



## **Grupo de Estudo de Linhas de Transmissão-GLT**

### **ESTACAS HELICOIDAIS - ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO**

**DANIEL CANOVA RENOSTO (1); CLAUDIO PEREIRA PINTO (2); FERNANDO ARTUR BRASIL DANZIGER (3);  
TORCISÃO (1); CEFET/RJ (2); COPPE e Escola Politécnica, UFRJ (3)**

#### **RESUMO**

No presente trabalho são apresentados os resultados de provas de carga à tração com fundações adicionais à da torre, visando avaliar-se, principalmente, a carga de ruptura geotécnica. Uma vez que há limitação estrutural da estaca, a carga máxima na prova de carga foi de cerca de 1,4 vezes a carga de trabalho. O critério de Van der Veen (1953) foi empregado com sucesso para a extrapolação da carga de ruptura. Os valores de  $k$ , da relação entre carga de ruptura e torque máximo, situaram-se na faixa  $17 - 34 \text{ m}^{-1}$ , representando valores em média maiores do que os obtidos por Silva (2014), que analisou extenso banco de dados. A diferença entre os valores ora apresentados e os daquele autor foram atribuídos ao método empregado para se definir os valores de carga de ruptura. A questão dos deslocamentos sob carga de estacas helicoidais é assunto que necessita ainda muitos estudos, e esta questão está diretamente relacionada aos critérios de aceitação das estacas helicoidais a partir das provas de carga realizadas em campo.

#### **PALAVRAS-CHAVE**

Fundação, Estaca Helicoidal, Prova de Carga, Ensaio de Tração.

#### **1.0 - INTRODUÇÃO**

No ano de 1833, a estaca helicoidal foi utilizada em fundações de faróis localizados na costa inglesa, dando notoriedade a uma nova concepção de fundação, até então fabricada em madeira. No início do século XX, foram fabricadas as primeiras estacas helicoidais em aço e seu uso foi então disseminado para fundações de torres em linhas de transmissão e distribuição de energia (Perko, 2009). A estaca helicoidal tem conquistado cada vez mais espaço dentro do segmento de fundações de linhas de transmissão no Brasil.

A estaca helicoidal metálica consiste em uma haste metálica em formato tubular ou maciço, na qual são soldadas uma ou mais hélices de aço. É instalada no solo por aparafusamento, ou seja, introduzida por rotação, aplicando-se torque à haste, sendo que seu avanço depende do passo da hélice utilizada. Para se atingir o comprimento necessário, são utilizadas extensões, as quais são emendadas por parafusos. Sua instalação é finalizada quando se atinge o comprimento de projeto, confirmado pelo torque de projeto medido em um torquímetro adaptado ao sistema de instalação.

Seu uso em território nacional é mais comum para solicitações de tração, porém, também podem ser utilizadas para cargas de compressão, podendo ser instaladas em posição vertical ou inclinadas (na direção do carregamento), para absorver esforços horizontais das estruturas. Desse modo, a estaca helicoidal se apresenta como alternativa de fundação para torres estaiadas (ancoragens de estais e apoio de mastro central), assim

como para torres auto-portantes. As vantagens de sua utilização incluem a rapidez de instalação, o emprego de equipamentos relativamente leves e simples (retroescavadeira adaptada, motor hidráulico para aplicação de torque e torquímetro) e custo competitivo. Com as variações possíveis de diâmetro das hélices, oferecem ampla gama de capacidade de carga à tração e compressão, que atendem às necessidades das estruturas de uso mais frequente, incluindo aquelas das linhas de extra-alta tensão onde as cargas são maiores.

A capacidade de carga ( $Q_u$ ) da estaca helicoidal é usualmente admitida como proporcional ao torque de instalação, ( $T$ ), ou seja,

$$Q_u = kT \quad (1)$$

sendo  $k$  um fator empírico de correlação

Numerosos estudos são apresentados na literatura que propõem valores para  $k$  (e.g., Tsuha, 2007, Perko, 2009, Tsuha et al. 2010, Silva, 2014, Mohajerani et al., 2016), mas, a despeito das várias proposições, o caráter empírico da correlação faz com que haja necessidade crescente de ensaios em tipos de solos distintos, com propriedades diversas da estaca helicoidal, além do processo de instalação.

A fim de contribuir com o tema, este trabalho apresenta a análise de 12 provas de carga realizadas em estacas helicoidais na fase de qualificação dos projetos executivos de várias linhas de transmissão implantadas recentemente no Brasil. A escolha de tais provas de carga diz respeito a que as estacas foram levadas a cargas mais elevadas do que as usuais nas provas de carga regularmente realizadas em linhas de transmissão, pelos motivos descritos adiante.

## 2.0 - ENSAIOS REALIZADOS

O estudo aqui apresentado compreende uma interpretação de resultados de provas de carga à tração em estacas helicoidais destinadas à ancoragem de torres estaiadas de linhas de transmissão. As fundações foram implantadas recentemente (2018-2019), tendo-se executado estacas extras, nos locais de implantação das torres, para a realização desses ensaios. A fabricação, instalação e realização das provas de carga foram efetuadas pela empresa Torcisão.

