

ANÁLISE DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS SEGUNDO PROVAS DE CARGA INSTRUMENTADAS EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA¹

Luan Mesquita Mucci – luanmucci@gmail.com
Pedro Loschiavo Pinto – pedroloschiavo@hotmail.com
Raphael Queiroz Scatola – raphaelscatola@gmail.com
Ricardo Sanvito Bonilha – rsbonilha@hotmail.com
Rodrigo Alves de Oliveira – rodrigoalves.oliveira28@gmail.com
Alberto Alonso Lazaro (Orientador) – alberto.alonso@mackenzie.br

RESUMO

A prova de carga instrumentada é um recurso importante para compreensão do comportamento de uma estaca pois permite analisar a transferência de cargas ao longo de sua profundidade através da instalação de sensores em diferentes pontos do fuste, além de obter sua carga de ruptura. Por não ser uma informação obrigatória por norma técnica, grande parte dos projetos de fundação se limitam à realização de provas de carga estáticas sem instrumentação em profundidade. Com base nesta realidade, o presente trabalho analisou e comparou resultados obtidos em provas de carga instrumentadas realizadas em estacas hélice contínua no município de Itatiba-SP, com valores obtidos pelos métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996). O objetivo da análise foi verificar a confiabilidade dos métodos, determinando quais os mais precisos para as estacas estudadas. Para tal, apresentam-se cinco provas de carga executadas em estacas hélice contínua instrumentadas com *strain-gages*, sendo detalhadas nesse trabalho as características de cada estaca. Os resultados mostraram um grande desvio entre os valores obtidos pelos métodos semi-empíricos, sendo que as falhas na leitura de alguns sensores prejudicaram uma análise mais precisa. Décourt e Quaresma (1978) e Alonso (1996) apresentaram a melhor aproximação com os resultados da instrumentação.

Palavras-chave: Fundação. Estaca hélice contínua. Instrumentação. Métodos semi-empíricos

¹ Artigo do Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil, EE, UPM, São Paulo, 2019.

SEMI-EMPIRIC METHODS ANALYSIS ACCORDING TO LOAD TESTS INSTRUMENTATED ON AUGER CAST PILES

ABSTRACT

Instrumented load testing is an important feature for understanding the behavior of a pile as it allows analyzing load transfer along its depth by installing sensors at different points of the shaft, and obtaining its failure load. As this is not a mandatory information by technical standard, most foundation designs are limited to performing static load tests without in-depth instrumentation. Based on this reality, the present study analyzed and compared results obtained from instrumented load tests performed on auger cast piles in the municipality of Itatiba-SP, with values obtained by the semi-empirical methods of Aoki and Velloso (1975), Décourt and Quaresma (1978), Antunes and Cabral (1996) and Alonso (1996). The objective of the analysis was to verify the reliability of the methods, determining which ones are more accurate for the studied cuttings. To this end, five load tests performed on continuous propeller piles instrumented with strain gages are presented, and the characteristics of each pile are detailed in this work. The results showed a large deviation between the values obtained by the semi-empirical methods, and the reading failures of some sensors impaired a more accurate analysis. Décourt and Quaresma (1978) and Alonso (1996) presented the best approximation with the instrumentation results.

Keywords: Foundation. Auger cast pile. Instrumentation. Semi Empirical Methods.

1 INTRODUÇÃO

As fundações são elementos responsáveis por transmitir as cargas de uma edificação para as camadas resistentes do solo, impedindo possíveis rupturas do solo e mantendo a estabilidade das construções. Por sua função essencial, é necessário que a escolha do tipo de fundação a ser utilizada seja bem analisada, considerando fatores como a magnitude da carga aplicada, a capacidade de absorção dessas cargas pelo solo ao longo de sua extensão e as características dos elementos que compõem a fundação. A partir destes estudos e ensaios realizados os responsáveis pelo projeto buscam selecionar a alternativa que melhor se adequa a cada situação.

As opções de elementos de fundações mais comumente utilizados se diferenciam pela profundidade, sua execução e pela forma como transferem as cargas da estrutura ao solo. Podem ser divididas em fundações rasas, como as sapatas, blocos de fundação e radiers, e as fundações profundas, são exemplos: tubulões, estacas escavadas e estaca hélice contínua. A sapata transfere as cargas ao solo exclusivamente pela sua base, enquanto as estacas hélice contínua, que foram objeto de estudo no presente trabalho, se caracterizam por transmitir as cargas por atrito lateral ao longo de

sua extensão e por resistência de ponta. Um ponto em comum entre elas é a busca por uma solução que seja segura e economicamente viável.

Para se atingir a segurança é necessário um estudo detalhado do subsolo do terreno, conforme obriga a ABNT NBR 6122 (2019). Antes da implantação das estacas é imprescindível a realização de uma investigação geotécnica que defina o perfil do solo no terreno, obtendo amostras representativas que garantam maior confiabilidade na execução dos projetos. Mesmo com tantas informações disponíveis é difícil antever o comportamento da interação solo-estaca, principalmente pelo fato do solo ser um material heterogêneo e de extrema complexidade. Com o uso frequente desta alternativa de fundação, surgem propostas numéricas de prever o funcionamento do sistema.

Os métodos de cálculo semi-empíricos são bastante utilizados pela sua facilidade de cálculo e pela proximidade de seus resultados com as situações reais observadas em campo. Eles são baseados em ensaios de campo realizados em diferentes regiões do território brasileiro com distintos tipos de solo e de estacas, o que limita sua aplicação a situações específicas que se assemelhem a outras já estudadas anteriormente. Alguns desses métodos utilizados para a previsão da capacidade de carga em estacas foram analisados neste projeto, são eles: Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996). Apesar da proximidade dos valores obtidos pelos cálculos com os valores em campo, o modo mais confiável para análise é através dos ensaios de provas de carga.

Provas de carga, segundo a ABNT NBR 12131 (2006) são métodos para aplicar esforços e verificar os deslocamentos das estacas, sendo possível medir a capacidade de carga (estado limite último) e o comportamento das estacas. As provas de carga estática, objeto do presente estudo, consistem em carregar as estacas com incrementos sucessivos de cargas, medindo os respectivos deslocamentos e avaliando o comportamento da fundação. Elas são classificadas de acordo com o tipo de carregamento, podendo ser de carregamento rápido, lento, misto e cíclico.

Atualmente os parâmetros dos ensaios são regidos pela ABNT NBR 12131 (2006) que especifica um método para execução de provas de carga em estacas. Elas apresentam como resultado uma curva carga x recalque com informações importantes sobre as deformações na cabeça da estaca, sem informar como ocorre a distribuição das forças ao longo de sua profundidade. Para obter esses dados é necessária a realização de uma prova de carga instrumentada.

