ENSAIO BIDIRECIONAL: CARACTERÍSTICAS, INTERPRETAÇÃO E ESTUDOS DE CASOS DE ESTACAS MOLDADAS *IN LOCO* NO BRASIL

Bi-directional test: characteristics, interpretation and case studies of cast-in-situ piles in Brazil

Thaís Lucouvicz Dada*
Faiçal Massad**

RESUMO – O ensaio bidirecional (Silva, 1983) tem sido cada vez mais utilizado na verificação do comportamento de estacas carregadas axialmente. Há várias metodologias de interpretação para a obtenção da curva carga-recalque equivalente para carregamentos no topo (prova de carga estática convencional), porém, ainda não há diretrizes de aplicação bem definidas no Brasil. Após um breve histórico e descrição do ensaio, o trabalho apresenta estudos de casos de três estacas moldadas *in loco* (estacão e raiz), em que se aplicaram o "método tradicional" (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995) e o método de Massad (2015). Além destes, aplicaram-se as formulações de Fleming (1992), à semelhança da metodologia de England (2005; 2009). Os resultados foram coerentes com os obtidos por métodos semi-empíricos baseados no SPT, em termos de capacidade de carga, e por ensaio de carregamento dinâmico, disponível em um dos casos. Conclui-se que, para estacas curtas ou rígidas, os métodos apresentados são adequados, sendo mais realistas o de Massad (2015) e o aplicado com base em Fleming (1992), pois consideram a compressibilidade da estaca.

SYNOPSIS – The bi-directional test (Silva, 1983) has been increasingly used to verify the behavior of axially loaded piles. There are various interpretation methodologies to obtain the equivalent top-down load-settlement curve (conventional static load test), however, there are still no clear application guidelines in Brazil. After a brief history and a description of the test, the paper presents case studies of three cast-in-situ piles (drilled and root piles), in which the “traditional method” (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995) and the method of Massad (2015) were applied. In addition to these, the Fleming (1992) solutions were applied, similar to the methodology of England (2005; 2009). The results were coherent with estimates by semi-empirical methods based on SPT data, in terms of bearing capacity, and with dynamic load test results, available in one case study. It's concluded that, for short or rigid piles, the methods presented are adequate. The method of Massad (2015) and the applied one based on Fleming (1992) are more realistic, since they consider the pile compressibility.

Palavras Chave – Ensaio bidirecional, O-cell, Prova de carga em estaca, Curva carga-recalque.

Keywords – Bi-directional test, O-cell, Pile load test, Load-settlement curve.

1 – INTRODUÇÃO

Segundo Fellenius (2017), as primeiras experiências de instalação de macacos hidráulicos em profundidade, consolidados no fuste ou na base de estacas, foram executadas de maneira independente por Gibson e Devenny (1973), Amir (1983), Horvath et al. (1983) e pelo brasileiro Elísio Silva (Silva, 1983), para aferição do comportamento da ponta e execução de ensaios bidirecionais. Silva (1983; 1986) introduziu o invento e a técnica do ensaio bidirecional na indústria brasileira da construção civil, através da empresa Arcos Engenharia. Paralelamente, Osterberg

* Engenheira Civil, Programa de Pós-Graduação da Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo-SP, Brasil. E-mail: thaisldada@gmail.com
** Professor Titular, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo-SP, Brasil. E-mail: faical.massad@usp.br

http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

(1989) desenvolveu estudos nesta área e, no final dos anos 1980, apresentou um dispositivo semelhante. Em 1988, houve colaboração entre Elísio Silva e Osterberg, sendo que este patenteou e divulgou o produto, através da empresa Loadtest, atual Fugro Loadtest, ganhando popularidade internacionalmente.

Para a execução do ensaio bidirecional, utilizam-se as células expansivas (expancells) ou O-cells, quando se refere à patente de Osterberg, que consistem simplificadamente de macacos hidráulicos de sacrifício. É necessária a instalação de uma ou mais expancells dentro da estaca. Em estacas moldadas *in loco*, elas são consolidadas à armação, sendo deixado um tubo para o suprimento hidráulico.

Conforme indica a Figura 1, as expancells são expandidas hidraulicamente, empurrando o "trecho I" da estaca para cima, que é parte do fuste da estaca, e o "trecho II" para baixo, correspondendo ao restante do fuste mais a ponta da estaca, sem haver a necessidade de sistemas de reação para os carregamentos impostos. O nível de instalação da expancell é definido aproximadamente no ponto de equilíbrio das forças que atuarão durante o ensaio, sendo o peso submerso do trecho I da estaca, as resultantes de atrito lateral de cada trecho e a resistência de ponta. No trecho II, deve-se somar a pressão da água à força aplicada na expancell (Fellenius, 2017).

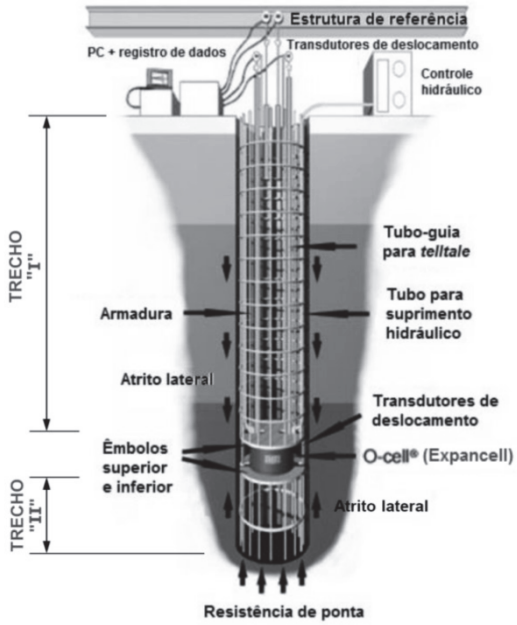

Fig. 1 – Esquema ilustrativo do funcionamento do ensaio bidirecional, com indicação dos trechos da estaca "I" e "II" (adaptado de Fugro Loadtest, 2017).

Silva (1983; 1986) e Osterberg (1989) admitem que as tensões de atrito lateral geradas durante o ensaio, que têm sentido para baixo, possuem o mesmo valor que as geradas quando o carregamento se dá pelo topo da estaca, com o sentido para cima. Entretanto, Osterberg (1989) discute que isso ocorre para solos coesivos, mas que, para solos não coesivos, o atrito resultante para um carregamento no topo da estaca é algo maior que para carregamento de baixo para cima, e, portanto, ao assumir o mesmo valor, a diferença está a favor da segurança. Há um consenso geral em se adotar essa igualdade. England (2005) comenta que não há evidências de que seriam diferentes, sendo a hipótese, no mínimo, conservadora para solos arenosos, com base no exposto por Osterberg (1989).

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Fellenius (2017) contradiz as hipóteses de que haveria diferenças, afirmando que a igualdade é verdadeira.

Os movimentos ascendentes e descendentes são medidos com *tell tales*, instalados no nível da expancell, e com defletômetros ou transdutores de deslocamentos, no topo da estaca. São obtidas curvas carga-recalque para os trechos I e II da estaca, que permitem: a) separar as parcelas de atrito lateral e ponta, pois em geral a expancell é instalada próxima à ponta da estaca; e b) estimar a curva-carga recalque equivalente para carregamentos a partir do topo da estaca, simulando a prova de carga estática convencional.

Atualmente, observa-se que a técnica do ensaio bidirecional está sendo amplamente utilizada no mundo (Fellenius, 2017; Nguyen et al., 2017; Seo et al., 2016). Além das técnicas executivas descritas nos parágrafos anteriores, as estacas submetidas ao ensaio têm sido instrumentadas ao longo do fuste e mesmo abaixo da expancell, de modo a se obter as funções de transferência de carga em vários níveis ao longo da profundidade. Também têm sido executados ensaios com a instalação de expancells em mais de um nível, técnica para se obter mais informações sobre as cargas últimas.

Para a obtenção da curva carga-recalque equivalente, há diversas metodologias. O "método tradicional" (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995; 1998) admite que a estaca é infinitamente rígida. Outros métodos foram desenvolvidos considerando a compressibilidade da estaca. Destacam-se os métodos de England (2005; 2009), que é feito através de *software* ("Cemsolve"), com utilização das soluções de Fleming (1992), sendo utilizado pela empresa Fugro Loadtest; o de Fellenius (2014; 2017), autor que possui inúmeros trabalhos publicados na área e cujo método também necessita de *software* ("UniPile"); e o método de Massad (2015), este sendo analítico, baseado no coeficiente *c'*, correlato do coeficiente *c* de Leonards e Lovell (1979). Também há outros métodos, embora menos conhecidos e utilizados de maneira geral, como os de Kwon et al. (2005), Lee e Park (2007), Mission e Kim (2001) e Kim e Chung (2012).

Este artigo apresenta estudos de caso de três estacas moldadas *in loco* (duas estacas escavadas de grande diâmetro, chamadas no Brasil de “estacões”, e uma estaca raiz), instaladas em obras de arte viárias no Brasil, que foram submetidas ao ensaio bidirecional. Tem-se por objetivo apresentar e comparar as curvas carga-recalque equivalentes estimadas através dos diferentes métodos: a) o "método tradicional", demonstrando que sempre resulta em deslocamentos menores, já que admite a estaca infinitamente rígida; b) o método de Massad (2015); e c) a aplicação direta das formulações de Fleming (1992), incorporadas por England (2005; 2009) em seu método. Estes métodos foram escolhidos ou por serem os mais populares ou por apresentarem soluções matemáticas mais simples, além de não necessitarem de programas computacionais específicos.

Os resultados em termos de capacidades de carga foram comparados com estimativas feitas através de métodos semi-empíricos, em uso no Brasil, baseados em dados de investigação geotécnica nos locais estudados. Em um dos estudos de caso, faz-se também se uma comparação com resultados de um ensaio de carregamento dinâmico executado na mesma estaca.

2 – MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA

Para o dimensionamento de estacas no Brasil, são amplamente utilizados os métodos semi-empíricos de estimativa de capacidade de carga global, que se baseiam, em geral, em dados de SPT. Os mais utilizados são o de Décourt-Quaresma (Décourt e Quaresma, 1978; Décourt, 1982; Décourt, 1996, mantido em 2016) e o de Aoki-Velloso (Aoki e Velloso, 1975; Cintra e Aoki, 2010). Destaca-se o método de Cabral (1986), específico para estaca raiz.

Os métodos resultam em estimativas de cargas totais últimas aproximadas, sendo em geral conservadores. A própria medida do índice SPT, em que se baseiam os métodos, é sujeita a imprecisões. Para estacas escavadas, a norma brasileira de fundações (ABNT NBR 6122, 2010) restringe o uso da resistência de ponta última estimada, devido à metodologia executiva empregada, podendo ficar material solto ou amolgado sob a ponta da estaca. Nessas condições, em geral essa restrição se aplica a estacas moldadas *in loco.*

http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Nos estudos a serem apresentados, observa-se que os ensaios bidirecionais executados reforçam a validade desta restrição da norma nas obras brasileiras, pois duas das três estacas ensaiadas resultaram com resistência de ponta inferior à estimada pelos métodos semi-empíricos.

3 – ENCURTAMENTO ELÁSTICO DE ESTACAS

Durante o carregamento axial de uma estaca, de cima para baixo, feito a partir do topo com uma carga P_o, ocorre seu encurtamento elástico Δe_{top}, que pode ser calculado através do coeficiente c de Leonards e Lovell (1979), conforme a equação (ver lista de símbolos em anexo):

$$\Delta e_{top} = c \cdot \frac{A_l}{K_r} + \frac{Q_p}{K_r} \tag{1}$$

onde A_l e Q_p são, respectivamente, as parcelas de cargas de atrito e de ponta, transferidas ao solo, de tal forma que:

$$P_o = Q_p + A_l \tag{2}$$

K_r é a rigidez da estaca como peça estrutural, com comprimento L, área da seção transversal S e módulo de elasticidade E, dada pela equação:

$$K_r = \frac{E \cdot S}{L} \tag{3}$$

O coeficiente c é definido pela equação:

$$c = \frac{A_l - \overline{A_l}}{A_l} \tag{4}$$

isto é, pela relação entre o atrito lateral médio transferido pela estaca ao solo, $A_l - \overline{A_l}$, e o atrito lateral total, A_l (ver a Figura 2-a). Pode-se provar que c é igual à área hachurada dessa figura dividida pelo produto $A_l \cdot L$. De qualquer forma, requer-se o conhecimento da distribuição do atrito lateral ao longo do fuste.