Correntemente, as estacas helicoidais empregadas em fundações de LT's são submetidas a ensaios de rotina, nos quais se aplica uma carga que corresponde a 100% da carga de projeto. O ensaio é do tipo rápido, com cargas aplicadas em estágios, nos quais anotam-se os deslocamentos após 1 minuto da carga aplicada, sendo 5 minutos no caso da carga máxima de ensaio. A aceitação da estaca é feita em função do deslocamento máximo medido, que deve atender a um critério estabelecido previamente nas especificações de construção das fundações. Nas LT's referidas neste trabalho, o deslocamento máximo admissível corresponde a 50 mm. O critério de aceitação deste tipo de fundação com base num deslocamento limite é assunto que ainda merece muitos estudos.

Nos ensaios aqui reportados, foram aplicados 3 ciclos de carregamento. No 1º e 2º ciclos, a carga máxima corresponde a 100% da carga de projeto. No 3º ciclo, a carga máxima corresponde a 130% da carga de projeto. Cumpre destacar que a carga de projeto aqui referida corresponde à carga de trabalho da estaca, majorada pelo fator  $f_c = 1,1$ , em atendimento à orientação da ANEEL (Agência Nacional de Energia Elétrica) para o projeto de fundações de torres de linhas de transmissão. Esse fator de majoração de 1,1, que supostamente visa atender um critério sequencial de falha, é equivocado, na opinião dos autores, devendo ser alterado em projetos futuros.

### 2.1 Características das estacas – produção e instalação

Os dados apresentados compreenderam ensaios com dois tipos de estacas, o primeiro para uma carga de projeto de 200 kN e o segundo para uma carga de 420 kN, 435 kN e 450 kN.

As estacas apresentam uma seção guia e seções de extensão. São apresentados nas Figuras 1 e 2 detalhes das estacas dimensionadas para as cargas de 420 kN, 435 kN e 450 kN.

A seção guia, com 3,5 m de comprimento, é composta de uma haste tubular, com 101,6 mm de diâmetro, e quatro hélices, com diâmetros de 254 mm (10"), 305 mm (12") e 356 mm (14"), conforme ilustrado na Figura 1. A espessura das hélices é de 12,7 mm e o passo 10 cm. A extremidade inferior é chanfrada e aberta.

O tubo e as hélices foram fabricados com aço VMB 350 (Valourec), com  $f_y = 350$  MPa e tensão de ruptura de 450 MPa. O tubo é sem costura, com espessura de 8,1 mm. Utilizou-se aço patinável, que dispensa o tratamento galvânico para proteção quanto à corrosão.

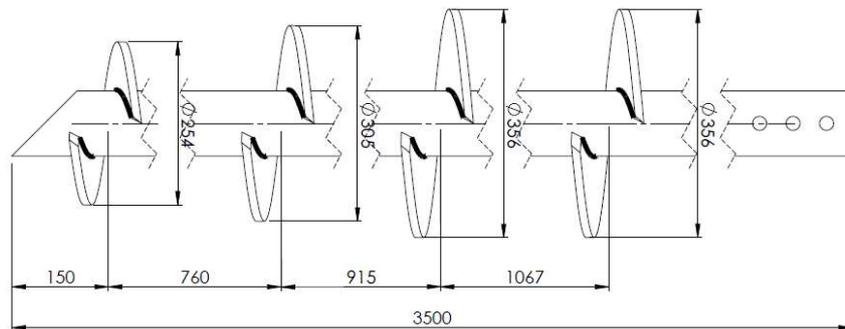


FIGURA 1 – Detalhes da seção guia da estaca helicoidal para 450 kN (dimensões em mm).

O comprimento da estaca é aumentado, quando necessário, por meio de seções de extensão que são acopladas umas às outras, por meio de conjuntos de parafuso e porca instalados nas extremidades dos tubos. A seção de extensão acoplada à seção guia normalmente apresenta duas hélices, com diâmetro de 356 mm (14"), formando o conjunto mostrado a seguir, com comprimento de 7,0 m. As demais seções de extensão, via de regra, não possuem hélices. Dessa forma, a seção guia com a extensão possui quatro hélices com diâmetro de 356 mm.

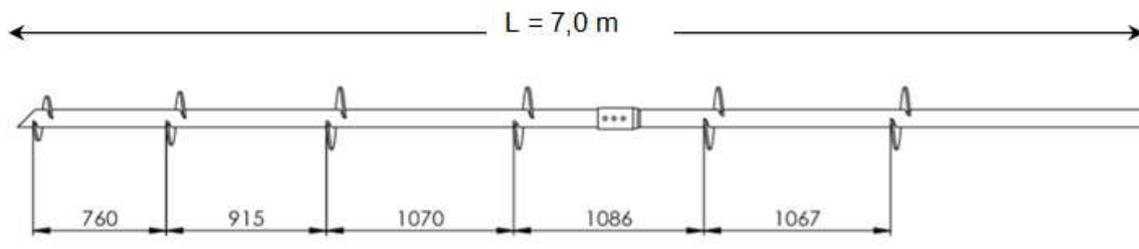


FIGURA 2 – Montagem da seção guia com uma seção de extensão de estaca helicoidal para 450 kN (dimensões em mm).

