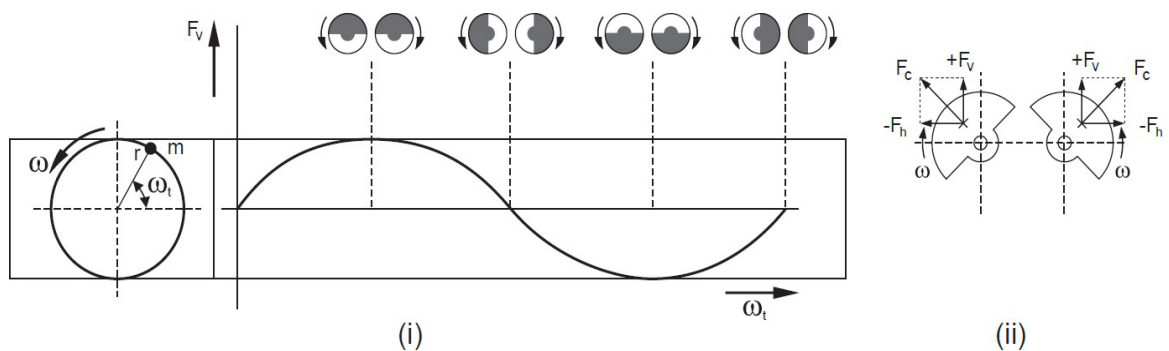
Figura 4 - Mecanismo de funcionamento das massas excêntricas



Fonte: Falconi e Perez (2017)

As massas excêntricas devem girar de maneira sincronizada, gerando forças centrífugas ascendentes e descendentes ( $+F_v$  e  $-F_v$ ). Tal sincronicidade se faz necessária para que se anulem as componentes horizontais das forças ( $F_h$ ), conforme mostrado na figura abaixo (Figura 5), a fim de evitar a propagação de vibrações horizontais no terreno.

Figura 5 - Mecanismo de atuação das forças centrífugas



Fonte: Gerdau, 2022

De acordo com a frequência imposta às massas excêntricas, os martelos vibratórios são classificados em:

- Vibradores de baixa frequência [5 a 10 Hz]: utilizados na cravação de estacas que encontrem resistência de base elevada. Nesses casos, é necessário gerar forças dinâmicas com amplitude elevada, que são possíveis apenas nesta faixa de frequências;
- Vibradores de média frequência [10 a 30 Hz]: equipamentos nessa faixa de frequência são utilizados na cravação de estacas de menores dimensões, sendo responsáveis pela grande maioria dos equipamentos utilizados nesta técnica de cravação;
- Vibradores de alta frequência [ $>30$  Hz]: estes dividem-se em dois grupos: equipamentos que operam numa faixa de 30 a 40 Hz e 90 a 120 Hz. O primeiro grupo tem como principal vantagem a redução da perturbação em edifícios (cuja frequência natural associada ao movimento por flexão das lajes é de cerca de 20 Hz). O segundo grupo é utilizado na extração de estacas, porque a sua faixa de frequências induz a sua ressonância, facilitando este processo.

Martelos vibratórios em que a frequência seja entre 30 e 35 Hz podem causar maiores vibrações, especialmente quando encontrado camadas de solos mais resistentes, causando uma redução em sua rotação, e conseqüente redução nas frequências nominais (reais) para  $f < 30$  Hz, classificada como baixa frequência.

Dessa forma, aconselha-se trabalhar com martelos vibratórios que tenham  $f > 35$  Hz, de modo a evitar efeitos de vibração em estruturas vizinhas. (Ferreira, 2015; Selders e Falconi, 2015).

Segundo Holeyman (2002), as tensões efetivas do solo podem ser reduzidas de 50 a 95% em solos não coesivos (que, quando saturados, apresentam significativa perda de resistência) com a utilização de martelos vibratórios. Quando em níveis superiores a 30 Hz e em solos não coesivos, a vibração apresenta bons resultados, de modo a reduzir a resistência lateral, devido à rápida aceleração, e induzindo a “liquefação” do solo. Esse trabalho em altas frequências evita o efeito de ressonância do solo, por isso é o mais indicado em regiões urbanas ou próximas a construções (Guillemet, 2013).

Entretanto, em solos coesivos, essa resistência pode não ser reduzida, não havendo

assim o efeito de “liquefação” do solo como ocorre em solos não coesivos, podendo, dessa forma, ser necessário o uso de soluções combinadas, como por exemplo, o uso do martelo percussivo para a continuação da cravação em determinados trechos.

#### 2.1.1 Vantagens e desvantagens do uso de martelo vibratório:

- Alta eficiência: o martelo vibratório proporciona uma penetração rápida e eficaz das estacas, reduzindo o tempo de obra e aumentando a produtividade.
- Menor impacto acústico: comparado a métodos tradicionais, como os martelos hidráulico, o martelo vibratório emite menos ruído, tornando-se uma opção mais adequada para áreas urbanas.
- Versatilidade: este equipamento pode ser utilizado em diversas aplicações, desde fundações profundas até projetos de infraestrutura, adaptando-se facilmente às necessidades específicas de cada obra.
- Preservação do material: os martelos vibratórios preservam a integridade dos perfis durante a cravação, ao contrário da cravação por impacto que pode causar danos consideráveis.
- Custos: Apesar do investimento inicial mais alto, os martelos vibratórios geralmente oferecem excelente valor a longo prazo, por meio da redução do consumo de energia, entrega mais rápida do projeto e menor desgaste dos equipamentos auxiliares.
- Limitações em determinados tipos de solos: martelos vibratórios podem ter dificuldades em cravar estacas em solos extremamente compactados ou com camadas de rocha, onde a resistência é muito alta, assim como em solos coesivos, onde o aumento da poropressão, e conseqüente “liquefação” do solo, é dificultado pela coesão entre os grãos.
- Vibrações indesejadas: apesar do controle, o método pode gerar vibrações que podem afetar estruturas próximas, a depender da sensibilidade das áreas e fragilidade das construções.
- Menor resistência à tração: Estacas cravadas por vibração podem apresentar resistência à tração inferior em comparação com estacas cravadas por impacto, o que pode ser um fator limitante em alguns projetos de engenharia.

## 2.2 Provas de Carga

As provas de carga são um conjunto de análises geotécnicas que atuam na medição das características e resistências das fundações e estruturas de uma obra através das suas deformações, assim como avaliação da adequação das mesmas ao projeto, contribuindo dessa forma para a maior segurança e prevenção de prejuízos e riscos indesejáveis.

Albuquerque (2001 apud Melo, 2009) afirma que entre os principais motivos para se realizarem provas de carga estão:

- Segurança contra ruptura para determinada carga;
- Análise da integridade estrutural da estaca;
- Definição da capacidade de carga;
- Obtenção da curva carga x recalque para análise de comportamento.

Segundo a NBR 6122(2022), as fundações tem como principal função o suporte das cargas da superestrutura e conseqüente transmissão desses carregamentos para o solo. Para a verificação da capacidade de carga dessas estruturas podem ser realizadas provas de cargas estáticas (NBR 16903:2020) ou provas de cargas dinâmicas (NBR 13208:2007).

Pesquisadores como Bohn et al. (2017) e Silva (2020) apontam que a prova de carga é o método mais seguro para a avaliação da capacidade de suporte de carga estrutural das fundações, contribuindo na previsão do recalque através da interação solo-estrutura. As alterações das propriedades do solo, ocasionada durante a execução da fundação, falta de informações do maciço de solo, justificam a necessidade de provas de cargas, para reproduzir as condições de funcionamento a que a estaca estará submetida na realidade de forma mais próxima (Milititsk, 1991; Silva 2020).

### 2.2.1 Ensaio de carregamento dinâmico

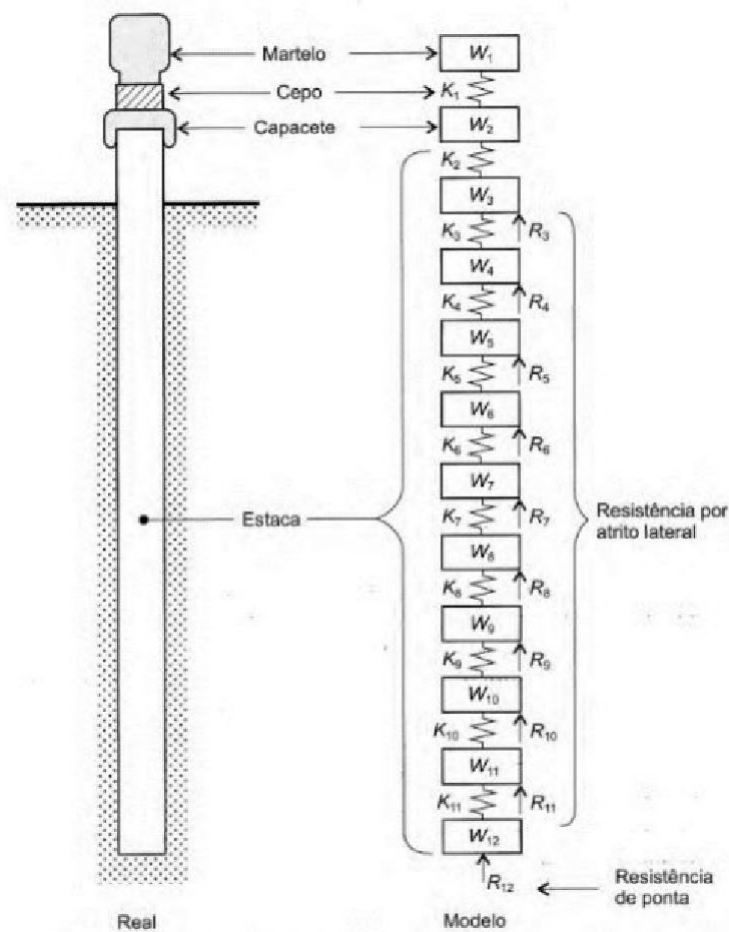
O ensaio de carregamento dinâmico (ECD) é realizado através da aplicação de repetidos golpes (carregamentos dinâmicos axiais) de martelo ou dispositivo semelhante, os quais tem seus sinais registrados por instrumentação adequada e fornecem dados de velocidade e força, gerados pelo impacto em função do tempo e representam o comportamento de propagação da onda ao longo da estaca. Dessa forma, através da equação da onda, podem ser obtidos os deslocamentos, transferência de carga, tensões atuantes e a capacidade de carga atuantes na estaca (Balech, 2000).

O ensaio é feito prioritariamente em estacas cravadas, sendo bastante usual em estacas escavadas. Porém, no caso de estacas cravadas, o fato de o ensaio poder ser realizado durante todo processo de cravação possibilita a intervenção durante a execução da estaca em caso de comportamento inesperado. De acordo com Cintra et al. (2013), além do baixo custo, o ECD também demanda menor tempo para sua execução, possibilitando sua aplicação em um número maior de estacas, o que possibilita melhores condições para a análise de confiabilidade da estrutura.

### 2.2.1.1 Instrumentação utilizada

Na realização do ensaio de carregamento dinâmico são utilizados um bate estaca, um sistema de amortecimento com capacete e cepos de madeira e instrumentos conectados na ponta da estaca. Esses instrumentos são ligados a um analisador de cravação, que tem como principal característica a ultra sensibilidade para medir vibrações de baixíssima amplitude e frequência (NBR, 2006).

Figura 6 - Representação da estaca e do sistema de cravação segundo Smith (1960)



Dentre os aparelhos utilizados no ensaio de carregamento dinâmico, podem ser citados:

(a) PDA

O PDA é constituído de um computador portátil, utilizado em campo para processar os sinais de deformação e aceleração emitidos pelos transdutores e acelerômetros. Para cada golpe do martelo, o sistema converte os sinais analógicos de aceleração em dados digitais de força e velocidade em função do tempo. Tais sinais são gravados, objetivando uma análise imediata ou posterior. Segundo Avila (2001), o PDA tem a capacidade de trabalhar com até 36 variáveis em cada golpe do martelo, sendo algumas delas:

- Força máxima de compressão (FMX);
- Força máxima de tração (CTN);
- Energia cinética máxima aplicada ao sistema (EMX);
- Deslocamento máximo no nível dos sensores (DMX);
- Resistência estática máxima (RMX);
- Medida dos níveis dos sensores;
- Eficiência do martelo;
- Níveis de flexão sofridas pelas estacas durante os golpes.

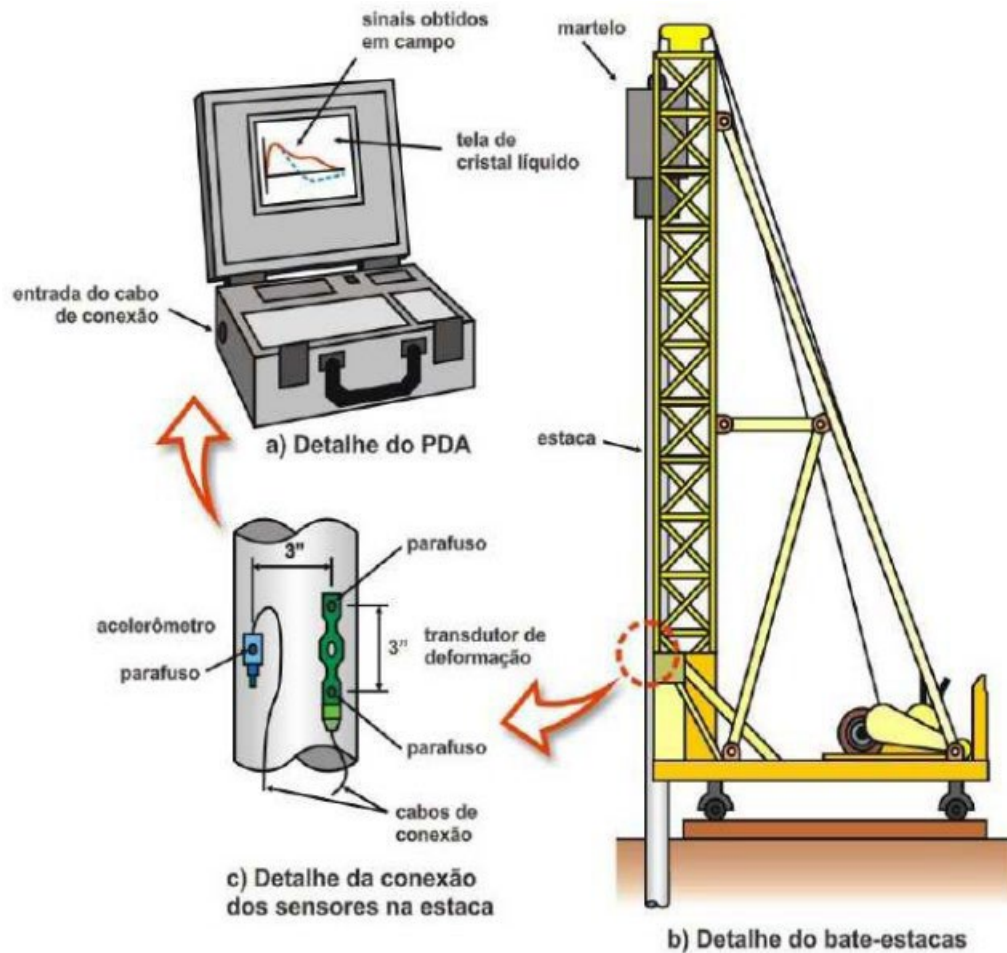
(b) Transdutores

Os transdutores também são chamados de sensores de força. Eles são medidores de deformação, conectados a uma concentração de pontos de tensão. Este sensor emite uma tensão proporcional à deformação suportada pelo material da estaca no instante do golpe, permitindo assim a obtenção dos registros de força através da Lei de Hooke e, integrando a aceleração medida pelos acelerômetros, a velocidade das partículas da estaca testada (Soares, 2002; Moraes, 2005).

(c) Acelerômetros

Os acelerômetros são equipamentos termoelétricos com amplificadores internos para a redução de ruídos capazes de gerar uma tensão equivalente a aceleração das partículas do material estrutural e, assim, obter a evolução da velocidade de deslocamento da partícula em relação ao tempo, por isso também são chamados de sensores de velocidade (Moraes, 2005).

Figura 7 - Instrumentação utilizada no Ensaio de Carregamento Dinâmico.



Fonte: Adaptado de Rosa (2000).

As leituras são feitas por transdutores de deformação específica, que permitem obter registros de força e acelerômetros, responsáveis pela obtenção da velocidade. Ambos são fixados em pares, em seção da estaca, próxima ao topo, em posições diametralmente opostas, visando a compensação dos efeitos do momento fletor.