Para casos simples de distribuição do atrito lateral unitário (f), Leonards e Lovell (1979) apresentaram ábacos para a determinação de c. Assim é que, para distribuição uniforme de f, c = 0,5 e, para distribuição linearmente crescente com a profundidade, c = 2/3.

Durante ensaios bidirecionais, o carregamento do trecho I (fuste) é feito de baixo para cima, conforme a Figura 2-b. Neste caso, o encurtamento elástico (Δe_{bid}) é dado pela equação:

$$\Delta e_{bid} = c' \cdot \frac{A_l}{K_r} \tag{5}$$

onde c' é definido pela equação 4, porém, relacionada à Figura 2-b. O coeficiente c' é correlato ao coeficiente c de Leonards e Lovell (1979) e, como se depreende das Figuras 2-a e 2-b, vale a seguinte relação (Massad, 2015):

$$c + c' = 1 \tag{6}$$

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

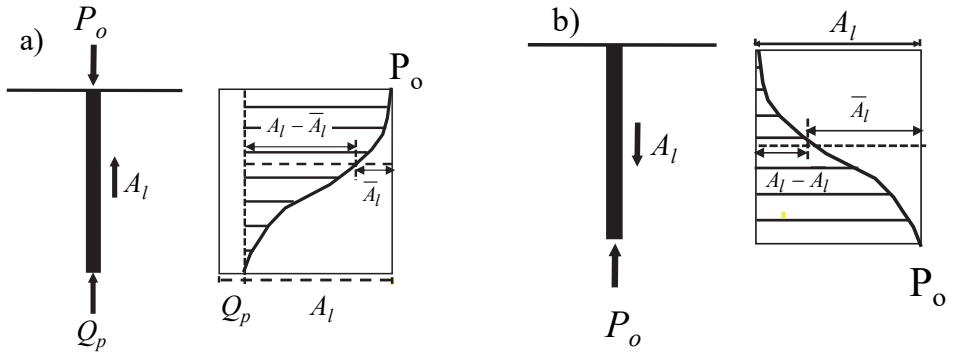

Fig. 2 – Distribuição da carga - a) carregamento a partir do topo; e b) ensaio bidirecional (fonte: Massad, 2015).

Massad (2015) também preparou os ábacos da Figura 3, para a obtenção do coeficiente *c'* em casos simples de distribuição do atrito lateral unitário, à semelhança do que fizeram Leonards e Lovell (1979) para carregamentos a partir do topo da estaca (de cima para baixo). De forma análoga, vê-se que, para distribuição uniforme do atrito lateral unitário último (f_u), $c' = 0{,}5$ (ver a Figura 3-a) e, para distribuição linearmente crescente com a profundidade, $c' = 1/3$ (ver a Figura 3-b).

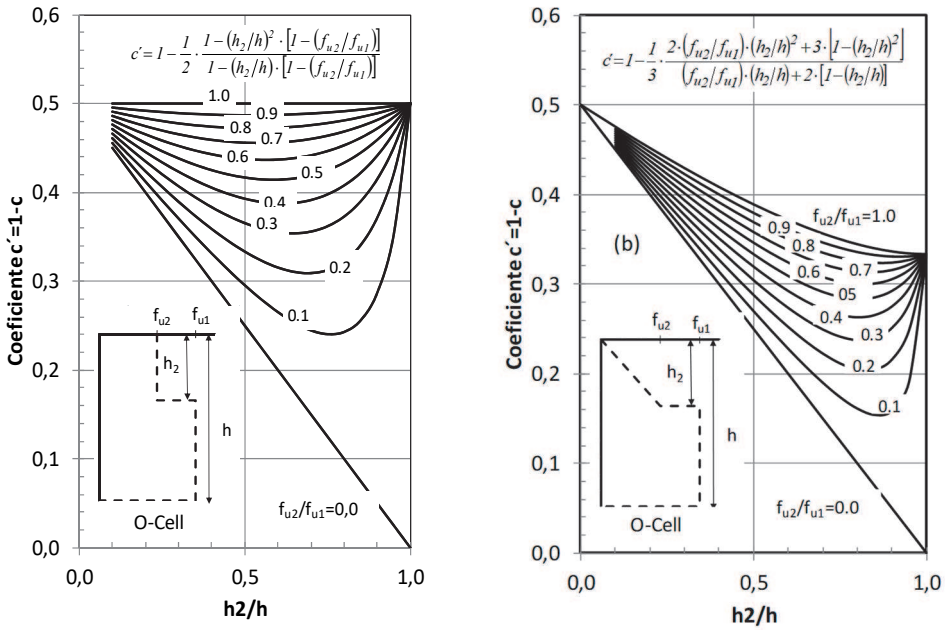

Fig. 3 – Ábacos para cargas ascendentes – Ensaio bidirecional (fonte: Massad, 2015).

Os coeficientes *c* e *c'* também podem ser aproximadamente determinados através de estimativas de atrito lateral unitário último ao longo do fuste (f_u ou f_{ult}) feitas por métodos semi-empíricos, como

os citados no item anterior. Uma determinação mais rigorosa de f se consegue através de instrumentação, com medidas do encurtamento da estaca em profundidade.

Massad (2015) mostra que, para a classificação da estaca, pode ser usado o coeficiente k, que mede a rigidez relativa do sistema estaca-solo do fuste, sendo $k = A_{l,ult} / (K_r \cdot y_l)$; lista de símbolos em anexo. Todas as estacas estudadas no presente trabalho resultam com $k<2$, o que significa que são curtas ou rígidas.

4 – MODELO DE FLEMING PARA A PREVISÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE

Fleming (1992) elaborou um modelo de previsão da curva carga-recalque de uma estaca carregada no topo, baseado em funções hiperbólicas de transferência de carga, para o atrito e para a ponta:

$$\frac{y_o}{f} = a + b \cdot y_o \tag{7a}$$

$$\frac{y_p}{r_p} = a' + b' \cdot y_p \tag{7b}$$

Nessas equações y_o é o recalque de um ponto do fuste, considerado no topo da estaca; f é o atrito lateral unitário; y_p é o recalque da ponta da estaca; r_p é a reação de ponta; e a, b, a' e b' são constantes. Dividindo-se as equações 7a e 7b por y_o e y_p, respectivamente, é fácil ver que, nos limites, para recalques tendendo ao "infinito", $b = 1/f_{ult}$ e $b' = 1/r_{p,ult}$.

O autor admitiu que o recalque do fuste é diretamente proporcional ao diâmetro D da estaca e decresce com aumentos de atrito unitário último. Com base nessa hipótese, introduziu o fator de flexibilidade adimensional M_s, permitindo determinar o parâmetro a, através da equação:

$$a = M_s \cdot \frac{D}{f_{ult}} \tag{8}$$

Fleming (1992) associou o fator M_s ao termo $\zeta\tau_s/(2G_s)$ de Randolph e Wroth (1978), onde ζ é igual a $ln(r_m / r)$ e G_s / τ_s varia entre 500 e 2000. Sugeriu valores para M_s entre 0,001 e 0,004, admitindo, ademais, $\zeta = 4$, que corresponde a uma relação de L/r da ordem de 30, para subsolo homogêneo ($\rho = 1$). (Ver a lista de símbolos em anexo).

Para a determinação do termo a' da equação 7b, Fleming (1992) recorreu à solução de Boussinesq para sapata circular apoiada em um meio elástico com módulo de Young E_b, adotando um fator de correção do efeito da profundidade igual a 0,85, resultando na expressão:

$$a' = \frac{0{,}46 \cdot D}{E_b} \tag{9}$$

Inicialmente, Fleming (1992) desenvolveu soluções para estacas infinitamente rígidas, em que o deslocamento no topo da estaca (y_o) é igual ao deslocamento de qualquer ponto do fuste e da ponta. As equações seguintes sintetizam os resultados obtidos por esse autor, usando as notações e símbolos adotados neste trabalho:

$$A_l = \frac{A_{l,ult}}{1 + M_s \cdot D / y_o} \tag{10a}$$

$$Q_p = \frac{Q_{p,ult}}{1 + 0{,}58 \cdot Q_{p,ult} / (D \cdot E_b \cdot y_o)} \tag{10b}$$

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

$$P_o = \frac{A_{l,ult}}{1 + M_s \cdot D / y_o} + \frac{Q_{p,ult}}{1 + 0{,}58 \cdot Q_{p,ult} / (D \cdot E_b \cdot y_o)} \quad (10c)$$

Para considerar a compressibilidade da estaca, o autor indicou que seja adicionado o encurtamento elástico, que pode ser calculado através da equação 1 (carregamentos a partir do topo da estaca).

5 – MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DE ENSAIOS BIDIRECIONAIS

O ensaio bidirecional fornece as seguintes curvas carga-recalque (ilustradas nas Figs. 4 e 5), dependendo de onde são instalados os *tell tales*: uma ou duas para o trecho I da estaca, com medidas de deslocamento no topo da estaca e/ou no êmbolo superior da expancell, e uma para o trecho II da estaca, com medidas de deslocamento no êmbolo inferior da expancell. Quando a expancell está instalada próxima à ponta da estaca, pode-se considerar os deslocamentos iguais aos da ponta. Caso contrário, é desejável que se instale um *tell tale* junto à ponta da estaca, o que nem sempre ocorre.

A partir dos pontos lidos de carga-recalque, propõe-se a obtenção de curvas hiperbólicas aproximadas para a interpretação dos resultados. A capacidade de carga última de cada trecho da estaca foi obtida por extrapolação das curvas hiperbólicas resultantes, para deslocamentos infinitos. Utilizou-se solução gráfica semelhante à de Chin (1970; 1971) para a extrapolação da curva carga-recalque, isto é, $A_{l,ult}$ e $Q_{p,ult}$ foram obtidas, respectivamente, através dos gráficos de y_o/A_l *versus* y_o e de y_p/Q_p *versus* y_p (ponta fictícia).

Para a obtenção da curva carga-recalque equivalente para carregamentos a partir do topo da estaca, simulando a prova de carga estática convencional, podem ser usados o "método tradicional" (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995; 1998), ou métodos que considerem a compressibilidade da estaca, conforme indicado anteriormente. A seguir são descritos os três métodos utilizados nas análises dos estudos de caso.

5.1 – Método de Silva/ Osterberg

O método proposto por ambos os autores em seus trabalhos (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995; 1998) consiste em somar as cargas que geram a mesma magnitude de deslocamento para cima e para baixo, correspondendo, respectivamente, aos trechos I e II da estaca. Esse procedimento pressupõe que a estaca é infinitamente rígida (Osterberg, 1995). É considerado como sendo o "método tradicional", por ser o inicialmente idealizado pelos precursores do ensaio bidirecional.

5.2 – Método de Massad

Massad (2015) apresenta três procedimentos para a obtenção da curva equivalente: o primeiro para quando se tem leituras de deslocamentos no êmbolo superior da expancell (Figura 4); o segundo, quando as leituras forem feitas apenas no topo da estaca (Figura 5); e o terceiro, quando se tem ambas as leituras.

O autor utiliza o conceito de ponta fictícia, ou seja, a curva carga-recalque do trecho II da estaca é admitida como sendo a curva da ponta fictícia, que inclui o atrito lateral do trecho II e a resistência de ponta real.