No dimensionamento estrutural das estacas, foram atendidas as prescrições da NBR 8800 (Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto), incluindo verificações de tensões de compressão, cisalhamento, tensões de tração, alongamento na tração e torção.

A Figura 3 a seguir ilustra uma instalação de estaca helicoidal, por meio de um motor hidráulico acoplado a uma lança de retroescavadeira. Um torquímetro adaptado entre o motor e a estaca permite o controle do torque aplicado.



FIGURA 3 – Equipamento utilizado na instalação de estaca helicoidal.

O torque é registrado continuamente, sendo anotado a cada metro. A cravação da estaca é interrompida ao se atingir determinado valor de torque, pré-definido para o local da instalação, respeitando-se a profundidade prevista em projeto.

O gráfico a seguir ilustra os valores de torque versus profundidade de uma das estacas, indicando-se também os valores de N (número de golpes do ensaio SPT) correspondentes à sondagem à percussão executada no local. Observa-se, nesse gráfico, uma tendência semelhante da variação dos valores de torque e de N, ao menos até a profundidade de 7 m. Tendência semelhante foi observada por outros autores (e.g. Kanai, 2007).

A representação constante da Figura 4 auxilia a análise e interpretação dos dados, bem como na certificação da qualidade da estaca instalada. Variações bruscas de torque, sem a correspondente variação de N, podem sinalizar uma anomalia, que deve ser investigada. Cabe lembrar, entretanto, que os valores de N são obtidos em 0,45 m em cada metro, e portanto nos restantes 0,55 m não existe informação quantitativa do solo. Seria interessante que se empregassem ensaios de cone (CPT) para a verificação dos perfis de resistência de ponta (e atrito lateral) versus profundidade, que forneceriam um perfil contínuo com a profundidade. Outro problema diz respeito a que, muitas vezes, sequer as sondagens à percussão são levadas às profundidades atingidas pelas estacas, o que confere elevado grau de incerteza tanto ao projeto quanto à execução.

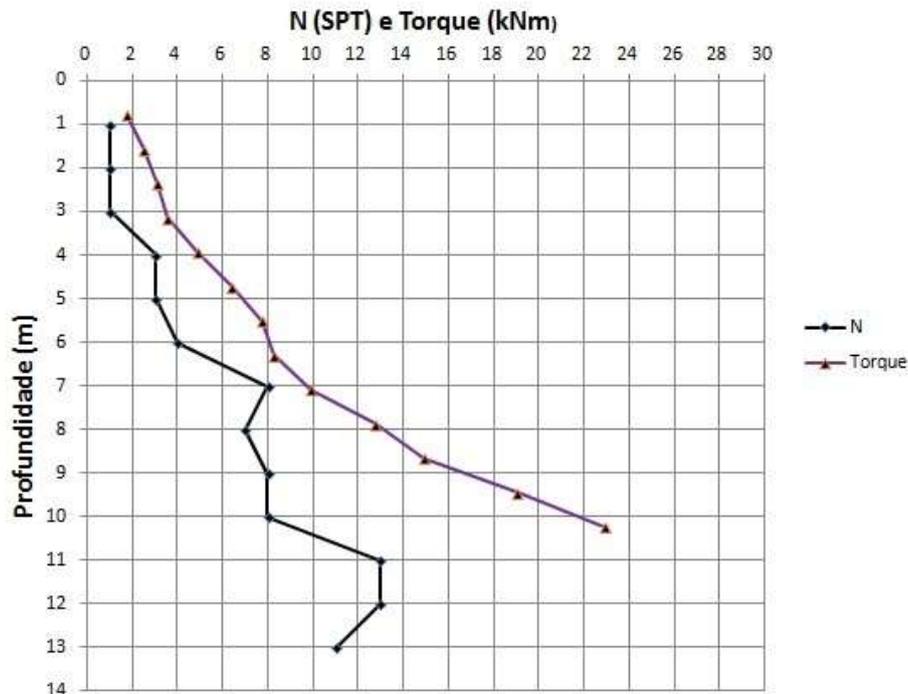


FIGURA 4 – Exemplo de variação de torque e N (do ensaio SPT) com a profundidade (torre 123/2).

## 2.2 Procedimentos nas provas de carga

Os ensaios aqui apresentados são do tipo rápido, que foram executados com a seguinte sequência de operações:

- aplicação de carga de ajuste, zerando-se as medidas de deslocamento dos extensômetros após essa carga, que corresponde a 25% da carga de projeto;
- aplicação do 1º ciclo de carregamento, em estágios de 20%, 40%, 60%, 80% e 100% da carga de projeto;
- em cada estágio, os deslocamentos são lidos ao atingir a carga prevista e após 1 min com a carga mantida; no estágio final (100%  $Q_{proj}$ ) a carga é mantida por 5 min.
- aplicação do 2º ciclo de carregamento, repetindo-se o procedimento do 1º ciclo;
- aplicação do 3º ciclo, com carga máxima correspondente a 130% da carga de projeto;
- descarregamento total, medindo-se o deslocamento residual.