A instrumentação tem como objetivo aprimorar a compreensão das provas de cargas estáticas, mostrando como o sistema estaca-solo está absorvendo a carga e distribuindo ao longo de sua profundidade. Estudos como o de Polido *et al.* (2014) demonstram que a instrumentação em profundidade se mostra eficaz na estimativa das parcelas de resistência citadas. A contribuição de cada parcela no funcionamento da estaca varia de acordo com fatores como o tipo de camada de solo, o comprimento e o diâmetro da estaca. Assim, é cada vez mais fundamental para os estudos e

redução das incertezas nos projetos, a instrumentação das estacas de forma a ter garantia de como será o seu comportamento em determinado tipo de solo.

Por não ser um ensaio obrigatório por norma técnica, grande parte dos projetos de fundação se limitam à realização de provas de carga estáticas sem instrumentação em profundidade, obtendo resultados que não são suficientes para detalhar a interação do solo com a estaca.

O presente trabalho tem como objetivo comparar a transferência de carga ao longo de estacas por intermédio de prova de carga instrumentada, com as previsões de métodos semi-empíricos, observando as participações do atrito lateral e da resistência de ponta e verificando a confiabilidade dos métodos, determinando quais os mais precisos para a situação estudada.

2 METODOLOGIA

Este trabalho foi desenvolvido a partir da comparação de previsões de capacidade de carga de estacas com resultados obtidos em provas de carga instrumentadas executadas no município de Itatiba-SP.

Foram escolhidas cinco provas de carga instrumentadas realizadas em estacas do tipo hélice contínua, e as previsões de capacidade de carga foram obtidas utilizando os métodos semi-empíricos mais utilizados para o dimensionamento de fundações. Os relatórios das estacas foram disponibilizados pela empresa Geoprova.

Com base em Geoprova (2015), as estacas ensaiadas possuem diferentes diâmetros, comprimentos e cargas de trabalho. Seus carregamentos foram do tipo estático lento, sendo utilizados como equipamentos 2 vigas metálicas com capacidade de 6.000 kN, 2 vigas metálicas com capacidade de 3.500 kN, 2 cilindros hidráulicos com capacidade de 3.000 kN, 1 bomba hidráulica com capacidade de 3 hp, 02 células de carga HBM modelo C6A com capacidade de 5.000 kN, 2 deflectômetros eletrônicos do tipo LVDT e curso de 100mm, 6 relógios comparadores com curso de 50mm, central de aquisição de dados e computador de campo, 2 vigas metálicas de referência com 6 metros de comprimento, 30 sensores de força montado em barras de aço com extensômetros resistivos de 350 ohms para serem colocados ao longo da profundidade da estaca.

Ainda segundo Geoprova (2015), o sistema de instrumentação, com *strain-gages* em ponte completa, foi envolvido em resina epóxi e tubo de PVC de 1 polegada, afim de evitar danos causados por choque mecânico ou água. Para as provas de carga 1 e 2 foram montadas três vigas de reação contidas verticalmente por quatro estacas de reação com uma monobarra de tirante centralizado. Nas provas de carga 3, 4 e 5, foram montadas duas vigas de reação contidas verticalmente por quatro estacas de reação com uma monobarra de tirante centralizado. A Tabela 1 a seguir apresenta as características das estacas.

Tabela 1 – Características das estacas ensaiadas

PCE	PCE01	PCE02	PCE03	PCE04	PCE05
Estaca	ET01	ET02	ET03	ET04	ET05
Data Execução Estaca	06/04/2015	06/04/2015	12/06/2015	12/06/2015	12/06/2015
Diâmetro da estaca (cm)	70	60	40	70	60
Comp. Executado Estaca (m)	16,00	14,00	22,00	22,00	22,00
Comp. Arrasado Estaca (cm)	1,35	1,25	20,00	20,00	20,00
Comp. Ensaio (m)	14,75	12,85	21,80	21,80	21,80
Cota Terreno Adjacente (m)	749,00	749,00	755,00	755,00	755,00
Cota Arrasamento (m)	747,65	747,75	754,85	754,85	754,85
Concreto Estaca (Mpa)	20	20	20	20	20
Armadura Estaca	10 Ø 16mm	10 Ø 16mm	4 Ø 16mm	10 Ø 16mm	8 Ø 16mm
Data Execução Bloco	20/04/2015	20/04/2015	22/06/2015	22/06/2015	22/06/2015
Dimensões Bloco (cm)	100 x 100 x 90	90 x 90 x 80	70 X 70 X 60	100 x 100 x 90	90 x 90 x 80
Concreto Bloco (MPa)	40	40	40	40	40
Cota Topo Bloco (m)	748,50	748,50	755,40	755,40	755,40
Carga Trabalho (kN)	1600	1250	550	1400	1140
Carga Ensaio (kN)	3799	2569	1621	3921	4738
Tipo Carregamento	Lento	Lento	Lento	Lento	Lento
Sondagem próxima	SP01	SP02	SP12	SP12	SP12

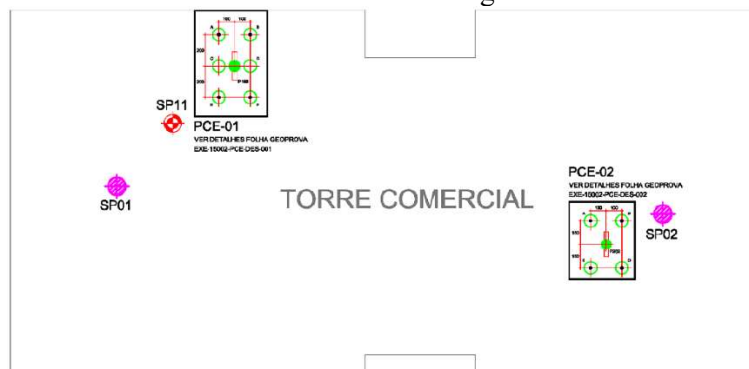
Fonte: Geoprova (2015).

Os *strain-gages* medem a deformação na seção, esta é relacionada com a carga aplicada no sistema e assim é possível medir a força absorvida em cada posição. A partir desses dados foram elaborados gráficos de força x tempo e a curva de propagação de carga ao longo do fuste, os quais permitem analisar as parcelas de carga absorvidas por atrito lateral em cada estágio do carregamento. As estacas foram instrumentadas em 3 níveis diferentes: ponta, intermediário e topo e em cada nível foram incluídos dois sensores.

Durante a instrumentação, devido a falhas, não foi possível obter os valores intermediários das estacas ET02 e ET04, e os valores de ponta das estacas ET03 e ET05.

Ao analisar os posicionamentos das estacas, provas de carga e sondagens SPT, não foi possível estabelecer uma relação entre a cota do terreno com a cota das sondagens SP01 e SP02. Devido à proximidade da sondagem SP11 com a prova de carga 1, conforme o Desenho 1e para termos de estudo, a análise foi realizada com essa sondagem, contrariando a recomendação da Tabela 1.