Resumidamente, e reportando-se às Figs. 4 e 5, o método consiste em somar as cargas A_l e Q'_p, respectivamente dos trechos I (movimento para cima) e II (movimentos para baixo) da estaca, para a mesma magnitude de deslocamento y'_p no topo e na ponta da estaca. Obtém-se assim a carga no topo da estaca (P_o), conforme a equação:

$$P_o = A_l + Q'_p \quad (11)$$

http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

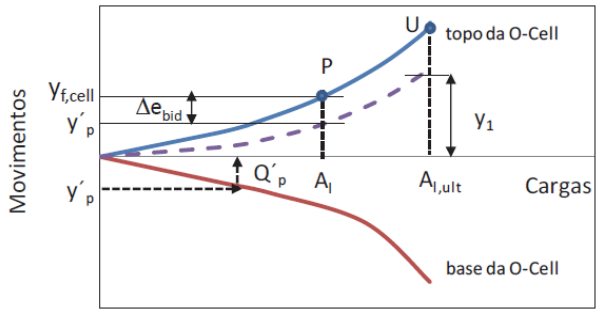

Fig. 4 – Curvas esquemáticas do ensaio bidirecional - movimentos para cima medidos no topo da célula (adaptado de Massad, 2015).

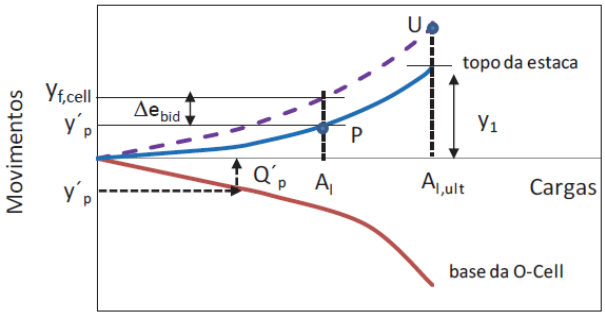

Fig. 5 – Curvas esquemáticas do ensaio bidirecional - movimentos para cima medidos no topo da estaca (adaptado de Massad, 2015).

Com o valor de A_l pode-se determinar o encurtamento elástico Δe_{bid}, indicado nas Figs. 4 e 5, através da equação 5.

Para se obter o deslocamento do topo da estaca (y_o), simulando carregamentos de cima para baixo, deve-se somar o recalque assumido para a ponta (y'_p) com o encurtamento elástico do fuste (Δe_{top}), dado pela equação 1. É fácil ver que a primeira parcela do segundo membro da equação 1 é igual a Δe_{bid} multiplicado por c/c', o que permite escrever:

$$\Delta e_{top} = \Delta e_{bid} \cdot \frac{c}{c'} + \frac{Q'_p}{K_r} \tag{12}$$

Dessa forma, chega-se à equação:

$$y_o = y'_p + \Delta e_{bid} \cdot \frac{c}{c'} + \frac{Q'_p}{K_r} \tag{13}$$

que fornece o valor de y_o. Trata-se de um cálculo aproximado de y_o, pois c e c' são determinados como foi indicado no item 3, supondo esgotamento do atrito lateral, hipótese essa validada para fins práticos por Massad (2015) através de vários casos de obra, incluindo os do presente trabalho. O procedimento é repetido para vários valores de y'_p, o que permite obter a curva equivalente para carregamentos de cima para baixo.

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Quando se dispõe de leituras de deslocamentos tanto no êmbolo superior da expancell, quanto no topo da estaca, o valor de Δe_{bid} é obtido diretamente, por diferença entre os valores de deslocamentos medidos.

5.3 – Aplicação das formulações de Fleming

Para a previsão da curva equivalente tem sido utilizado o método de England (2005), que incorpora as formulações de Fleming (1992); é utilizado pela empresa Fugro Loadtest nos seus programas computacionais.

Neste trabalho preferiu-se fazer a aplicação direta das formulações de Fleming (1992). Inicialmente, procura-se ajustar funções hiperbólicas às duas curvas, relativas aos trechos I (fuste) e II ("ponta real ou fictícia") da estaca, conforme as eqs. 7a e 7b. Com a curva relativa ao fuste, determinam-se $A_{l,ult}$ e o fator M_S (equação 8) e, com a curva da "ponta", $Q_{p,ult}$ e E_b (equação 9). Com esses parâmetros, pode-se estimar a curva equivalente carga-recalque do topo, através da equação 10c, correspondente à condição estaca infinitamente rígida. Para a condição real, estaca compressível, basta adicionar o encurtamento elástico Δe_{top}, dado pela equação 1.

6 – APLICAÇÕES PRÁTICAS

São apresentadas aplicações práticas em três estacas de obras viárias no Brasil, contemplando estacas moldadas *in loco*. Duas delas, conhecidas como "estacões", têm diâmetros de 0,80 e 0,70 m e comprimentos totais de 17,6 e 20,0 m, respectivamente. A terceira é uma estaca raiz, de diâmetro nominal igual a 0,50 m e comprimento de 15,5 m, sendo embutida em saprolito a partir da profundidade de 8,1 m, onde seu diâmetro se reduz para 0,40 m. O Quadro 1 apresenta as informações gerais das estacas estudadas.

Quadro 1 – Estudos de caso – Informações gerais das estacas.

Tipo de Ensaio	Estaca	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	L_I (m)	L_{II} (m)	Local
Ensaio Bidirecional	Estacão (E-106)	0,80	17,6	10,1	7,5	São Paulo (Metrô)
Ensaio Bidirecional	Estacão (E-244)	0,70	20,0	14,5	5,5	São Paulo (Metrô)
Ensaio Bidirecional e Ensaio de Carregamento Dinâmico	Raiz (E-B3)	0,50 / 0,40	15,5	10,5	5,0	Rio de Janeiro

Para cada um dos ensaios bidirecionais, executados nas três estacas estudadas, foram obtidas duas curvas carga-recalque: uma para o trecho I (fuste), sendo a leitura de deslocamentos feita no topo da estaca, e outra para o trecho II (ponta fictícia), com leituras de deslocamentos no êmbolo inferior da expancell.

6.1 – Estacões do Metrô de São Paulo

Os estacões estudados foram executados para a obra do Pátio do Oratório da Linha 15 (Prata), do Monotrilho da cidade de São Paulo, pertencente à Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRÔ. A Figura 6 apresenta a locação dos estacões (E-106 e E-244) e as sondagens à percussão executadas na região. Para o estacão E-106, as sondagens mais próximas são a SP-2041, SP-2045 e SP-2067, distando, respectivamente, 11,4m, 18,6m e 16,8m do estacão. Próximo ao estacão E-244, encontram-se as sondagens SP-2076 e SP-2084, distando, respectivamente, 14,8m e 5,3m.

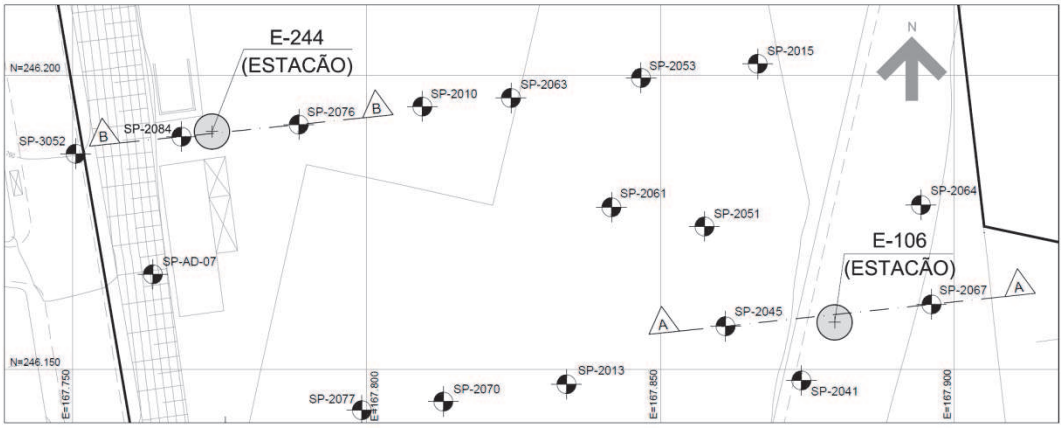

Fig. 6 – Planta de locação das estacas estudadas (E-106 e E-244), com indicação das sondagens próximas – Pátio do Oratório, São Paulo.

A obra está localizada na região da Bacia de São Paulo, da qual Monteiro et al. (2012) apresentam uma detalhada descrição geológica. No nível de instalação das estacas ocorrem sedimentos paleógenos do Grupo Taubaté, especificamente da Formação São Paulo. Superficialmente há presença de aterros.

6.1.1 – Estacão E-106

O perfil geológico-geotécnico do subsolo no local do estacão E-106 foi inferido a partir das sondagens SP-2041, SP-2045 e SP-2067, sendo apresentado na Figura 7. Sua localização em planta corresponde ao corte A-A, indicado na Figura 6. As sondagens revelam uma camada de aterro de 4 a 7m de espessura, com índices SPT de 2 a 10, sobre argilas siltosas terciárias, ora pouco arenosas, com intercalações pontuais de camadas arenosas, com índices SPT de 3 a maiores que 50, em geral crescentes com a profundidade. Nas proximidades da expancell ocorre, pontualmente, aumento brusco dos SPT's, possivelmente associados a concreções de limonita, que são frequentes nesta região e formação de solo, segundo Riccomini e Coimbra (1992).

A Figura 7 também indica a posição das expancells (no total, três) instaladas no estacão E-106, em relação aos perfis de sondagens. Cada expancell utilizada possui área interna de 132 cm², sendo instalados um tubo de suprimento hidráulico e um *tell tale* em cada uma delas. As mesmas estão consolidadas em um disco, preso à armação da estaca.

Os trechos da estaca acima e abaixo do nível das expancells, chamados respectivamente de trecho I (fuste) e II (ponta fictícia), como foi dito anteriormente, têm aproximadamente 10,1m e 7,5m de comprimento.

Para o trecho I, resultaram os seguintes parâmetros: $K_r \cong 1342$ kN/mm, sendo o módulo de elasticidade da estaca calculado através da formulação sugerida pela ABNT NBR 6118 (2014), considerando a contribuição da armação; $c \cong 0{,}73$, sendo aproximadamente calculado pelas distribuições de atrito lateral dadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma; e $c' = 1 - c \cong 0{,}27$.

A E-106 foi submetida ao ensaio bidirecional, tendo, no trecho I (fuste), deslocamento máximo de 3,55 mm, para carga corrigida de 809 kN, e, no trecho II (ponta fictícia), de -6,17 mm, para carga corrigida de 936 kN. As curvas resultantes do ensaio, bem como as curvas hiperbólicas aproximadas, adotadas nas análises, estão apresentadas na Figura 8.

