

---

---

# ANÁLISE DE RESULTADOS DOS ENSAIOS BIDIRECIONAL E DE CARREGAMENTO DINÂMICO – ESTUDO COMPARATIVO

---

---

**Felipe Lima da Silva**

**José Witor Benicio Caires**

**Luis Takeshi Doi dos Santos**

**Maria Fernanda Farias dos Santos**

**Kamila Rodrigues Cassares Seko**

**Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM)**

## **Resumo**

No Brasil, ao definirem-se as estacas de hélice contínua como tipo de fundação mais adequada para o projeto, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2019) por meio da Norma Brasileira (NBR) 6122 determina que é necessário realizar testes para conferir a interação entre solo e estrutura. Essa norma estabelece, entre suas condições para estacas de hélice contínua, que uma prova de carga estática pode ser substituída por cinco ensaios de carregamento dinâmico ou por um ensaio bidirecional. Ainda que não seja normatizado, acredita-se que o ensaio bidirecional é um substituto em potencial para a prova de carga estática. Por meio de métodos semiempíricos, de forma isolada, é possível estimar valores para carga admissível e carga de ruptura da estaca. Esta pesquisa objetiva verificar a confiabilidade do ensaio de carregamento dinâmico e do bidirecional comparando-os com os resultados encontrados por meio dos métodos semiempíricos. Serão analisados 14 ensaios de carregamento dinâmico e um ensaio bidirecional, cujas cargas de ruptura foram comparadas conforme os métodos de Aoki-Velloso e de Décourt-Quaresma. Para extrapolação da curva da carga de ruptura, foram utilizados os métodos de Van der Veen, Chin-Kondner e Décourt. Entre esses, o método de Van der Veen foi o que se mostrou mais conservador e mais próximo das cargas calculadas segundo Aoki-Velloso e Decóurt-Quaresma.

**Palavras-chave:** Ensaio bidirecional. Ensaio de carregamento dinâmico. Métodos semiempíricos.

# 1 INTRODUÇÃO

Um dos obstáculos a serem superados na execução de um projeto de fundações é a garantia de conciliação entre os parâmetros semiempíricos adotados em projetos e os resultados da interação da estrutura com o solo no local da obra. É necessário avaliar se as premissas de segurança e conforto serão garantidas para a plena vida útil da edificação.

A fundação é responsável por transmitir os carregamentos advindos da estrutura (laje, viga e pilar) para o solo. Existem dois tipos de fundação: as superficiais, também conhecidas como diretas ou rasas; e as profundas, também chamadas de indiretas. Essa pesquisa contemplará o uso das fundações profundas.

Para fundações profundas, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2019) estabelece metodologias de testes *in loco* para constatar o desempenho da fundação, são eles: prova de carga estática (PCE) e ensaio de carregamento dinâmico (ECD). De acordo com Murakami (2015), o ECD é um dos substitutos em potencial da PCE. Esse ensaio não gera todos os resultados proporcionados pela PCE, mas ainda assim continua sendo uma boa solução para a obra, visando a diversos aspectos de logística e de cronograma. Com a análise numérica dos dados do ECD, pode ser prevista uma curva carga *versus* recalque como a que poderia ser obtida com a PCE se esta fosse realizada. Outro método para se constatar o desempenho da fundação é o ensaio bidirecional, um tipo de prova de carga estática. Esse é previsto pela Norma Brasileira (NBR) 6122 da ABNT (2019), contudo não há metodologia específica descrita em nenhuma normativa brasileira. Quanto à interpretação dos resultados, em Dada (2019), os resultados do ensaio bidirecional são interpretados por meio da extrapolação de dados para obtenção da curva equivalente, da mesma forma que ocorre em Murakami (2015), para interpretação dos resultados do ECD.

Mediante tais informações, faz-se o seguinte questionamento: qual é a confiabilidade da curva estimada carga *versus* recalque obtida a partir do ensaio bidirecional ou ECD quando comparada aos resultados obtidos pelos métodos semiempíricos? A pesquisa tem como objetivo compreender o desempenho das estacas do tipo hélice contínua monitoradas por meio da análise das curvas carga *versus* recalque obtidas por ensaio bidirecional e ensaios de carregamento dinâmico e comparar os resultados obtidos por meio de métodos de cálculo semiempíricos, visando a uma maior segurança, e não apenas à economia.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Antes de abordar o gráfico curva *versus* recalque, é necessário contextualizar as metodologias de cada ensaio e o que gera sua necessidade. Os ensaios de carregamento dinâmico e bidirecional, isoladamente, são realizados em estacas que são classificadas como fundações profundas. Os ensaios objetivam submeter a estaca, no mínimo, ao dobro da carga admissível determinada em projeto, enquanto os métodos semiempíricos para capacidade de carga estimam quais seriam as cargas de ruptura das estacas. As metodologias executivas da estaca de hélice contínua, dos ensaios e dos métodos semiempíricos serão detalhadas com o intuito de esclarecer o processo e facilitar a compreensão dos resultados, que serão discutidos neste trabalho.

### 2.1 Fundações profundas

Por definição, a fundação é o sistema formado pela parte da estrutura que fica enterrada abaixo de todos os pavimentos que geram carregamento. Essa é responsável por suportar com segurança o carregamento recebido e transmiti-lo para o solo. A escolha do tipo de fundação, entre rasa (também denominada direta ou superficial) ou profunda (denominada indireta), é feita visando à compatibilização entre o carregamento da edificação e a capacidade de carga da interação solo-estrutura.

A fundação profunda é adotada quando o carregamento é muito elevado ou quando o solo apresenta baixa resistência, principalmente nas camadas superficiais. A ABNT (2019), por meio da NBR 6122, afirma que a profundidade é determinada como superior a oito vezes a menor dimensão do elemento ou no mínimo 3 m. Nesse tipo de elemento, não há só a resistência de ponta, mas há também a resistência por atrito lateral. As resistências podem trabalhar de forma combinada ou isoladamente, ou seja, tendo apenas a resistência de ponta ou a resistência lateral em consideração. As estacas são divididas em dois grupos, as pré-moldadas e as estacas moldadas *in loco*. As estacas pré-moldadas podem ser de concreto, de madeira ou de aço. A escolha do tipo de estaca depende do suporte necessário e do tipo de solo que constitui as camadas do subsolo.

As estacas moldadas *in loco* são concretadas já na sua posição final. São diferenciadas pela carga de trabalho, tipo de escavação (mecânica ou manual) e ordem de execução entre armadura e concretagem. A Tabela 1 ilustra quais são os tipos de estacas moldadas *in loco* existentes, as respectivas capacidades de carga e a metodologia executiva.

TABELA 1

Estacas moldadas in loco

Estaca escavada tipo	Cargas usuais de trabalho (kN)	Escavação		Ordem de execução		Diferenciais
		Manual	Mecânica	Primeiro	Segundo	
Broca manual	50	X		Concretagem	Armadura	
Trado helicoidal	200 a 800		X	Armadura	Concretagem	
Strauss	200 a 600		X	Armadura	Concretagem	
Hélice contínua	280 a 4.250		X	Concretagem	Armadura	
Franki	400 a 2.300		X	Armadura	Concretagem	
Grandes diâmetros	1.500 a 10.000		X	Armadura	Concretagem	
Barrete	2.400 a 13.000		X	Armadura	Concretagem	Concretagem submersa
Raiz	200 a 20.000		X	Armadura	Concretagem	Uso de argamassa

Fonte: Elaborada pelos autores.