Os sinais obtidos através dos transdutores e acelerômetros são enviados para um analisador de cravação de estaca (Pile Driving Analyser – PDA), onde são processados, possibilitando o cálculo de vários parâmetros de interesse, como a resistência à penetração da estaca através de métodos como CASE, CAPWAP, entre outros.

Esses sistemas, além da resistência a penetração à força máxima do impacto, podem obter também a eficiência do sistema de cravação, a energia máxima do golpe, valores de tensão, verificação do dano estrutural e sua posição, avaliação da distribuição de resistência, velocidade e deslocamento.

## 2.2.2 Prova de Carga Estática

A NBR 6122 (2019) recomenda o uso de, pelo menos, uma prova de carga em obras com mais de 100 estacas e carga de trabalho superior a 3000 kN, sendo obrigatória a execução de provas de carga, qualquer que seja o número de estacas da obra, se nessas forem aplicadas tensões admissíveis superiores a tensão admissível da Tabela 1.

Tabela 1 – Quantidade de Provas de carga.

Tipo de estaca	A 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 <sup>b c d</sup>	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga <sup>b c d</sup>
Pré-moldada <sup>a</sup>	7,0	100
Madeira	–	100
Aço	0,5 $f_{yk}$	100
Hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz <sup>e</sup>	$\leq \varnothing 310$ mm = 15,0	75
	$\geq \varnothing 400$ mm = 13,0	
Microestaca <sup>e</sup>	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\varnothing < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

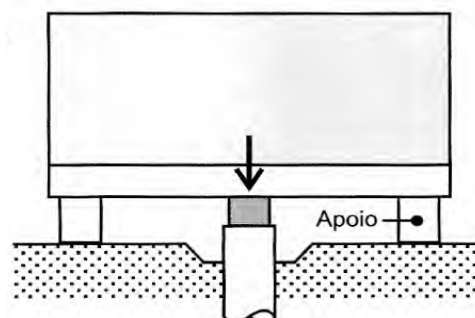
Fonte: NBR 6122 (2022)

### 2.2.2.1 Equipamentos

#### 2.2.2.1.1 Cargueiras

Dispositivo de aplicação de carga que é constituído por um ou mais macacos hidráulicos alimentados por bombas elétricas ou manuais, atuando contra um sistema de reação estável, sendo geralmente uma plataforma com peso (dado por areia, ferro, água ou mesmo estacas ainda não cravadas).

Figura 8 - Cargueira.

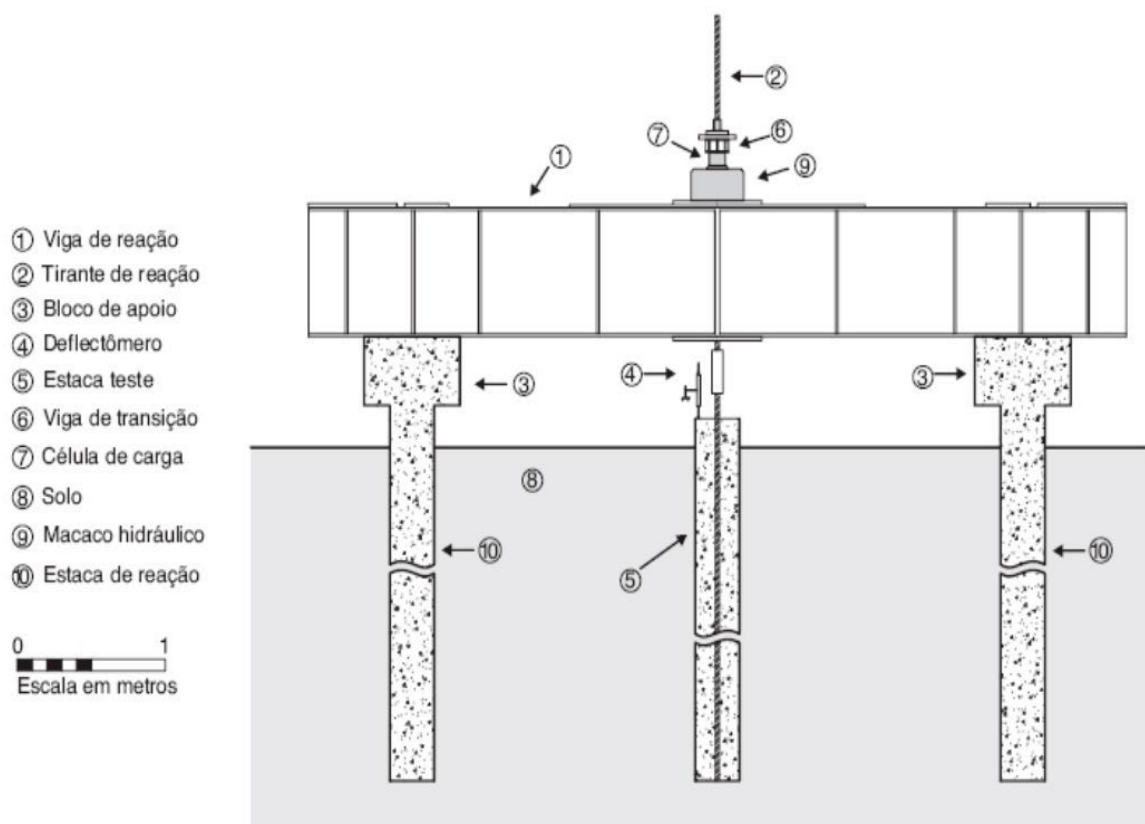


Fonte: Velloso e Lopes (2010)

### 2.2.2.1.2 Tirantes e estacas de reação

A utilização de estacas de reação é feita através de uma viga metálica, presa a estacas armadas (Figura 9) à tração, próximas à que será realizada a prova de carga ou por meio de tirantes executados vizinhos a prova. As ancoragens devem ser feitas de maneira a não interferirem o resultado do teste, estando sob determinada distância, tendo como referências normativas a NBR 5629 para os tirantes e a NBR 6122 para as estacas de reação (Velloso e Lopes, 2010).

Figura 9 - Sistema de reação com estacas e tirantes para a realização de prova de carga estática.

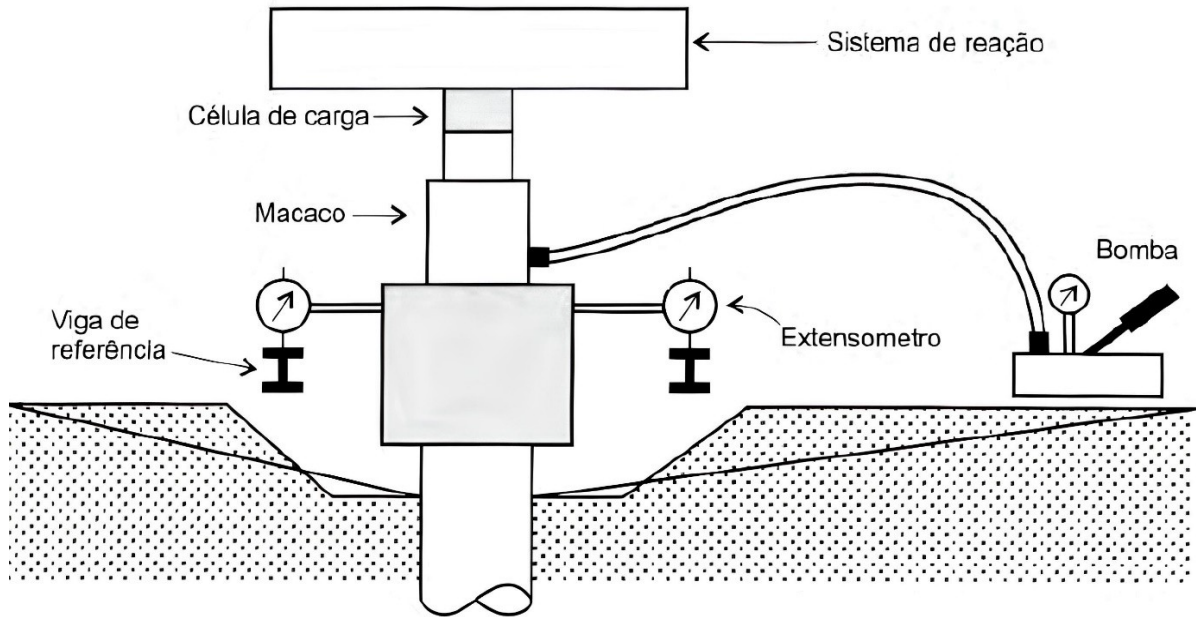


Fonte: Albuquerque e Garcia (2020)

### 2.2.2.1.3 Dispositivo e medição de carga

Para a realização de prova de carga, a instrumentação deve ser constituída minimamente de: célula de carga (transdutor de força resistivo, indutivo ou de cordas vibrantes) e quatro medidores de deslocamento (deflectômetros de alta resolução), servindo, respectivamente, para a garantia da calibração do macaco hidráulico e medição das cargas no topo da estaca, garantia de precisão na medição do recalque e verificação de rotação na cabeça da estaca (Velloso e Lopes, 2010).

Figura 10 - Sistema de medição para prova de carga de compressão.



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

De maneira resumida, os principais métodos de carregamento (PCR e PCE) seguem a seguinte metodologia, baseada na NBR (2020), sendo sempre necessário ser levado em consideração o procedimento cada vez que inicialmente for aplicado o carregamento e adotar o mesmo para as demais cargas.

(a) Prova de carga rápida (PCR)

- Nos estágios de aplicação, a carga deve ser menor ou igual a 10% da carga de trabalho prevista em projeto;
- As cargas devem ser mantidas por 10 minutos em cada estágio, mesmo não havendo estabilização dos deslocamentos (em caso de torres de linhas de transmissão, o tempo de manutenção de carga pode ser reduzido para 5 minutos);
- Em cada estágio devem ser feitas as leituras dos respectivos deslocamentos imediatamente após a aplicação da carga e ao final do estágio;
- Ao final do último estágio e antes de iniciar o descarregamento, devem ser realizadas quatro leituras adicionais: 30 minutos, 60 minutos, 90 minutos e 120 minutos
- O descarregamento deve ser feito em, no mínimo, quatro estágios de 10 minutos.
- Realizar uma leitura após a retirada total da carga e outra após 30 minutos.

(b) Prova de carga lenta (PCE)

- O incremento de carga em cada estágio não deve ser superior a 20 % da carga de trabalho;
- A manutenção da carga deve ser feita por, no mínimo, 30 minutos ou até a estabilização do deslocamento;
- Deve-se se fazer uma leitura imediata após cada aplicação de carga, e outras com 2 min, 4 min, 8min, 15min e 30 min;
- Após isso, é feita a leitura de 30 em 30 minutos até a estabilização;
- Os deslocamentos são considerados estáveis quando a diferença entre os tempos, corresponder a, no máximo, 5 % do deslocamento decorrido no estágio;
- Não atingindo a ruptura, deve-se manter a carga máxima por no mínimo de 12 horas entre a estabilização do recalque e descarregamento, o qual é feito em quatro estágios, com recalques estabilizados e duração mínima de 15 minutos;
- Após o descarregamento total, deve-se prosseguir com as leituras até estabilização do recalque.

O teste lento destaca-se em relação ao teste rápido, pois a curva x recalque é representada de maneira mais eficaz. Em contrapartida, leva mais tempo. Já no teste rápido, os carregamentos são alterados antes da estabilização dos recalques, apresentando uma curva de carga x recalque distinta do ensaio lento (Albuquerque, 2001).

Ainda segundo a NBR 16903 (2020), é permitido o emprego do carregamento misto, em que se deve aplicar o carregamento lento até atingir 1,2 vezes a carga de trabalho prevista. Em seguida, adota-se a metodologia prevista para o carregamento rápido.

E, por último, existe o carregamento cíclico, que é composto por ciclos de carga-descarga com incrementos iguais e sucessivos, sendo eles dos tipos lento e rápido, obedecendo os seus respectivos critérios de incremento máximo e de estabilização dos deslocamentos para cada tipo de carregamento. A diferença encontra-se no descarregamento: no cíclico lento, o descarregamento ocorre de uma só vez e a carga nula no topo é mantida até a estabilização dos deslocamentos; no cíclico rápido, a carga nula é mantida por 10 minutos, com a leitura dos deslocamentos, e, decorrido esse tempo, realizam-se mais duas leituras adicionais, de 30 e 60 minutos.

### 2.3 Métodos semi-empíricos de determinação de capacidade de carga de estacas

Segundo Amann (2010), os métodos semi-empíricos podem ser definidos como os que partem das formulações teóricas já consolidadas, mas que permitem determinar as tensões máximas de atrito e de base a partir de correlações com ensaios de campo. No Brasil, difundiu-se a prática de relacionarem diretamente medidas do ensaio de SPT com a capacidade de carga das estacas.

Velloso (1991) afirma que a utilização dos resultados desses ensaios na determinação da capacidade de carga das fundações, seja quanto à ruptura, seja quanto aos recalques, pode ser feita diretamente, isto é, por meio de correlações entre a carga de ruptura o recalque e o índice de penetração ( $N_{SPT}$ ). Em decorrência disso, há uma intensa utilização de métodos semi-empíricos baseados em sondagens à percussão na determinação da capacidade de carga de fundações.

Pesquisadores tentam correlacionar, através de ajustes estatísticos, equações que possuem relações diretas com métodos teóricos ou métodos práticos. As relações propostas para as estacas variam de acordo com o tipo de investigação geotécnica existente, assim como o tipo de solo encontrado nas regiões de cada país.

Os métodos semiempíricos são os mais utilizados no Brasil para previsão da capacidade de carga de estacas. As correlações predominantes estão baseadas no ensaio de SPT, sendo esse o ensaio mais difundido no Brasil. As divergências entre os métodos semiempíricos se dão principalmente na estimativa das parcelas de atrito lateral e de resistência de base da estaca.

A seguir serão apresentados alguns dos principais métodos semi-empíricos utilizados na cravação de estacas metálicas com o uso de martelo hidráulico no Brasil.

#### 2.3.1 Aoki & Velloso (1975)

Desenvolvido através de estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de sondagens a percussão, o método de Aoki e Velloso (1975) possibilita tanto o uso de dados obtidos tanto do ensaio de penetração de cone (CPT), como o da sondagem à percussão ( $N_{SPT}$ ) através de correlações entre o CPT e  $N_{SPT}$  por meio de um coeficiente de proporcionalidade  $K$ . Dessa forma, a carga de ruptura ( $Q_T$ ) é estimada pela seguinte expressão:

$$Q_T = A_B \frac{K \cdot N_B}{F_1} + U \Sigma \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{L_i}}{F_2} \cdot \Delta L \quad (01)$$

Onde:

$A_B$  = área da base da estaca;

$N_B$  = valor de  $N_{SPT}$  na base da estaca;

$U$  = perímetro da estaca;

$N_L$  = valor médio do NSPT para cada  $\Delta L$ ;

$\Delta L$  = espessura de cada camada de solo;

$\alpha$  = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de base unitária no ensaio de CPT;

$K$  = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de base unitária do ensaio de penetração estática CPT e a resistência à penetração dinâmica NSPT (Tabela 2);

$F_1$  e  $F_2$  = fatores de transformação (escala e tipo de estaca) (Tabela 2).

Tabela 2 – Valores de  $K$ ,  $\alpha$ ,  $F_1$  e  $F_2$  propostos por Aoki e Velloso (1975).

Aoki e Velloso					
Classificação do Solo	K MPa	$\alpha$ (%)	Tipo de Estaca	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
Areia	1,00	1,4	Franki	2,50	2,50
Areia Siltosa	0,8	2,0	Metálica	1,75	3,50
Areia silto-argilosa	0,7	2,4	Pré-moldada de concreto	1,75	3,50
Areia argilo-siltosa	0,5	2,8	Escavada	3,00	6,00
Areia argilosa	0,60	3,0	Franki de fuste apilado	-	-
Silte arenoso	0,55	2,2	Franki de fuste vibrado	-	-
Silte areno-argiloso	0,45	2,8	Pré-moldada de concreto cravada a percussão	-	-
Silte	0,40	3,0	Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	-	-
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0	Escavada com lama bentonítica	-	-
Silte argiloso	0,23	3,4	Raiz	-	-
Argila arenosa	0,35	2,4	Strauss	-	-
Argila areno-siltosa	0,30	2,8	Hélice contínua	-	-
Argila silto-arenosa	0,33	3,0			
Argila siltosa	0,22	4,0			
Argila	0,20	6,0			

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

### 2.3.2 Laprovitera (1988) & Benegas (1993)

Em revisão ao método proposto por Aoki e Velloso (1975) e utilizando-se dos valores de K propostos por Danziger (1982), Laprovitera (1988) e Benegas (1993) propuseram novos valores de  $\alpha$ , assim como  $F_1$  e  $F_2$  (Tabela 3)

Tabela 3 – Valores de K propostos por Danziger (1982) e  $\alpha$  propostos por Laprovitera (1988) e Benegas (1993) de acordo com o tipo de solo e  $F_1$  e  $F_2$  correspondentes aos tipos de estacas.