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

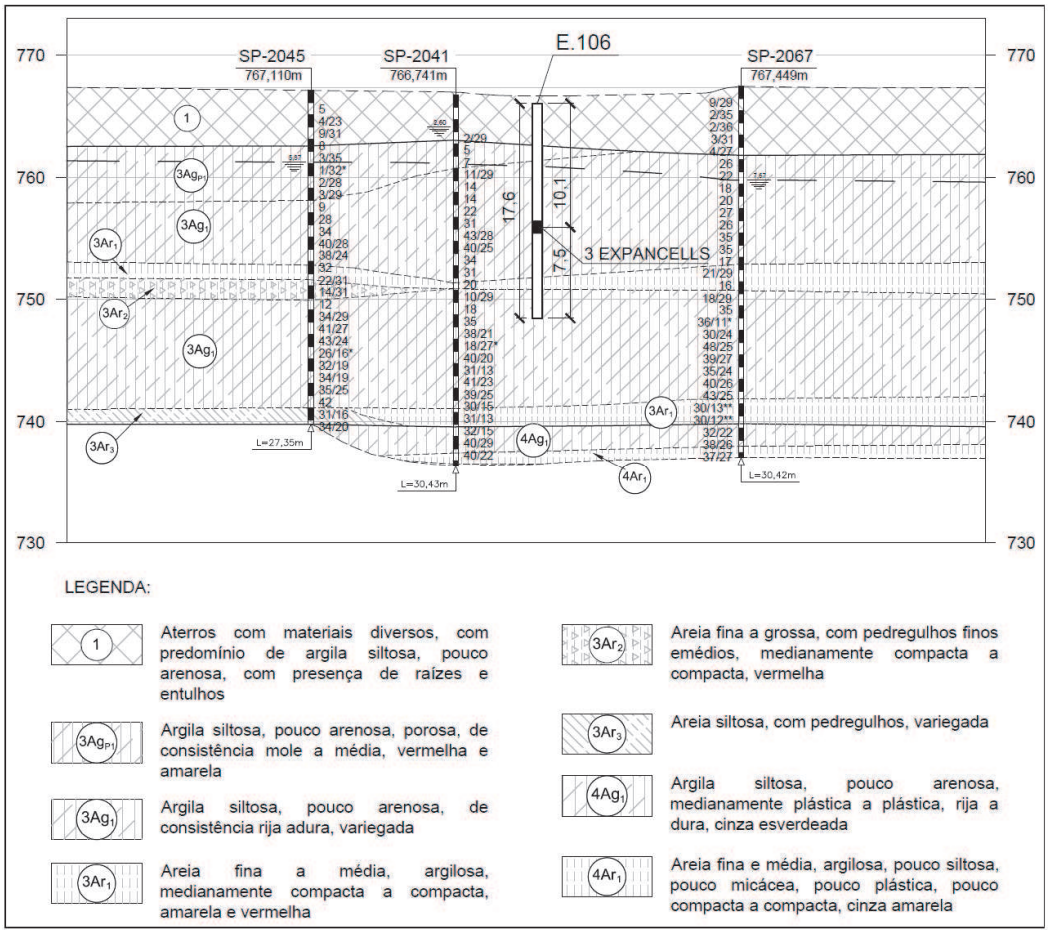

Fig. 7 – Corte A-A (Fig. 6): Perfil geológico-geotécnico do estacão E-106. Os algarismos 3 e 4 indicam, respectivamente, as Formações S. Paulo e Resende.

Como o deslocamento do trecho I ("fuste") foi medido no topo da estaca, foi feita a estimativa do deslocamento a meia altura do "fuste" (y_f), descontando-se metade do encurtamento elástico, calculado através da equação 5. Assim, obteve-se a curva hiperbólica para o ponto médio do "fuste", também indicada na Figura 8. Observa-se que as curvas obtidas no topo da estaca e no ponto médio do "fuste" praticamente coincidem. Isto porque a estaca é curta ou rígida, uma vez que resulta com $k<2$.

Por extrapolação das curvas, conforme a metodologia de Chin (1970; 1971), tem-se $A_{l,ult} \cong 855$ kN e $Q'_{p,ult} \cong 1.177$ kN, resultando numa carga total última de 2.032kN. A carga máxima de ensaio foi de 1.745 kN, como se depreende da Figura 8.

Observa-se ainda, na Figura 8, que a curva do trecho II apresenta um aumento brusco de deslocamento para o estágio de incremento de carga de 579 a 619 kN, sendo que, para o incremento consecutivo, a curva volta a apresentar comportamento semelhante aos estágios anteriores, com redução do coeficiente angular da tangente aproximada. Há duas hipóteses para a explicação deste comportamento anômalo. A primeira seria a ocorrência de solo desestruturado sob a ponta da estaca, mas provavelmente com pedaços de limonita, que podem ter provocado este tipo de comportamento.

A segunda hipótese seria o travamento das hastes dos extensômetros, devido a alguma interferência com o tubo guia ao longo da profundidade do *tell tale*.

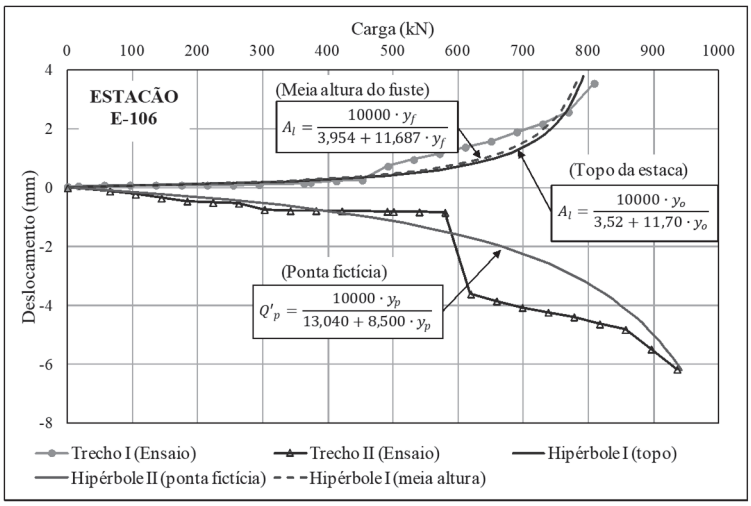

Fig. 8 – Obra do Pátio do Oratório do Metrô – Resultados do ensaio bidirecional no estacão E-106.

A Figura 9 apresenta gráficos de comparação entre as cargas últimas obtidas por extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional e através dos métodos semi-empíricos utilizados no Brasil. Todas estão normalizadas pelas cargas últimas obtidas através do ensaio bidirecional, indicadas acima. Na Figura 9-a, observa-se que as cargas de atrito lateral (trecho I) são semelhantes à média resultante entre os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Entretanto, quando se insere a resistência de ponta (trecho II), as cargas estimadas por métodos semi-empíricos são bem maiores que a resultante do ensaio (Figuras 9-b e c). Provavelmente há presença de solo solto ou amolgado sob a ponta real da estaca, resultando em baixa resistência durante o ensaio bidirecional.

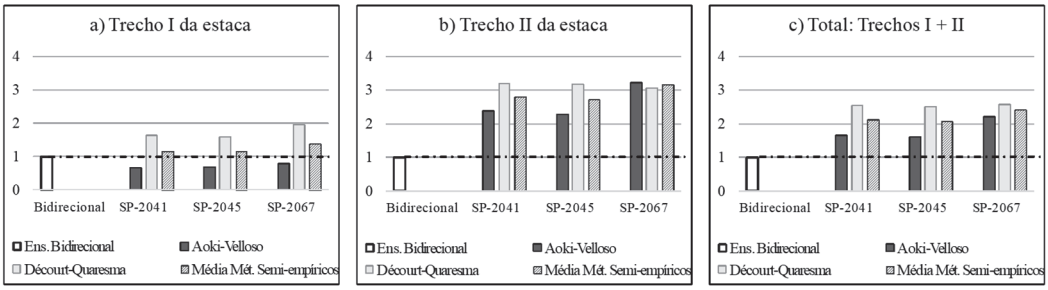

Fig. 9 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional – Estacão E-106.

Na Figura 10, observam-se as funções de transferência de carga para o atrito lateral unitário e para a reação de ponta (ponta fictícia), conforme o modelo de Fleming. Pelas funções de transferência de carga, resulta aproximadamente que o atrito lateral unitário último médio, f_{ult}, é igual a 34 kPa e a resistência de ponta última, $r'_{p,ult}$, é de 2341 kPa. Este valor corresponde à ponta fictícia.

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

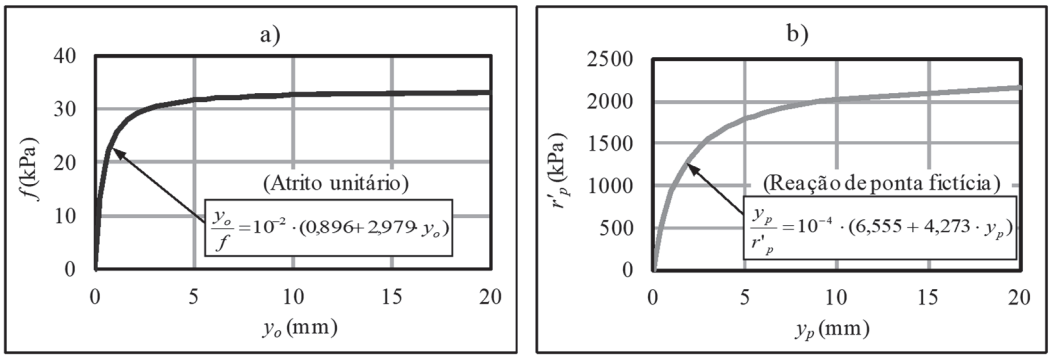

Fig. 10 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estacão E-106.

Por fim, a Figura 11 apresenta as estimativas da curva carga-recalque equivalente para um carregamento a partir do topo da estaca, simulando uma prova de carga estática convencional. Estão indicadas quatro curvas, duas admitindo-se estaca infinitamente rígida (Métodos de Silva/ Osterberg e com aplicação de Fleming para estaca rígida) e as outras duas, estaca compressível (Métodos de Massad e com aplicação de Fleming para estaca compressível).

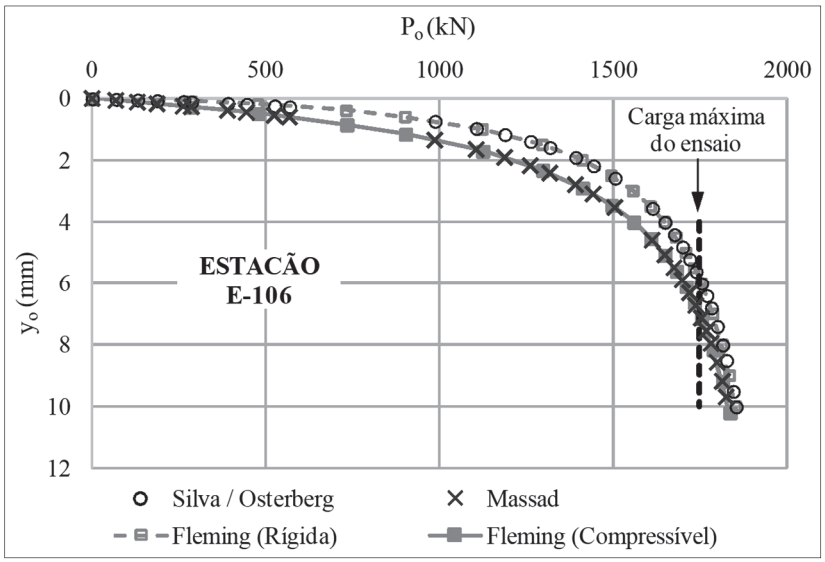

Fig. 11 – Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo – Estacão E-106.

Observa-se na Figura 11 que há boa convergência entre os métodos adotados considerando a mesma hipótese de compressibilidade da estaca, resultando em valores praticamente iguais, e, como era de se esperar, os deslocamentos para os modelos de estaca compressível resultaram algo maiores (diferença máxima da ordem de 1,2 mm). Esta diferença foi mínima porque a estaca é curta ou rígida, tendo k<2, conforme citado anteriormente.

O M_s de Fleming (1992) para o trecho I da estaca resultou em, aproximadamente, 0,0004, sendo validado pelo método de Randolph e Wroth (1978) para $G_s/\,\tau_s \cong 2000$, pois $L_I/\,r$ é da ordem de 25

http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

e o subsolo apresenta heterogeneidade, com o parâmetro $\rho \cong 0{,}1$. Quanto ao módulo de elasticidade da ponta, E'_b, resultou em aproximadamente 556 MPa, para ponta fictícia.

Conforme a Figura 8, o recalque máximo do trecho II durante o ensaio bidirecional foi de 6,17 mm, medido nos êmbolos inferiores das expancells. Desprezando-se o encurtamento elástico deste trecho, que é mínimo, tem-se que o recalque da ponta da estaca ocorrido durante o ensaio foi da ordem de 6,17 mm, que corresponde a aproximadamente 0,8% de seu diâmetro.