Para as fundações profundas, após a cravação ou execução, é necessário realizar o controle de capacidade de carga, isso contempla a verificação da qualidade do material, da garantia da continuidade estrutural e a aferição da interação entre estaca e solo. Para comprovação de desempenho, pode ser realizado o ECD, e/ou a PCE e/ou ensaio bidirecional.

Segundo Falconi *et al.* (2016), a estaca de hélice contínua é caracterizada por não possuir revestimento externo e sua estabilidade vem do próprio trado helicoidal que perfura o solo. Seu processo é vantajoso por não produzir vibrações, permitir alcançar profundidades abaixo do nível de água do terreno e trabalhar bem em solos de alta resistência. Na execução, após a finalização da perfuração, o trado não é retirado. Há um tubo no centro do trado que permite a passagem do concreto onde, à medida que a escavação é preenchida gradativamente com concreto, o trado é retirado até que a cota do terreno seja alcançada com a concretagem. Após a concretagem e remoção do solo ao redor da execução, é inserida a armadura de forma manual. O processo é finalizado com o arrasamento da estaca após a cura do concreto.

## 2.2 Ensaio bidirecional

De acordo com Dada (2019), o ensaio bidirecional é uma variação da PCE, em que são utilizadas células expansivas que consistem em macacos hidráulicos de sacrifício, ou seja, as células são introduzidas na estaca e não são recuperáveis. Essas células, também conhecidas como hidrodinâmicas ou hidroexpansivas, são introduzidas na estaca durante sua execução e a quantidade depende da carga programada para o ensaio. Durante o ensaio, as células são expandidas hidráulicamente, empurrando os dois trechos do fuste em direções opostas, em sentido ascendente e descendente – por isso lhe é atribuído o nome bidirecional –, conforme ilustrado na Figura 1. Essa ação gera valores de atrito lateral, tração e compressão.

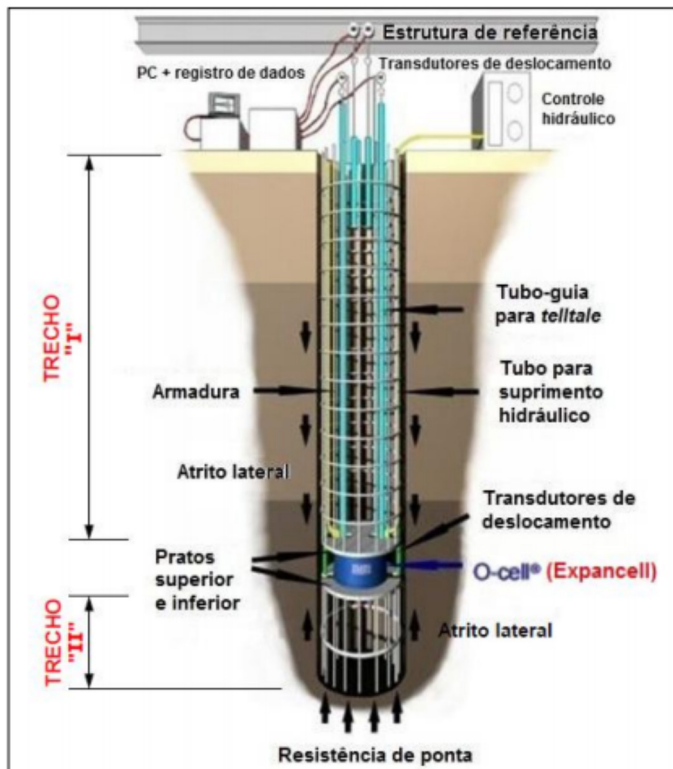


Figura 1 Esquema de funcionamento do ensaio bidirecional

Fonte: Elaborada pelos autores com base em Fugro Loadtest (2019).

O dispositivo constituído por células expansivas é conectado a um ou mais tubos para alimentação e pressão hidráulica, sendo um desses dedicado à recuperação da estaca após ensaio. Para obtenção da força atuante no trecho inferior (ponta), somam-se a força aplicada pela célula expansiva e a pressão neutra resultante no nível da célula, considerando que essa está atuando na seção transversal da estaca, segundo Fellenius (2020). Dessa maneira, obtém-se a resistência de ponta real. No ensaio bidirecional, a resistência observada equivale a “ponta fictícia”, sendo igual à resultante do atrito lateral ao longo do trecho inferior, mais a resistência de ponta real, descontando-se o peso submerso do trecho inferior.

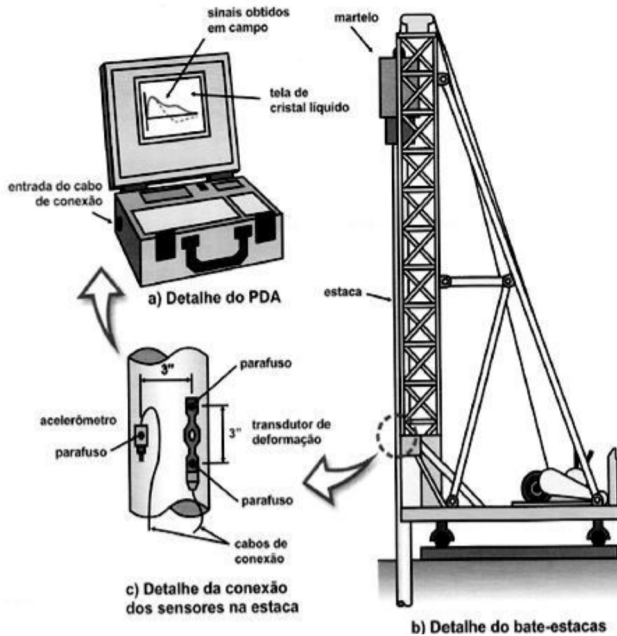
O ensaio se dá com a introdução de pressão através dos tubos de alimentação. Cada incremento de carga é medido por manômetros no sistema de alimentação das células expansivas. Os deslocamentos são medidos por meio de deflectômetros ou transdutores de deslocamentos. São obtidas duas curvas carga *versus* recalque referentes, isoladamente, ao atrito lateral e à ponta.

Após o ensaio, é feito preenchimento com nata de cimento dos vazios e das fissuras criados.

### 2.3 Ensaio de carregamento dinâmico

Em 1964, foi desenvolvido na Universidade de Case, em Ohio, nos Estados Unidos, o ECD, que chegou ao Brasil em 1981, introduzido pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) para atender às necessidades de controle de qualidade de cravação de estacas das inúmeras plataformas marítimas *offshore* que a Petrobras instalaria ao longo de toda a costa brasileira. Já os ensaios em terra iniciaram-se em 1983. Essa técnica foi utilizada pela primeira vez em uma obra industrial da Albrás, no estado do Pará, e desde então se tornou uma prática comum no país (SUSSUMU, 2010).

Segundo ABNT (2007), por meio da NBR 13208, o ECD tem como objetivo avaliar as cargas mobilizadas na interface solo-estaca, a eficiência do sistema de impacto, as tensões de compressão e de tração ao longo da estaca, a integridade estrutural e as características dinâmicas do sistema solo-estaca. O ECD, esquematizado na Figura 2, consiste na aplicação de um carregamento no topo da estaca através de um martelo ou dispositivo similar, para determinar especificamente a capacidade de carga. A determinação ocorre por meio de dados captados e armazenados por um equipamento que analisa a força aplicada no topo da estaca, o *Pile Driving Analyzer* (PDA), em que, diante dos sinais de força *versus* velocidade obtidos em campo por meio dos sensores, transdutores e acelerômetros, realiza-se um cálculo conhecido como método CASE.