Laprovitera (1988) e Benegas (1993)					
Classificação do Solo	K MPa	$\alpha$ (%)	Tipo de Estaca	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
Areia	6,00	1,4	Franki	2,50	3,00
Areia Siltosa	5,3	1,9	Metálica	2,40	3,40
Areia silto-argilosa	5,3	2,4	Pré-moldada de concreto	1,75	3,50
Areia argilo-siltosa	5,3	2,8	Escavada	4,50	4,50
Areia argilosa	5,3	3,0	Franki de fuste apilado	-	-
Silte arenoso	4,80	3,0	Franki de fuste vibrado	-	-
Silte areno-argiloso	3,80	3,0	Pré-moldada de concreto cravada a percussão	-	-
Silte	4,80	3,0	Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	-	-
Silte argilo-arenoso	3,80	3,0	Escavada com lama bentonítica	-	-
Silte argiloso	3,00	3,4	Raiz	-	-
Argila arenosa	4,80	4,0	Strauss	-	-
Argila areno-siltosa	3,00	4,5	Hélice contínua	-	-
Argila silto-arenosa	3,00	5,0			
Argila siltosa	2,50	5,5			
Argila	2,50	6,0			

Fonte: Danziger (1982), Laprovitera (1988) e Benegas (1993)

### 2.3.3 Monteiro (1997)

Assim como Laprovitera (1988) e Benegas (1993), Monteiro (1997) realizou nova revisão do método de Aoki e Velloso (1975), ampliando a base de dados e definindo novos valores para K,  $\alpha$ ,  $F_1$  e  $F_2$ . Dessa forma:

$$Q_T = A_B \frac{K \cdot N_B}{F_1} + U \Sigma \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \cdot \Delta L \quad (02)$$

Onde:

$A_B$  = área da base da estaca

$N_B$  = valor de  $N_{SPT}$  na base da estaca

$U$  = perímetro da estaca

$\alpha$  = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência lateral unitária e a resistência de base unitária no ensaio de CPT

$K$  = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de base unitária, do ensaio de penetração estática CPT, e a resistência à penetração dinâmica NSPT (Tabela 4)

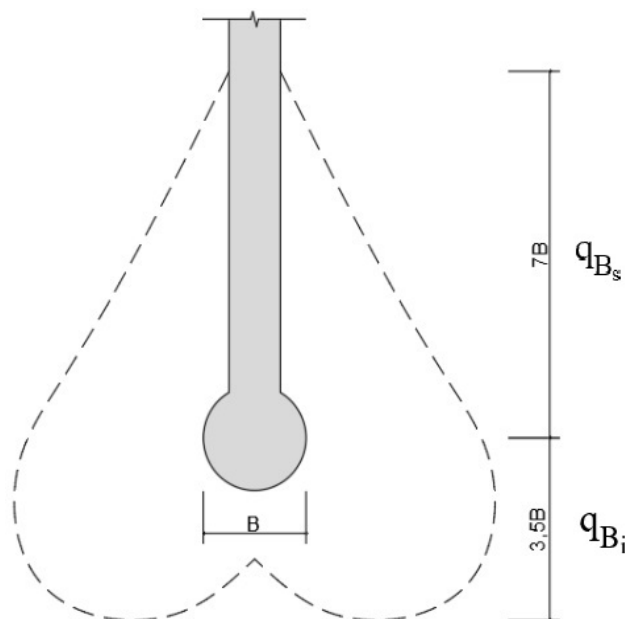
$F_1$  e  $F_2$  = fatores de transformação (escala e tipo de estaca) (Tabela 4)

Porém, nesse método são considerados:

- $N \leq 40$
- Para o cálculo de resistência de base são consideradas as médias dos valores ao longo da espessura acima da base igual a 7 vezes o diâmetro da base ( $q_{B_s}$ ) e a média dos valores ao longo da espessura abaixo da base igual a 3,5 vezes o diâmetro da base ( $q_{B_i}$ ). Logo:

$$q_B = \frac{q_{B_s} + q_{B_i}}{2} \quad (03)$$

Figura 11 - Determinação da área de influência da base segundo Monteiro (1997).



Fonte: Monteiro (1997)

Tabela 4 – Valores de K,  $\alpha$ , F1 e F2 propostos por Monteiro (1997).

Monteiro (1997)					
Classificação do Solo	K MPa	$\alpha$ (%)	Tipo de Estaca	F1	F2
Areia	7,30	2,10	Franki	2,30	-
Areia Siltosa	6,80	2,30	Metálica	1,75	3,50
Areia silto-argilosa	6,30	2,40	Pré-moldada de concreto	-	-
Areia argilo-siltosa	5,70	2,90	Escavada	-	-
Areia argilosa	5,40	2,80	Franki de fuste apilado	2,30	3,00
Silte arenoso	5,00	3,00	Franki de fuste vibrado	2,30	3,20
Silte areno-argiloso	4,50	3,20	Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,50	3,50
Silte	4,80	3,20	Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,20	2,30
Silte argilo-arenoso	4,00	3,30	Escavada com lama bentonítica	3,50	4,50
Silte argiloso	3,20	3,60	Raiz	2,20	2,40
Argila arenosa	4,40	3,20	Strauss	4,20	3,90
Argila areno-siltosa	3,00	3,80	Hélice contínua	3,00	3,80
Argila silto-arenosa	3,30	4,10			
Argila siltosa	2,60	4,50			
Argila	2,50	5,50			

Fonte: Monteiro (1997)

### 2.3.4 Décourt & Quaresma (1978)

O método semiempírico Décourt e Quaresma para avaliação da capacidade de carga de estacas foi publicado inicialmente em 1978, sendo posteriormente modificado e aprimorado por Décourt (1982, 1983, 1996, e 2021), tendo como objeto final a seguinte equação:

$$Q_T = \alpha \cdot C \cdot N_{B3} \cdot A_{B+U} \cdot \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{N_{Li}}{3} + 1 \cdot \Delta L \quad (04)$$

Onde:

$N_B$  = valor médio do  $N_{SPT}$  na base da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior

$C$  = coeficiente para resistência de ponta em função do tipo de solo (Tabela 5)

$A_B$  = área da base da estaca

$U$  = perímetro da estaca

$N_{\Delta L}$  = valor médio do NSPT para cada  $\Delta L$  (desconsiderando aqueles utilizados para a estimativa da resistência da base: ao nível da base, imediatamente acima da base e abaixo da base). Considerando os valores de NSPT  $\leq 3$  iguais a 3 e maiores que 50 devem ser iguais a 50, exceto para estacas tipo Strauss e tubulões a céu aberto, que o limite foi mantido em 15 golpes.

$\Delta L$  = espessura de cada camada de solo

$\alpha$  e  $\beta$  = coeficientes em função do tipo de estaca

Tabela 5 – Valores de C.

Tipo de Solo	Décourt e Quaresma (1978)	Décourt (1986)
	C (kPa)	C* (kPa)
Areias	400	200
Siltes Arenosos (alteração de rocha)	250	140
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200	120
Argilas	120	100

C\* = estacas escavadas

Fonte: Décourt e Quaresma (1978) e Décourt (1986)

Através dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  na equação de capacidade de carga para a reação unitária da base e de atrito lateral respectivamente, Décourt (1996) objetivou a extensão do método aos demais os tipos de estacas, conforme dispostos na Tabela 6:

Tabela 6 – Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de Estaca									
	Escavada em geral		Escavada (bentonita)		Hélice contínua		Raiz		Injetada sob altas pressões	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Argilas	0,85	0,80*	0,85	0,90	0,30*	1,00*	0,85	1,50*	1,00*	3,00*
Intermediários	0,60	0,65*	0,60	0,75*	0,30*	1,00*	0,60*	0,60*	1,00*	3,00*
Areias	0,50	0,50*	0,50	0,60*	0,30*	1,00*	0,50*	1,50*	1,00*	3,00*

\*Valores arbitrários devido à baixa amostragem

Fonte: Decourt (1996)

### 2.3.5 Teixeira (1996)

Teixeira (1996) desenvolveu um método tendo como base os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) e, agora, considerando os índices de resistência à

penetração do  $N_{SPT}$ . Dessa forma, a estimativa da capacidade de carga à compressão da estaca foi dada através da seguinte equação:

$$Q_T = \alpha \cdot N_B \cdot A_B + \beta \cdot N_L \cdot L \quad (05)$$

Onde:

$N_B$  = valor médio do NSPT medidos no intervalo entre 4 diâmetros acima da base da estaca e um diâmetro abaixo

$A_B$  = área da base da estaca

$U$  = perímetro da estaca

$N_L$  = valor médio do NSPT ao longo do comprimento do fuste da estaca

$L$  = comprimento da estaca

$\alpha$  e  $\beta$  = parâmetros propostos pelo autor (Tabela 7)

Os parâmetros  $\alpha$  são em função da natureza do solo e do tipo de estaca e o parâmetro  $\beta$  depende, apenas, do tipo de estaca.

Tabela 7 – Valores do parâmetro  $\alpha$  e  $\beta$ .

Tipo de Solo ( $4 < N < 40$ )	$\alpha$ (kPa)			
	Tipo de Estaca			
	Pré-moldada de concreto e metálicas	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Areia com pedregulho	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia argilosa	300	240	200	190
Silte arenoso	260	210	160	160
Silte argiloso	210	160	130	140
Argila arenosa	160	120	110	110
Argila siltosa	110	100	100	100
Valores de $\beta$ (kPa)	4,0	5,0	4,0	6,0

Fonte: Teixeira (1996)

Nos casos de estacas pré-moldadas cravadas em argilas moles sensíveis, em que normalmente o NSPT é inferior a 3 são indicados os seguintes valores para atrito lateral:

- Argilas fluvio-lagunares e de bacias holocênicas (SFT) – camadas situadas até cerca

de 20/25m de profundidade, com  $N_{SPT} < 3$ :  $q_L = 20$  a  $30$  kPa.

- Argilas transicionais, pleistocênicas – camadas profundas subjacentes aos sedimentos (SFL), com  $N_{SPT}$  de 4 a 8:  $q_L = 60$  a  $80$  kPa.

### 2.3.6 Falconi & Perez (2008)

Falconi e Perez (2008) atribuíram diferentes valores de adesão estaca-solo de acordo com sua gênese para determinação do atrito lateral mobilizado. Em caso de areias e siltes, o atrito lateral mobilizado é calculado em função do SPT. Já a carga de ponta do perfil é calculada de acordo com o valor médio de SPT na ponta 1,00 metro abaixo dela. Dessa forma, a capacidade de carga pode ser obtida da seguinte forma:

Carga total (PR)

$$Q_T = Q_B + Q_L \quad (06)$$

Cálculo da capacidade de carga por atrito lateral ( $Q_L$ ):

$$Q_L = U \times \sum (L \times f_s) \quad (07)$$

Onde:

$f_s$  = adesão (Tabela 8) (kPa)

$U$  = Perímetro colado da estaca (m)

$L$  = Espessura da camada (m)

Tabela 8 -Valores de  $f_s$  utilizados para as argilas.

Camada	SPT médio $N_{SPT}$	$f_s$ (kPa)
Argila marinha	$N < 2,0$	20,0
Argila marinha (tipo “SFL”)	$2,0 < N < 4,0$	30,0
Argila marinha (tipo “AT”)	$4 < N < 6$	60,0

Fonte: Falconi e Peres (2008)

Para as areias, recomenda-se que o valor de  $f_s$  seja obtido da seguinte forma:

$$f_s = 2,1 \times N_{SPT} \text{ (kPa)} \quad (08)$$

Onde:

$f_s$  = adesão média

$N_{SPT}$  = média do  $N_{SPT}$  das camadas de areia

Cálculo da capacidade de carga na ponta da estaca (PP):

$$Q_B = A_{\text{circ}} \times k \text{ (kPa)} \quad (09)$$

Onde

$A_{\text{circ}}$  = área circunscrita à ponta da estaca ( $\text{m}^2$ )

$K$  = em função do SPT médio do solo, conforme a Tabela 9

$N_{\text{m}} =$  média do  $N_{\text{SPT}}$  na base e 1,0 metro abaixo.

Tabela 9 - Valores de  $K$ .

SPT médio $N_{\text{m}}$	$K$ (kPa)
$10 < N < 20$	2000 a 4000
$N > 40$	10000 a 40000

Fonte: Falconi e Peres (2008)

### 2.3.7 Alonso (2008)

Sabendo-se que a carga de ruptura do solo que dá suporte à estaca, é dada por:

$$Q_T = Q_B + Q_L \quad (10)$$

Onde:

$Q_L = U \cdot \sum \Delta_L \cdot q_L$ , sendo a parcela de carga por atrito lateral ao longo do fuste da estaca;

$U$  = perímetro desenvolvido da seção transversal da estaca

$\Delta_L$  = espessura de cada camada de solo

$q_L$  = carga lateral unitária no fuste da estaca;

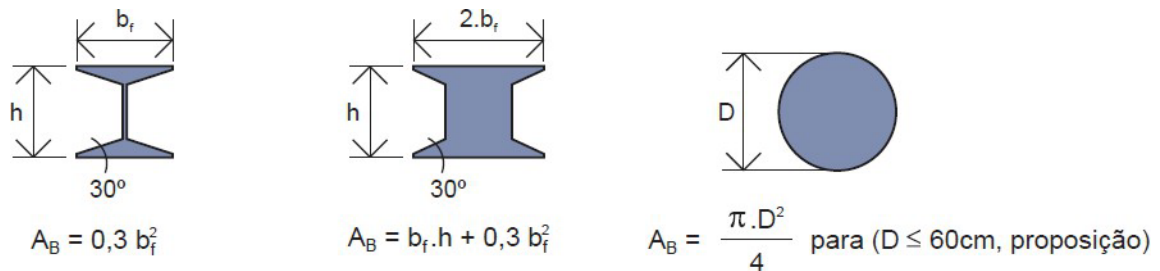
$Q_B = A_B \cdot r_B$ , sendo a parcela de carga na base da estaca;

$A_B$  = área da base da estaca, tendo como valor máximo  $b_f \cdot d$ ;

$q_B$  = carga unitária na base da estaca.

No SEFE VI (2008), Alonso apresentou um método em que propunha a estimativa da carga admissível geotécnica destacando que, quando a área da ponta da estaca estiver em solo pouco competente, deve ser considerada conforme demonstrado na Figura 12.

Figura 12 - Área da ponta da estaca metálica que contribui com a capacidade de carga geotécnica em solo pouco competente.



Fonte: Alonso (2008)

Para o atrito lateral  $Q_L$ , Alonso propõe:

$$q_L = 2,8 \cdot N_{\text{SPT}} < 200 \text{ kPa} \quad (11)$$

Obs.: No caso das argilas da Baixada Santista, adotar os valores propostos por Massad (1999 – Solos e Rochas, vol. 22, n° 1, abril.), sendo:

$q_L = 30 \text{ kPa}$  para argilas SFL (solos fluvio-lagunares)

$q_L = 60 \text{ kPa}$  para argilas AT (argilas transicionais)

Para o atrito na base  $Q_B$ , Alonso propõe:

$$Q_B = K \cdot N_{\text{SPT}} \quad (12)$$

Sendo:

$K = 400 \text{ kPa}$  para as areias;

$K = 300 \text{ kPa}$  para as areias siltosas e argilosas;

$K = 250 \text{ kPa}$  para os siltes;

$K = 150 \text{ kPa}$  para as argilas.

## 2.4 Métodos de análise estatística

### 2.4.1 Conceituação

Existem diversos métodos estatísticos destinados a avaliação da acurácia de modelos matemáticos aplicados na previsão de comportamentos físicos. Geralmente, essas expressões são baseadas em dispersões em torno de medidas de tendência central ou na análise da magnitude do erro entre os valores estimados, aqueles obtidos pelos modelos, e as medições efetivas. Dessa forma, serão mais precisos os modelos com menores dispersões em torno do

padrão de referência.

Não há consenso na literatura especializada a respeito de qual método estatístico é o mais adequado para o emprego em determinado tipo de análise. Por esse motivo, no presente estudo, apresenta-se um conjunto de vinte ferramentas, comumente utilizados em atividades de caráter semelhante ao que se propõem o presente trabalho.