6.1.2 – Estacão E-244

No local do estacão E-244, as sondagens próximas, SP-2076 e SP-2084 indicam uma camada de aterro da ordem de 10m de espessura, com índices SPT de 2 a 10, sobre argilas siltosas, ou silto-arenosas, terciárias, com índices SPT de 2 a 20 ao longo do nível do fuste da estaca, apresentando aumento brusco nos seus dois últimos metros, com valores maiores que 50. A Figura 12 apresenta o perfil geológico-geotécnico inferido do subsolo local, a partir das sondagens. Sua localização em planta corresponde ao corte B-B, indicado na Figura 6.

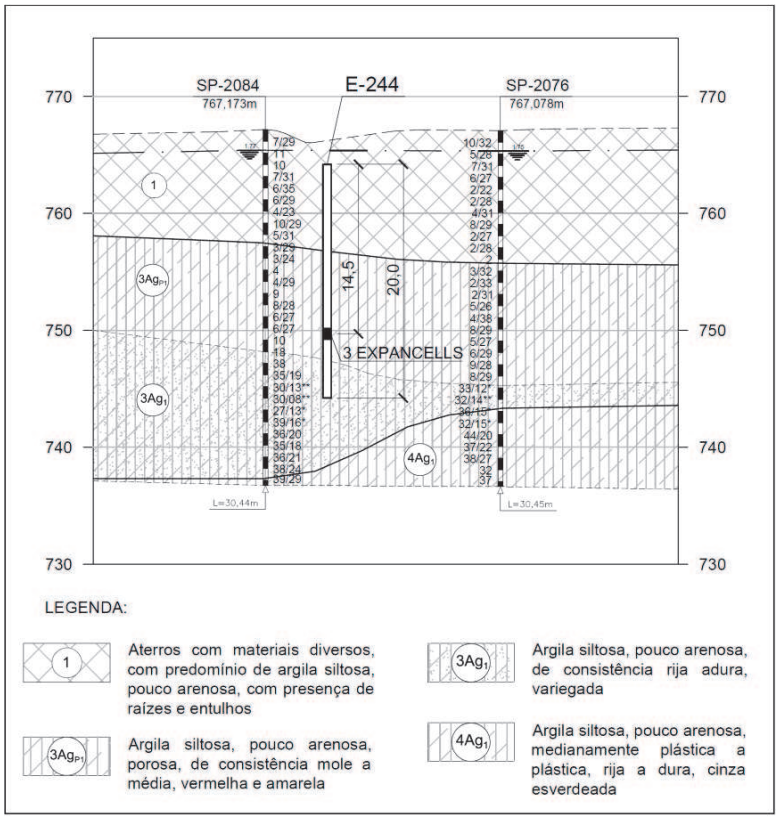

Fig. 12 – Corte B-B (Fig. 6): Perfil geológico-geotécnico – inferido a partir das sondagens próximas ao estacão E-244.

Também está indicada, na Figura 12, a posição das expancells (no total, três) em relação aos perfis de sondagens. Os trechos I e II da estaca têm comprimentos aproximados de 14,5m e 5,5m, respectivamente. Para o trecho I da estaca, analogamente ao feito para a estaca anterior, resultaram os seguintes parâmetros: $K_r \cong 742$ kN/mm, $c \cong 0{,}49$ e $c' \cong 0{,}51$.

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

A E-244 foi submetida ao ensaio bidirecional, tendo deslocamento máximo no trecho I (fuste) de 15,36 mm, para carga corrigida de 1659 kN, e, no trecho II (ponta fictícia), de -3,95 mm, para carga corrigida de 1798 kN. Como dito anteriormente, o deslocamento do fuste foi medido no topo da estaca, sendo feitas a estimativa do deslocamento a meia altura do "fuste" (y_f) e a obtenção da curva hiperbólica do atrito lateral em função de y_f, que resultou semelhante à curva obtida no topo, uma vez que a estaca é curta ou rígida (k<2). As curvas resultantes do ensaio, bem como as curvas hiperbólicas aproximadas adotadas nas análises, estão apresentadas na Figura 13.

Assim como observado para a estaca E-106, as curvas carga-recalque medidas durante o ensaio bidirecional (Figura 13) apresentam "degraus" referentes a deslocamentos pontuais bruscos, em certos estágios de carregamento. Interpreta-se que esta anomalia é provavelmente devida ao travamento das hastes dos extensômetros nas paredes do tubo guia dos *tell tales*.

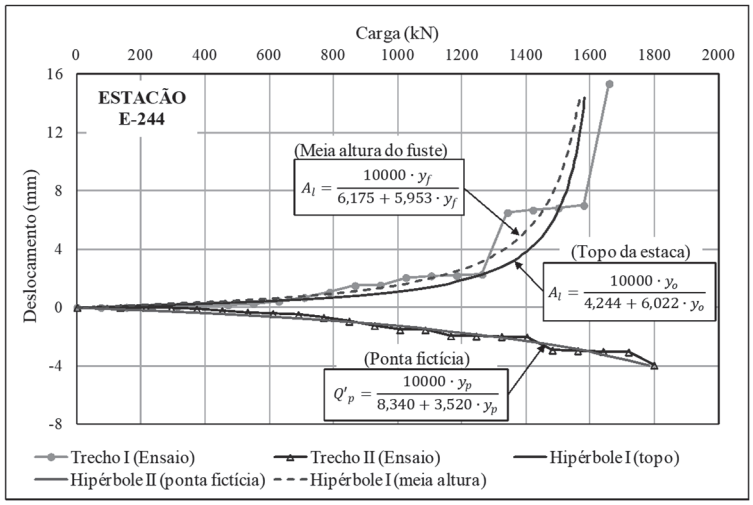

Fig. 13 – Obra do Pátio do Oratório do Metrô – Resultados do ensaio bidirecional no estacão E-244.

Por extrapolação das curvas (Figura 13), tem-se $A_{l,ult} \cong 1.660$ kN e $Q'_{p,ult} \cong 2.841$ kN, resultando numa carga total última de 4.501 kN. A carga máxima de ensaio foi de 3.457 kN, como se depreende da Figura 13.

Os gráficos da Figura 14 permitem comparar as cargas últimas obtidas por extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional e através dos métodos semi-empíricos utilizados no Brasil. Todas estão normalizadas pelas cargas obtidas através do ensaio bidirecional, indicadas acima. Observa-se que os métodos semi-empíricos subestimam o atrito lateral no trecho I da estaca (Figura 14-a). Isto ocorre provavelmente porque, até a profundidade da expancell, existe uma camada de argila vermelha laterizada, com SPT de 3 a 10 golpes, valores esses que não condizem com as suas características de solo sobreadensado, que se comporta como rijo a duro em alguns tipos de obras civis (Massad, 2012).

As estimativas de capacidade de carga, feitas apenas para o trecho II da estaca (Figura 14-b), resultaram próximas às obtidas através do ensaio bidirecional, para ambos os métodos semi-empíricos utilizados. As estimativas de cargas totais pelos métodos semi-empíricos (Figura 14-c) resultaram de 0,6 a 1,0 vezes o resultado pelo ensaio bidirecional. O melhor resultado global foi o do método de Décourt-Quaresma, relativo à sondagem SP-2084, mais próxima à estaca E-244.

http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

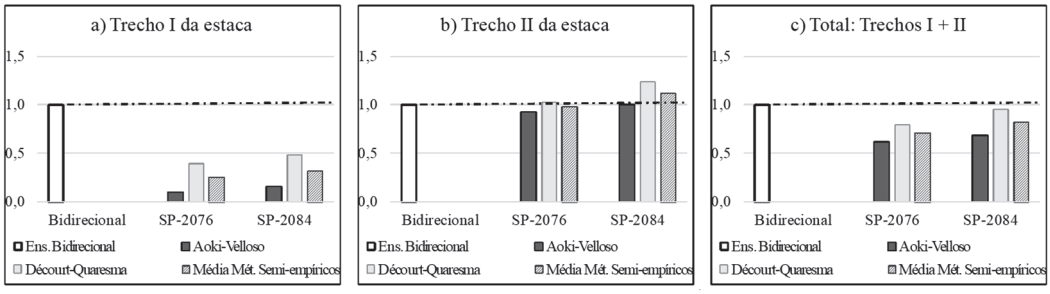

Fig. 14 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional – Estacão E-244.

As funções de transferência de carga, seguindo o modelo hiperbólico de Fleming de estaca compressível, para o atrito lateral unitário e para a reação de ponta (ponta fictícia), são dadas na Figura 15, tendo sido obtidos: $f_{ult} \cong 52$ kPa (médio para o trecho I) e $r'_{p,ult} \cong 7382$ kPa (ponta fictícia).

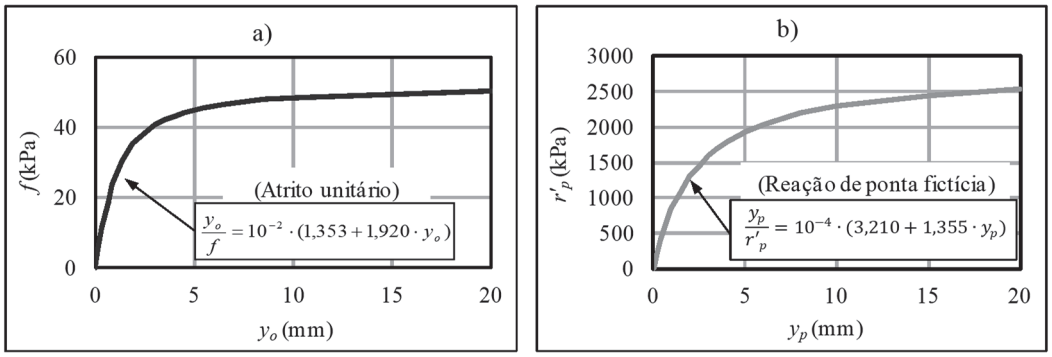

Fig. 15 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estacão E-244.

A Figura 16 apresenta as estimativas da curva carga-recalque equivalente para um carregamento a partir do topo da estaca, simulando uma prova de carga estática convencional, através dos métodos: Silva/ Osterberg (estaca rígida), aplicação de Fleming (estaca rígida e compressível) e Massad (estaca compressível). A consideração da compressibilidade da estaca resulta em deslocamentos maiores que os obtidos através do "método tradicional", com diferença máxima da ordem de 4 mm, maior que para a estaca E-106, porém ainda reduzido, uma vez que a estaca é curta ou rígida (k<2). As curvas carga-recalque equivalentes, obtidas pelos métodos que levam em conta a compressibilidade da estaca, resultaram praticamente coincidentes.

O M_s de Fleming (1992) para o trecho I da estaca resultou em, aproximadamente, 0,001, sendo validado pelo método de Randolph e Wroth (1978) para $G_s / \tau_s \cong 1500$, pois L_I / r é da ordem de 40 e o subsolo apresenta heterogeneidade, com o parâmetro $\rho \cong 0{,}3$. O módulo de elasticidade da ponta fictícia, E'_b, resultou em, aproximadamente, 993 MPa.

Conforme dito anteriormente, o recalque máximo do trecho II durante o ensaio bidirecional, medido nos êmbolos inferiores das expancells, foi de 3,95 mm. Desprezando-se o encurtamento elástico deste trecho, tem-se que o recalque da ponta da estaca foi de, aproximadamente, 0,6% de seu diâmetro.