A carga de ajuste é necessária para eliminar folgas do conjunto de seções instaladas. Além disso, ocorre uma compressão do solo entre as hélices, que é cisalhado durante a instalação. A figura a seguir ilustra uma montagem do equipamento utilizado nas provas de carga.



FIGURA 4 – Equipamento utilizado nas provas de carga.

Os dados obtidos permitem a definição de uma curva carga x deslocamento, conforme exemplo mostrado na Figura 5.

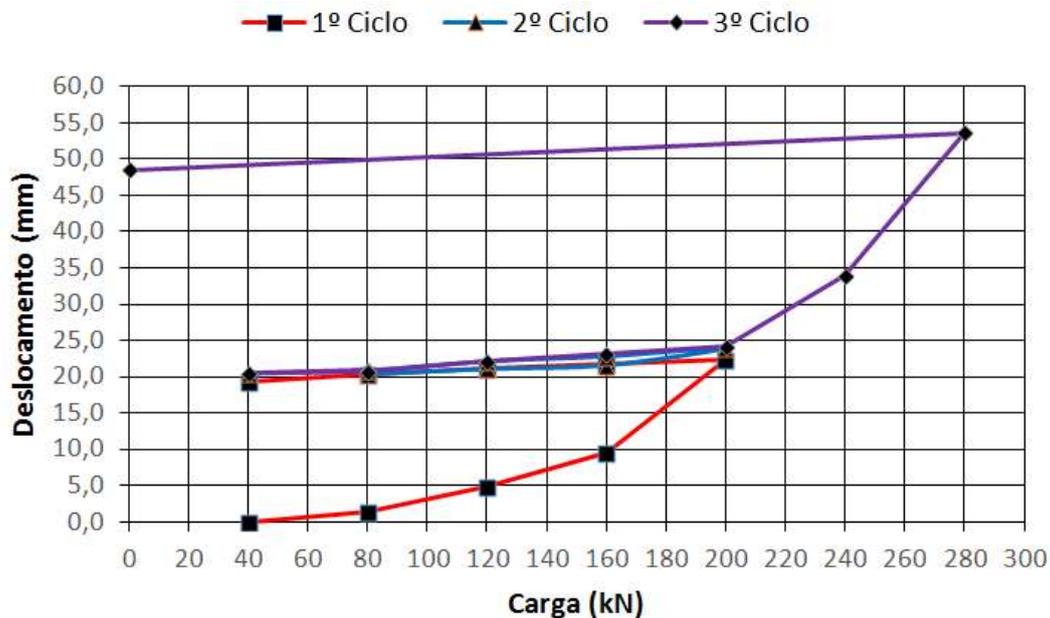


FIGURA 5 – Curva carga x deslocamento de prova de carga realizada em estai, torre 200/1 da LT 230 kV Singuara – Santana do Araguaia.

### 2.3 Ensaio realizados

As informações relativas às 12 provas de carga analisadas constam das Tabelas 1 e 2. A Tabela 1 relaciona a obra, a torre, a data de realização da prova de carga, a sondagem correspondente, o ângulo de instalação, o



**XXV SNPTEE**  
**SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E**  
**TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA**

10 a 13 de novembro de 2019  
Belo Horizonte - MG

4666  
GLT/23

comprimento, o torque máximo, as cargas de ajuste e de projeto.

10 a 13 de novembro de 2019  
Belo Horizonte - MG

Tabela 1 – Relação de ensaios analisados

ENSAIO	OBRA	TORRE	LOCAL	DATA	SONDAGEM	Ângulo (°)	L (m)	Torque (kNm)	Carga de ajuste (kN)	Q <sub>proj</sub> (kN)
1	LT 230 kV Singuara-Santana do Araguaia	200/1	Floresta - PE	09/08/2018	SP-T200/1	37	9,0	13,8	40	200
2	LT 230 kV Singuara-Santana do Araguaia	253/2	Glória - BA	07/08/2018	SP-T253/2	37	5,0	11,3	40	200
3	LT 500 kV Rio das Éguas - Arinos 2	123/2	Nova Canaã - BA	13/04/2018	SP-V13	38	13,0	22,9	90	450
4	LT 500 kV Rio das Éguas - Arinos 2	30/2	Jequié - BA	01/06/2018	SP-T30/2	38	17,0	21,9	90	450
5	LT 500 kV Rio das Éguas - Arinos 2	94/2	Iguai - BA	01/06/2018	SP-T94/2	38	14,0	19,6	90	450
6	LT 500 kV Rio das Éguas - Arinos 2	193/1	Itarantim - BA	01/06/2018	SP-T193/1	38	10,0	22,8	90	450
7	LT 500 kV Barreiras II - Rio das Éguas C2	159/2 (D)	Ubaíra - BA	23/02/2019	SP-159/1	29,9	22,0	13,1	84	420
8	LT 500 kV Barreiras II - Rio das Éguas C2	174/1 (C)	Correntina - BA	21/03/2019	SP-174/2	29,9	24,0	23,3	84	435
9	LT 500 kV Barreiras II - Rio das Éguas C2	174/2 (B)	Santa Inês - BA	21/03/2019	SP-174/2	29,9	22,0	24,4	84	420
10	LT 500 kV Barreiras II - Rio das Éguas C2	175/1 (D)	Santa Inês - BA	06/03/2019	SP-176/1	29,9	26,0	20,6	84	420
11	LT 500 kV Barreiras II - Rio das Éguas C2	176/1 (A)	Correntina - BA	23/02/2019	SP-176/1	29,9	24,0	19,3	84	420
12	LT 500 kV Barreiras II - Rio das Éguas C2	230/1 (B)	Correntina - BA	30/06/2019	SP-230/1	29,9	13,0	22,0	84	420