Para compreensão das formulações dos métodos estatísticos, dispostas nos itens em sequência, deve-se observar as nomenclaturas apresentadas abaixo, assim como as expressões de média aritmética, desvio padrão e fator de viés, que são utilizadas em alguns casos como fundamentos na construção das análises.

$n$  = Número de dados presentes na amostragem em estudo;

$Q_c$  = Valor calculado, isto é, previsto no modelo proposto;

$Q_m$  = Valor medido, que representa a saída a qual o modelo proposto se destina a estimar;

$k$  = Razão entre o  $Q_c$  e  $Q_m$ ;

$x$  = Variável de análise, no presente estudo, determinado em função de valores de  $k$ ;

$\mu_k$  = Média aritmética dos valores de  $k$ ;

$\mu_{\ln(k)}$  = Média aritmética dos valores de  $\ln(k)$ ;

$\mu_{(Q_m)}$  = Média aritmética dos valores de  $Q_m$ ;

$\sigma_k$  = Desvio-padrão dos valores de  $k$ ; e

$\sigma_{\ln(k)}$  = Desvio-padrão dos valores de  $\ln(k)$ .

#### 2.4.1.1 Método probabilístico sintético

O método apresentado por Cherubini & Greco (1998) permite a verificação da acurácia das previsões a partir da comparação entre valores calculados ( $Q_c$ ) e medidos ( $Q_m$ ). Para isso, os autores empregam o conceito de fator de viés ( $k$ ), dado pela razão entre os dois termos anteriormente citados, conforme expressão da Equação 13.

$$k = \frac{Q_c}{Q_m} \quad (13)$$

Valores de “ $k$ ” maiores do que 1 indicam que o modelo em análise retornou previsões estimadas acima dos valores reais, verificados por meio de medições práticas, enquanto que

valores menores do que 1, de forma oposta, indicam previsões abaixo dos valores reais. De acordo com esses conceitos, Cherubini & Orr (2000) definem o grau de conservadorismo do modelo, conforme faixas percentuais, apresentadas na Tabela 10.

Tabela 10 - Escala de Conservadorismo para valores de “k” em porcentagem.

Grau de Conservadorismo	K < 1 (%)	Nível de Segurança do Método
5	80 – 100	Muito conservador (muito seguro)
4	60 – 79	Conservador (seguro)
3	40 – 59	Neutro
2	20 – 39	Não conservador (inseguro)
1	0 – 19	Muito Não Conservador (muito inseguro)

Fonte: Cherubini et al., 2000.

#### 2.4.1.2 Média aritmética ( $\mu_{xi}$ )

É uma medida de tendência central de um conjunto de dados, que pode ser utilizada na aferição da acurácia de um modelo por meio da verificação do nível de dispersão de dados em torno de um número característico, representativo da maioria das saídas do problema. Sua expressão é dada por:

$$\mu_{(x_i)} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (14)$$

#### 2.4.1.3 Desvio padrão ( $\sigma_{xi}$ )

É aplicado em análises que utilizam a média como modelo de aferição de precisão e indica, em termos numéricos ou percentuais, o grau de dispersão do conjunto de dados em torno do elemento central, isto é, da média aritmética e tem como expressão:

$$\sigma_{(x_i)} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_{(x_i)})^2} \quad (15)$$

#### 2.4.2 Coeficiente de determinação ( $r^2$ )

Representa o quadrado do coeficiente de correlação de Pearson (1896), para modulação dos dados, destinado a medir a proporção de variabilidade de uma determinada variável em relação a outra, sendo representado por:

$$r^2 = \frac{\left[ \frac{n \sum_{i=1}^n Q_{C_i} Q_{m_i} - \sum_{i=1}^n Q_{C_i} \sum_{i=1}^n Q_{m_i}}{\sqrt{\left( n \sum_{i=1}^n Q_{C_i}^2 - \left( \sum_{i=1}^n Q_{C_i} \right)^2 \right) \left( n \sum_{i=1}^n Q_{m_i}^2 - \left( \sum_{i=1}^n Q_{m_i} \right)^2 \right)}} \right]^2 \quad (16)$$

É comumente empregado na análise de relações entre parâmetros diferentes para a determinação do percentual de valores que podem ter suas variações associadas a variações de outros parâmetros constituintes do mesmo modelo. Valores de  $r^2$  próximos a unidade indicam elevada correlação (ou interdependência) entre variáveis.

#### 2.4.3 Coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe (E)

É um método de avaliação da acurácia de modelos na previsão de parâmetros, proposto por Nash & Sutcliffe (1970) e tem seu valor dado pela expressão:

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{c_i} - Q_{m_i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{c_i} - \bar{Q}_m)^2} \quad (17)$$

O coeficiente de eficiência (E) pode variar entre  $-\infty$  a 1. Quanto mais próximo da unidade mais preciso é o modelo, com saídas condizentes com os valores medidos. Quando “E” for zero, as previsões são tão precisas quanto a média dos dados observados.

#### 2.4.4 Erro absoluto médio (MAE)

É um método estatístico destinado a medição da magnitude média dos erros em um conjunto de previsões. É a média na amostra em estudo das diferenças absolutas entre valores previstos e medidos.

Para evitar que erros individuais positivos e negativos de mesma intensidade se cancelem no processo de somatório, subestimando o erro dos modelos, deve-se modular a diferença realizada em cada um dos “n” casos, como representado na expressão:

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |Q_{m_i} - Q_{c_i}| \quad (18)$$

#### 2.4.5 Erro percentual absoluto médio (MAPE)

Para Hanke e Wichern (2009) os erros em modelos de previsão podem ser melhor compreendidos se analisados em termos percentuais. É nesse contexto em que atua o método estatístico de análise MAPE, determinando a média percentual dos erros e tem sua expressão

definida por:

$$\text{MAPE}(\%) = \frac{100}{n} \sum_{i=1}^n \frac{|Q_{mi} - Q_{ci}|}{Q_{mi}} \quad (19)$$

O MAPE não é indicado para análise de dados onde os valores de  $Q_m$  assumam configurações muito pequenas ou iguais a zero, o que poderá fazer com que a expressão retorne valores extremos, matematicamente sem sentido.

#### 2.4.6 Erro percentual absoluto mediano ( $\text{MAPE}_{\text{MED}}$ )

O  $\text{MAPE}_{\text{MED}}$  é uma abordagem semelhante a discutida no caso anterior ( $\text{MAPE}_{\text{MA}}$ ), porém calculado em termos de mediana do erro percentual, sendo representado pela expressão:

$$\text{MAPE}_{\text{MED}}(\%) = 100 \cdot \text{MED} \left( \frac{|Q_{mi} - Q_{ci}|}{Q_{mi}} \right) \quad (20)$$

#### 2.4.7 Erro percentual absoluto médio ponderado (WMAPE)

Para Busari e Lim, 2021 e Forbes, 2023, o WMAPE também é uma medida de erro percentual (ou decimal) médio absoluto, porém, é ponderado tanto pela quantidade de observações quanto pelos respectivos montantes, e, por ser relativo, é livre de escala, o que facilita comparações entre modelos com variáveis de interesse medidas em unidades distintas, sendo dado pela seguinte expressão:

$$\text{WMAPE} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{|Q_{mi} - Q_{ci}|}{Q_{mi}} \cdot Q_{mi}}{\sum_{i=1}^n Q_{mi}} \quad (21)$$

#### 2.4.8 Índice de Mielke modificado ( $\lambda$ )

Proposto por Duveiller et al. (2016), a partir de ajustes aplicados ao método estatístico de Mielke (1984), o índice de Mielke modificado ( $\lambda$ ) é utilizado para caracterizar o desempenho de modelos de previsão de parâmetros em relação à valores de referência, por meio de permutações entre os elementos do conjunto de dados, para determinação de vieses, que permitam suas comparações com valores do coeficiente de Pearson (1896), sendo obtido pela expressão:

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{mi} - Q_{ci})^2}{\sum_{i=1}^n Q_{mi}^2 - \mu_{(Q_m)}^2 + \sum_{i=1}^n Q_{ci}^2 - \mu_{(Q_c)}^2 + n \cdot (\mu_{(Q_m)} - \mu_{(Q_c)})^2 + k} \quad (22)$$

Onde:

$$k = \begin{cases} 0, & r \geq 0 \\ 2, & r < 0 \end{cases} \quad (23)$$

E “r” o coeficiente de correlação de Pearson (1896), calculado pela expressão:

$$r = \frac{n \sum_{i=1}^n Q_{c_i} Q_{m_i} - \sum_{i=1}^n Q_{c_i} \sum_{i=1}^n Q_{m_i}}{\sqrt{\left[ n \sum_{i=1}^n Q_{c_i}^2 - \left( \sum_{i=1}^n Q_{c_i} \right)^2 \right] \left[ n \sum_{i=1}^n Q_{m_i}^2 - \left( \sum_{i=1}^n Q_{m_i} \right)^2 \right]}} \quad (24)$$

#### 2.4.9 Índice de concordância de Willmott (d)

Para Willmott (1982), a acurácia de um modelo pode ser medida em termos de sua capacidade de previsão de valores próximos aos medidos. Essa aproximação é obtida por um meio do índice concordância ou ajuste (d), com valores entre zero, onde não existe concordância, e um, para a concordância perfeita, tendo sua equação representada por:

$$d = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{c_i} - Q_{m_i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{c_i} - \mu(Q_m))^2 + \sum_{i=1}^n (Q_{m_i} - \mu(Q_m))^2} \quad (25)$$

#### 2.4.10 Índice de performance ( $\rho\rho$ )

Gandomi et al. (2011) propuseram a avaliação da performance de modelos considerando alterações na correlação (via coeficiente de Pearson, 1896) e análise de erros (via RMSE) de forma conjunta, como:

$$\rho\rho = \frac{\text{RMSE}}{\mu(Q_m)} \cdot \frac{1}{(r+1)} \quad (26)$$

Onde:

r - É o coeficiente de correlação de Pearson (1896)

RMSE - É o método estatístico denominado “raiz do erro quadrático médio”, discutido em sequência, no item 2.4.15.

$\rho\rho$  - varia entre 0 a  $+\infty$ , com valores mais próximos de zero indicando uma melhor performance, com modelos de predição altamente recomendados.

#### 2.4.11 Ranking index (RI)

Proposto por Briaud & Tucker (1988), é um parâmetro estatístico utilizado na

avaliação da precisão dos modelos de estimativa. Para isso, avaliam-se as formulações baseadas na magnitude das alterações dos índices alternativos, calculados usando a acurácia, em termos da média aritmética ( $\mu_{\ln(k)}$ ) e a precisão, em termos de desvio padrão ( $\sigma_{\ln(k)}$ ). Quanto mais saídas próximas aos valores médios, maior é o indicativo de precisão do modelo. Logo, a expressão é dada por:

$$RI = \frac{\mu_{\ln(k)}}{\sigma_{\ln(k)}} \quad (27)$$

#### 2.4.12 Probabilidade normal

A distribuição normal determina probabilidades de ocorrência de eventos aleatórios, estabelecendo padrões que podem ser identificados em uma análise conjunta dos dados. Um modelo preciso por este método será aquele que concentrar o maior número de dados em torno da média, com pequenos desvios. Geralmente, em modelos normais, 95% dos dados estão contidos em um intervalo de  $-2\sigma_k \leq \mu_k \leq 2\sigma_k$ . Logo:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_k \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \frac{(x - \mu_k)^2}{\sigma_k^2}} \quad (28)$$

#### 2.4.13 Probabilidade log-normal

É utilizada na busca por padrões de distribuição probabilística de resultados. As variáveis podem ser analisadas por meio desta distribuição sempre que forem positivas e seu logaritmo possuir a forma de uma distribuição normal. Assim:

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma_{\ln(k)} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \frac{(\ln(x) - \mu_{\ln(k)})^2}{\sigma_{\ln(k)}^2}} \quad (29)$$

#### 2.4.14 Ranking distance (RD)

Proposto por Cherubini & Orr (2000), é utilizado na avaliação da acurácia de métodos por meio da média aritmética ( $\mu_k$ ) e desvio padrão ( $\sigma_k$ ) do fator de viés ( $k$ ) para qualquer grandeza. Basicamente, representa a distância determinada pelo módulo do vetor entre um ponto qualquer calculado e um ponto ótimo. Para qualquer modelo, o ponto ótimo ocorre quando os valores calculados são iguais aos valores medidos, isto é,  $k = 1$  e  $\sigma_k = 0$ . Dessa forma, sua representação é dada por:

$$RD = \sqrt{(\mu_k - 1)^2 + [\sigma_k]^2} \quad (30)$$

#### 2.4.15 Raiz do erro quadrático médio (RMSE)

É um método de avaliação de acurácia de modelos de estimativa largamente utilizado na literatura especializada pela facilidade de sua programação. Representa a raiz da média entre a diferença dos valores medidos e calculados elevados ao quadrado, onde:

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_{mi} - Q_{ci})^2} \quad (31)$$

#### 2.4.16 Raiz do erro percentual quadrático médio (RMSPE)

É semelhante ao RMSE, porém no RMSPE a análise é feita em termos percentuais, então:

$$\text{RMSPE (\%)} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_{mi} - Q_{ci}}{Q_{mi}} \right)^2} \quad (32)$$

#### 2.4.17 Raiz do erro quadrático médio sistemático (RMSES)

O método representa um melhoramento aplicado sobre os modelos de avaliação de erros, incluindo na parcela de dados estimados ( $Q_i$ ) parâmetros obtidos a partir de análises de regressão linear. Da mesma forma que o RMSE, quanto menores os erros obtidos, maior a precisão do modelo. Assim:

$$\text{RMSES} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_i^* - Q_{mi})^2} \quad (33)$$

Onde:

$$Q_i^* = a + b \cdot Q_{mi} \quad (34)$$

Sendo:

a e b – coeficientes de regressão linear entre  $Q_m$  e  $Q_c$ .

#### 2.4.18 Variância explicada (VAF)

É método estatístico utilizado para indicar a adequação de um modelo a valores reais de medições. Em geral, os modelos mais precisos possuem valores maiores de variância explicada, contudo, tendem a ter uma implementação mais complexa. Dessa forma:

$$VAF = 1 - \frac{\text{var}(Q_m - Q_c)}{\text{var}(Q_m)} \cdot 100\% \quad (35)$$

Onde “var” é a variância amostral, dada pelas expressões:

$$\text{var}(Q_m - Q_c) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (Q_{mi} - Q_{ci} - \mu_{(Q_m - Q_c)})^2 \quad (36)$$

$$\text{var}(Q_m) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (Q_{mi} - \mu_{(Q_m)})^2 \quad (37)$$

#### 2.4.19 Índice de referência (IR)

$$IR = \frac{RMSE + MAE + MAPE}{3} \quad (38)$$

Onde:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_{mi} - Q_{ci})^2} \quad (39)$$

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |Q_{mi} - Q_{ci}| \quad (40)$$

$$MAPE(\%) = \frac{100}{n} \sum_{i=1}^n \frac{|Q_{mi} - Q_{ci}|}{Q_{mi}} \quad (41)$$

#### 2.4.20 Índice de Legate e McCabe (LMI)

Usado principalmente como métrica de validação de modelos, o índice de Legate e McCabe (LMI) avalia o desempenho dos modelos, comparando valores previstos e observados, determinando assim o quão bem está representada a realidade

$$LMI = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{mi} - Q_{ci})}{\sum_{i=1}^n (Q_{mi} - m)} \quad (42)$$

Onde:

$$m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Q_{mi} \quad (43)$$

Sendo:

$$0 < LMI \leq 1$$

#### 2.4.21 Incerteza Expandida (U95)

É obtida multiplicando a incerteza combinada por um fator de abrangência (k), que amplia o intervalo de confiança, proporcionando uma estimativa mais conservadora e garantindo que uma fração maior dos valores atribuíveis ao mensurando esteja dentro desse intervalo., tendo sua representação dada por:

$$U_{95} = 1,96 \cdot (SD^2 + RMSE^2)^{\frac{1}{2}} \quad (44)$$

Onde:

$$D_i = Q_c - Q_m \quad (45)$$

$$\mu_D = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n D_i \quad (46)$$

$$SD = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (D_i - \mu_D)^2} \quad (47)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_{mi} - Q_f)^2} \quad (48)$$

### 3 METODOLOGIA

Inexistindo um método específico para a previsão de capacidade de carga em estacas metálicas cravadas utilizando martelo vibratório, buscou-se primeiramente a avaliação do desempenho das metodologias de previsão de capacidade de carga para estacas metálicas cravadas utilizando martelo de impacto já existentes e previamente citadas nesse trabalho (Aoki & Velloso, Laprovitera & Benegas, Monteiro, Décourt & Quaresma, Teixeira, Falconi & Perez e Alonso), comparando-as com os valores obtidos em prova de carga realizadas em estacas cravadas com a utilização do martelo vibratório.