**Figura 2** Esquema de ensaio de carregamento dinâmico

Fonte: Gonçalves *et al.* (2007) *apud* Rodrigues e Franco Filho (2012).

O método CASE consiste em uma solução matemática baseada em hipóteses simplificadoras, como a homogeneidade e a uniformidade da estaca. Há a necessidade de confirmação dos cálculos e da análise numérica mais detalhada por meio da utilização do *software Case Pile Wave Analysis Program* (CAPWAP). Os resultados obtidos por meio do CAPWAP são baseados na teoria da equação da onda. É realizado um refinamento que ocorre entre duas curvas que são traçadas, uma com parâmetros adotados ajustados e outra com a força medida, também por meio dos registros de força *versus* velocidade, gravados em campo, multiplicados pela impedância.

As principais informações que o PDA reconhece através de cada golpe transmitido à estaca são: (i) carga mobilizada na interface solo-estaca; (ii) integridade estrutural; (iii) tensões dinâmicas máximas compressivas e de tração; (iv) deslocamento máximo; e (v) máxima energia transferida.

Observa-se que o ensaio de carregamento dinâmico vem sendo mais utilizado com o passar dos anos, por vários fatores, tais como: (i) baixo custo operacional; (ii) possibilidade de realizar vários ensaios por dia; (iii) mobilização e desmobilização fácil e

rápida da equipe e dos equipamentos; (iv) não alterar a rotina de construção da obra; e (v) rapidez de execução (SOUZA; GARCIA, 2014).

## 2.4 Métodos semiempíricos para determinação da carga admissível da estaca

De acordo com Amann (2010, p. 63-64),

Os métodos semiempíricos podem ser definidos como os que partem das formulações teóricas já apresentadas complementando-as com o estabelecimento das tensões máximas de atrito e ponta obtidas a partir de correlações empíricas com ensaios de campo (que eliminam a influência das variáveis relativas à retirada e transporte de amostras do solo ao laboratório, entre outras).

No Brasil, os métodos semiempíricos mais utilizados para o cálculo da carga admissível das estacas são os de Décourt-Quaresma, de 1996, e Aoki-Velloso, de 1975, com aprimoramentos.

Segundo ABNT (2019), para o cálculo da carga de ruptura (R) das estacas, deve-se fazer a somatória das suas cargas resistentes por atrito lateral ( $R_L$ ) e por resistência de ponta ( $R_p$ ). Com isso tem-se:

$$R_L = U * \sum(r_L * \Delta_L) \quad (1)$$

em que:

U é o perímetro do fuste;

$r_L$  é a resistência lateral da estaca na unidade de tensão;

$\Delta_L$  é o segmento de fuste;

e

$$R_p = r_p * A_p \quad (2)$$

em que:

$r_p$  é a resistência de ponta da estaca na unidade de tensão; e

$A_p$  é área da seção transversal da estaca.



### 2.4.1 Método de Décourt-Quaresma, de 1996

Segundo Cintra e Aoki (2010), o método foi proposto inicialmente em 1978. Nesse, utilizava-se o valor médio do índice de resistência à penetração resultado do ensaio de penetração padrão (*standard penetration test* – SPT) ao longo do fuste ( $N_L$ ), sem considerar o tipo de solo, para o cálculo da carga resistente por atrito lateral ( $R_L$ ) da estaca. O intervalo em que esse valor médio poderia ser considerado era:  $3 \leq N_L \leq 15$ . Porém, em 1982, Décourt transforma os valores, antes tabelados, na expressão:

$$R_L = 10 * \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (3)$$

e estende o limite superior de  $N_L = 15$  para  $N_L = 50$ , com exceção das estacas Strauss e dos tubulões a céu aberto, para os quais o limite de  $N_L = 15$  permaneceu.

O valor da tensão resistente ( $r_p$ ) na ponta ou base da estaca é dada por:

$$r_p = C * N_p \quad (4)$$

em que:

$N_p$  corresponde ao índice de resistência à penetração na ponta da estaca obtido por meio da média entre três valores, sendo esses no nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

$C$  é coeficiente característico do solo (conforme Tabela 2).

TABELA 2

Coefficientes característicos do solo apresentados por Décourt e Quaresma

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

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Nota: \* alteração de rocha (solos residuais).

Em 1996, Décourt introduz fatores  $\alpha$  e  $\beta$  para as resistências de ponta e lateral, respectivamente. Dessa forma, a carga de ruptura (R) pode ser obtida da seguinte maneira:

$$R = \alpha * C * N_p * A_p + \beta * 10 * \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) * U * L \quad (5)$$

em que  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser obtidos nas Tabelas 3 e 4, com exceção das estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki, que têm valor  $\alpha = \beta = 1$ .

TABELA 3

Coefficientes  $\alpha$  para correção da resistência de ponta

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Nota: \* os valores são apenas para fins de orientação, diante do reduzido número de dados disponíveis.

TABELA 4

Coefficientes  $\beta$  para correção da resistência lateral

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Nota: \* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Para a obtenção da carga admissível da estaca ( $R_{adm}$ ), o método de Décourt-Quaresma utiliza fatores de segurança intermediários. Assim, tem-se que:

$$R_{adm} \leq \begin{cases} R = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} \\ R = (R_p + R_L)/2 \end{cases} \quad (6)$$

De acordo com a ABNT (2019), no item 8.2.1.2 da NBR 6122, e segundo o método apresentado, a carga admissível de uma estaca do tipo hélice contínua ou estaca escavada com uso de fluido estabilizante pode ser calculada de duas formas:

1) Se o executor assegurar a execução dos procedimentos mínimos previstos no anexo da NBR 6122 da ABNT (2019) de forma a obter o contato efetivo entre ponta da estaca e solo/rocha competente, tem-se:

$$R_{adm} \leq \begin{cases} R = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} \\ R = (R_p + R_L)/2 \end{cases} \quad (7)$$

em que  $R_p \leq R_L$ .

2) Caso contrário, tem-se:

$$R_{adm} \leq \begin{cases} R = \frac{R_L}{1,3} \\ R = \frac{R_L}{2} \end{cases} \quad (8)$$

em que  $R_p = 0$  kN.

### 2.4.2 Método de Aoki-Velloso, de 1975, com aprimoramentos

Aoki e Velloso de 1975 inicialmente utilizaram os valores obtidos pelo ensaio de penetração de cone *in situ* (*cone penetration test* – CPT). Contudo, como no Brasil esse ensaio não é tão empregado quanto o SPT, fizeram-se correlações com o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) para se chegar aos valores de resistência lateral e resistência de ponta (CINTRA; AOKI, 2010). Assim:

$$R_p = \frac{K * N_{SPT}}{F_1} \quad (9)$$

em que:

$K$  é o coeficiente que depende do tipo do solo (ver Tabela 5);

$N_{SPT}$  é o índice de resistência à penetração na ponta da estaca;

$F_1$  é o fator de correção de acordo com o tipo de estaca (ver Tabela 6).

e

$$r_L = \frac{\alpha * K * N_{SPT}}{F_2} \quad (10)$$

em que:

$\alpha$  é a razão de atrito (ver Tabela 5);

$F_2$  é o fator de correção de acordo com o tipo de estaca (ver Tabela 6).