A Tabela 2 apresenta os valores de carga e deslocamento obtidos nas 12 provas de carga analisadas. Alguns dados da Tabela 1 são repetidos, por clareza.

Tabela 2 – Medidas de carga e deslocamento

ENSAIO	L (m)	Ângulo (°)	Torque (kNm)	Q <sub>proj</sub> (kN)	Ajuste (kN)	Ciclo 1		Ciclo 2		Ciclo 3		
						T (kN)	Δ (mm)	T (kN)	Δ (mm)	T (kN)	Δ (mm)	Δr (mm)
1	9,0	37	13,8	200	40	200	22,26	200	23,92	280	53,59	48,31
2	5,0	37	11,3	200	40	200	42,36	200	50,20	280	64,48	-
3	13,0	38	22,9	450	90	450	31,31	450	36,87	473	80	-
4	17,0	38	21,9	450	90	450	32,90	450	37,06	585	66,2	52,67
5	14,0	38	19,6	450	90	450	26,82	450	30,54	585	75,23	64,18
6	10,0	38	22,8	450	90	450	29,72	450	33,28	585	51,03	34,86
7	22,0	29,9	13,1	420	84	420	41,06	420	48,59	546	58,50	48,00
8	24,0	29,9	23,3	435	84	435	52,09	435	64,58	-	-	64,68
9	22,0	29,9	24,4	420	84	420	49,58	420	65,66	-	-	45,00
10	26,0	29,9	20,6	420	84	420	52,12	420	68,52	-	-	64,00
11	24,0	29,9	19,3	420	84	315	54,90	-	-	-	-	-
12	13,0	29,9	22,0	420	84	420	45,54	420	47,80	525	66,00	64,00

Cabem as observações apresentadas a seguir.

- As estacas ensaiadas apresentam comprimentos variados, mínimo de 5 m e máximo de 26 m, em decorrência das distintas condições geotécnicas. O ângulo de cravação corresponde a 37°-38°, para o conjunto dos ensaios 1 a 6 e 29,9° para os demais.
- O torque máximo aplicado situou-se entre 11,3 e 24,4 kNm, mas uma faixa mais estreita, de 19 a 24 kNm, pode ser observada.
- No 1º e 2º ciclos os deslocamentos medidos foram semelhantes, ligeiramente maiores no 2º ciclo, com valores entre 22 e 68 mm. Deslocamentos na faixa de 25 a 30 mm têm sido considerados satisfatórios, sinalizando um bom desempenho da ancoragem. Já no 3º ciclo de carregamento foram medidos deslocamentos superiores a 50 mm, o que tem sido interpretado como uma tendência de ruptura geotécnica. Esse é um tema que, entretanto, merece ainda muitos estudos.
- A carga correspondente a 130% da carga de projeto foi definida como limite para os ensaios em função da resistência dos parafusos usados nas conexões das seções das estacas. Valores superiores causariam a

ruptura dessas peças, conforme já se verificou em outras experiências similares.

- e. Os dados de carga e deslocamento do 1º e 3º ciclos podem ser apresentados de forma conjunta, como ilustrado a seguir, indicando uma sequência única de carregamento. São apresentados os mesmos valores que constam do gráfico da Figura 5.