Desenho 1 – Posicionamento das sondagens da torre comercial



Fonte: Geoprova (2015).

Para a prova de carga 2, por não haver proximidade com nenhuma sondagem, a estaca ET02 foi descartada deste estudo.

Para o local do ensaio foram analisadas as sondagens do solo. A partir desses dados, foi calculada, a cada metro de extensão da estaca, a transferência de carga ao longo de sua profundidade até a ponta, através dos métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996).

Também foram estimadas as cargas de ruptura para cada uma das estacas através dos métodos de Van der Veen (1953) e da ABNT NBR 6122 (2019). Estas cargas foram comparadas com as estimativas de capacidade de carga obtidas pelos métodos semi-empíricos mencionados. A discrepância nos resultados foi discutida e a confiabilidade dos métodos semi-empíricos foi avaliada.

Devido a falhas na leitura de alguns sensores, que prejudicaram uma análise mais precisa, são apresentadas as análises detalhadas e os resultados da estaca ET01, que possui mais parâmetros para estudo, com leitura efetuada pelos sensores nas 3 profundidades de instrumentação. Os resultados obtidos nos estudos das demais estacas são discutidos ao final do trabalho.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Diversos estudos são desenvolvidos com o intuito de atestar a confiabilidade dos métodos de cálculo semi-empíricos. Entre eles, destacam-se os referentes à previsão da capacidade de carga em estacas.

Em relação aos métodos semi-empíricos, foram ressaltados os estudos pioneiros na busca por determinar a capacidade de carga das estacas. Estudos desenvolvidos por Aoki e Velloso (1975) apresentam um critério para estimar essa capacidade em diferentes estacas a partir de ensaios de penetração dinâmica. Décourt e Quaresma (1978) apontam um estudo baseado em resultados obtidos pelo Ensaio de Sondagem à Percussão (SPT), que consiste no reconhecimento dos tipos de solos e as respectivas espessuras de cada camada do terreno através de índices de resistência à penetração do solo. Este estudo seria posteriormente modificado por Décourt (1996) para correção da reação de ponta e da parcela de atrito lateral, possibilitando a análise em diferentes tipos de fundações. O objetivo das pesquisas é realizar a previsão da capacidade de carga a partir de parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta.

As bases para aplicação destes estudos são os resultados obtidos através de provas de cargas e de ensaios de sondagem no solo. Antunes e Cabral (1996) se utilizaram da relação entre os resultados de ensaios SPT e provas de carga estática para formular seu método.

Estudos como os de França (2011) e Yoshida, Laperche e Dantas (2017) vêm sendo desenvolvidos para avaliar a confiabilidade destes métodos utilizados para previsão da capacidade

de carga. França (2011) em seu estudo sobre o comportamento de estacas escavadas de grande diâmetro através de instrumentação observou que para a situação de estudo os métodos semi-empíricos escolhidos subestimaram a parcela de atrito lateral e superestimaram a parcela referente à ponta. Yoshida, Laperche e Dantas (2017) analisaram os métodos citados a partir de provas de carga instrumentadas em estacas hélices contínuas na cidade de Goiânia, concluindo que nenhum deles apresentou bom desempenho quanto às distribuições de cargas laterais e de ponta, apresentando previsões conservadoras e extremamente altas, respectivamente.

Os métodos semi-empíricos adotados foram os de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996). Todos os métodos se baseiam no conceito de somatória da resistência lateral e de ponta para a determinação da capacidade de carga. Porém cada método tem sua maneira de obtê-las.

Cintra e Aoki (2010) concluem que a capacidade de carga da estaca, para o método de Aoki e Velloso (1975), pode ser determinada pela Equação 1.

$$R = R_p + R_L = \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha' K N_L \Delta_L) + \left(\frac{KN_p}{F_1}\right) A_p(1)$$

em que:

R = capacidade de carga da estaca;

R_p = resistência de ponta;

R_L = resistência lateral;

K = coeficiente que depende do tipo de solo;

α' = razão de atrito em função do tipo de solo;

N_L = índice de resistência à penetração médio na cama de solo com espessura Δ_L;

N_p = índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca;

U = perímetro do fuste;

Δ_L = espessura da camada de solo;

A_p = área da seção transversal na ponta da estaca;

F₁ e F₂ = fatores de correção que consideram o tipo de estaca e a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT.

A capacidade de carga da estaca para o método de Décourt e Quaresma (1978) pode ser determinada pela Equação 2.

$$R = \alpha C N_p' A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L'}{3} + 1\right) U L \quad (2)$$

em que:

α e β = coeficientes em função do tipo de estaca e do tipo de solo;

L = espessura da camada de solo;

C = coeficiente característico do solo;

N_p' = índice de resistência à penetração médio na ponta da estaca (média do N_{SPT} da ponta com o imediatamente superior e o imediatamente inferior);

N_L' = índice de resistência à penetração médio no fuste.

Para o método de Antunes e Cabral (1996), a capacidade de carga da estaca é determinada pela soma das Equações 3 e 4.

$$R_L = \Pi \Phi \sum (N \beta_1) \Delta_L' \quad (3)$$

$$R_p = \beta_2 N_p \left(\frac{\Pi \Phi^2}{4} \right); \quad \beta_2 N_p \leq 40 \text{ kgf/cm}^2 \quad (4)$$

em que:

Φ = diâmetro da estaca;

Δ_L' = comprimento da estaca;

N = índice de resistência à penetração;

β_1 = coeficiente de atrito lateral que depende do tipo de solo;

β_2 = coeficiente de resistência de ponta que depende do tipo de solo.

Segundo Alonso (1996), a capacidade de carga é obtida pela soma das resistências de ponta e lateral, respectivamente representadas pelas Equações 5 e 6.

$$P_p = \beta_{Al} \frac{T^{(1)mín} + T^{(2)mín}}{2} A_p \quad (5)$$

$$P_L = \sum \left(\alpha_{AL} \frac{100 T_{máx}}{0,41h - 0,032} U \Delta_L \right) \quad (6)$$

em que:

β_{Al} = coeficiente em função do tipo de solo;

$T^{(1)mín}$ = média aritmética dos valores de torque mínimo (kgf.m) posicionados no intervalo de 8 diâmetros para cima da ponta da estaca, adotando-se nulos os valores acima do nível do terreno quando o comprimento da estaca for menor que 8 vezes o diâmetro;

$T^{(2)mín}$ = média aritmética dos valores de torque mínimo (kgf.m) posicionados no intervalo de 3 diâmetros para baixo da ponta da estaca;

α_{AL} = coeficiente de correção de f_s obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até próximo da carga de ruptura;

$T_{máx}$ = torque máximo, em kgf.m;

h = penetração total de cravação do amostrador.