Considerando-se que os valores de  $Q_T$  são obtidos por  $Q_T = A_B \cdot q_B + A_L \cdot q_L$ , além dos altos valores de esbeltez das estacas, foram avaliados individualmente os valores de  $Q_T$  e  $q_L$  de cada formulação como possíveis métodos de obtenção de capacidade de carga de estacas metálicas cravadas com a utilização de martelo vibratório.

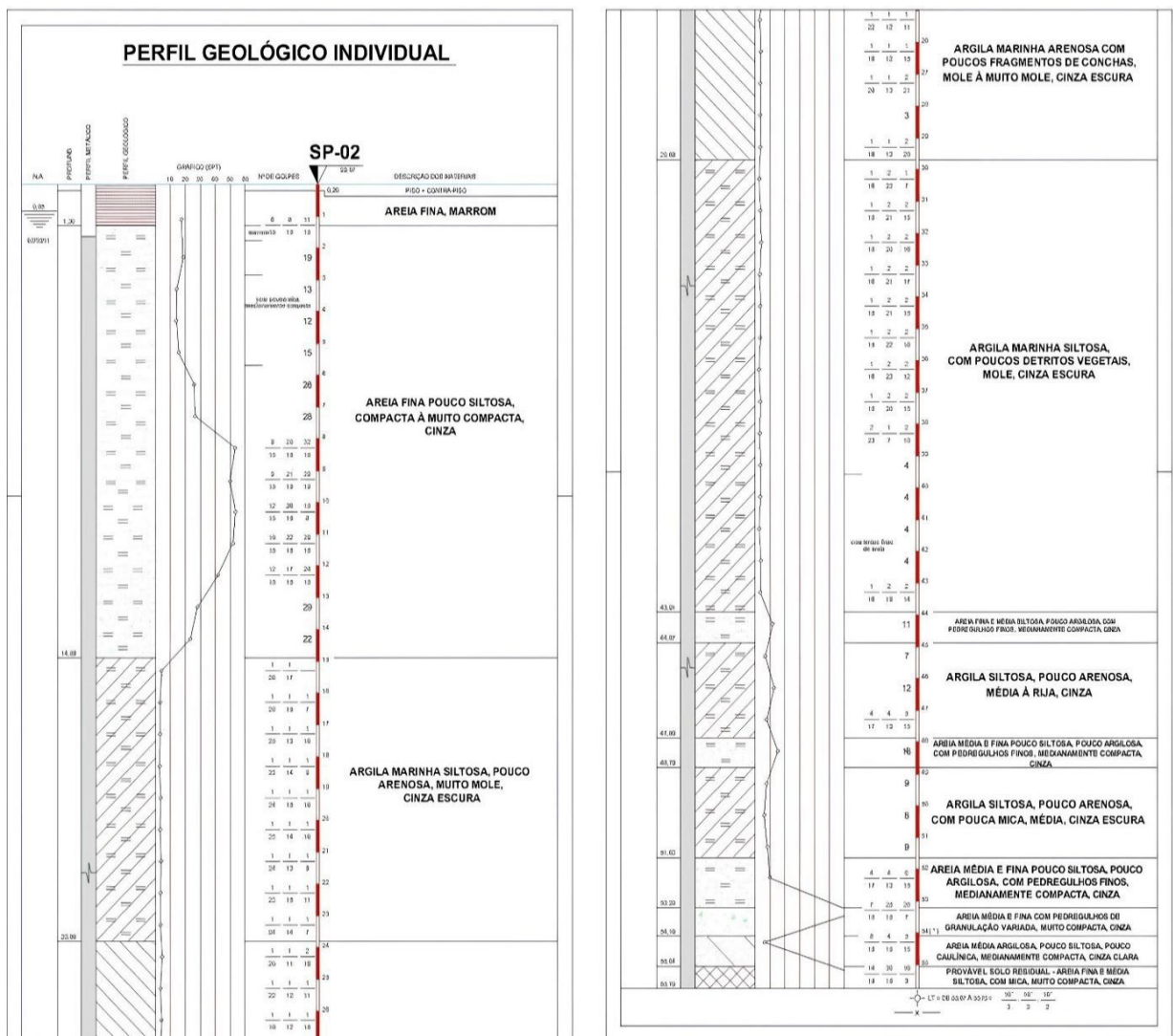
Em primeiro momento, foram avaliados e ranqueados apenas os métodos, de maneira íntegra, sem inserção de coeficiente de melhoria, apenas avaliando de maneira individual os valores calculados de  $Q_T$  e  $q_L$  em comparação com os medidos através da prova de carga e, em seguida, ranqueando em ordem crescente, de acordo com seu desempenho em cada avaliação.

Após primeira observação, e, agora utilizando-se do ferramental estatístico apresentado anteriormente nesse trabalho ( $r^2$ , E, MAE, MAPE, MAPE<sub>MED</sub>, WMAPE,  $\gamma$ , d,  $\rho$ , RI, probabilidade normal, probabilidade log-normal, RD, RMSE, RMSPE, RMSES, VAF, IR, LMI,  $U_{95}$ ), buscou-se a inserção de um coeficiente ( $\alpha$ ) em cada metodologia, visando a melhoria de cada método e, novamente, avaliando e ranqueando em relação aos valores de obtidos em prova de carga.

### 3.1 Materiais e métodos

A primeira fundação com estacas cravadas com martelos vibratórios no Brasil ocorreu em fins de 2011, em Santa Cruz, no Rio de Janeiro, sendo cravados 192.287 m de estacas com comprimento cravado variando entre 33 e 40 m. Após isso, em 2012, em Santos, o martelo vibratório foi utilizado novamente para a cravação de perfis metálicos, tendo como perfil geotécnico (típico) representativo do local dessa obra apresentado na figura abaixo.

Figura 13 - Perfil geológico individual de Santos, São Paulo.



Fonte: Falconi et al. (2018)

Nesta obra foram realizadas dez provas de carga, cujas informações gerais serão apresentadas na sequência desse estudo. Além dessas, também serão apresentadas provas de carga realizadas em diferentes obras em Santa Cruz – Rio de Janeiro (nove), Barra da Tijuca – Rio de Janeiro (uma), Praia Grande – São Paulo (quatro), São Vicente – São Paulo (uma), Santos – São Paulo (uma) e São Luís – Maranhão (uma) (Tabela 11).

Tabela 11 – Informações Gerais das provas de carga utilizadas

Localização	Nº Prova de Carga	L (m)	D <sub>b ret</sub> (m)	D <sub>r col</sub> (m)	⊠ fuste	⊠ base	Q trabalho (kN)	Q máxima ensaio (kN)
RJ – Santa Cruz	V.1	33,37	0,418	0,659	6,45	12,5	1410,00	2820,00
RJ – Santa Cruz	V.2	31,65	0,418	0,659	6,29	11,5	1220,00	2440,00
RJ – Santa Cruz	V.3	40,00	0,232	0,382	14,03	40,00	1000,00	2000,00
RJ – Santa Cruz	V.4	40,55	0,290	0,477	8,71	38,00	1425,00	2850,00
RJ – Santa Cruz	V.5	37,50	0,418	0,659	9,32	40,50	1240,00	2480,00
RJ – Santa Cruz	V.6	40,40	0,418	0,659	5,97	18,50	1500,00	3000,00
RJ – Santa Cruz	V.7	39,92	0,290	0,477	8,49	60,00	1450,00	2900,00
RJ – Santa Cruz	V.8	40,40	0,418	0,659	10,67	56,00	2000,00	4000,00
RJ – Santa Cruz	V.9	40,39	0,418	0,659	9,14	21,50	1400,00	2800,00
RJ – Barra da Tijuca	V.10	38,00	0,352	0,576	23,2	19,00	2500,00	5000,00
SP - Santos	V.11	57,50	0,341	0,569	9,36	60,00	2000,00	4000,00
SP - Santos	V.12	50,00	0,352	0,568	5,62	27,00	2000,00	4000,00
SP - Santos	V.13	50,00	0,325	0,568	6,28	23,00	2000,00	4000,00
SP - Santos	V.14	42,50	0,352	0,576	16,5	60,00	2300,00	4600,00
SP - Santos	V.15	38,60	0,352	0,576	12,08	36,00	2300,00	4600,00
SP - Santos	V.16	35,70	0,349	0,576	9,45	12,00	1360,00	2720,00
SP - Santos	V.17	32,20	0,349	0,576	10,31	60,00	2300,00	4600,00
SP - Santos	V.18	39,50	0,341	0,574	11,46	15,00	2110,00	4220,00
SP - Santos	V.19	32,50	0,341	0,574	10,47	25,00	1820,00	3640,00
SP - Santos	V.20	54,00	0,341	0,569	14,29	60,00	2050,00	4100,00
SP - Santos	V.21	54,00	0,341	0,570	11,98	10,60	2200,00	4400,00
SP – Praia Grande	V.22	40,20	0,341	0,566	21,92	11,00	1800,00	3600,00
SP – Praia Grande	V.23	40,30	0,341	0,566	9,38	3,00	1800,00	3600,00
SP – Praia Grande	V.24	48,00	0,341	0,568	14,04	15,00	2040,00	4080,00
SP – Praia Grande	V.25	44,00	0,341	0,569	13,15	3,00	2000,00	4000,00
SP – São Vicente	V.26	50,00	0,341	0,564	8,02	3,00	1500,00	3000,00
MA – São Luís	V.27	32,9	0,238	0,388	6,65	48,00	1090,00	2180,00

Onde:

$L$  (m) = comprimento da estaca;

$N_{\text{fuste}}$  = NSPT médio do fuste, desconsiderando os valores utilizados no  $N_{\text{base}}$  (ao nível da base, imediatamente acima da base e abaixo da base);

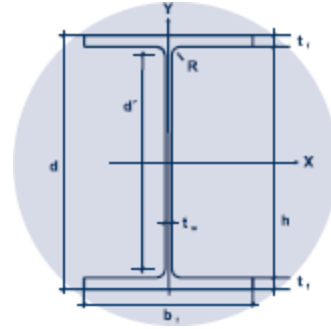
$N_{\text{base}}$  = NSPT médio da base, considerando somente os valores ao nível da base, imediatamente acima da base e abaixo da base

$$D_{b \text{ ret}} = \frac{4 \cdot b_f \cdot d}{\pi}$$

$$D_{f \text{ col}} = \frac{2 \cdot (b_f + d)}{\pi}$$

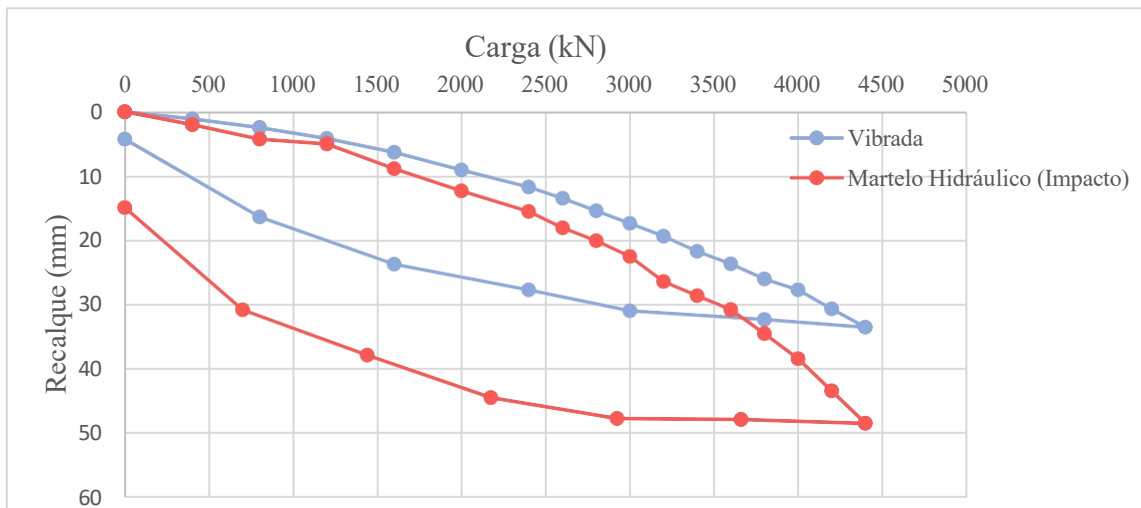
$b_f$  = largura da aba do perfil;

$d$  = altura externa do perfil metálico.



A seguir estão representadas no Gráfico 1 o comparativo de curvas carga x deslocamento de duas estacas de mesmo bloco, localizadas em Santos-SP, cravadas utilizando martelo vibratório e martelo hidráulico, de 700 kg e 0,50 m de queda, apresentando a mesma carga de trabalho (2000 kN) e comprimento cravado de 54,0 e 56,3 metros respectivamente.

Gráfico 1 - Curvas carga x recalque das estacas ensaiadas à compressão.



Fonte: Falconi et al. (2018)

Utilizando o método de Massad (1998) para a medição da carga de ruptura, as estacas apresentaram os valores de 5100 kN para a estaca cravada utilizando martelo vibratório e 4840 kN para a estaca cravada utilizando martelo hidráulico.

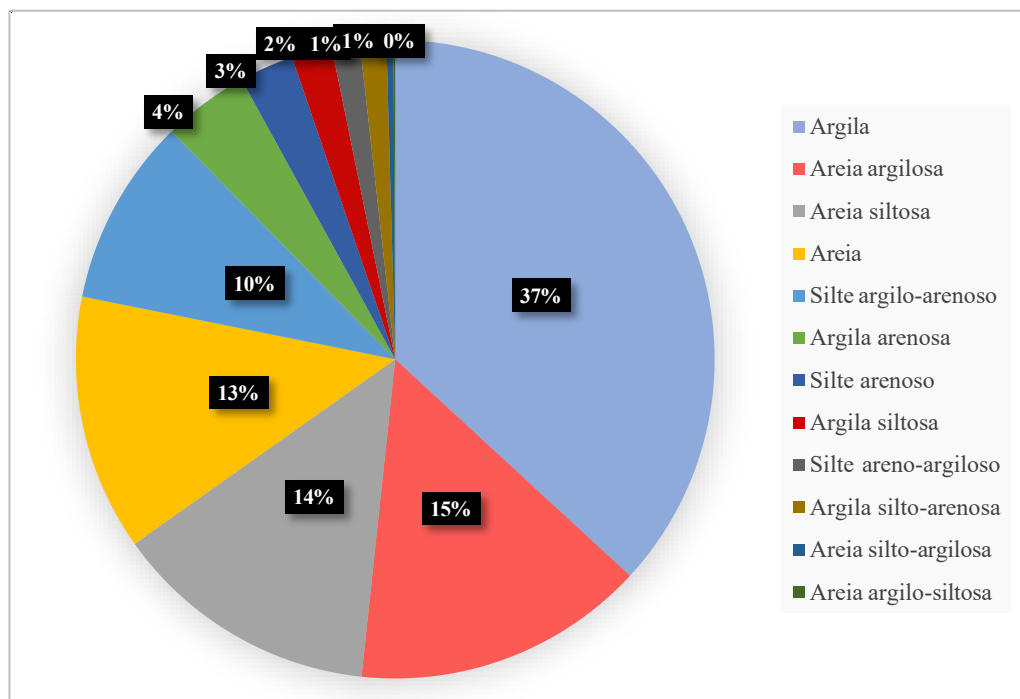
Na Tabela 12 e nos Gráfico 2 e 3 têm-se a descrição das estratigrafias apresentadas pelos solos em que foram realizadas as provas de carga.

Tabela 12 – Descrição da estratigrafia do solo.