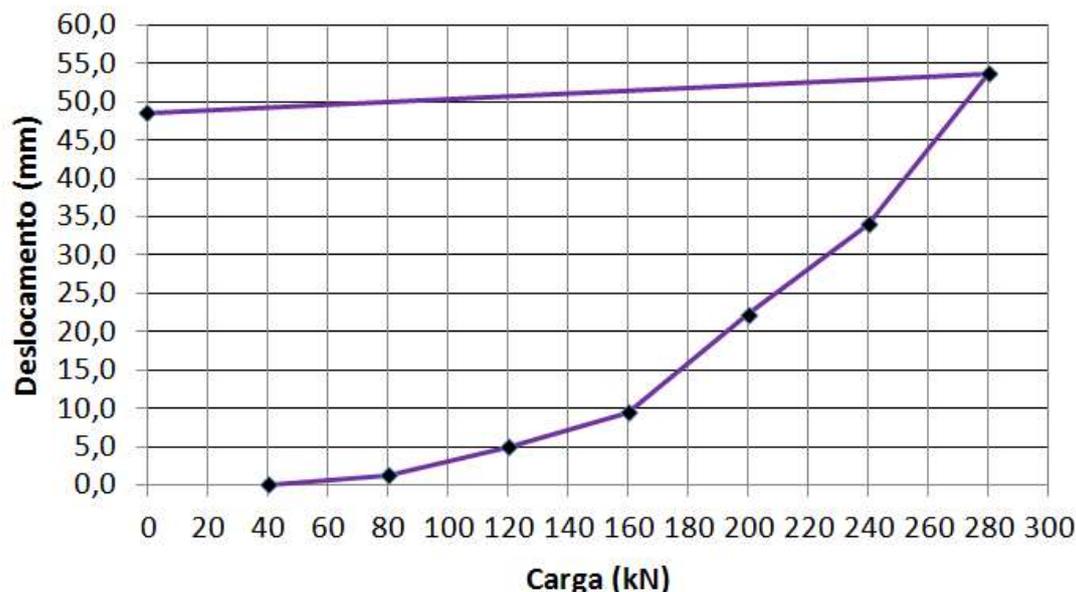


FIGURA 5 – Curva carga x deslocamento – prova de carga na Torre 200/1.

#### 2.4 Cargas de ruptura

O estabelecimento do valor de carga de ruptura é assunto sujeito a discussão, e é importante que se distingam os casos de comportamento à tração do comportamento à compressão. No caso de estacas sujeitas à compressão é muito raro que se observem cargas de ruptura bem definidas, ou seja, que se possa definir a carga de ruptura como um valor de carga para a qual os deslocamentos crescem indefinidamente. Isso só ocorreria no caso de estacas flutuantes, onde a contribuição de ponta seja praticamente desprezível. Quando a ponta tem alguma contribuição importante, há sempre um ganho de resistência, mesmo que à custa de um deslocamento significativo. Há, assim, necessidade de algum critério baseado em deslocamento para se definir o valor da carga de ruptura.

Já no caso de tração, são quase sempre obtidos valores de carga de tração bem definidos, de vez que a principal contribuição é a de atrito lateral. Isso não ocorre no caso de estacas helicoidais, em que há compressão do solo entre as hélices, e, portanto, a carga de ruptura não se torna nítida.

Silva (2014), em detalhado trabalho de análise de dados, empregou vários critérios para a definição da carga de ruptura de estacas helicoidais de um grande banco de dados de uma empresa, analisado por aquele autor. Quase todos os critérios envolviam a consideração de um deslocamento, função do diâmetro da hélice, como critério de ruptura. No presente trabalho um enfoque distinto foi considerado, tendo-se adotado o método de Van der Veen (1953) para representar a curva carga – deslocamento, e a extrapolação da carga de ruptura. Vale lembrar que a expressão de Van der Veen (1953) foi empregada por Aoki e Velloso (1975) para interpretar provas de carga em estacas, à compressão, que resultaram no método de estimativa de carga de ruptura que talvez se constitua no principal método empregado no Brasil.

Os dados da prova de carga da torre 200/1 foram utilizados para a aplicação da expressão de Van der Veen (1953), obtendo-se o gráfico mostrado na Figura 6. A carga de ruptura extrapolada corresponde a 310 kN.

Desse modo, tomando-se como referência a carga de trabalho (200/1,1 kN), ter-se-ia um fator de segurança correspondente a  $FS = 310 / 182 = 1,7$ , valor considerado satisfatório para este tipo de fundação e solicitação correspondente, que é a carga máxima de vento.

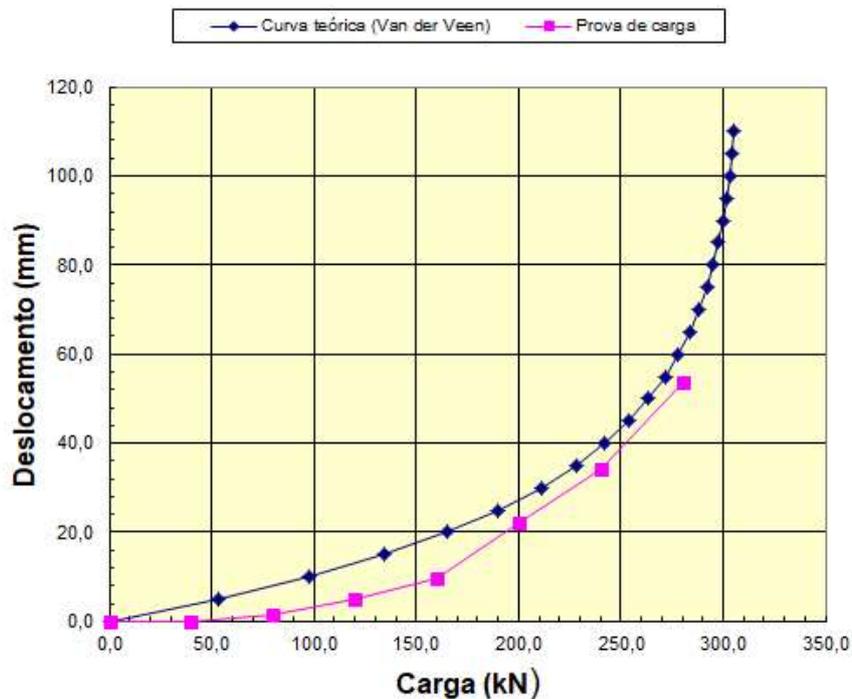


FIGURA 6 – Curvas carga x deslocamento, medida e ajustada – ensaio na Torre 200/1.