Segundo Alonso (1996), quando não houver ensaio SPT-T, podem ser adotadas as correlações expressas nas Equações 7 e 8 para determinação das resistências lateral e de ponta em solos na região da Bacia Sedimentar de São Paulo.

$$T_{\min} = N \quad (7)$$

$$T_{\max} = 1,2N \quad (8)$$

em que:

N = índice de resistência à penetração no ensaio SPT.

Referente aos métodos de interpretação da curva carga x recalque, são ferramentas utilizadas para estimar a carga de ruptura de uma estaca que não atingiu a ruptura física durante os ensaios realizados. Neste trabalho foram utilizados os métodos de Van der Veen (1953) e o critério de ruptura da ABNT NBR 6122 (2019). O método de Van der Veen (1953) parte do princípio de que a relação entre a carga aplicada e o deslocamento no topo da estaca é exponencial. Através de um processo iterativo se verifica qual carga de ruptura forma uma reta a partir das variáveis carga aplicada e recalque e estima-se a carga de ruptura da estaca.

O método ABNT NBR 6122 (2019) sugere plotar no gráfico carga x recalque uma reta que relaciona a carga aplicada com a deformação da estaca. A carga de ruptura estimada é definida pela abscissa onde esta reta intercepta a curva.

4 RESULTADOS

A estaca ET01, representada em azul no Desenho 2, possui 14,75 metros de comprimento, 70 centímetros de diâmetro e carga de trabalho de 1600 kN. Possui SPT conforme ilustrado pelo Desenho 2.

Desenho 2 – SPT11

CLIENTE: SANTA ANGELA CONSTRUTORA							SONDAGEM A PERCUSSÃO SP11							
OBRA: PRAXOX ITATIBA II							INICIO: 29/05/15 TÉRMINO: 01/06/15							
LOCAL: ITATIBA - SP							COTA: 749,20							
COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	NÍVEL DA ÁGUA	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO						ENSAIO PENETROMÉTRICO (golpes/cm)			Nº DE GOLPES	AMOSTRA	PROFUNDIDADE DA CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
		AMOSTRADOR TIPO TERZAGUI & PECK						10	20	30				
		NÚMERO DE GOLPES												
10	20	30	40	50	60	70	10	20	30					
745	N.A.							3	4	3	7	1	3.00	ATERRO DE ARGILA MUITO ARENOSA
								15	15	15	10	2		
								4	5	5				
								15	15	15	9	3	4.00	ATERRO DE ARGILA MUITO ARGILOSO COM
								3	4	5				
								15	15	15	6	4		
								2	3	3				
								15	15	15	13	5	4.80	AREIA SILTOSA
								5	8	5				
								15	15	15	11	6	6.00	
								4	5	6				
								15	15	15	10	7		
								5	5	5				
								15	15	15	10	7		
								4	6	7				
								15	15	15	13	8		
								4	9	14				
								15	15	15	23	9		
								5	8	15				
								15	15	15	23	10		
								4	10	16				
								15	15	15	26	11		
								5	7	13				
								15	15	15	20	12		
								3	6	11				
								15	15	15	17	13		
								5	7	12				
								15	15	15	19	14		
								7	11	14				
								15	15	15	25	15		SILTE MUITO ARENOSO
								6	12	15				
								15	15	15	27	16		
								8	16	22				
								15	15	15	38	17		
								5	9	16				
								15	15	15	25	18		
								6	10	15				
								15	15	15	25	19		
								5	11	14				
								15	15	15	25	20		
								6	12	18				
								15	15	15	30	21		
								8	14	23				
								15	15	15	37	22		
								9	15	22				
								15	15	15	37	23		
								12	20	25				
								15	15	15	45	24	24.00	SILTE MUITO ARENOSO
								11	22	26				
								15	15	15	48	25	25.00	LIMITE DA SONDAGEM

Fonte: Geoprova (2015).

Para início das análises, a sondagem foi dividida em trechos entre os *strain-gages*. O primeiro instrumento está a 0,5 metros abaixo da cota de arrasamento, o segundo está a 5,5 metros abaixo da cota de arrasamento e o último na ponta. Assim, o primeiro trecho, entre os instrumentos 1 e 2, possui 5,0 metros e o segundo trecho, entre os instrumentos 2 e 3, possui 8,5 metros.

4.1 MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) MODIFICADO POR DÉCOURT (1996)

Para verificação do comportamento da estaca de acordo com o método de Décourt e Quaresma (1978) foi realizada a tabela 2, que mostra os valores de resistência lateral, e a tabela 3 que mostra os valores de resistência de ponta.

Tabela 2 – Tabela Décourt e Quaresma para resistência lateral

Cota	SPT	r_l (KN/m ²)	Q_l (kN)	$Q_{l\text{acumulado}}$ (kN)	Trecho
747	10	43,3	95,29	95,29	Lateral 1
746	9	40,0	87,96	183,26	$Q_l(\text{kN}) = 469,14$
745	6	30,0	65,97	249,23	Área(m ²) = 10,996
744	13	53,3	117,29	366,52	ALU = 42,7 kN/m ²
743	11	46,7	102,63	469,14	
742	10	43,3	95,29	564,44	Lateral 2
741	13	53,3	117,29	681,73	
740	23	86,7	190,59	872,32	$Q_l(\text{kN}) = 1488,07$
739	23	86,7	190,59	1062,91	
738	26	96,7	212,58	1275,49	Área(m ²) = 18,692
737	20	76,7	168,60	1444,09	
736	17	66,7	146,61	1590,69	
735	19	73,3	161,27	1751,96	ALU = 79,6 kN/m ²
734	25	93,3	205,25	1957,21	

Fonte: Autores (2019).

Tabela 3 – Tabela Décourt e Quaresma para resistência de ponta

Cota	SPT	N_p	C (kPa)	A	Q_p (kN)
733	27	30,0	250	0,3	865,90

Fonte: Autores (2019).

em que:

r_l = consideração de Décourt para o SPT na determinada cota;

Q_l = carga lateral;

C = coeficiente característico do solo;

Q_p = carga na ponta;

ALU = atrito lateral unitário.

Assim, a resistência total se dá pela soma da máxima resistência lateral com a resistência de ponta. Conclui-se que a resistência total é de 2.823,11 kN.

4.2 MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975)

Para verificação do comportamento da estaca de acordo com o método de Aoki e Velloso (1975), foi realizada a tabela 4 que mostra os valores de resistência lateral, e a tabela 5 que mostra os valores de resistência de ponta.