Tipos de solo	Qtde. (m)	Estratigrafia %
Argila	415	36,86
Areia argilosa	167	14,83
Areia siltosa	152	13,50
Areia	146	12,97
Silte argilo-arenoso	107	9,50
Argila arenosa	49	4,35
Silte arenoso	31	2,75
Argila siltosa	23	2,04
Silte areno-argiloso	16	1,42
Argila silto-arenosa	15	1,33
Areia silto-argilosa	4	0,36
Areia argilo-siltosa	1	0,09
Silte	0	0,00
Silte argiloso	0	0,00
Argila areno-siltosa	0	0,00
<b>Total</b>	<b>1126</b>	<b>100,00</b>

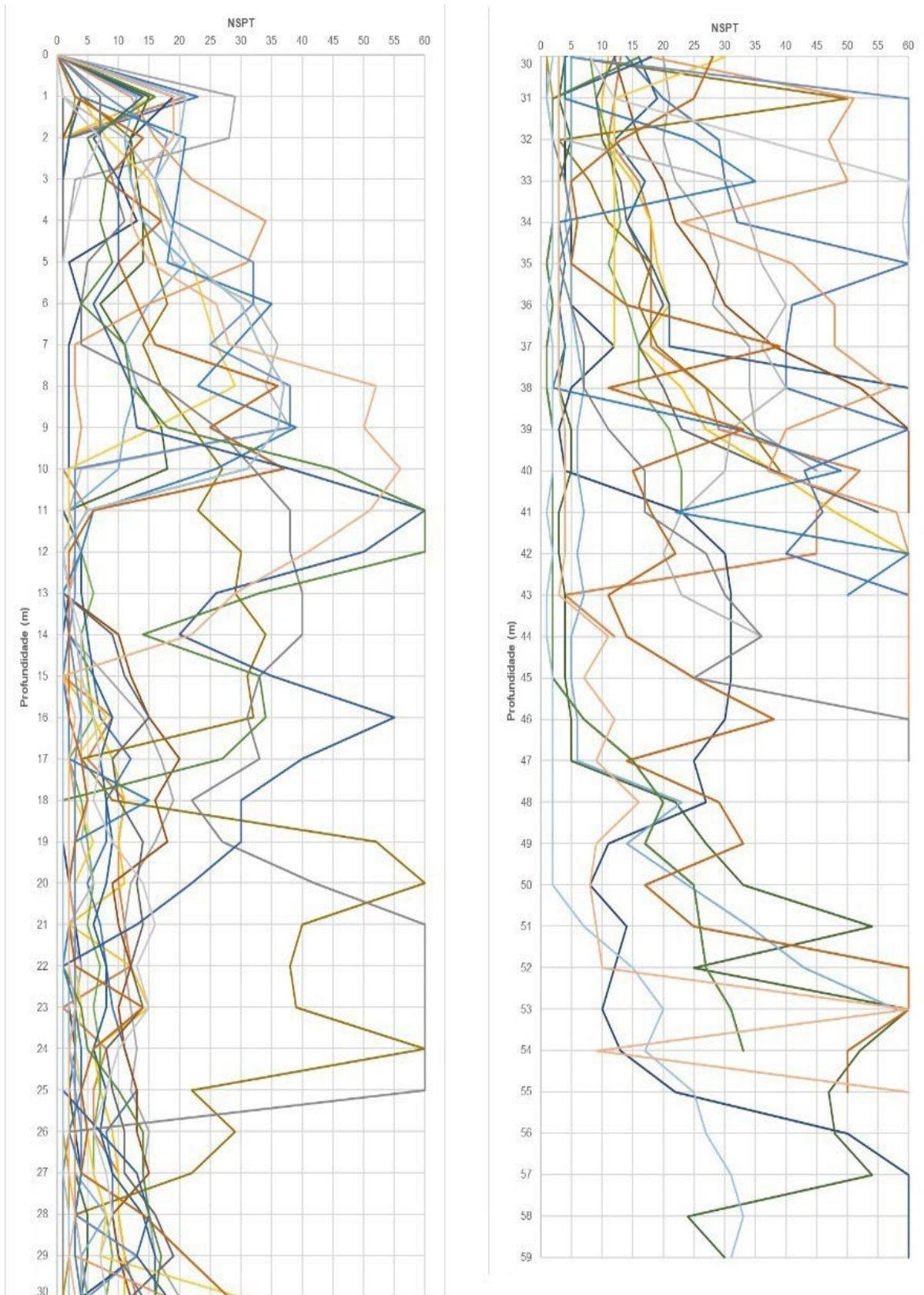
Fonte: autor (2025)

Gráfico 2 – Representação gráfica das estratigrafias do solo.



Fonte: autor (2025)

Gráfico 3 – Laudos de sondagem dos solos analisados.



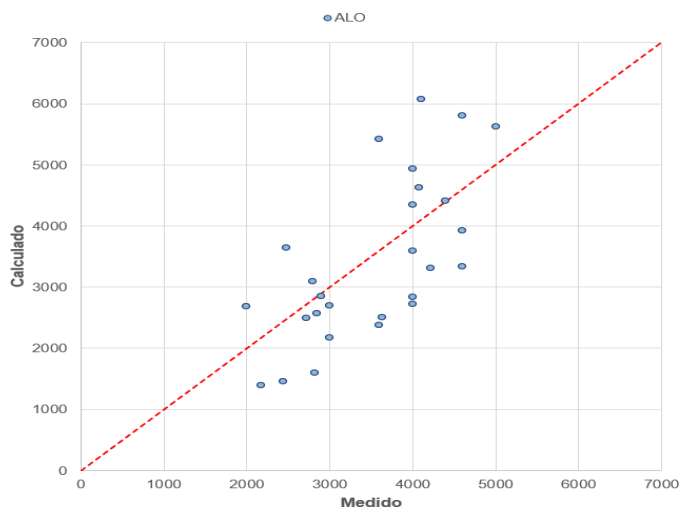
Fonte: autor (2025)

#### 4 Avaliação dos métodos

Conforme descrito no Capítulo 4, a primeira avaliação realizou a comparação, tendo como parâmetros os valores de  $Q_T$  e  $q_L$  possivelmente obtidos em métodos que preveem a capacidade de carga para estacas metálicas cravadas utilizando martelo hidráulico e comparou com os valores obtidos em prova de carga realizadas em estacas cravadas com a utilização do martelo vibratório.

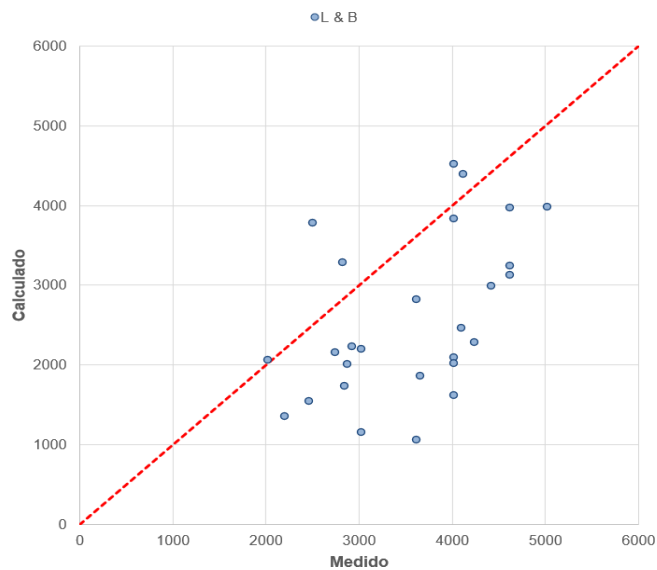
Obtendo os seguintes resultados (Gráficos 4 e 5):

Gráfico 4 – Desempenho do método de Alonso (2008) em relação as provas de carga realizadas.



Fonte: autor (2025)

Gráfico 5 – Desempenho do método de Laprovitera & Benegas (1993) em relação as provas de carga realizadas.



Fonte: autor (2025)

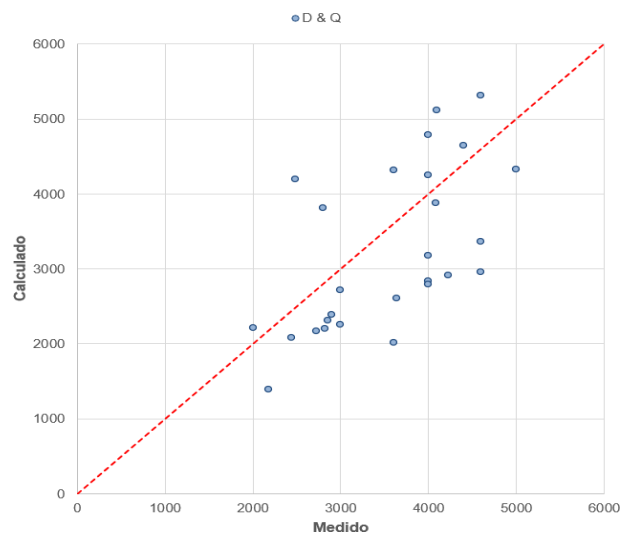
Tabela 13 – Classificação dos métodos sem coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	D & Q	1,0	894
2	ALO	1,0	1031
3	ALO_fuste	1,0	1251
4	T	1,0	1831
5	M	1,0	1959
6	F & P_fuste	1,0	2002
7	A & V	1,0	2528
8	M_fuste	1,0	3188
9	D & Q_fuste	1,0	3211
10	T_fuste	1,0	3255
11	A & V_fuste	1,0	3278
12	L & B	1,0	3391
13	L & B_fuste	1,0	3558
14	F & P	1,0	3706

Fonte: autor (2025)

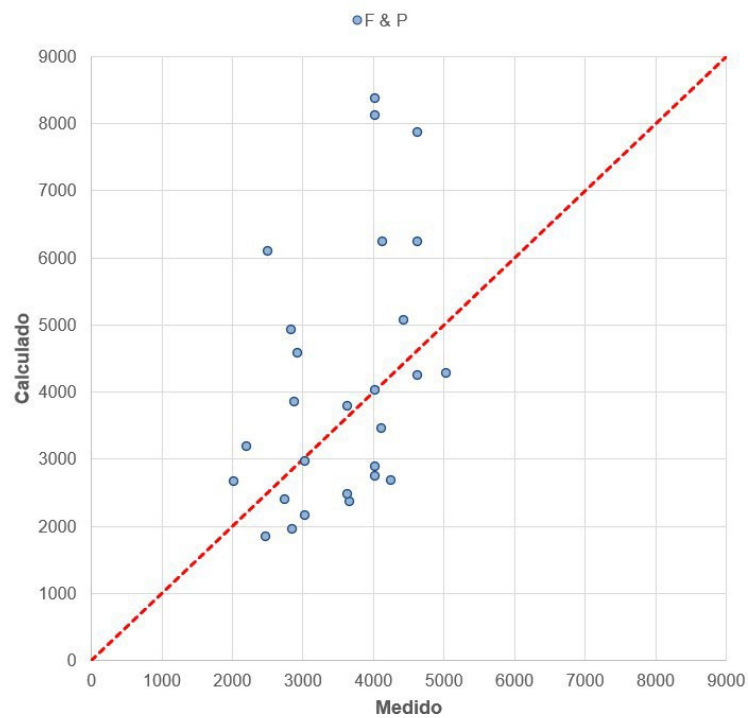
Observa-se que, na primeira avaliação, o método de Décourt & Quaresma (1978) obteve melhor desempenho entre os avaliados, com um somatório de ranqueamentos de 894 entre todas as avaliações realizadas (Gráfico 6), considerando-se ainda que o método de Falconi & Perez (2008) obteve o pior desempenho e última colocação entre os métodos avaliados (Gráfico 7), sendo, porém, de fundamental ressaltar que, o mesmo método, quando considerado somente seu fuste na avaliação, há grande melhora no seu desempenho (Gráfico 8).

Gráfico 6 – Desempenho do método de Décourt & Quaresma (1978) em relação as provas de carga realizadas



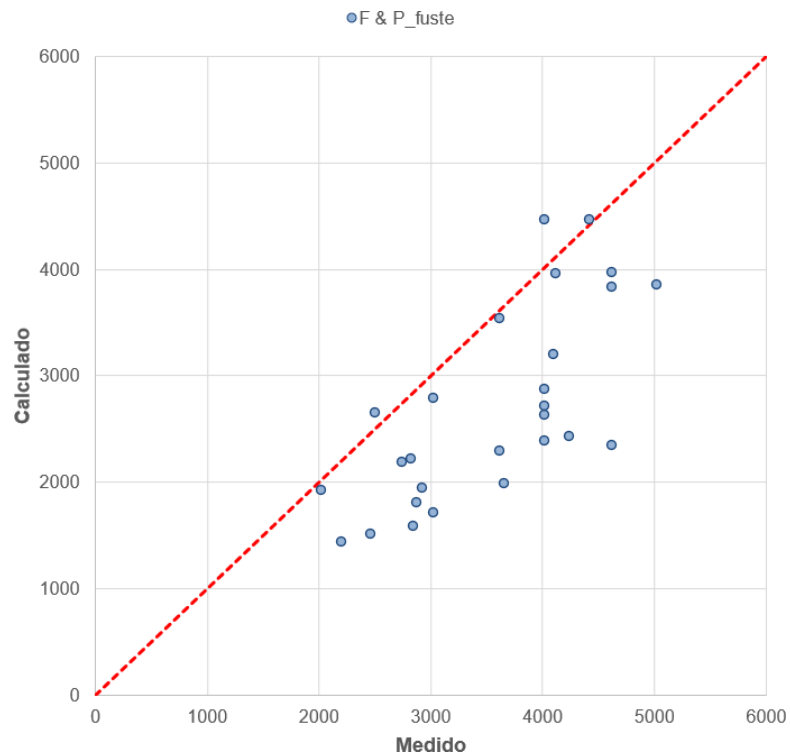
Fonte: autor (2025)

Gráfico 7 – Desempenho do método de Falconi & Perez (2008) em relação as provas de carga realizadas.



Fonte: autor (2025)

Gráfico 8 – Desempenho do método de Falconi & Perez (2008), considerando somente o valor de  $q_L$  em relação as provas de carga realizadas.



Fonte: autor (2025)

Para a segunda avaliação foi inserido um fator  $\alpha$ , com o objetivo de majorar ou minorar (a depender do método estatístico adotado) o valor calculado, de maneira a torná-lo mais próximo ao valor medido, sendo obtidas as seguintes avaliações (Tabela 14):

Tabela 14 – Classificação dos métodos com coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).

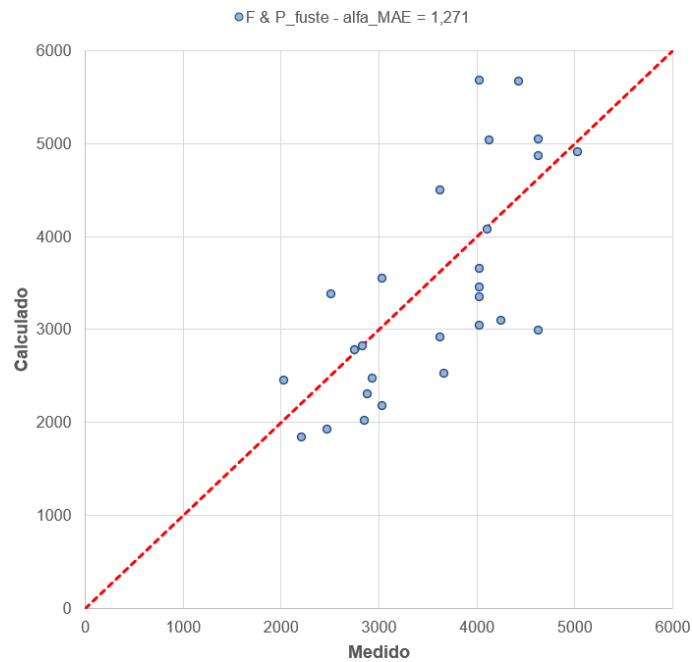
Ordem	Método	Alfa	Soma
1	<b>F &amp; P_fuste</b>	<b>1,271</b>	<b>125</b>
2	D & Q	1,051	716
3	D & Q_fuste	1,361	863
4	ALO	0,979	956
5	ALO_fuste	1,037	1177
6	T_fuste	1,358	1398
7	T	1,089	1448
8	M	1,015	1951
9	M_fuste	1,272	2074
10	A & V_fuste	1,39	2081
11	A & V	1,117	2200
12	L & B_fuste	1,587	2463
13	L & B	1,3	2774
14	F & P	0,863	3442

Fonte: autor (2025)

Observa-se a notória melhoria entre os métodos, de maneira imediata verificada na diminuição do valor do somatório de ranqueamentos. Além disso, ressalta-se a melhora na avaliação do método de Falconi & Perez (2008), quando considerado somente o valor de  $q_L$ , após a inserção de um valor de  $\alpha = 1,271$ , partindo da 6ª posição anteriormente avaliada, com um somatório de 2002, para, agora, o melhor desempenho, com um somatório de ranqueamentos de 125 (Gráfico 9), assim como o método de Décourt & Quaresma (1978), se considerado somente sua parcela do fuste, que antes ocupava a 9ª posição, com somatório de 3211, após a inserção de  $\alpha=1,361$ , passou a ocupar a 3ª posição, com somatório de 863.