A Tabela 3 apresenta os resultados do conjunto dos ensaios realizados, com indicação das cargas de ruptura obtidas por extrapolação, aplicando-se a expressão de Van der Veen (1953). Os valores do coeficiente de determinação,  $R^2$ , que indicam a qualidade do ajuste de Van der Veen, são também apresentados. São incluídos ainda os valores de fatores de segurança em relação às cargas de projeto. Alguns casos apresentam fatores de segurança muito baixos, representando situações em que, se fossem casos utilizados na obra (e não estacas especiais de teste), as estacas deveriam ser refeitas, ou representariam necessidade de reforço. A última coluna corresponde ao fator  $k$  da equação 1, a relação entre a carga de ruptura e o torque máximo.

Tabela 3 – Relação entre carga de projeto e carga de ruptura extrapolada

ENSAIO	Torre	$Q_{trab}$ (kN)	$Q_{rup}$ (kN)	$R^2$	FS	Torque (kN)	$Q_{rup}/torque$ ( $m^{-1}$ )
1	200/1	182	310	0,99	1,71	13,8	22,4
2	253/2	182	370	0,97	2,04	11,3	32,9
3	123/2	409	500	0,99	1,22	22,9	21,8
4	30/2	409	670	0,99	1,64	21,9	30,5
5	94/2	409	600	0,99	1,47	19,6	30,6
6	193/1	409	615	0,99	1,50	22,8	27,0
7	159/2 (D)	382	970	0,99	2,54	13,1	73,9
8	174/1 (C)	395	450	0,99	1,14	23,3	19,3
9	174/2 (B)	382	425	0,99	1,11	24,4	17,4
10	175/1 (D)	382	430	0,99	1,13	20,6	20,9
11	176/1 (A)	382	340	0,99	0,89	19,3	17,7
12	230/1 (B)	382	750	0,97	1,96	22,0	34,1

## 2.5 Sobre as sondagens à percussão e os tipos de solo

Na Tabela 4 a seguir apresenta-se um resumo das sondagens à percussão executadas nos locais das torres. Para cada ensaio (1 a 12) são indicados os valores de N e as profundidades alcançadas pelas estacas.

Está também destacada, por meio de cores, a granulometria predominante em cada camada. Cada cor indica uma matriz, conforme legenda destacada na figura (areia, silte e argila). Observa-se, no conjunto de ensaios, a maior incidência de solos arenosos. O nível d'água foi observado em apenas um caso (ensaio 2).

É fundamental salientar-se que, nos ensaios 7 a 11, as profundidades alcançadas pelas estacas foram superiores às profundidades limites das sondagens, o que representa situação mencionada anteriormente. Nesse caso, não é possível realizar-se em projeto uma previsão de comprimento por qualquer método, ficando o comprimento definido apenas pelo torque, fato que confere elevado grau de incerteza tanto ao projeto quanto à execução.

TABELA 4 – Resultados das sondagens à percussão executadas nos locais dos ensaios e profundidades atingidas pelas estacas helicoidais.

Valores de N <sub>spt</sub> e profundidades das estacas													
Ensaio	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Ensaio
Sondagem z (m)	T200/1	T253/3	V-3	T30/2	T94/2	T193/1	T159/1	T174/2	T174/2 ??	T176/1	T189/2	T230/1	Sondagem z (m)
1,0	9	5	1	2	2	1	10	6	6	9	7	7	1,0
2,0	5	4	1	2	2	1	12	1	1	5	4	5	2,0
3,0	6	5	1	2	3	2	13	4	4	4	3	7	3,0
4,0	10	9	3	2	8	21	14	4	4	7	6	8	4,0
5,0	9	11	3	2	8	25	17	5	5	8	7	9	5,0
6,0	12	6	4	4	9	29	19	6	6	12	10	11	6,0
7,0	18	8	8	4	11	42	27	11	11	14	10	12	7,0
8,0	24	7	7	6	16	40	31	12	12	15	8	13	8,0
9,0	24	8	8	6	22	60		14	14	18	10	14	9,0
10,0	25	9	8	7	26			20	20	22	10	16	10,0
11,0		NA = 1,68	13	7	22					25	12	18	11,0
12,0			13	10	32						16	19	12,0
13,0			11	7	29						17		13,0
14,0			12	8	27						19		14,0
15,0			12	11	27						22		15,0
16,0			13	13	33								16,0
17,0													17,0
18,0			Argila (arenosa/siltosa)										18,0
19,0			Silte (arenoso/argiloso)										19,0
20,0			Areia (siltosa/argilosa)										20,0
21,0													21,0
22,0													22,0
23,0													23,0