Tabela 4 – Tabela Aoki e Velloso para resistência lateral

Cota	SPT	Rl (kN)	Rl acumulado (kN)	Trecho
747	10	46,18	46,18	Lateral 1 Rl = 301,07kN Área = 10,996 m ² ALU = 27,4kN/m ²
746	9	41,56	87,74	
745	6	25,80	113,54	
744	13	114,35	227,89	
743	11	73,18	301,07	
742	10	66,52	367,59	Lateral 2 Rl = 1170,81kN Área = 18,692 m ² ALU = 62,6 kN/m ²
741	13	86,48	454,07	
740	23	153,00	607,08	
739	23	153,00	760,08	
738	26	172,96	933,04	
737	20	133,05	1066,09	
736	17	113,09	1179,18	
735	19	126,39	1305,57	
734	25	166,31	1471,88	

Fonte: Autores (2019)

Tabela 5 – Tabela Aoki e Velloso para resistência de ponta

Ponta	SPT	K (kN/m ²)	rp (kN/m ²)	Rp (kN)
733	27	550	7425	2857,5

Fonte: Autores (2019)

Assim, a resistência total se dá pela soma da máxima resistência lateral com a resistência de ponta. Conclui-se que a resistência total é de 4.329,35 kN.

4.3 MÉTODO ANTUNES E CABRAL (1996)

Para verificação do comportamento da estaca de acordo com o método de Antunes e Cabral (1996), foi realizada a tabela 6 que mostra os valores de resistência lateral, e a tabela 7 que mostra os valores de resistência de ponta.

Tabela 6 – Tabela Antunes e Cabral para resistência lateral

Cota	SPT	B1	r_l (kN/m ²)	RI (kN)	RI acumulado (kN)	Trecho
747	10	2,75	27,5	60,48	60,48	Lateral 1
746	9	2,75	24,75	54,43	114,90	RI = 302,38kN
745	6	2,75	16,5	36,29	151,19	Área = 10,996 m ²
744	13	2,75	35,75	78,62	229,81	ALU = 27,5kN/m ²
743	11	3	33	72,57	302,38	
742	10	4,5	45	98,96	401,34	
741	13	3	39	85,77	487,10	Lateral 2
740	23	3	69	151,74	638,84	
739	23	3	69	151,74	790,58	RI = 1194,12kN
738	26	3	78	171,53	962,11	Área = 18,692 m ²
737	20	3	60	131,95	1094,06	
736	17	3	51	112,15	1206,21	ALU = 63,9kN/m ²
735	19	3	57	125,35	1331,56	
734	25	3	75	164,93	1496,50	

Fonte: Autores (2019).

Tabela 7 – Tabela Antunes e Cabral para resistência de ponta

Ponta	SPT	R _p (kN)
733	27	15,59

Fonte: Autores (2019).

Assim, a resistência total se dá pela soma da máxima resistência lateral com a resistência de ponta. Conclui-se que a resistência total é de 1.512,08 kN.

4.4 MÉTODO ALONSO (1996)

Para verificação do comportamento da estaca de acordo com o método de Alonso (1996), foi realizada a tabela 8 que mostra os valores de resistência lateral, e a tabela 9 que mostra os valores de resistência de ponta.

Tabela 8 – Tabela Alonso para resistência lateral

Cota	SPT	RI (kN)	RI acumulado (kN)	Trecho
747	10	95,29	95,29	Lateral 1
746	9	85,77	181,06	RI = 466,95 kN
745	6	57,18	238,24	Área = 10,996 m ²
744	13	123,88	362,12	ALU = 42,5kN/m ²
743	11	104,82	466,95	
742	10	95,29	562,24	
741	13	123,88	686,12	Lateral 2
740	23	219,18	905,30	
739	23	219,18	1124,48	RI = 1677,19kN
738	26	247,77	1372,25	
737	20	190,59	1562,84	Área = 18,692 m ²
736	17	162,00	1724,84	
735	19	181,06	1905,90	ALU = 89,7kN/m ²
734	25	238,24	2144,14	

Fonte: Autores (2019)

Tabela 9 – Tabela Alonso para resistência de ponta

Ponta	SPT	Rp (kN)
733	27	1513,27

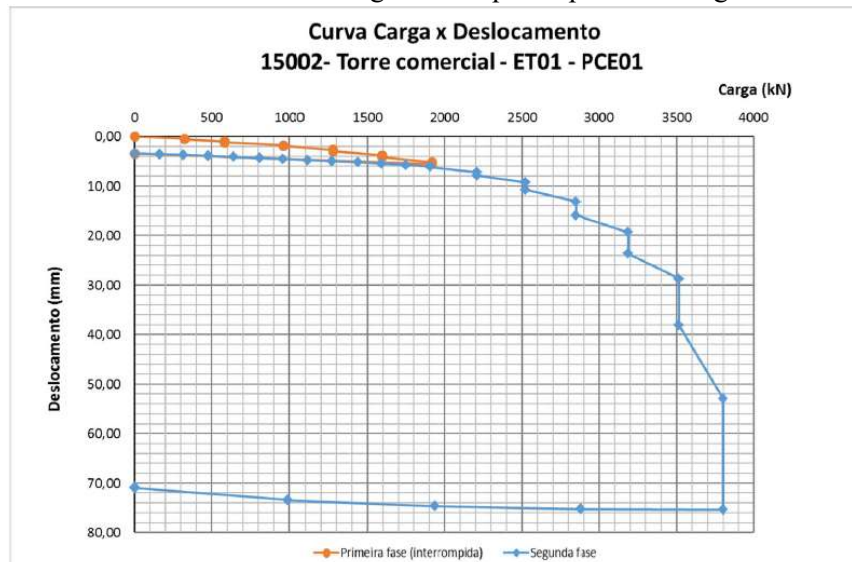
Fonte: Autores (2019)

Assim, a resistência total se dá pela soma da máxima resistência lateral com a resistência de ponta. Conclui-se que a resistência total é de 3.657,40 kN.

4.5 MÉTODO DE INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

Para possibilitar a comparação entre os métodos semi-empíricos citados anteriormente com a prova de carga instrumentada, é necessário obter a carga de ruptura através de métodos de interpretação da curva carga x recalque, ilustrada pelo gráfico 1.

Gráfico 1 – Curva carga x recalque da prova de carga 1



Fonte: Geoprova (2015)

4.6 MÉTODO ABNT NBR 6122 (2019)

Este método permite a extrapolação da curva carga x recalque a fim de se avaliar a carga de ruptura real. Foi realizada a tabela 10, em que são disponibilizados dados para serem aplicados no gráfico 2.