Portanto, a capacidade de carga  $R$  da estaca pode ser calculada da seguinte maneira:

$$R = \frac{U}{F_2} * \sum_1^n (\alpha * K * N_L * \Delta_L) + \frac{K * N_p * A_p}{F_1} \quad (11)$$

em que:

$N_L$  é o índice de resistência à penetração médio em cada camada de solo,  $n = 1, 2, 3, \dots, n$ ;

$\Delta_L$  é a espessura da camada de solo;

$N_p$  é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca.

TABELA 5

Coeficientes K e  $\alpha$  em função do tipo de solo

Solo	K (Kpa)	$\alpha$ (%)
Areia	1.000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte arenoargiloso	450	2,8
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila arenossiltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto-arenosa	330	3,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

TABELA 6

Coeficientes F1 e F2 em função do tipo de estaca

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

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Para a obtenção da carga admissível da estaca ( $R_{adm}$ ), aplica-se um fator de segurança global à carga de ruptura R:

$$R_{adm} = \frac{R}{2} \quad (12)$$

De acordo com a ABNT (2019), no item 8.2.1.2 da NBR 6122, e segundo o método em questão, a carga admissível de uma estaca de hélice contínua ou estaca escavada com uso de fluido estabilizante, pode ser calculada de duas formas:

1) Se o executor assegurar a execução dos procedimentos mínimos previstos no anexo da NBR 6122 de forma a obter o contato efetivo entre ponta da estaca e solo/rocha competente, tem-se:

$$R_{adm} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad (13)$$

em que  $R_p < R_L$ .

2) Caso contrário, tem-se:

$$R_{adm} = \frac{R_L}{2} \quad (14)$$

em que  $R_p = 0$  kN.

## 2.5 Critérios para a determinação de carga de ruptura

De acordo com a NBR 6122 da ABNT (2019), a carga de ruptura da estaca deve ser definida quando ocorrer ruptura nítida, essa é caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga, ou pode haver uma diminuição da carga com a evolução do recalque.

O comportamento de uma estaca, quando submetida à prova de carga, pode não apresentar ruptura nítida. Isso ocorre em duas circunstâncias:

- a) quando a carga de ruptura da estaca é superior à carga máxima que se pretende aplicar;
- b) quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configuram uma ruptura nítida como descrito anteriormente.

Nessas duas circunstâncias, a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde, na curva carga *versus* deslocamento, ao recalque obtido pela expressão:

$$\Delta_r = \frac{R * L}{A * E} * \frac{D}{30} \quad (15)$$

em que:

$\Delta_r$  é o recalque de ruptura convencional;

R é a carga de ruptura convencional;

L é o comprimento da estaca;

A é a área da seção transversal da estaca (estrutural);

E é o módulo de elasticidade do material da estaca;

D é o diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca.

Ao não ser possível aplicar a metodologia prevista pela ABNT (2019), pode-se extrapolar a curva carga *versus* recalque para avaliar a carga de ruptura, o que deve ser feito por requisitos baseados na literatura consagrada da engenharia geotécnica sobre uma curva carga *versus* recalque do primeiro carregamento. Serão apresentados os métodos de extrapolação de Van der Veen, de 1953, Chin-Kondner, de 1970 e de 1971, e Décourt, de 1999 e 2008.

#### 2.5.1 Método de extrapolação proposto por Van der Veen, de 1953

Conforme afirmado anteriormente e reiterado por Fellenius (2020), ao se realizar uma prova de carga, se a carga de ruptura do solo não for caracterizada, métodos de cálculo de extrapolação da curva carga *versus* recalque podem se mostrar mais adequados, pois apresentam uma curva com maior racionalidade.

Segundo Van der Veen, a curva carga *versus* recalque prevista pelo método em questão é dada pela expressão:

$$P = R * (1 - e^{-\alpha * r}) \quad (16)$$

em que:

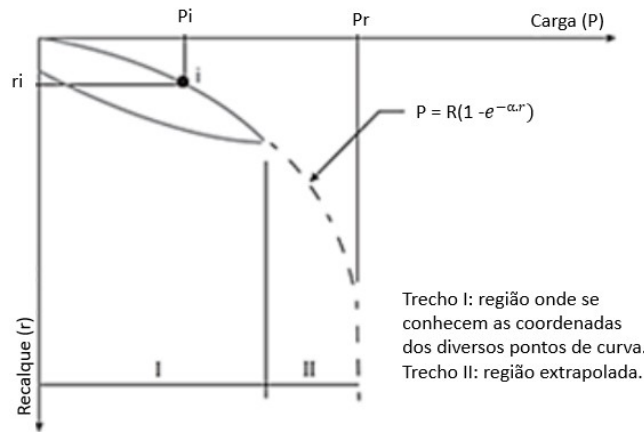
P é a carga;

r é o recalque;

R é a carga de ruptura que se deseja determinar;

$\alpha$  é o coeficiente que depende da forma da curva.

E caracterizada pelo gráfico apresentado na Figura 3.



**Figura 3** Esquema do gráfico carga versus recalque

Fonte: adaptada de Alonso (2019, p. 61).

Como a equação se dá por duas incógnitas (R e  $\alpha$ ), pode-se reescrever a expressão de Van der Veen da seguinte maneira:

$$1 - \left(\frac{P}{R}\right) = e^{-\alpha \cdot r} \tag{17}$$

$$\alpha \cdot r = -\ln \left[1 - \left(\frac{P}{R}\right)\right]$$

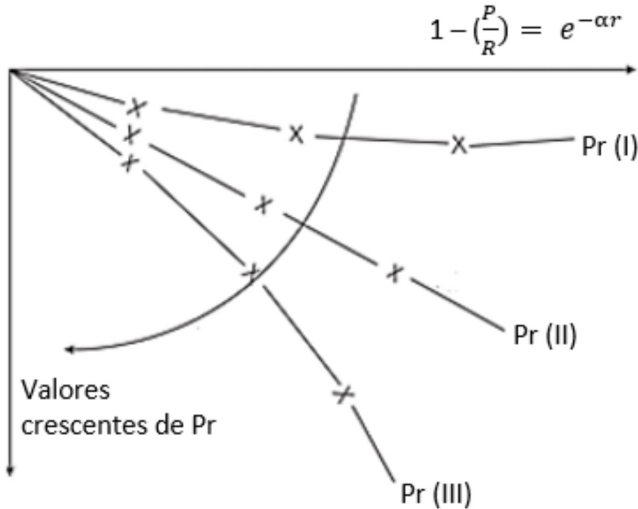
A equação utilizada neste trabalho será apresentada abaixo e foi proposta pelo Eng. Nelson Aoki. A expressão de Van der Veen pode ser generalizada, reescrevendo-a:

$$P = R \cdot (1 - e^{-(\alpha \cdot r + b)}) \tag{18}$$

O método de Van der Veen consiste em arbitrar valores para a carga de ruptura, de modo a obter um gráfico com os pares de valores alinhados o mais próximo possível de uma reta. Nesse, as abscissas são compostas por valores em função das cargas R e P, e as ordenadas compostas por recalques. Com essas informações, o método consiste, como dito anteriormente, em arbitrar valores para R, em que se verifica qual dos valores arbitrados se aproxima da representação de uma reta no gráfico como apresentado na



Figura 4. Para esse exemplo, a curva relacionada ao valor Pr(II) está mais próxima a uma reta frente aos valores Pr(I) e Pr(III).