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

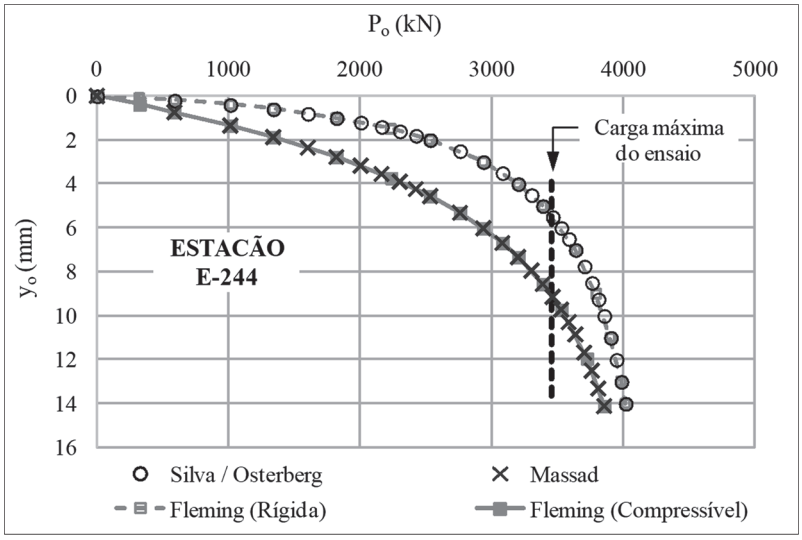

Fig. 16 – Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo – Estacão E-244.

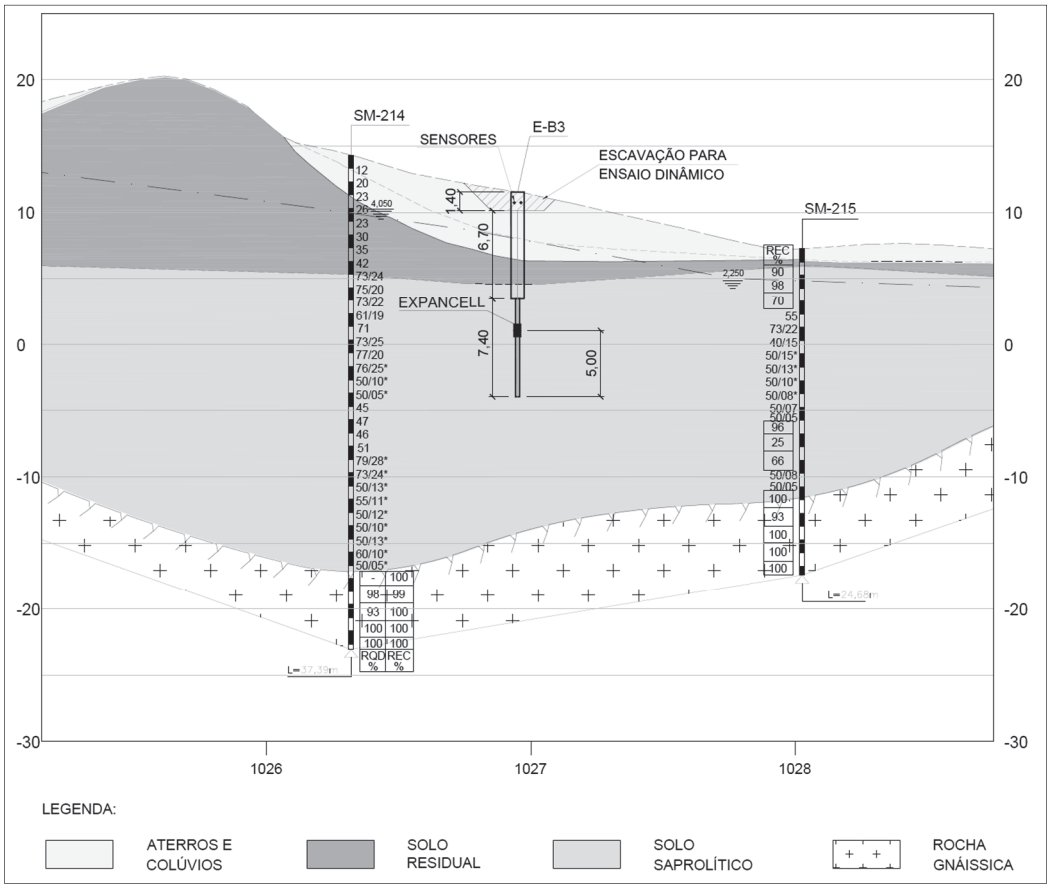

Fig. 17 – Perfil geológico-geotécnico inferido – Estaca E-B3 – Rio de Janeiro.

6.2 – Obra viária no Rio de Janeiro

A estaca E-B3 foi executada como parte das fundações de um viaduto de uma obra viária na cidade do Rio de Janeiro. A obra está localizada no pé de uma encosta próxima à costa oceânica, onde ocorrem colúvios e solos residuais, sobre o embasamento rochoso de gnaisse. O perfil geológico-geotécnico inferido a partir das sondagens próximas encontra-se na Figura 17. Pela proximidade do mar, parte dos aterros pode estar apoiada sobre argilas marinhas moles, não detectadas pelas sondagens.

A estaca foi executada com diâmetro acabado de 0,50 m e, a partir da profundidade de 8,10 m, o furo atravessou solo saprolítico, tendo diâmetro reduzido para 0,40 m. A expancell foi instalada a 10,5 m de profundidade, como está indicado na Figura 18-a.

A estaca foi primeiramente submetida ao ensaio bidirecional e, depois de aproximadamente três meses, submetida ao ensaio dinâmico. Para a execução deste último, o trecho inicial da estaca foi arrasado, sendo construído, no topo da estaca, um bloco prolongador cilíndrico com o mesmo diâmetro da estaca e altura de 140 cm (ver a Figura 18-b).

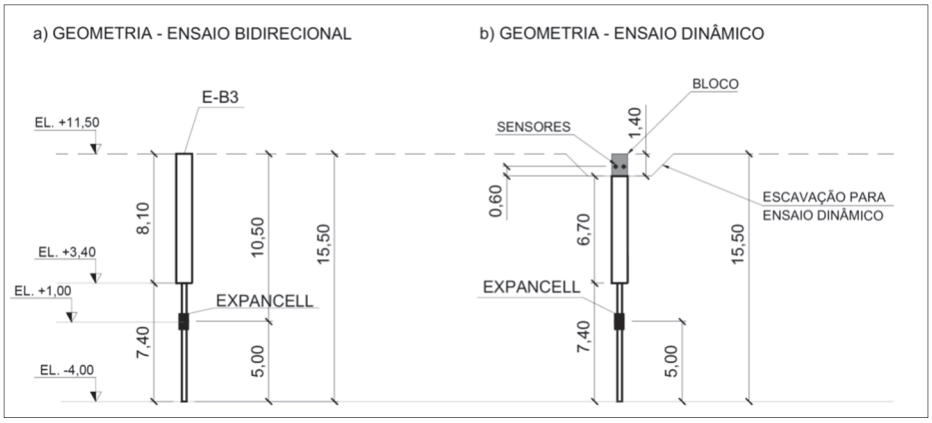

Fig. 18 – Geometria da estaca raiz E-B3, Rio de Janeiro (medidas em metro).

No ensaio bidirecional, a E-B3 apresentou deslocamento máximo no trecho I (fuste) de 2,92 mm, para carga corrigida de 1218 kN, e no trecho II (ponta fictícia) de -98,56 mm, para carga corrigida de 1264 kN. No trecho I da estaca, tem-se os seguintes parâmetros: rigidez equivalente da estaca $K_{re} \cong 601$ kN/mm, considerando redução de seção; idem quanto ao diâmetro equivalente $D_e \cong 0{,}477$ m; $c \cong 0{,}58$ e $c' \cong 0{,}42$.

As curvas resultantes do ensaio e as curvas hiperbólicas aproximadas, adotadas nas análises, estão apresentadas na Figura 19-a, bem como a curva hiperbólica para um ponto a meia altura do fuste, obtida de modo análogo ao das estacas dos casos anteriores, observando-se novamente que as curvas no topo e a meia altura do fuste resultam próximas, uma vez que esta estaca é curta ou rígida (k<2).

Na Figura 19-b, é possível visualizar melhor as curvas carga-recalque do trecho I e o trecho inicial da curva do trecho II. Por extrapolação das curvas, tem-se $A_{l,ult} \cong 1.394$ kN, para a curva do fuste no topo, e $Q'_{p,ult} \cong 1.296$ kN, resultando numa carga total última de 2.690 kN. A carga máxima de ensaio foi de 2.482 kN, como se depreende da Figura 19-a.

Os gráficos da Figura 20 permitem comparar as cargas últimas obtidas por extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional, as cargas resultantes através do ensaio de carregamento dinâmico e as estimadas através dos métodos semi-empíricos utilizados no Brasil. Todas estão normalizadas pela carga obtida através do ensaio bidirecional. A capacidade de carga por atrito lateral no trecho I

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

(fuste), no ensaio de carregamento dinâmico, resultou 18% menor que no bidirecional (Figura 20-a), sendo que os métodos semi-empíricos levaram a estimativas algo superiores. Entende-se que pode ter havido alguma quebra de *set-up* durante os primeiros golpes do ensaio dinâmico, já que os dados analisados se referem ao sexto golpe. Na Figura 20-b, que corresponde ao trecho II (ponta fictícia), a carga última do ensaio dinâmico resultou 36% maior que a do ensaio bidirecional, indicando ter havido possível ganho de resistência. Os métodos semi-empíricos resultaram em valores relativamente maiores, como era esperado, face a solo amolgado ou solto sob a ponta da estaca. O método semi-empírico que indicou os melhores resultados foi o de Cabral (1986), considerando pressão de injeção nula. Para injeções de 100 a 200 kPa, as estimativas resultaram até 10% maiores.

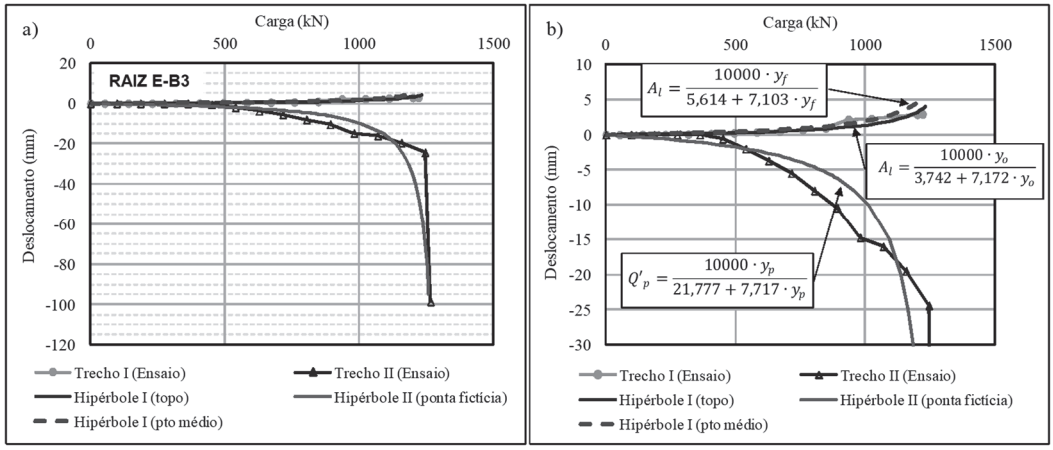

Fig. 19 – Obra do Rio de Janeiro – Resultados do ensaio bidirecional na estaca E-B3.

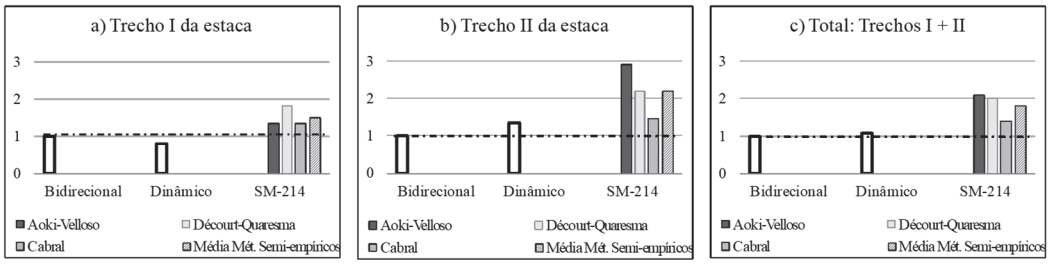

Fig. 20 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através do resultado do ensaio bidirecional – Estaca E-B3.