Tabela 10 – Tabela para ruptura convencional pela NBR 6122/19

Parâmetros	Pontos de interpolação no gráfico		
	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3
P (kN)	0	1600	4000
L (m)	14,65	14,65	14,65
A (m ²)	0,385	0,385	0,385
E (kN/m ²)	21000000	21000000	21000000
D (m)	0,7	0,7	0,7
PxL	0	23440	58600
AxE	8081747,1	8081747,1	8081747,1
D/30	0,0233	0,0233	0,0233
Δr (mm)	23,3	26,2	30,6

Fonte: Autores (2019).

em que:

P= carga de ruptura convencional;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

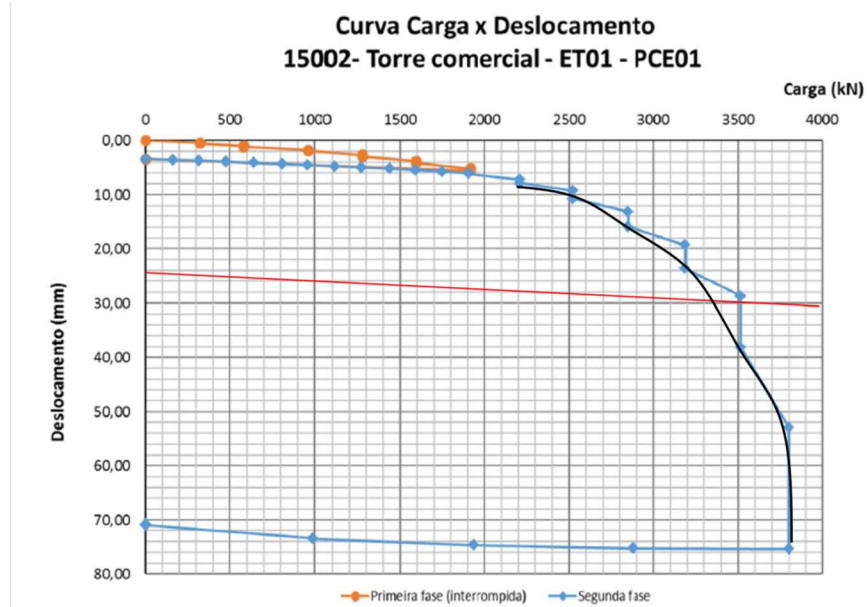
E= módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro da estaca;

Δr = recalque de ruptura convencional;

Aplica-se o dado do cálculo do recalque de ruptura com a carga de ruptura e traça-se uma reta. No momento que ela intercepta a envoltória definida pela curva carga x recalque, se dá a carga de ruptura, conforme, gráfico 2.

Gráfico 2 – Curva carga x recalque da prova de carga estática 1 com dados do recalque



Fonte: Geoprova (2015).

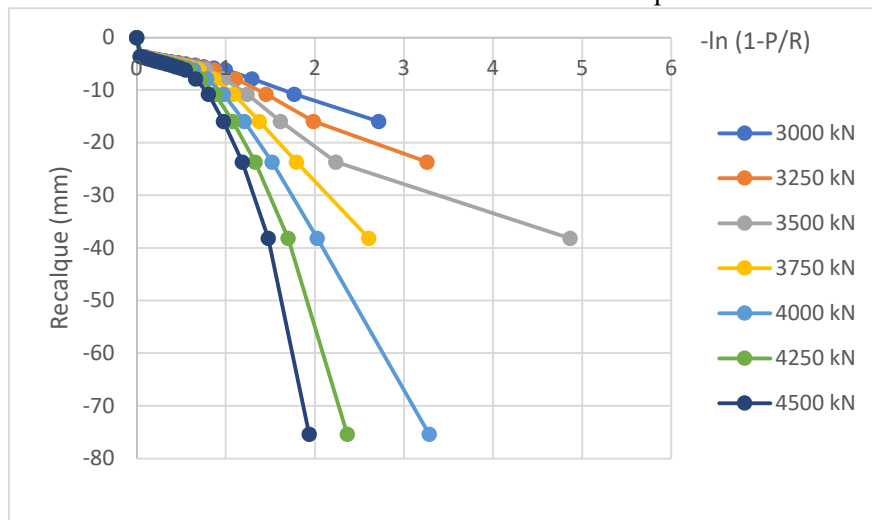
Conclui-se, pelo gráfico, que a carga de ruptura é de 3.450 kN.

4.7 MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)

O método de Van der Veen (1953) permite, por uma solução gráfica estimada, a definição da carga de ruptura. Através da relação entre os recalques, no eixo y, e o logaritmo neperiano no eixo x, conforme gráfico 3 abaixo.

O valor estimado que mais se aproximar de uma reta, deve ser definido como a carga de ruptura.

Gráfico 3 – Gráfico de Van der Veen para ET01

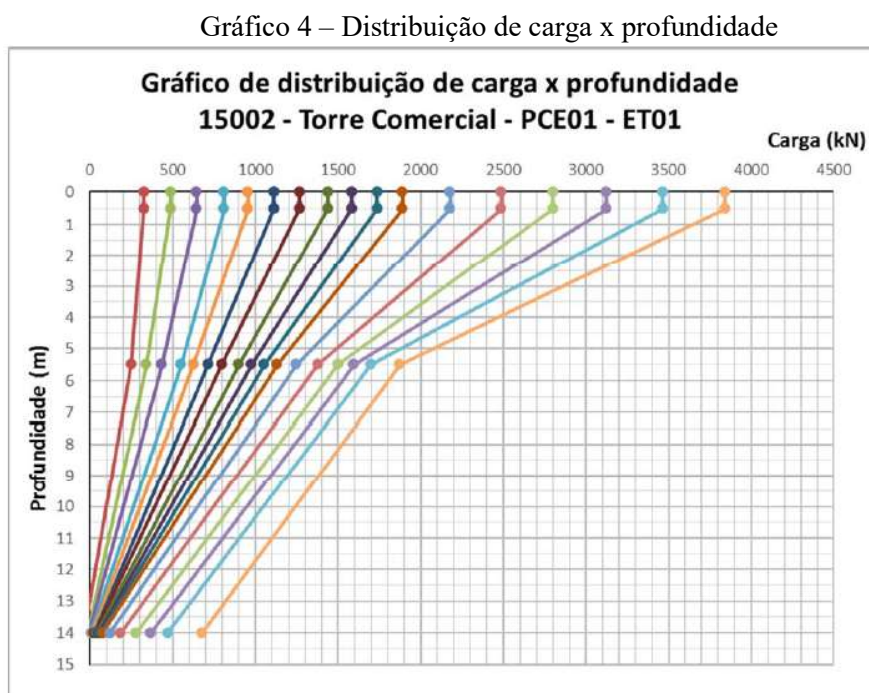


Fonte: Autores (2019).

Conclui-se, pelo gráfico, que a carga de ruptura é de 3.750 kN.

4.8 INSTRUMENTAÇÃO

Através dos *strain-gages* na estaca ET01, foi possível a visualização de como a carga foi aplicada e absorvida, conforme é mostrado no gráfico 4.