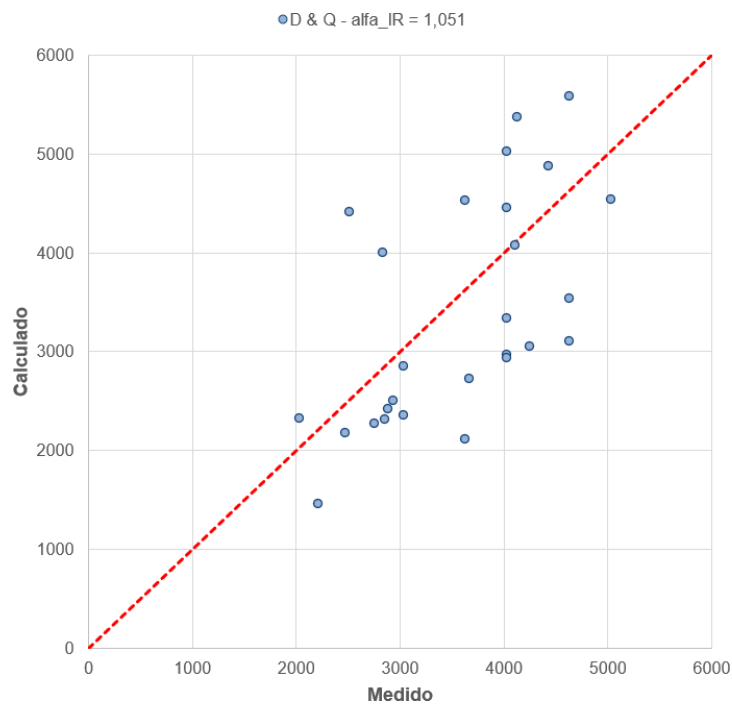
Além disso, o método de Décourt & Quaresma (1978) segue com bom desempenho dentre os métodos avaliados, sendo ainda melhorado após o acréscimo de fator  $\alpha = 1,051$  (Gráfico 10), enquanto Falconi & Perez (2008), mesmo se inserido o fator  $\alpha = 0,863$ , e o mesmo obtendo o seu melhor desempenho, segue como último colocado (Gráfico 11), assim como Laprovitera & Benegas (1993), que, independentemente das considerações ou inserção de  $\alpha$ , permanece entre os últimos (Gráfico 12).

Gráfico 9 – Desempenho do método de Falconi & Perez (2008), considerando somente o valor de  $q_L$  em relação as provas de carga realizadas, agora acrescido de  $\alpha = 1,271$  e avaliado por MAE.



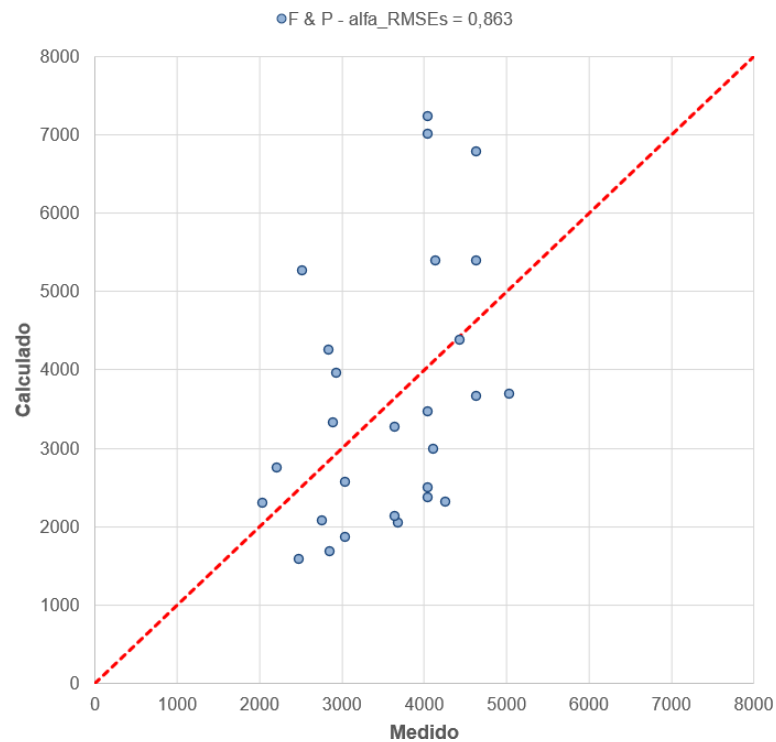
Fonte: autor (2025)

Gráfico 10 – Desempenho do método de Décourt & Quaresma (1978) em relação as provas de carga realizadas, agora acrescido de  $\alpha = 1,051$  e avaliado por IR.



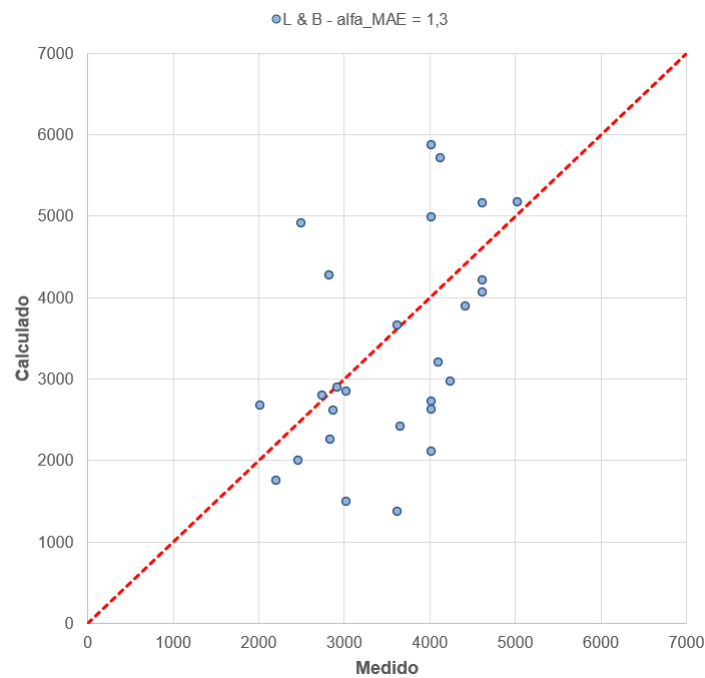
Fonte: autor (2025)

Gráfico 11 – Desempenho do método de Falconi & Perez (2008) em relação as provas de carga realizadas, agora acrescido de  $\alpha = 0,863$  e avaliado por RMSES.



Fonte: autor (2025)

Gráfico 12 – Desempenho do método de Laprovitera & Benegas (1993) em relação as provas de carga realizadas, agora acrescido de  $\alpha = 1,3$  e avaliado por MAE.



Fonte: autor (2025)

Tabela 15 – Classificação geral dos métodos com e sem coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	F & P_fuste	1,271	125
2	D & Q	1,051	716
3	D & Q_fuste	1,361	863
4	D & Q	1,0	894
5	ALO	0,979	956
6	ALO	1,0	1031
7	ALO_fuste	1,037	1177
8	ALO_fuste	1,0	1251
9	T_fuste	1,358	1398
10	T	1,089	1448
11	T	1,0	1831
12	M	1,015	1951
13	M	1,0	1959
14	F & P_fuste	1,0	2002
15	M_fuste	1,272	2074
16	A & V_fuste	1,39	2081
17	A & V	1,117	2200
18	L & B_fuste	1,587	2463
19	A & V	1,0	2528
20	L & B	1,3	2774
21	M_fuste	1,0	3188
22	D & Q_fuste	1,0	3211
23	T_fuste	1,0	3255
24	A & V_fuste	1,0	3278
25	L & B	1,0	3391
26	F & P	0,863	3442
27	L & B_fuste	1,0	3558
28	F & P	1,0	3706

Fonte: autor (2025)

Nota-se que, diante de todos os cenários analisados, o método de Falconi & Perez (2008), considerando somente o valor de  $q_L$ , acrescido de  $\alpha = 1,271$  e avaliado por MAE, possui o melhor desempenho quando comparados os valores obtidos por cálculo com os medidos em provas de carga, tendo o mesmo método, porém, se analisado de maneira integral e, ainda, sem acréscimo de  $\alpha$ , o pior desempenho entre os avaliados (Tabela 15).

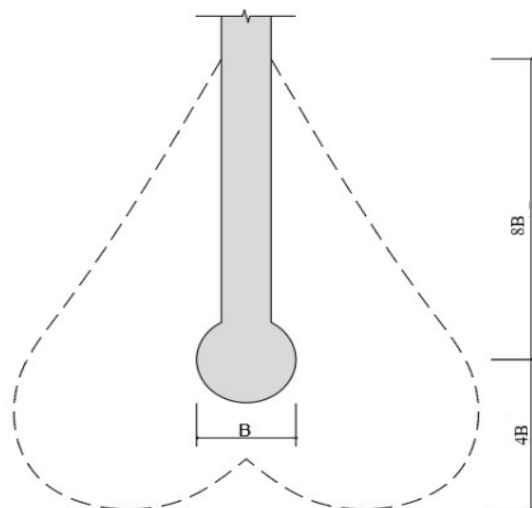
## 5 METODOLOGIA SUGERIDA

Diante da inexistência de um método específico para a previsão de capacidade de carga para estacas metálicas cravadas utilizando martelo vibratório e visível inadequação dos métodos de previsão de capacidade de carga para estacas metálicas cravadas utilizando martelo de impacto para a previsão dos mesmos, buscou-se, utilizando-se das provas de cargas já existentes e apoiando-se no ferramental estatístico anteriormente descrito e utilizado no presente estudo, a elaboração do mesmo.

Para isso, inicialmente, buscando uma maior fidelização dos dados à realidade, foi realizado tratamento dos dados anteriormente disponibilizados. Desde o  $N_{spt}$ , onde os valores anteriormente considerados como 0, tornaram-se 1 aos valores de  $Q_{m\acute{a}x}$ , que, durante o tratamento, foram avaliados separadamente os valores de  $Q_L$  e  $Q_B$ , desconsiderados os valores de desvio padrão e considerados somente os pertencentes aos valores médios individuais destes, o que incluiu cerca de 70% dos dados.

Após o tratamento inicial, foram avaliados os dados considerando o tratamento e, para a avaliação da estaca, considerou-se agora, tendo como base o proposto por Monteiro (1997), como área de influência da base da estaca um trecho de  $4B$  para a parte inferior, sendo  $B$  o diâmetro da base e  $8B$  para o trecho superior a base (Figura 15).

Figura 14 - Área considerada, pelo autor, de influência da base da estaca.



Fonte: autor (2025)

Diante disso, para a elaboração do método, foram avaliadas individualmente todas as combinações possíveis entre os trechos de influência da estaca, seja ele com ou sem a base. Caso sendo com base, todos os trechos de influência entre  $4B$  inferior e  $8B$  superior e ainda os

valores de média aritmética, média geométrica e mediana nesses trechos, sob a possibilidade de influência no método.

Levando-se em consideração que  $Q_T = A_B \cdot q_B + A_L \cdot q_L$ , sendo  $A_B$  e  $A_L$  valores previamente dispostos e partindo-se do pressuposto que:

$$q_B = \gamma \cdot N_{SPT_B} \quad (49)$$

e:

$$q_L = \alpha \cdot N_{SPT_F} + \beta \quad (50)$$

Obteve-se como sugestão para os valores de  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  e, conseqüentemente,  $q_B$  e  $q_L$ :

$$q_B = 96,66 \cdot N_{SPT_B} \text{ (kPa)} \quad (51)$$

Sendo:

$N_{SPT_B}$ : mediana dos valores apresentados pela área de influência da base, sendo essa considerada em até 1B para o trecho inferior a base, onde “B” é o diâmetro da base, até 8B para o trecho superior a base.

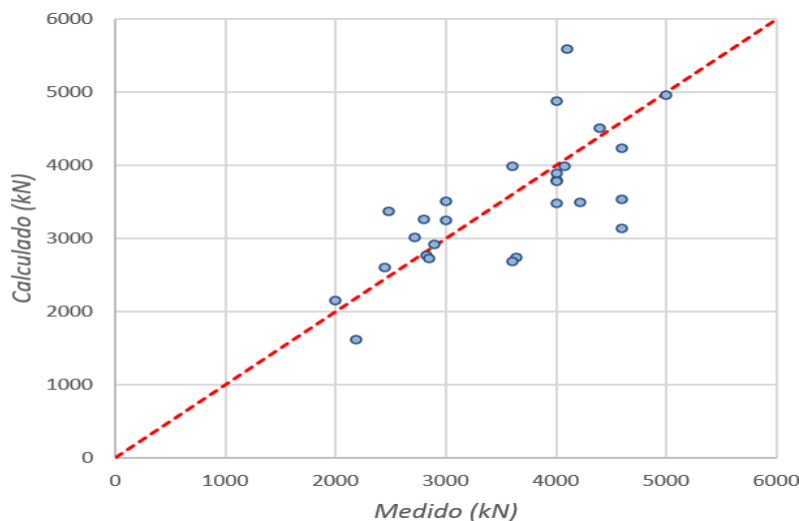
$$q_L = 2,26 \cdot N_{SPT_F} + 30,62 \text{ (kPa)} \quad (52)$$

Sendo:

$N_{SPT_F}$ : Média geométrica dos valores considerados no fuste e desconsiderando os valores adotados no cálculo da base.

Tal metodologia apresentou o seguinte desempenho quando comparados os possíveis valores obtidos, se calculados, com os valores medidos através de provas de carga (Gráfico 13).

Gráfico 13 – Desempenho do método sugerido comparando os valores calculados e medidos.



Fonte: autor (2025)

E, quando comparado com os outros métodos, sem acréscimo de coeficiente ( $\alpha$ ), o método sugerido teve desempenho amplamente superior, com somatório de ranqueamentos igual a 167, conforme demonstrado na Tabela 16 abaixo:

Tabela 16 – Classificação dos métodos, incluindo o sugerido, sem coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	<b>Método sugerido (abg)</b>	<b>1,0</b>	<b>167</b>
2	D & Q	1,0	1136
3	ALO	1,0	1261
4	ALO_fuste	1,0	1493
5	T	1,0	2073
6	M	1,0	2195
7	F & P_fuste	1,0	2231
8	A & V	1,0	2771
9	M_fuste	1,0	3436
10	D & Q_fuste	1,0	3461
11	T_fuste	1,0	3504
12	A & V_fuste	1,0	3533
13	L & B	1,0	3643
14	L & B_fuste	1,0	3817
15	F & P	1,0	3961

Fonte: autor (2025)

E, ao inserir o fator  $\alpha=1,002$ , buscando ainda a melhora do método, há a leve melhora na avaliação do mesmo, tendo seu desempenho demonstrado na Tabela 17.

Tabela 17 – Classificação dos métodos, incluindo o sugerido, com coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	<b>Método sugerido (abg)</b>	<b>1,002</b>	<b>162</b>
2	F & P_fuste	1,271	342
3	D & Q	1,071	949
4	D & Q_fuste	1,361	1102
5	ALO	0,979	1189
6	ALO_fuste	1,048	1408
7	T_fuste	1,358	1636
8	T	1,089	1685
9	M	1,015	2182
10	M_fuste	1,272	2317
11	A & V_fuste	1,39	2324
12	A & V	1,117	2443
13	L & B_fuste	1,587	2706
14	L & B	1,3	3018
15	F & P	0,863	3685

Fonte: autor (2025)

Tabela 18 – Classificação geral dos métodos com e sem coeficiente de melhora ( $\alpha$ ).

Ordem	Método	Alfa	Soma
1	<b>Método sugerido (abg)</b>	<b>1,002</b>	★ <b>162</b>
2	Método sugerido (abg)	1,0	★ 167
3	F & P_fuste	1,271	★ 342
4	D & Q	1,071	★ 949
5	D & Q_fuste	1,361	★ 1102
6	D & Q	1,0	★ 1136
7	ALO	0,979	★ 1189
8	ALO	1,0	★ 1261
9	ALO_fuste	1,048	★ 1408
10	ALO_fuste	1,0	★ 1493
11	T_fuste	1,358	★ 1636
12	T	1,089	★ 1685
13	T	1,0	★ 2073
14	M	1,015	★ 2182
15	M	1,0	★ 2195
16	F & P_fuste	1,0	★ 2231
17	M_fuste	1,272	★ 2317
18	A & V_fuste	1,39	★ 2324
19	A & V	1,117	★ 2443
20	L & B_fuste	1,587	★ 2706
21	A & V	1,0	★ 2771
22	L & B	1,3	★ 3018
23	M_fuste	1,0	★ 3436
24	D & Q_fuste	1,0	★ 3461
25	T_fuste	1,0	★ 3504
26	A & V_fuste	1,0	★ 3533
27	L & B	1,0	★ 3643
28	F & P	0,863	★ 3685
29	L & B_fuste	1,0	★ 3817
30	F & P	1,0	★ 3961

Fonte: autor (2025)

Nota-se que, mesmo diante do baixo número de provas de carga, e, considerando o somatório de ranqueamentos igual a 167, o método sugerido apresenta o melhor desempenho se comparado aos métodos anteriormente analisados, tendo ainda seu desempenho melhorado quando acompanhado de um fator  $\alpha=1,002$ , apresentando um somatório de ranqueamentos igual a 162.