**Figura 4** Esquema do gráfico oriundo do emprego da expressão generalizada de Van der Veen

Fonte: adaptada de Alonso (2019, p. 62).

### 2.5.2 Método de extrapolação proposto por Chin-Kondner de 1970 e 1971

Segundo Fellenius (2020), o método de Chin-Kondner é o método proposto por Chin em 1970 e 1971, que foi baseado no trabalho de Kondner, de 1963. Esse método consiste em obter um gráfico, em que as abscissas são compostas pelos recalques obtidos durante a prova de carga, e as ordenadas são compostas pela razão entre o recalque e a carga aplicada.

No gráfico a ser construído, após uma variação inicial, os valores inseridos se aproximam de uma reta, sendo a inclinação inversa dessa reta a extrapolação de Chin-Kondner para a carga limite última (i.e., carga de ruptura), conforme equações a seguir:

$$R = \frac{1}{C_1} \quad (19)$$

$$P = \frac{\delta}{C_1 * \delta + C_2} \quad (20)$$

em que:

R é a carga limite última (carga de ruptura) em kN;

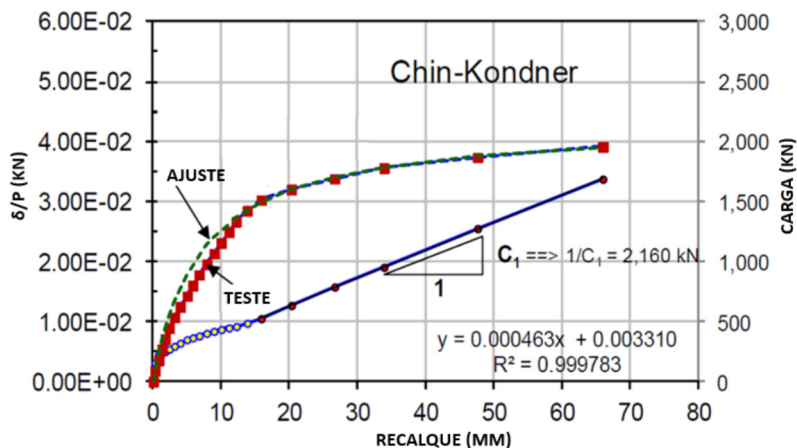
P é a carga aplicada em kN;

C1 é a inclinação da reta em 1/kN;

C2 é a intersecção com o eixo y (recalque dividido pela carga aplicada) em mm/kN; e

$\delta$  é o recalque em mm.

Um exemplo do gráfico característico do método é ilustrado na Figura 5.

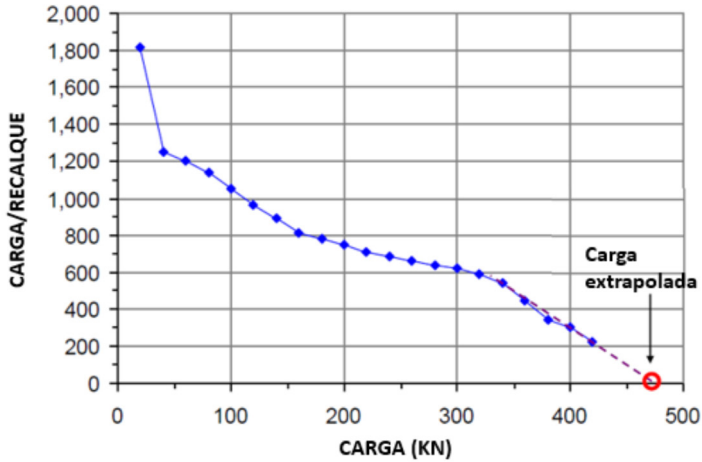


**Figura 5** Gráfico característico da extrapolação pelo método Chin-Kondner

Fonte: adaptada de Fellenius (2020, p. 242).

### 2.5.3 Método de extrapolação proposto por Décourt de 1999 e 2008

Em Fellenius (2020), no método de Décourt, a curva das cargas é extrapolada por meio de uma regressão linear dos últimos pontos do gráfico que tendem a estar alinhados, conforme apresentado na Figura 6.



**Figura 6** Gráfico característico da extrapolação pelo método de Décourt

Fonte: adaptado de Fellenius (2020, p. 244).

A curva das cargas geradas pelo ensaio é extrapolada e uma equação de primeiro grau é obtida conforme a Equação 21.

$$Y = C1 * P + C2 \quad (21)$$

em que:

Y é a razão entre a carga e o recalque em kN/mm;

P é a carga aplicada em kN;

C1 é a inclinação da reta em 1/mm;

C2 é a intersecção com eixo y (razão entre carga e recalque) em kN/mm.

A carga de ruptura P pode ser estimada por meio da divisão entre o coeficiente angular e o coeficiente linear da equação de extrapolação apresentada na Equação 22.

$$R = -\frac{C2}{C1} \quad (22)$$

em que:

R é a carga limite última (carga de ruptura) em kN.

A carga aplicada pode ser prevista utilizando o valor de recalque e os coeficientes angular e linear da equação de extrapolação, conforme Equação 23, apresentada abaixo.

$$P = \frac{\delta * C2}{1 - C1 * \delta} \quad (23)$$

onde:

$\delta$  é o recalque em mm.

---

### 3 METODOLOGIA

Neste estudo, tem-se por objetivo compreender o desempenho das estacas de hélice contínua por meio da análise das curvas carga *versus* recalque obtidas por ensaio bidirecional e ensaios de carregamento dinâmico em comparativos isolados. Para isso, foi escolhida uma obra como estudo de caso. A seguir, são analisados 14 ensaios de carregamento dinâmico aplicados em estacas com diâmetros entre 60 cm e 80 cm e um ensaio bidirecional em uma estaca com diâmetro de 60 cm, realizados na mesma obra. Essa se encontra em execução no município de Osasco, cidade localizada próximo à região Oeste do município de São Paulo, que conta com quatro torres de 22 pavimentos cada e quatro subsolos. Os resultados do ensaio de carregamento dinâmico foram apresentados pela empresa Modulos Engenharia e os resultados do ensaio bidirecional, pela empresa Arcos – Engenharia de Solos.

Uma estimativa da capacidade de carga de ruptura das estacas será feita utilizando os métodos semiempíricos propostos por Aoki-Velloso, de 1975, com aprimoramentos; e Décourt-Quaresma, de 1996. Tais métodos objetivam definir a carga de ruptura que o elemento de fundação profunda suporta a partir das medidas de ensaios SPT. No método proposto por Aoki-Velloso, de 1975, com aprimoramentos, calcular-se-ão as cargas resistentes de ponta e por atrito lateral das estacas, considerando-se os valores resultantes da sondagem a percussão realizada na obra e utilizando-se fatores de correção das resistências de estacas hélices, conforme previsto pelo método em questão. Já no método proposto por Décourt-Quaresma, em 1996, a capacidade de carga das estacas será definida pelas equações apresentadas pelos autores, em que as cargas de resistência da ponta e da lateral das estacas serão calculadas utilizando-se os parâmetros correspondentes ao índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) médio na ponta da estaca,  $N_{SPT}$  médio ao longo do fuste e da ponta e coeficiente característico do solo,

permitindo, assim, chegar à carga de ruptura das estacas, considerando-se todos os fatores de segurança previstos pela NBR 6122 da ABNT (2019).