Fonte: Geoprova (2015).

Para confrontar a confiabilidade dos métodos semi-empíricos com os resultados da instrumentação, foi realizada a tabela 11, que compara diferentes estágios de carga aplicada com a menor carga de ruptura obtidas entre os métodos da ABNT NBR 6122 (2019) e Van der Veen (1953).

Tabela 11 – Tabela resumo da instrumentação

	0,5 Carga de Trabalho (kN)	Carga de Trabalho (kN)	1,5 Carga de Trabalho (kN)	Carga de Ruptura (kN)
SG-01 (kN)	812	1585	2488	3473
SG-02 (kN)	550	970	1380	1700
SG-03 (kN)	0	60	180	480

Fonte: Autores (2019).

Na tabela 12, foi calculada a quantidade de carga absorvida por trecho, sendo que o trecho 1 equivale ao intervalo entre os instrumentos 1 e 2, e o trecho 2 equivale ao intervalo entre os instrumentos 2 e 3. As diferenças de cargas foram transformadas em atrito lateral unitário.

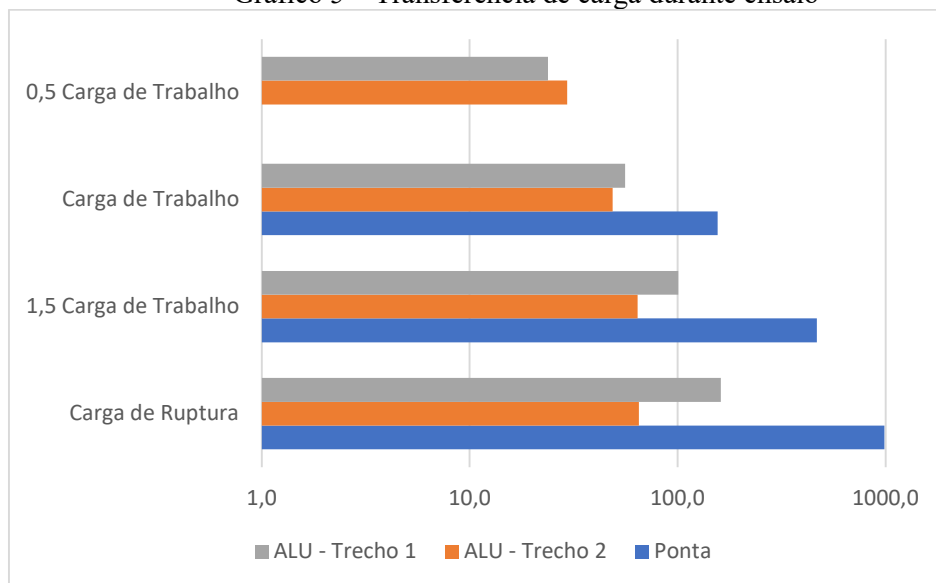
Tabela 12 – Tabela de atrito lateral unitário para a instrumentação

Carga (kN)	0,5 Carga de Trabalho	Carga de Trabalho	1,5 Carga de Trabalho	Carga de Ruptura
Trecho 1 (kN)	262	615	1108	1773
ALU - Trecho 1 (kN/m ²)	23,8	55,9	100,8	161,2
Trecho 2 (kN)	550	910	1200	1220
ALU - Trecho 2 (kN/m ²)	29,4	48,7	64,2	65,3
Ponta (kN/m ²)	0	155,9	467,7	1247,3

Fonte: Autores (2019)

A transferência de carga durante o ensaio, para cada carga, se dá conforme gráfico 5, a seguir.

Gráfico 5 – Transferência de carga durante ensaio



Fonte: Autores (2019)

5 DISCUSSÃO

Diante das análises realizadas neste trabalho e do contexto avaliado, conclui-se que as estacas apresentam resultados variados devido a combinação dos seguintes fatores: carga aplicada, comprimento, diâmetro, atrito com o solo e quantidade de instrumentos ao longo do fuste, o que fornece diferentes resultados para análises. Os resultados obtidos por cada método, estão representados na tabela 13, a seguir.

Tabela 13 – Tabela de carga de ruptura por método de cálculo

Estaca	Décourt e Quaresma (kN)	Aoki e Velloso (kN)	Antunes e Cabral (kN)	Alonso (kN)	ABNT NBR 6122 (2019) (kN)	Van der Veen (kN)
ET01	2823,11	4329,35	1512,08	3657,40	3450,00	3750,00
ET03	2567,73	3314,39	1675,35	3073,73	-	2250,00

ET04	5087,29	7977,30	2943,74	6162,47	3700,00	3250,00
ET05	4190,88	6215,65	2607,46	5066,53	-	5000,00

Fonte: Autores (2019)

Para ser possível comparar os dados obtidos pelos métodos semi-empíricos na mesma unidade de medida com os valores do ensaio, é necessário transformar os dados em atrito lateral unitário, visto que os métodos fornecem valores de cargas de ruptura e a instrumentação fornece a transferência de carga ao longo da profundidade.

Na estaca 1, que possui o maior número de *strain-gages*, para os primeiros 5,5 metros, o método que mais se aproxima do ensaio é de Décourt e Quaresma (1978), como mostrado na Tabela 14. Mas ainda assim, há uma diferença de 161,2 kN/m² para 42,7 kN/m², respectivamente. No restante do comprimento da estaca, o método de Alonso (1996) e Décourt e Quaresma (1978), possuem resultados acima do ensaiado, enquanto Aoki e Velloso (1975) e Antunes e Cabral (1996) tem resultados inferiores. Para a ponta, o método de Antunes e Cabral (1996) possui grande discrepância com os demais, devido a seu coeficiente na ponta, o que diverge dos demais resultados.

Tabela 14 – Tabela de comparação dos trechos da ET01 para os métodos semi empíricos

Carga (kN/m ²)	Ruptura				
	Gráfica (kN/m ²)	DQ (kN/m ²)	AV (kN/m ²)	AC (kN/m ²)	AL (kN/m ²)
ALU - Trecho 1	161,2	42,7	27,4	27,5	42,5
ALU - Trecho 2	65,3	79,6	62,6	63,9	89,7
Ponta	1247,3	2250,0	7425,0	40,5	3932,1

Fonte: Autor (2019)

Na estaca 3 houve uma falha nos *strain-gages* posicionados na ponta, o que impede uma análise dessa seção da estaca. Os métodos semi-empíricos foram comparados com dados de instrumentação do primeiro trecho, com 10,0 metros de profundidade, e apresentaram resultados variados, conforme Tabela 15. O método de Alonso (1996) demonstrou ser o que resulta uma carga de ruptura de 54,6 kN/m², embora ainda bem inferior ao valor de 92,31 kN/m² obtido através do método Van der Veen (1953). Aoki e Veloso (1975) indicou o resultado mais conservador com 36,16 kN/m² de capacidade de carga.