A Figura 21 apresenta alguns resultados de interesse do ensaio de carregamento dinâmico. Na época, a PDI Engenharia, executora do ensaio, não havia sido informada sobre a existência da expancell na cota (EL) +1m (ver a Figura 18). Mesmo sem essa informação, a aplicação do CAPWAP conduziu a valores altos de impedância entre as cotas +1,0 e +3,0m, região onde se situa a expancell, fato esse atribuído a um alargamento de seção durante a execução da estaca neste nível. Notam-se também valores baixos do atrito unitário, da ordem de 6 kPa, entre as cotas +7,0 e +1,0m, provavelmente associados à camada de argila marinha mole.

Buscou-se reproduzir a curva simulada para carregamento estático, fornecida pela PDI Engenharia. Utilizaram-se, para tanto, os mesmos parâmetros de atrito, resistência de ponta e *quakes*

http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

estimados pelo CAPWAP. A reprodução foi através do método de Coyle e Reese (1966), levando-se em conta a "segunda ponta" da estaca, situada na cota +3,4m da Figura 18. O ajuste foi excelente, como mostra a Figura 22. Destaca-se que o CAPWAP indicou uma carga total de 2.900 kN, assim distribuída: atrito de 1.756 kN, ponta real de 437 kN e 2ª ponta (cota +3,4m da Figura 18) de 707 kN.

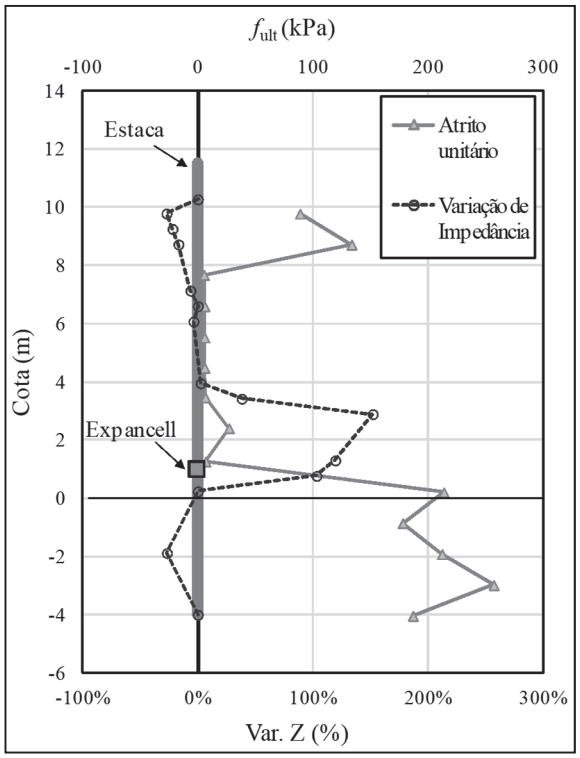

Fig. 21 – Ensaio de carregamento dinâmico – Impedância e atrito lateral unitário (estaca E-B3).

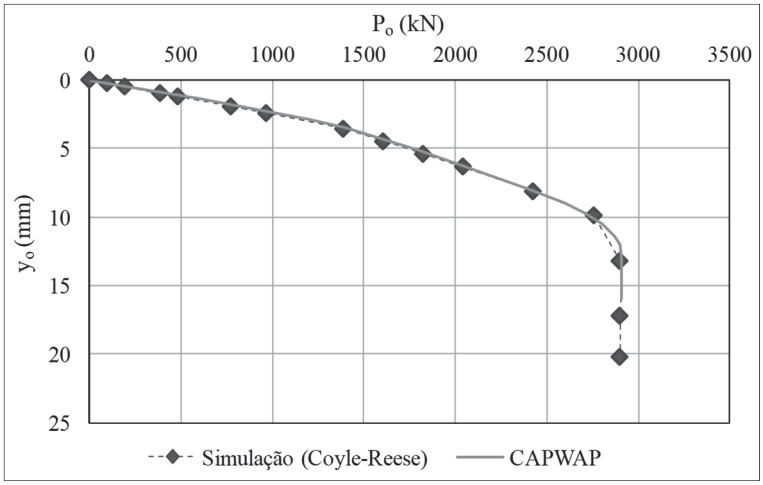

Fig. 22 – Curvas simuladas pelo CAPWAP e pelo método de Coyle e Reese (1966) – Estaca E-B3.

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

As funções de transferência de carga, seguindo o modelo hiperbólico de Fleming de estaca compressível, para o atrito lateral unitário e para a reação de ponta (ponta fictícia), são dadas na Figura 23, tendo sido obtidos: $f_{ult} \cong 89$ (médio para o trecho I) e $r'_{p,ult} \cong 10.312$ kPa (ponta fictícia).

O M_s de Fleming (1992) para o trecho I da estaca resultou em, aproximadamente, 0,0011, sendo validado pelo método de Randolph e Wroth (1978) para $G_s / \tau_s \cong 1200$, pois L_I / r é da ordem de 45 e o subsolo apresenta heterogeneidade, com o parâmetro $\rho \cong 0{,}2$. O módulo de elasticidade da ponta fictícia, E'_b, resultou em aproximadamente 666 MPa.

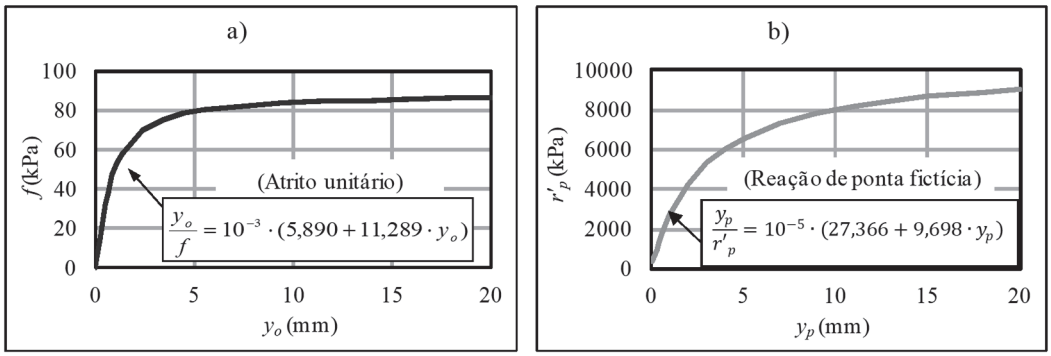

Fig. 23 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estaca E-B3.

A Figura 24 apresenta as estimativas da curva carga-recalque equivalente para um carregamento a partir do topo da estaca, simulando uma prova de carga estática convencional, através dos métodos: Silva/ Osterberg (estaca infinitamente rígida), aplicação de Fleming (estaca infinitamente rígida e compressível) e Massad (estaca compressível**)**. Vê-se, novamente, que a consideração da compressibilidade da estaca resulta em deslocamentos até aproximadamente 4 mm maiores e que, para a mesma hipótese de compressibilidade, as curvas apresentaram boa convergência: para uma mesma carga P_o, o método Massad (2015) resultou em recalques até 0,2 mm maiores que os obtidos pelo método baseado nas aplicações das formulações de Fleming (1992), ou seja, as curvas resultantes praticamente coincidiram.

Para a obtenção das citadas curvas carga-recalque equivalentes, utilizou-se o módulo de elasticidade dinâmico fornecido pela PDI Engenharia, para fins de comparação (aproximadamente 36,7 GPa). Para uso prático em obras, deve-se usar sempre o módulo estático, que é menor.

Também foi lançada na Figura 24 a curva referente à simulação por Coyle-Reese, com os dados obtidos do ensaio de carregamento dinâmico (PDA), mas com a hipótese de resistência de ponta (real) nula. A justificativa para essa hipótese reside no fato de que o ensaio bidirecional foi realizado imediatamente após a execução da estaca raiz, com solo solto ou amolgado sob a ponta da estaca. Observa-se que a curva resultante é semelhante às obtidas através dos demais métodos, principalmente os que levam em conta a compressibilidade da estaca.

Esse solo solto ou amolgado foi comprimido não só ao final do ensaio bidirecional, com recalque do trecho II da estaca de aproximadamente 100 mm (ver a Figura 19-a), como também no ensaio de carregamento dinâmico, em que foram aplicados 6 golpes de martelo de 44 kN, com alturas de queda crescentes, de 0,3 a 2m. Tal compressão levou a estaca a apresentar resistência de ponta (real) de 437 kN, dado obtido através do CAPWAP e indicado acima.

Para o trecho I da estaca (fuste), a extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional resultou em $f_{ult} \cong 89$ kPa (médio), enquanto o ensaio dinâmico indicou $f_{ult} \cong 72$ kPa (médio), aproximadamente 18% a menos, sugerindo uma possível quebra de *set-up* durante o ensaio dinâmico, como foi dito anteriormente. Para o trecho II da estaca ("ponta fictícia"), pelo ensaio bidirecional tem-se $f_{ult} \cong 206$

kPa (médio); próximo ao do PDA (f_{ult} médio ≅ 211 kPa). Os resultados são compatíveis entre si e satisfatórios. A diferença pode estar associada às incertezas quanto à real geometria da estaca, durante cada etapa de ensaio, sendo adotada nos cálculos a geometria nominal, apresentada na Figura 18.

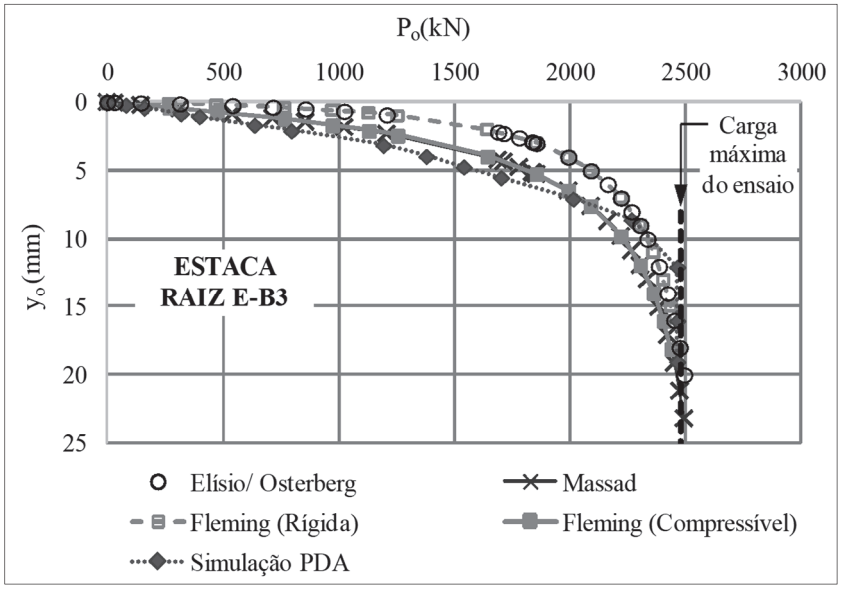

Fig. 24 – Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo – Estaca E-B3.

7 – CONCLUSÕES

Através dos ensaios bidirecionais executados nas estacas da obra do Pátio do Oratório e da obra na cidade do Rio de Janeiro, observou-se, de maneira geral, que os valores obtidos em termos de capacidade de carga foram compatíveis com os estimados através dos métodos semi-empíricos amplamente utilizados no Brasil (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Cabral), e com os resultados de ensaio de carregamento dinâmico na estaca E-B3, exceto no que diz respeito à ponta, face à ocorrência de material solto ou amolgado na base das estacas analisadas.