Serão analisados os resultados obtidos por meio dos ensaios de carregamento dinâmico e bidirecional. No ensaio bidirecional, o resultado é apresentado de maneira isolada para ponta e fuste, portanto o ensaio será comparado apenas com os métodos propostos por Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Já em relação ao ensaio de carregamento dinâmico, a partir da obtenção do gráfico carga *versus* recalque oriundo da aplicação do *software* CAPWAP pelos executores dos ensaios, caso seja identificada uma ruptura clara, é possível fazer a leitura da carga de ruptura de forma direta. Caso contrário, métodos de extrapolação desse tipo de curva poderão ser necessários. Nesse cenário, serão aplicados os métodos de Chin-Kondner, de 1970 e de 1971, Van der Veen, de 1953 e método da rigidez proposto por Décourt, de 1999 e de 2008. Com os resultados obtidos por meio da extrapolação, será feita uma comparação em relação aos valores referentes aos métodos semiempíricos, a fim de avaliar a aderência ou discrepância entre tais valores.

---

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Ao se realizar uma análise quanto aos custos do ECD, do ensaio bidirecional e da PCE, chega-se à conclusão de que os dois primeiros se mostram mais vantajosos economicamente. Considerando a obra-base deste estudo, o custo de execução, mobilização, equipamentos e equipe para a PCE pode chegar ao dobro do custo dos mesmos itens para o ECD e para o ensaio bidirecional. Já o custo do ECD e o do ensaio bidirecional se equivalem, porém o ECD necessita da previsão de maior espaço para mobilidade do equipamento na obra.

Para os ensaios em questão foram realizadas quinze sondagens a percussão, cinco foram realizadas pela Sondap e dez foram pela Engestac. A Tabela 7 apresenta a correlação entre as sondagens e as estacas ensaiadas, assim como seus comprimentos e diâmetros. Em geral, as estacas apresentam comprimento entre 15,95 e 19,10 m e diâmetro entre 60 e 80 cm. Os valores de  $N_{SPT}$ , a estratigrafia e o nível d'água (indicado entre legenda da imagem do tipo de solo e  $N_{SPT}$ ) de cada uma das sondagens serão apresentados na Figura 7.

TABELA 7

Dados das estacas

Estaca	Relatório		Diâmetro (cm)	Profundidade de arrasamento (m)	Profundidade da ponta (m)	Comprimento (m)
P178	Sondap	SP-01	60	2,78	21,18	18,40
P180	Sondap	SP-02	60	1,85	20,25	18,40
P193	Engestac	SP-01	70	0,60	19,00	18,40
P197B	Sondap	SP-01	70	3,08	21,18	18,10
P203B	Sondap	SP-01	60	2,83	21,18	18,35
P225B	Engestac	SP-01	60	0,65	19,00	18,35
P226A	Engestac	SP-01	80	0,90	20,00	19,10
P440A	Sondap	SP-04	80	4,48	20,68	16,20
P442	Engestac	SP-07	80	9,34	25,64	16,30
P450B	Engestac	SP-03	80	1,45	17,40	15,95
P457B	Engestac	SP-03	70	1,15	17,40	16,25
P474	Sondap	SP-05	70	3,48	19,88	16,40
P477A	Engestac	SP-03	70	1,15	17,40	16,25
P484	Sondap	SP-05	80	3,58	19,88	16,30
P387	Engestac	SP-04	60	0,95	16,40	15,45

Fonte: elaborada pelos autores.

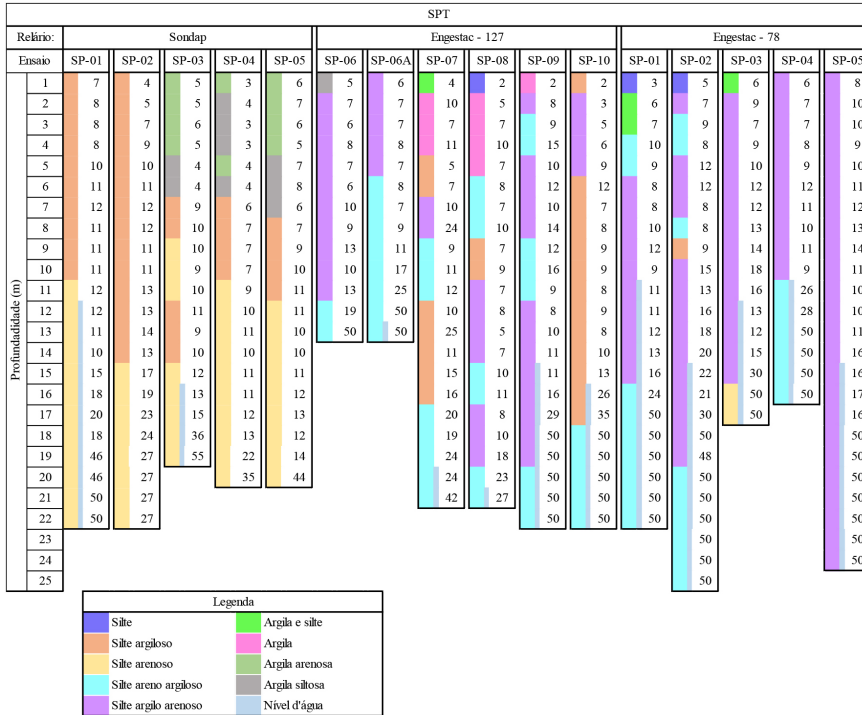


Figura 7 Sondagens a percussão

Fonte: elaborada pelos autores com base em Sondapt (2017) e Engestac (2018, 2019).

Ao analisarmos os 14 gráficos carga *versus* recalque gerados por meio do CAPWAP considerando os resultados do ECD, não foi possível caracterizar a ocorrência de uma ruptura clara, assim, foi necessário utilizar os métodos de extrapolação de Van der Veen, Chin-Konder e Décourt para determinação da carga de ruptura das estacas. Os autores optaram por ilustrar o emprego dos métodos citados anteriormente para a estaca P180 por simplicidade. Na Figura 8 e na Figura 9, são apresentados os gráficos obtidos com a extrapolação da curva carga *versus* recalque pelos métodos de Van der Veen, de 1953, adaptado por Aoki, Chin-Konder, de 1970 e de 1971, e Décourt, de 1999 e de 2008, respectivamente. Esses gráficos condizem com o comportamento esperado e apresentam bons resultados, pois há boa aderência entre os valores oriundos da análise dos resultados do ensaio e a curva resultante do cálculo por meio dos métodos semiempíricos.