Tabela 15 – Tabela de comparação dos trechos da ET03 para os métodos semi empíricos

Trecho 1	Ruptura				
	gráfica (kN/m ²)	DQ (kN/m ²)	AV (kN/m ²)	AC (kN/m ²)	AL (kN/m ²)
ALU					
Trecho 1	92,31	51	36,16	37,8	54,6

Fonte: Autor (2019)

Na estaca 4 houve uma falha nos *strain-gages* posicionados na seção intermediária, o que impede uma análise deste setor da estaca. Os métodos semi-empíricos foram comparados com dados de instrumentação do trecho lateral, com 20,5 metros de profundidade, e da ponta, apresentando resultados próximos de resistência lateral. Pode ser observado na Tabela 16 que para o trecho lateral os métodos de Alonso (1996) e Décourt e Quaresma (1978) apresentaram resultados de 90,0 e 82,1 kN/m² respectivamente, sendo estes superiores à ruptura de 66,5 kN/m² obtida pelo método gráfico, que mais se aproximou dos valores de Aoki e Veloso (1975) e Antunes e Cabral (1996). Quanto ao atrito de ponta, Aoki e Veloso (1975) se mostra o mais arrojado com um valor de atrito lateral unitário de 13.200,0 kN/m² superior ao encontrado pelo gráfico, que foi de 2.338,6 kN/m². Mais uma vez o método de Antunes e Cabral (1996) possui grande discrepância com os demais devido a seu coeficiente na ponta, o que diverge dos demais resultados.

Tabela 16 – Tabela de comparação dos trechos da ET04 para os métodos semi empíricos

Carga (kN/m²)	Ruptura Gráfico (kN/m²)	Décourt Quaresma (kN/m²)	Aoki Velloso (kN/m²)	Antunes e Cabral (kN/m²)	Alonso (kN/m²)
ALU - Trecho 1	66,5	82,1	60,4	60,8	90,0
Ponta	2338,6	3600,0	13200,0	72,0	5464,3

Fonte: Autor (2019)

Por último, na estaca 5, houve também uma falha nos *strain-gages* posicionados na ponta, assim como ocorrido na estaca 3, o que impede uma análise nesta seção da estaca. Os métodos semi-empíricos foram comparados com dados de instrumentação do primeiro trecho, com 10,0 metros de profundidade, e apresentaram resultados variados. O método de Alonso (1996) demonstrou ser o mais arrojado com uma carga de ruptura de 70,63 kN/m² que representa menos da metade do valor de 157,99 kN/m² obtido através do método Van der Veen (1953). Aoki e Veloso (1975) indicaram o resultado mais conservador com 47,35 kN/m² de capacidade de carga. Os dados obtidos na estaca 5 são mostrados na Tabela 17 a seguir.

Tabela 17 – Tabela de comparação dos trechos da ET05 para os métodos semi empíricos

Carga (kN/m²)	Ruptura Gráfico (kN/m²)	Décourt Quaresma (kN/m²)	Aoki Velloso (kN/m²)	Antunes e Cabral (kN/m²)	Alonso (kN/m²)
Trecho 1	157,99	65,33	47,35	53,55	70,63

Fonte: Autor (2019)

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como houveram falhas na leitura de alguns sensores posicionados nas estacas ET03, ET04 e ET05, não foi possível uma análise e comparação mais detalhada dos métodos e do ensaio.

Conclui-se que nos primeiros metros das estacas, todos os métodos fornecem valores inferiores aos obtidos na instrumentação, sendo os que mais se aproximam Décourt e Quaresma(1978) e Alonso (1996). Para os trechos mais profundos, os métodos de Alonso (1996) e Décourt e Quaresma (1978) fornecem valores maiores que a instrumentação neste estudo de caso, enquanto Aoki Velloso e Antunes e Cabral(1996), são mais conservadores.

Para a ponta, o método de Antunes e Cabral (1996), não é adequado para cálculo, devido a grande discrepância com os demais. Aoki e Velloso (1975) resulta em valores maiores na resistência de ponta. Enquanto o que mais se aproxima do ensaiado é Décourt e Quaresma (1978).

De forma geral, os métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Alonso (1996) apresentaram a melhor aproximação com os resultados da instrumentação. Os resultados mostraram um grande desvio entre os valores obtidos por cada método.

Para estudos futuros recomenda-se realizar comparações com diferentes tipos de estacas, utilizar outros métodos semi-empíricos e de definição de carga de ruptura, estudar e documentar provas de carga instrumentadas, com atenção especial aos *strain-gages*, que não foram objetos de enfoque deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, Urbano Rodrigues. Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA*, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** . São Paulo: Abef, 1996. p. 141 - 151.
- ANTUNES, William Roberto; CABRAL, David Antunes. Capacidade de carga de estacas hélice contínua. *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA*, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** . São Paulo: ABEF, 1996. p. 105 - 109.
- AOKI, Nelson; VELLOSO, Dirceu de Alencar. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** . Buenos Aires: International Society Of Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, 1975. v. 1, p. 367 - 376.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 108 p.
- CINTRA, José Carlos Angelo; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.
- DÉCOURT, Luciano. Análise e projeto de fundações profundas: estacas. *In: HACHICH et al. Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, 1996. p. 265-301.
- DÉCOURT, Luciano; QUARESMA, Arthur R.. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES*, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** . Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45 - 54.
- FRANÇA, Danilo Costa de. **Provas de carga instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (Estacões)**. 2011. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.
- GEOPROVA. **Relatório técnico**: prova de carga estática. EXE-15002-PCE-REL-001-R00. Campinas – SP. 2015. 63p.
- POLIDO, Uberescilas Fernandes et al. Prova de carga à compressão instrumentada em estaca cravada moldada in loco do tipo Ecopile. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 17., 2014, Goiânia. **Infraestrutura de um futuro sustentável**. Goiânia: ABMS, 2014. v. 1, p. 1 - 7.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 3., 1953, Switzerland. **Proceedings...** . New Delhi: ICSMFE, 1953. v. 2, p. 84 - 90.
- YOSHIDA, Caio Manabu; LAPERCHE, Gabriela Bontempo; DANTAS, João Pedro Ruivo. **Avaliação de métodos semi-empíricos a partir de provas de carga instrumentadas em**

estacas hélices contínuas na cidade de Goiânia. 2017. 66 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2017.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Eng. Ms. Tiago Garcia Rodriguez, da Universidade Presbiteriana Mackenzie (Campus-Campinas) e da Geoprova Engenharia Ensaios e Monitoramento pelo fornecimento dos relatórios que possibilitaram a elaboração desse trabalho.