## 2.6 Discussão

Os valores de  $k$  obtidos situaram-se na faixa  $17 - 34 \text{ m}^{-1}$ , excetuando-se um dos casos. Silva (2014) encontrou valor médio de  $k = 21 \text{ m}^{-1}$  para o que considerou como situação adequada de projeto, correspondendo a estacas instaladas em solos resistentes, o que foi definido como: (i) primeira hélice em solo resistente ( $N > 20$ ) ou (ii) as quatro primeiras hélices em solo competente ( $N > 7$ ). Esta condição representa todos os casos ora analisados, exceto o ensaio 2. Entretanto, uma vez que esta estaca é relativamente curta, foge às estacas do banco de dados de Silva (2014).

Uma explicação para os valores de  $k$  maiores encontrados no presente estudo diz respeito à definição da carga de ruptura. De fato, o emprego do método de Van der Veen (1953) resulta em valores maiores de carga de ruptura do que o emprego dos métodos considerados por Silva (2014).

De qualquer forma, a questão dos deslocamentos sob carga de estacas helicoidais é assunto que necessita estudos mais aprofundados, e esta questão está diretamente relacionada aos critérios de aceitação das estacas helicoidais a partir das provas de carga realizadas em campo.

## 3.0 - RESUMO, CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS

O crescente emprego de estacas helicoidais no Brasil, notadamente como fundações de torres de linhas de transmissão, tem despertado o interesse no estudo e pesquisa sobre o comportamento deste tipo de fundação, em solos típicos do território brasileiro. Muito há ainda que se estudar acerca do comportamento desse tipo de fundação, com ênfase à questão de deslocamento sob carga.

Em vários casos, dentre eles alguns dos aqui apresentados, as sondagens à percussão atingem profundidades menores do que as atingidas pelas estacas, o que representa incerteza em projeto e execução, de vez que a definição do comprimento resulta apenas do controle de torque em campo. A principal salvaguarda da execução, na experiência ora consagrada no Brasil, é a realização de ensaios de rotina, nos quais as estacas instaladas são submetidas a uma carga que corresponde a 1,1 vezes a carga de trabalho.

No presente trabalho foram apresentados os resultados de provas de carga com fundações adicionais às da

torre, visando avaliar-se principalmente a carga de ruptura geotécnica. Uma vez que há limitação estrutural da estaca, a carga máxima na prova de carga foi de cerca de 1,4 vezes a carga de trabalho. O critério de Van der Veen (1953) foi empregado com sucesso para a extrapolação da carga de ruptura. Os valores de  $k$ , da relação entre carga de ruptura e torque máximo, situaram-se na faixa  $17 - 34 \text{ m}^{-1}$ , representando valores em média maiores do que os obtidos por Silva (2014), que analisou extenso banco de dados. A diferença entre os valores ora apresentados e os daquele autor foram atribuídos ao método empregado para se definir os valores de carga de ruptura.

A questão dos deslocamentos sob carga de estacas helicoidais é assunto que necessita ainda muitos estudos, e esta questão está diretamente relacionada aos critérios de aceitação das estacas helicoidais a partir das provas de carga realizadas em campo.

#### 4.0 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) AOKI, Nelson, VELLOSO, Dirceu de Alencar. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. Proc., 5<sup>th</sup> Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, 1975.
- (2) KANAI, Shigeo. A seismic retrofitting application by means of multi-helix micropiles. Proc., 23<sup>rd</sup> U.S. – Japan Bridge Engineering Workshop, 2007, Tsukuba, Japan.
- (3) MOHAJERANI, Abbas, BOSNJAK, Dusan, BROMWICH, Damon. Analysis and design methods of screw piles. A Review. Soil and Foundations, 56(1), 115-128, 2016.
- (4) PERKO, Howard A. Helical Piles. John Wiley & Sons, Inc. 2009.
- (5) SILVA, Bruno Canoza da. Estimativa da capacidade de carga à tração de estacas helicoidais com base no ensaio SPT. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, 2014.
- (6) TSUHA, Cristina de Hollanda Cavalcanti. Modelo teórico para controle da capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solo arenoso. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, 2007.
- (7) TSUHA, Cristina de Hollanda Cavalcanti, AOKI, Nelson. Relationship between installation torque and uplift capacity of deep helical piles in sand. Canadian Geotechnical Journal, 47 (6), 635-647, 2010.
- (8) VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. Proc. 3<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. V.2, p 84-90, Zurich, Switzerland, 1953

#### 5.0 - DADOS BIOGRÁFICOS





**XXV SNPTTE**  
**SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E**  
**TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA**

10 a 13 de novembro de 2019  
Belo Horizonte - MG

4666  
GLT/23

Daniel Canova Renosto  
Torcisão Comercial Industrial de Aços Ltda – Sócio / Diretor