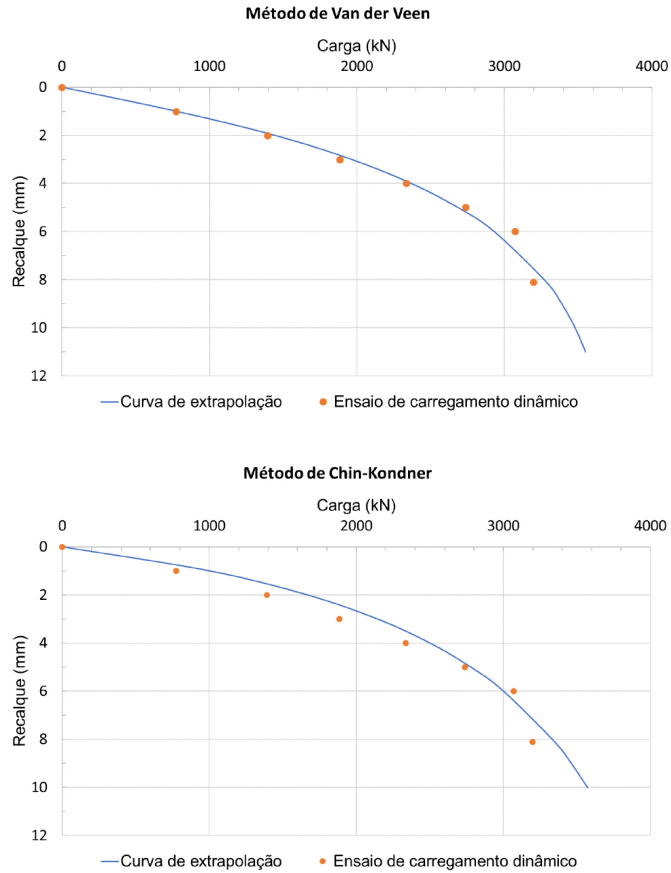
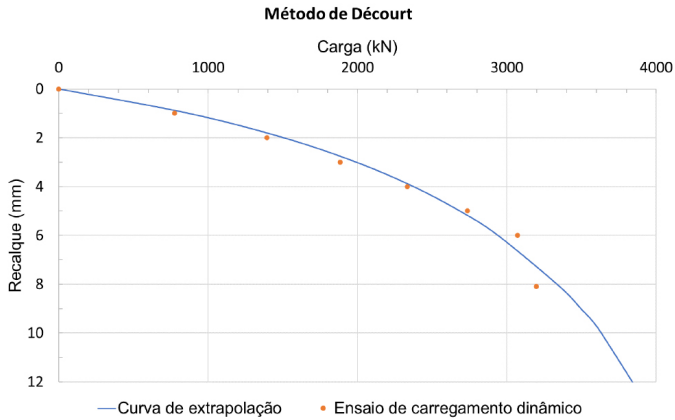


Figura 8 Curvas de extrapolação da estaca P180

Fonte: elaborada pelos autores.





**Figura 9** Curva de extrapolação da estaca P180

Fonte: elaborada pelos autores.

Foram realizadas comparações entre os valores de carga de ruptura obtidos com os métodos semiempíricos para determinação da capacidade de carga e os resultados oriundos dos métodos de extrapolação. Na Tabela 8, o referencial é os valores encontrados por meio de Aoki-Velloso, de 1975, com aprimoramentos e, na Tabela 9, são utilizados os valores de Décourt-Quaresma, de 1996.

TABELA 8

Comparativo entre a capacidade de carga de Aoki-Velloso e os métodos de extrapolação de carga de ruptura

Estaca	Aoki-Velloso (kN)	ECD		Método					
		Carga máxima do ensaio (kN)	Dispersão (%)	Van der Veen		Chin-Kondner		Décourt	
				Carga de ruptura (kN)	Dispersão (%)	Carga de ruptura (kN)	Dispersão (%)	Carga de ruptura (kN)	Dispersão (%)
P178	2368,200	3413,880	44%	4000,000	69%	5000,000	111%	6054,875	156%
P180	1672,138	3178,440	90%	3800,000	127%	5000,000	199%	5616,266	236%
P203B	2367,493	3874,950	64%	5300,000	124%	10000,000	322%	7841,855	231%
P225B	2323,467	3904,380	68%	5600,000	141%	5000,000	115%	8798,515	279%
P193	3020,234	4071,150	35%	5300,000	75%	5000,000	66%	7806,384	158%
P197B	3067,202	4120,200	34%	6300,000	105%	5000,000	63%	8007,959	161%
P457B	6558,874	4689,180	29%	4800,000	27%	5000,000	24%	5301,040	19%
P474	4719,414	5091,390	8%	6000,000	27%	10000,000	112%	9218,991	95%
P477A	6558,874	3561,030	46%	4100,000	37%	5000,000	24%	7765,922	18%
P226A	3999,652	6504,030	63%	8900,000	123%	12500,000	213%	12837,642	221%
P440A	6942,334	5591,700	19%	5900,000	15%	5000,000	28%	8370,642	21%
P442	8807,200	6533,460	26%	8100,000	8%	10000,000	14%	9612,471	9%
P450B	8892,608	5689,800	36%	7100,000	20%	10000,000	12%	9854,464	11%
P484	2620,092	4954,050	89%	5200,000	98%	5000,000	91%	8027,027	206%

Fonte: elaborada pelos autores.

TABELA 9

Comparativo entre a capacidade de carga de Décourt-Quaresma e os métodos de extrapolação de carga de ruptura (continua)

Estaca	Décourt-Quaresma (kN)	ECD		Método					
		Carga máxima do ensaio (kN)	Dispersão (%)	Van der Veen		Chin-Kondner		Décourt	
				Carga de ruptura (kN)	Dispersão (%)	Carga de ruptura (kN)	Dispersão (%)	Carga de ruptura (kN)	Dispersão (%)
P178	2983,251	3413,880	14%	4000,000	34%	5000,000	68%	6054,875	103%
P180	2422,325	3178,440	31%	3800,000	57%	5000,000	106%	5616,266	132%
P203B	2977,916	3874,950	30%	5300,000	78%	10000,000	236%	7841,855	163%
P225B	2789,724	3904,380	40%	5600,000	101%	5000,000	79%	8798,515	215%
P193	3466,355	4071,150	17%	5300,000	53%	5000,000	44%	7806,384	125%
P197B	3641,001	4120,200	13%	6300,000	73%	5000,000	37%	8007,959	120%
P457B	1674,534	4689,180	180%	4800,000	187%	5000,000	199%	5301,040	217%
P474	1139,829	5091,390	347%	6000,000	426%	10000,000	777%	9218,991	709%
P477A	1674,534	3561,030	113%	4100,000	145%	5000,000	199%	7765,922	364%
P226A	4605,156	6504,030	41%	8900,000	93%	12500,000	171%	12837,642	179%
P440A	1274,23	5591,700	339%	5900,000	363%	5000,000	292%	8370,642	557%
P442	2717,687	6533,460	140%	8100,000	198%	10000,000	268%	9612,471	254%
P450B	2011,457	5689,800	183%	7100,000	253%	10000,000	397%	9854,464	390%
P484	1365,964	4954,050	263%	5200,000	281%	5000,000	266%	8027,027	488%

Fonte: elaborada pelos autores.

No ensaio bidirecional, foi analisada a estaca P387. Como os resultados são apresentados para ponta e para o fuste isoladamente, o comparativo será feito conforme os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, que apresentam resultados neste mesmo formato. O resultado do ensaio bidirecional foi estabelecido como referência, pois, devido à proximidade da célula com a ponta da estaca, os resultados são apresentados de forma detalhada, possibilitando a comparação isolada na Tabela 10.

TABELA 10

Carga de ruptura: comparativo entre os resultados do relatório e dos métodos semiempíricos para a estaca P387

Trecho	Carga máxima do ensaio bidirecional (kN)	Método			
		Aoki-Velloso (kN)	Dispersão (%)	Décourt-Quaresma (kN)	Dispersão (%)
Ponta	1476,93	3180,863	115%	1060,288	28%
Fuste	1395,25	1694,611	21%	1941,504	39%

Fonte: elaborada pelos autores.