Para considerar a compressibilidade das estacas, os coeficientes *c* (Leonards e Lovell, 1979), para carregamentos axiais feitos a partir do topo da estaca, e *c'=1-c* (Massad, 2015), para carregamentos de baixo para cima, foram estimados com base nos valores de SPT. Resultaram as seguintes cifras para o coeficiente *c*: 0,73 (E-106); 0,49 (E-244) e 0,58 (E-B3).

Para os estacões (E-106 e E-244), foram obtidas quatro curvas equivalentes para carregamentos a partir do topo, simulando uma prova de carga estática convencional. Foram utilizadas aproximações hiperbólicas e consideraram-se as seguintes hipóteses: a) estaca infinitamente rígida, e b) compressível. Para a hipótese (a), foram utilizados o método "tradicional" e a aplicação das formulações de Fleming, tendo-se obtido curvas equivalentes coincidentes. Para a hipótese (b), utilizaram-se o método de Massad e aplicação das formulações de Fleming, havendo ótima convergência entre as curvas equivalentes.

No caso da estaca E-B3, evidenciou-se que os métodos que consideram a compressibilidade da estaca (Massad e Fleming) resultaram em curvas equivalentes convergentes entre si e com a curva simulada com base nos dados do ensaio de carregamento dinâmico. Esta, por sua vez, foi obtida

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

utilizando-se o método de Coyle-Reese (1966), mas admitindo resistência de ponta nula, pois o ensaio bidirecional foi realizado logo após a execução da estaca, com solo solto na ponta.

Em todos os casos, como era esperado, ao se considerar a compressibilidade da estaca, os deslocamentos resultaram maiores que os obtidos para hipótese de estaca infinitamente rígida. Entretanto, a diferença foi pequena (de até 4 mm, aproximadamente), uma vez que se tratam de estacas com baixos valores de rigidez relativa do sistema estaca-solo do fuste (*k)*, com comprimentos variando de 15 a 20m.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos engenheiros Fernando Villar Perez (EGB – Escritório Geotécnico Brasileiro), Maurício Hiromi Yamaji (Planservi Engenharia) e Werner Bilfinger (Vecttor Projetos), pelo incentivo à pesquisa e fornecimento dos dados, à Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRÔ, pela disponibilização dos dados, à CAPES, pela bolsa de estudos concedida, que propiciou a elaboração da pesquisa, e ao apoio dado à pesquisa pela EPUSP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6122 (2010). *Norma Brasileira: Projeto e execução de fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 91 p.

ABNT NBR 6118 (2014). *Norma Brasileira: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 238 p.

Amir, J. M. (1983). *Interpretation of load tests on piles in rock*. Proceedings of 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 235-238, Haifa, Israel.

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. Proceedings of 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, vol. 1, pp. 367-376, Buenos Aires, Argentina.

Cabral, D. A. (1986). *O uso da estaca raiz como fundação de obras normais*. Anais do 8º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEF, vol. 6, pp. 71-82, Porto Alegre, Brasil.

Chin, F. K. (1970). *Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure.* Proceedings of 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, pp. 81-90, Singapore.

Chin, F. K. (1971). *Discussion of Pile Tests – Arkansas River Project.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 97, nº 6, pp. 930-932.

Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). *Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico*. 1ª edição, Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

Coyle, H. M.; Reese, L. C. (1966). *Load transfer for axially loaded piles in clay*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 92, nº 2, pp. 1-26.

Décourt, L. (1982). *Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT*. Proceedings of 2nd ESOPT – European Symposium on Penetrating Test, vol. 1, pp. 29-34, Amsterdam, Netherlands.

Décourt, L. (2016). *Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas*. In: HACHICH, W. C. et al. Fundações: Teoria e Prática, 3ª Edição, PINI/ ABMS/ ABEF, São Paulo, Brasil. Cap. 8.1, pp. 263-297.

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. Anais do 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEF, vol. 1, pp. 45-53, Rio de Janeiro, Brasil.

England, M. (2005). *A conservative method of analysis of test results from bi-directional static load tests*. Proceedings of 10th Baltic Geotechnical Conference, Riga, Latvia, www.loadtest.com/INT_media/media.htm.

England, M. (2009). *Review of methods of analysis of test results from bi-directional static load tests*. Proceedings of 5th International Symposium on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium, ISBN 978-0-415-47556-3.

Fellenius, B. H. (2014). *Analysis of Results from Routine Static Loading Tests with Emphasis on the Bidirectional Test*. Anais do 17º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Goiânia, Brasil.

Fellenius, B. H. (2017). *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition, Sidney, Canada, www.fellenius.net.

Fleming, W. G. K. (1992). *A new method for single pile settlement prediction and analysis*. Géotechnique, vol. 42, nº 3, pp. 411-425.

Fugro Loadtest (2017). *O-cell Technology*. www.loadtest.com/services_int/ocelltechnology.htm.

Gibson, G. L.; Devenny, D. W. (1973). *Concrete to bedrock bond testing by jacking from bottom of a bore hole*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 10, nº 2, pp. 304-306.

Horvath, R. G.; Kenney, T. C.; Kozicki, P. (1983). *Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, nº 4, pp. 758-772.

Kim, S.; Chung, S. (2012). *Equivalent head-down vs. movement relationships evaluated from bi-directional pile load tests*. KSCE Journal of Civil Engineering, vol. 16, nº 7, pp. 1170-1177.

Kwon, O. S.; Choi, Y.; Kwon, O.; Kim, M. (2005). *Comparison of the bi-directional load test with the top-down load test*. Journal of the Transportation Research Board, Washington, nº 1936, pp. 108-116.

Lee, J.; Park, Y. (2007). *Equivalent pile load–head settlement curve using a bi-directional pile load test*. Computers and Geotechnics, vol. 35, nº 2, pp. 124-133.

Leonards, G. A.; Lovell, D. (1979). *Interpretation of load tests on high-capacity driven piles*. Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren, Ed., ASTM, pp. 388-415.

Massad, F. (2012). *Resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos sedimentares de São Paulo.* Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba, pp. 109-135, São Paulo, Brasil.

Massad, F. (2015). *On the interpretation of the bidirectional static load test*. Soils & Rocks, vol. 38, nº 3, pp. 249-262.

Mission, J.; Kim, H. (2011). *Design charts for elastic pile shortening in the equivalent top-down load-settlement curve from a bidirectional load test*. Computers and Geotechnics, vol. 38, nº 2, pp. 167-177.

Nguyen, H. M.; Puppala, A. J.; Patil, U. D.; Mosadegh, L.; Banerjee, A. (2017). *Multi-Level O-cell tests on instrumented bored piles in the Mekong Delta.* Geotechnical Frontiers 2017,

http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Geotechnical Special Publication Number 279, Orlando, Florida, USA, ISBN: 978-1-5108-3950-2.

Monteiro, M. D.; Gurgueira, M. D.; Rocha, H. C. (2012). *Geologia da Região Metropolitana de São Paulo.* Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba, pp. 17-46, São Paulo, Brasil.

Osterberg, J. O. (1989). *New device for load testing driven piles and drilled shafts separates friction and end bearing*. Proceedings of 14th International Conference of Piling and Deep Foundation, vol. 1, pp. 421-427, London, England.

Osterberg, J. O. (1995). *The Osterberg Cell for loading testing drilled shafts and driven piles*. FHWA-SA-94-035/ PB95-209508, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, USA.

Osterberg, J. O. (1998). *The Osterberg load test method for bored and driven piles the first ten years*. Proceedings of 7th International Conference & Exhibition on Piling and Deep Foundations, pp. 1-17, Vienna, Austria.

Randolph, M. F.; Wroth, C. P. (1978). *Analysis of deformation of vertically loaded piles*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 104, nº 12, pp. 1465-1487.

Riccomini C.; Coimbra A.M. (1992). *Geologia da Bacia Sedimentar*. Mesa Redonda – Solos da cidade de São Paulo, ABMS/ABEF, pp. 37-94, São Paulo, Brasil.

Seo, H.; Moghaddam, R. B.; Lawson, W. D. (2016). *Assessment of methods for construction of an equivalent top loading curve from O-cell test data*. Soils and Foundations, vol. 56, nº 5, pp. 889-903.

Silva, P. E. C. A. F. (1983). *Célula Expansiva Hidrodinâmica: Uma nova maneira de executar provas de carga*. Publicação independente, Belo Horizonte, Brasil, 106p.

Silva, P. E. C. A. F. (1986). *Célula Expansiva Hidrodinâmica: Uma nova maneira de executar provas de carga*. Anais do 8º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEF, vol. 6, pp. 223-241, Porto Alegre, Brasil.

LISTA DE SÍMBOLOS

a: Constante
a': Constante
A_l: Atrito lateral total
$A_l - \bar{A}_l$: Atrito lateral médio transferido pela estaca ao solo
$A_{l,ult}$: Atrito lateral total último
b: Constante
b': Constante
c: Coeficiente de Leonards e Lovell (ver equação 4)
c': Correlato do c para ensaios bidirecionais
D: Diâmetro da estaca
D_e: Diâmetro equivalente de estaca com seção transversal variável
E: Módulo de elasticidade da estaca
E_b: Módulo de Young do solo sob a ponta da estaca
E'_b: Módulo de elasticidade da ponta fictícia
f: Atrito lateral unitário
f_u: Ver f_{ult}

f_{ult}: Atrito lateral unitário último
G_s: Módulo de cisalhamento médio do solo
$G_s^{(L)}$: Módulo de cisalhamento do solo no entorno da estaca na profundidade L
$G_s^{(L/2)}$: Módulo de cisalhamento do solo no entorno da estaca na profundidade $L/2$
h: Ver L
h_2: Espessura da primeira camada de solo
k: Rigidez relativa do sistema estaca-solo do fuste
K_r: Rigidez da estaca como peça estrutural
K_{re}: Rigidez equivalente da estaca como peça estrutural, para estaca com E ou S variáveis
L: Comprimento da estaca
L_I: Comprimento do trecho I da estaca (fuste)
L_{II}: Comprimento do trecho II da estaca (ponta fictícia)
M_s: Fator de flexibilidade adimensional
P_o: Carga axial atuante no topo da estaca
Q_p: Carga de ponta total
Q'_p: Carga de ponta total no ensaio bidirecional (ponta fictícia), associada a y'_p
$Q_{p,ult}$: Carga de ponta total última
r: Raio da estaca
r_m: Raio mágico da estaca: $r_m = 2{,}5.\rho.L.(1-\nu_s)$
r_p: Reação de ponta da estaca
$r_{p,ult}$: Reação de ponta última
$r'_{p,ult}$: Reação de ponta última, correspondente à ponta fictícia
S: Área da seção transversal da estaca
y_o: Deslocamento do topo da estaca
y_1: Deslocamento correspondente ao esgotamento do atrito lateral, medido no topo da estaca ("*quake*")
y_f: Deslocamento de um ponto do fuste (a meia altura da estaca)
$y_{f,cell}$: Deslocamento ascendente do topo da expancell
y_p: Deslocamento da ponta da estaca
y'_p: Deslocamento ascendente do topo da estaca (ensaio bidirecional).
Z: Impedância
Δe_{top}: Encurtamento elástico da estaca devido a carregamento aplicado no topo (de cima para baixo)
Δe_{bid}: Encurtamento elástico do fuste da estaca durante o ensaio bidirecional (carregamento de baixo para cima)
ν_s: Coeficiente de Poisson do solo
ρ: Fator de heterogeneidade do subsolo: $\rho = G_s^{(L/2)}/G_s^{(L)}$
τ_s: Tensão de cisalhamento ao longo do fuste
ζ: Parâmetro que correlaciona o raio mágico (r_m) com o raio (r) da estaca: $\zeta = ln(r_m / r)$

0379-9522 – Geotecnia nº 143 – julho/julio/july 2018 – pp. 29-54
http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2018.143.03 – © 2018 Sociedade Portuguesa de Geotecnia