## CONCLUSÃO

As estacas metálicas cravadas com martelo vibratório, segundo Alonso (2019), são estacas com controle pouco abrangente, tornando necessária uma investigação geotécnica confiável, tendo em vista que o controle de cravação não dispõe de medidas capazes de verificar a capacidade de carga. Desta forma, torna-se essencial a utilização de provas de carga desde o início dos trabalhos, permitindo a verificação do comprimento de projeto e correção de possíveis desvios, caso necessário.

O uso de provas de carga torna-se necessário não somente para a avaliação dos projetos de maneira individual, mas também para uma criação de banco de dados, assim como postergação e reavaliação dos estudos pré-existentes. Em se tratando do uso de martelos vibratórios, tal necessidade faz-se ainda maior, tendo em vista sua recente utilização e, conseqüente, baixo controle sobre o mesmo.

Diante disso, o presente trabalho buscou inicialmente a avaliação dos métodos nacionalmente consolidados na previsão de capacidade de carga de estacas cravadas com a utilização de martelo de impacto, comparando os valores calculados diretamente pela metodologia com os valores obtidos em provas de carga realizadas em estacas cravadas sob a utilização de martelos vibratórios,

Dessa forma, verificou-se que o método de Décourt & Quaresma (1978) apresentou o melhor desempenho e Falconi & Perez (2008) o pior desempenho entre os métodos originais. Após aplicação dos coeficientes de melhoria  $\alpha$ , o mesmo método de Falconi & Perez (2008), quando avaliado de maneira integral, e ainda tendo seu desempenho melhorado através de um coeficiente  $\alpha$  de 0,863, seguiu apresentando um dos piores desempenhos. Porém, o mesmo método, quando considerado somente seu valor de carga lateral ( $q_L$ ), e acrescido de coeficiente  $\alpha$  de 1,271, obteve o melhor desempenho entre as metodologias avaliadas.

Dada da inexistência de um método específico para a previsão de capacidade de carga de estacas cravadas com a utilização de martelo vibratório, buscou-se a elaboração do mesmo, fazendo-se uso do ferramental estatístico aplicado anteriormente nas primeiras avaliações.

A metodologia proposta neste trabalho, diante da base de dados utilizada, demonstrou desempenho significativamente superior aos métodos tradicionais encontrados na literatura geotécnica. No entanto, tendo em vista o número limitado de casos analisados, considera-se tal metodologia ainda como abordagem inicial, tendo seu uso condicionado à cautela.

Ainda assim, observa-se um grande potencial para aprimorá-lo através da expansão da

base de dados. Essa observação corrobora a necessidade de substituição de modelos teóricos simplificados por abordagens computacionais, desenvolvidas para configurações específicas, que permitam ao projetista a obtenção de valores mais confiáveis.

É possível fazer engenharia com eficiência, adotando parâmetros confiáveis, que permitam a minoração de coeficientes de segurança, com a conseqüente redução de custos, sem perda de segurança ou confiabilidade. Nesse sentido, as sugestões para trabalhos futuros concentram-se inicialmente na ampliação do uso computacional assim como do ferramental estatístico no desenvolvimento de métodos destinados a obtenção da capacidade de carga, visando maior segurança e confiabilidade nos mesmos.

Além disso a ampliação do uso de provas de carga em estacas cravadas através de martelo vibratório e conseqüente ampliação da base e dados e confiabilidade dos métodos posteriormente elaborados tornam-se cruciais para a consolidação de uma engenharia eficiente e confiável.

## REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade.** 2001. Tese de Doutorado em Engenharia – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001. Disponível em: <https://www.fecfau.unicamp.br/~pjra/wp-content/uploads/2020/01/03-Disserta%C3%A7%C3%A3o-de-doutorado-2001.pdf>. Acesso em: 10/09/2025.

ALONSO, U. R. Primeira tentativa para seleção de martelos vibratórios na cravação de estacas metálicas em solos da costa brasileira e critério de controle durante a cravação dessas estacas usando esse tipo de martelo. **Workshop, Minas Gerais: ABMS**, 2019.

ALONSO, U. R. Previsão da Capacidade de Carga Geotécnica de Estacas Metálicas com Ponta em Solo Pouco Competente. **SEFE VI, São Paulo. Anais**, v. 1, p. 487-495, 2008.

AOKI, N.; VELLOSO, D. de A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: **Proc., 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Buenos Aires: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1975. p. 367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16903**: Estacas – prova de carga estática – método de ensaios. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13208**: Estacas – ensaios de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

BENEGAS, E. Q. **Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir do SPT.** Dissertação de Mestrado, COOPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

BOHN, C; LOPES, A. S; FRANK, R. Development of axial pile load transfer curves based on instrumented load tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 1, p. 04016081, 2017. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001579 . Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29GT.1943-5606.0001579> . Acesso em: 10/09/2025.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** 1a ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CULOZ, A. P. *et. al.* **Uso de estacas metálicas de seção transversal decrescente instaladas com martelo vibratório em solo da Baixada Santista.** 2020. Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil – Universidade Paulista, São Paulo, 2020.

DANZIGER, B. R. **Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas.** 1982. Dissertação de Mestrado – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1982. Disponível em: <https://pantheon.ufrj.br/bitstream/11422/3224/1/157918.pdf> . Acesso em: 10/09/2025.

DECKNER, F. **Ground vibrations due to pile and sheet pile.** 2013.. Dissertação de Mestrado - Royal Institute of Technology, Estocolmo, 2013. Disponível em: <https://www.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2:610771> . Acesso em: 10/09/2025.

DÉCOURT, L. A Capacidade de Carga de Estacas Pré-moldadas Baseada no SPT. In: **ABMSNúcleo SP**, 1983.

DÉCOURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. **Proceedings of the Second European Symposium of Penetration.** Amsterdam. 2. p.19-34.1982.

DÉCOURT, L. **Fundações: Teoria e Prática.** 3ª Edição. ABMS/ABEF, Editora PINI, 1996.

DÉCOURT, L. **Fundação em Solo Laterítico: Novas Considerações.** Palestra. Portal da Geotecnia. 2021. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=uGMoM5Kp44U>. Acesso em: 10/09/2025.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Carga resistente de estacas a partir de valores de SPT. In: **COBRAMSEF**, 6., 1978. Anais, Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v.1, p. 45-53.

FALCONI, F. F.; MASET, V. L.; SILVA, H. Cravação de estacas metálicas com martelo hidráulico e instalação com martelo vibratório: Comparação de resultados de provas de carga estática. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 17, 2014. Goiânia: ABMS — Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2014. Disponível em: [https://zfsolos.com.br/images/Trabalhos\\_Publicacoes/COBRAMSEG\\_2014\\_-\\_Crava%C3%83%C2%A7%C3%83%C2%A3o\\_de\\_estacas\\_met%C3%83%C2%A1licas\\_com\\_martelo\\_hidr%C3%83%C2%A1ulico\\_e\\_instala%C3%83%C2%A7%C3%83%C2%A3o\\_com\\_martelo\\_vibrat%C3%83%C2%B3rio\\_-\\_Compara%C3%83%C2%A7%C3%83%C2%A3o\\_de\\_resultados\\_de\\_provas\\_de\\_carga\\_est%C3%83%C2%A1ticas.pdf](https://zfsolos.com.br/images/Trabalhos_Publicacoes/COBRAMSEG_2014_-_Crava%C3%83%C2%A7%C3%83%C2%A3o_de_estacas_met%C3%83%C2%A1licas_com_martelo_hidr%C3%83%C2%A1ulico_e_instala%C3%83%C2%A7%C3%83%C2%A3o_com_martelo_vibrat%C3%83%C2%B3rio_-_Compara%C3%83%C2%A7%C3%83%C2%A3o_de_resultados_de_provas_de_carga_est%C3%83%C2%A1ticas.pdf) . Acesso em: 10/09/2025.

FALCONI, F. F.; SELDERS, J. Dimensionamento de martelos vibratórios para instalação de estacas metálicas. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais de Geotecnia**, 8, 2015, São Paulo. São Paulo: Associação de Empresas Brasileiras de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 2015.

FALCONI, F. F.; PEREZ J.W. Fundações profundas com estacas metálicas. *In: Webseminários: “Tecnologia E Construção”*, São Paulo, 2017. São Paulo: AECweb, 2017.

FALCONI, F. F.; PEREZ J. W. Prova de carga estática instrumentada em estaca metálica de seção decrescente com a profundidade na Baixada Santista - análise de desempenho e critérios de dimensionamento. **CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA**, XI, Coimbra, Portugal. Anais... Coimbra: Sociedade Portuguesa de Geotecnia. v. 4, p. 147-154. 2008. Disponível em: [https://spgeotecnia.pt/wp-content/uploads/2023/05/PROVA-DE-CARGA-ESTATICA-INSTRUMENTADA-EM-ESTACA-METALICA-DE-SECAO-DECRESCENTE-COM-A-PROFUNDIDADE-NA-BAIXADA-SANTISTA-%E2%80%93-ANALISE-DE-DESEMPENHO-E-CRITERIOS-DE-DIMENSIONAMENTO\\_1.pdf](https://spgeotecnia.pt/wp-content/uploads/2023/05/PROVA-DE-CARGA-ESTATICA-INSTRUMENTADA-EM-ESTACA-METALICA-DE-SECAO-DECRESCENTE-COM-A-PROFUNDIDADE-NA-BAIXADA-SANTISTA-%E2%80%93-ANALISE-DE-DESEMPENHO-E-CRITERIOS-DE-DIMENSIONAMENTO_1.pdf) . Acesso em: 10/09/2025.

FALCONI, F.; SELDERS, J. Resultados de provas de carga estáticas em estacas metálicas cravadas com martelo diesel e instaladas com martelo vibratório na Barra da Tijuca – RJ. Disponível em: [https://www.zfsolos.com.br/images/Trabalhos\\_Publicacoes/SEFE8\\_-\\_RESULTADOS\\_DE\\_PROVAS\\_DE\\_CARGA\\_ESTATICAS\\_EM\\_ESTACAS\\_METALICAS\\_CRAVADAS\\_COM\\_MARTELO\\_DIESEL\\_E\\_INSTALADAS\\_COM\\_MARTELO\\_VIBRATORIO\\_NA\\_BARRA\\_DA\\_TIJUCA\\_-\\_RJ.pdf](https://www.zfsolos.com.br/images/Trabalhos_Publicacoes/SEFE8_-_RESULTADOS_DE_PROVAS_DE_CARGA_ESTATICAS_EM_ESTACAS_METALICAS_CRAVADAS_COM_MARTELO_DIESEL_E_INSTALADAS_COM_MARTELO_VIBRATORIO_NA_BARRA_DA_TIJUCA_-_RJ.pdf) . Acesso em: 10/09/2025.

FERREIRA, J. M. C. **Vibrações induzidas pela cravação de estacas**: Análise e modelação numérica. 2015. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2015. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/79735/2/35969.pdf> . Acesso em: 10/09/2025.

FERREIRA, J. R. **Análise numérica da cravação estática de estacas metálicas tubulares de ponta aberta**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2018. Disponível em: <https://repositorio.bc.ufg.br/teseserver/api/core/bitstreams/a2558ab2-e6a8-4428-b0a0-8f3307212e27/content> . Acesso em: 10/09/2025.

FERREIRA, M. A. **Estudo numérico de vibrações induzidas pela cravação de estacas**. 2020. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2020. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/130039/2/428599.pdf> . Acesso em: 10/09/2025.

GERDAU. Manual Estacas Metálicas. 9. ed. 2022. Disponível em: <https://www.g2base.com.br/wp-content/uploads/2022/10/Manual-Estacas-Metalicas-Gerdau.pdf>. Acesso em: 10/09/2025.

GUILLEMET, C. **Pile – Soil Interaction during Vibratoy Sheet Pile Driving**: a full scale field study. Tese de Mestrado em Ciência – Divisão de Solos e Mecânica das Rochas, Departamento de Arquitetura e Engenharia Civil, Real Instituto de Tecnologia, Estocolmo. 2013. Disponível em: <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:676491/FULLTEXT01.pdf>. Acesso em: 10/09/2025.

HOLEYMAN, A.; CHARUE, N.; VANDEN BERGHE, J. F. **Vibratory driven piles, Vibratory pile Driving and Deep Soil Compaction**. 1ª Edição. CRC Press: Brussels, 2002.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semiempírico de previsão de capacidade de carga em estacas a partir de banco de dados (Brasil)**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio de Janeiro – CDPPE, 1988. Disponível em: <https://pantheon.ufrj.br/bitstream/11422/3821/1/165476.pdf> . Acesso em: 10/09/2025.

MASOUMI, H. R.; DEGRANDE, G. Numerical modeling of free field vibrations due to pile driving using a dynamic soil-structure interaction formulation. **Journal of Computational and Applied Mathematics**, v. 215, n. 2, p. 503-511, 2008. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0377042706007618> . Acesso em: 10/09/2025.

MASSAD, Façal. Baixada Santista: implicações da história geológica no projeto de fundações. **Solos e Rochas: revista latino-americana de geotecnia**, v. 22, n. 1, p. 3-49, 1999. Disponível em: <https://repositorio.usp.br/directbitstream/ec2bbb8b-dac9-4846-95da-2ae4ec05bcf0/Mazzilli-1999-Baixada%20Santista.pdf>. Acesso em: 17 set. 2025.

MELO, B. N. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez**. 2009. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009. Disponível em: <https://repositorio.unicamp.br/Busca/Download?codigoArquivo=465092&tipoMidia=0> . Acesso em: 10/09/2025.

MILITITSK, J. Provas de cargas estática. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais**, 2., São Paulo. Anais [...]. São Paulo: ABMS, 1991, v. 2 p. 203-228.

MONTEIRO, P. F. Capacidade de carga de estacas–método Aoki-Velloso: relatório interno de estacas Franki Ltda. **São Paulo**, 1997.

MULLER (2013) Parameters, equipment selection and operating principle. 24p.

PEREZ, W. Fundações Profundas na Cidade de Santos. SEMANA DE ENGENHARIA, 2017, Santos. **Seminário [...]**. Santos: Universidade Santa Cecília, 2017.

RAUSCHE, F. Modeling of vibratory pile driving. **Proceedings of the international Conference on Vibratory**. Pile Driving and Deep Soil Compaction TRANSVIB 2002-Louvain-La Neuve, 21-32; 2002. Disponível em: <https://www.grlengineers.com/wp-content/uploads/2022/09/vibratoryPile-1.pdf> . Acesso em: 10/09/2025.

SILVA, J. D. E.; REBÊLO, T. S. Avaliação da escolha do martelo vibratório para estacas metálicas vibro prensadas. **XX COBRANSEG**. Campinas, São Paulo. 2020. Disponível em: <https://doi.editoracubo.com.br/10.4322/cobramseg.2022.0393.pdf> . Acesso em: 10/09/2025.

SILVA, R. R. C. Análise de métodos de previsão de capacidade de carga em estaca raiz a partir do comportamento em ensaios de carregamento estático e dinâmico. **Revista Tecnologia**, v. 41, n. 2, 2020. Disponível em: <https://periodicos.unifor.br/tec/article/download/10788/6354> . Acesso em: 10/09/2025.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, v. 3, n. 1996, p. 33-50, 1996.

VIEL, I.N. **Uso de estacas metálica tubulares em estruturas de proteção de barragens de rejeito de mineração**. 2022. Dissertação de Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2022. Disponível em: <http://www.repositorio.ufop.br/jspui/handle/123456789/15099>. Acesso em: 10/09/2025.

Viking K. **Vibro-driveability: A Field Study of Vibratory Driven Sheet Piles in non-Cohesive Soils**. Doctoral thesis. Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, TRITA-JOB PHD 1002. 2002.

WARRINGTON, D. C. Vibratory and impact-vibration pile driving equipment. **Pile Buck (Second Issue)**, 2A–28A, 1992.