Após a análise dos resultados apresentados nas Tabelas 8 e 9, dentre os três métodos de extrapolação adotados, o método de Van der Veen é o que apresenta menores valores de dispersão quando comparados aos valores encontrados para carga admissível pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Os valores resultantes dos ECD mostram-se mais próximos da carga admissível calculada segundo Aoki-Velloso do que os calculados conforme Décourt-Quaresma.

Comparando os métodos de extrapolação entre si, Van der Veen apresentou as menores cargas de ruptura. Em relação aos valores médios de dispersão, para as estacas de Ø60 cm, os métodos de Chin-Konder e Décourt apresentam-se, respectivamente, 34% e 51% maiores que o método de Van der Veen; no caso de Ø70 cm, apresentam-se 13% e 46% maiores; e, para as estacas de Ø80 cm, apresentam-se 17% e 40% maiores. Dessa forma, o método mais conservador neste estudo foi o de Van der Veen, por apresentar as menores cargas de ruptura. Em relação ao comparativo entre o ensaio bidirecional e os métodos semiempíricos selecionados (vide Tabela 10), o método de Décourt-Quaresma se mostrou conservador para a carga de ponta da estaca, enquanto o método de Aoki-Velloso se mostrou conservador para a carga de ruptura do fuste.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os elementos de fundação devem garantir segurança para a obra e seu entorno. Assim, os ensaios estudados neste trabalho objetivam garantir que o elemento seja seguro e esteja atuando conforme projetado. Após a análise dos resultados, pode-se afirmar que os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico e o bidirecional se mostraram confiáveis por apresentarem cargas de ensaio menores do que as cargas de ruptura estimadas pelos métodos de extrapolação estudados. Portanto, é possível concluir que a fundação atende de maneira segura ao esforço solicitante de projeto. Entende-se, neste estudo de caso, que o método de extrapolação proposto por Van der Veen, aplicado nos resultados do ECD, foi o mais conservador dentre os empregados.

Para futuras pesquisas, sugere-se a aplicação de outras metodologias para o cálculo de capacidade de carga, como método proposto por Alonso, em 1996, e o método apresentado por Gottlieb, Penna, Romano Jr. e Rodrigues, em 2000. Para a determinação da carga de ruptura para cenário sem a sua ocorrência clara, indicam-se os métodos de extrapolação de Mazurkiewicz, de 1972, e Brinch-Hansen, de 1963, e aplicação do método Elísio-Osterberg ou outro similar para obtenção de uma única curva carga *versus* recalque para o ensaio bidirecional e análise dessa.

### ANALYSIS OF RESULTS OF BIDIRECTIONAL AND DYNAMIC LOADING TESTS – COMPARATIVE STUDY

#### Abstract

In Brazil, when defining the continuous flight auger piles as the most suitable type of foundation for the project, the Brazilian Association of Technical Standards (*Associação Brasileira de Normas Técnicas [ABNT]*) (2019) through the Brazilian Standard (Norma Brasileira [NBR]) 6122 determines that it is necessary to carry out tests to check the interaction between soil and structure. This standard recommends, among one of its conditions for continuous flight auger piles, that a static load test can be replaced by five dynamic load tests or by one bidirectional test. It is believed that the bidirectional test is a potential substitute for a static load test, however, this is not standardized. Using only semiempirical methods, it is possible to estimate values for the allowable load and the possible breaking load of the pile. This research aims to verify the reliability of the dynamic loading test and the bidirectional comparing them

with the results found through the semiempirical methods. Fourteen dynamic loading tests and one bidirectional test will be carried out, in which the breaking loads were compared with the methods of Aoki-Velloso and Décourt-Quaresma. For extrapolation of the breaking load curve, the Van der Veen, Chin-Kondner and Décourt methods were used. Between them, the Van der Veen method was the most conservative and the closest to the values calculated in accordance with Aoki-Velloso and Decourt-Quaresma.

**Keywords:** Bidirectional test. Dynamic load test. Semiempirical methods.

---

## REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. *Previsão e controle das fundações*. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019.
- AMANN, K. A. P. *Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas*. 2010. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-21102010-094919/publico/Tese\\_Kurt\\_Andre\\_Pereira\\_Amann.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-21102010-094919/publico/Tese_Kurt_Andre_Pereira_Amann.pdf). Acesso em: 20 nov. 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *ABNT NBR 6122: projeto e execução de fundações*. 3. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ABNT. *ABNT NBR 13208: estacas ensaio de carregamento dinâmico*. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- DADA, T. L. *Ensaio bidirecional em estacas moldadas in loco: técnicas de execução e métodos de interpretação, com aplicação a casos de obras*. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-21102019-153221/publico/ThaisLucouvi-czDadaOrig19.pdf>. Acesso em: 9 nov. 2020.
- ENGESTAC ENGENHARIA E FUNDAÇÕES. *Relatório de sondagem a percussão – 078*. São Paulo: Engestac Engenharia e Fundações, 2019.
- ENGESTAC ENGENHARIA E FUNDAÇÕES. *Relatório de sondagem a percussão – 127*. São Paulo: Engestac Engenharia e Fundações, 2018.
- FALCONI, F. *et al. Fundações: teoria e prática*. 3. ed. São Paulo: Pini, 2016.
- FELLENIUS, B. H. *Basics of foundation design*. British Columbia, 2020. *E-book*.
- FUGRO LOADTEST. *O-cell technology*. 2019. Disponível em: [http://www.loadtest.com/services\\_int/ocelltechnology.htm](http://www.loadtest.com/services_int/ocelltechnology.htm). Acesso em: 20 jul. 2021.

MURAKAMI, D. K. *Novo procedimento para a realização de análise CAPWAP no ensaio de carregamento dinâmico em estacas pré-moldadas*. 2015. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2015. Disponível em <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-17062016-144914/publico/DanielKinaMurakami.pdf>. Acesso em: 27 out. 2020.

RODRIGUES, B. C.; FRANCO FILHO, J. *Estudo comparativo entre prova de carga dinâmica, carga estática de projeto e métodos dinâmicos em estacas de perfis metálicos: estudo de caso*. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado) – Centro de Ciências Exatas e Tecnologia, Universidade da Amazônia, Belém, 2012.

SONDAPT SONDAGENS A PERCUSSÃO. *Perfil geológico-geotécnico – sondagem a percussão*. São Paulo: Sondapt Sondagens a Percussão, 2017.

SUSSUMU, N. *Ensaio de carregamento dinâmico (prova de carga dinâmica): PEF 2405*. 2010. Disponível em: [https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/2581622/mod\\_resource/content/2/Provas\\_de\\_Carga\\_Estatica\\_e\\_Dinamica2010.pdf](https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/2581622/mod_resource/content/2/Provas_de_Carga_Estatica_e_Dinamica2010.pdf). Acesso em: 17 nov. 2020.

SOUZA, L. H. F.; GARCIA, L. P. Redimensionamento de fundação profunda após análise da carga admissível obtida em ensaio de carregamento dinâmico (PDA). *Revista de Engenharia e Tecnologia*, v. 6, n. 2, p. 1-19, 2014.

---

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos à P4 Engenharia pelo fornecimento do material que fundamentou nosso estudo e ao Eng. Maurício Chaves, diretor da Arcos – Engenharia de Solos, por ter se disponibilizado para partilhar conosco conhecimentos que foram necessários para o desenvolvimento deste trabalho.

### Contato

Kamila Rodrigues Cassares Seko  
kamila.seko@mackenzie.br

### Tramitação

Recebido em julho de 2021.  
Aprovado em novembro de 2021.