

Análise de Provas de Carga Estática em estacas Hélice Contínua Monitorada

Cláudio Casagrande Roberto

Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, claudiocasagrande1@gmail.com.br

Ecidinéia Pinto Soares de Mendonça

Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, esoares@etg.ufmg.br

RESUMO: O presente trabalho apresenta uma análise do desempenho de estacas do tipo Hélice Contínua Monitorada na Região Metropolitana de Belo Horizonte/MG. O estudo é desenvolvido através da comparação entre os métodos de previsão da capacidade de carga de Décourt-Quaresma (1978, modificado em 1996), Antunes & Cabral (1996) e Alonso (1996). Posteriormente, os resultados foram comparados com resultados obtidos através da execução de provas de carga. Além disto, é discutida a existência de alguma relação entre o tipo de curva “Carga x Deslocamento” e o tipo de solo encontrado. A pesquisa foi desenvolvida através de três casos de obra, onde foram executadas provas de carga estática. Para fundamentação e entendimento do trabalho, foi desenvolvida uma revisão bibliográfica, apresentando aspectos relevantes ao assunto, por exemplo: conceitos de fundações, capacidade de carga e recalques admissíveis; descrição de alguns tipos de investigações geotécnicas; apresentação das características e da metodologia executiva das estacas hélice contínua; considerações importantes sobre a realização de provas de carga estática; definição dos métodos de cálculo empregados; entre outros.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Hélice Contínua Monitorada, Prova de Carga Estática, Carga Admissível, Métodos Semi-empíricos, Recalques Admissíveis.

1 INTRODUÇÃO

Dentro do contexto atual da Engenharia Civil, o dimensionamento adequado das fundações de uma determinada edificação é resultado de um estudo da intensidade de suas cargas estruturais, juntamente com a análise da capacidade de carga do solo do terreno em questão. Tal capacidade de carga pode ser obtida através de métodos teóricos, semi-empíricos e de ensaios em campo.

Geralmente, em obras civis com cargas relativamente elevadas e onde os solos superficiais apresentam menor resistência ou impossibilidade de utilização de fundações superficiais, faz-se uso de fundações profundas, principalmente através de estacas. Atualmente, dentre os tipos de estacas mais utilizadas no Brasil, destaca-se a estaca do tipo Hélice

Contínua Monitorada.

De uma maneira geral, os projetistas de fundações já convergem em relação aos métodos de determinação da capacidade de carga destas estacas, geralmente baseados em ensaios tipo SPT. Apesar disto, fatores como qualidade dos materiais, características singulares dos solos, metodologia executiva, características dos equipamentos utilizados, entre outros, influenciam diretamente no desempenho das fundações, gerando incertezas com relação aos métodos de cálculo de capacidade de carga tradicionalmente empregados.

Diante deste cenário, uma excelente alternativa é a realização de provas de carga sobre as estacas, pois é o método que representa de forma mais próxima à realidade o comportamento de uma fundação ao ser

solicitada.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Estaca Hélice Contínua Monitorada

O processo de execução das estacas hélice é dividido em três etapas: introdução da hélice, concretagem e inserção da armação.

A primeira etapa do processo consiste na introdução por rotação do trado contínuo, imposta pela mesa giratória do equipamento. Essa rotação gera um torque, que é responsável por superar a resistência do terreno. A profundidade de penetração, a velocidade de avanço e a rotação do trado são registradas instantaneamente, através do sistema de monitoração do equipamento.

A concretagem da estaca ocorre através do bombeamento de concreto pelo interior da haste central do trado, após ser atingida a profundidade desejada de perfuração. Iniciado o bombeamento de concreto, o trado começa a ser removido de forma lenta e contínua, sem rotação ou, no caso de terrenos arenosos, rotacionando-se lentamente no mesmo sentido da perfuração.

Finalizada a concretagem da estaca, é iniciado o processo de inserção da armadura em seu interior. A colocação da armadura em concreto fresco.

Um dos maiores benefícios trazidos por este tipo de estaca foi, sem dúvidas, a introdução do controle do método de execução, possibilitado através de um sistema de monitoração eletrônica do equipamento. O sistema obtém dados através de sensores instalados em pontos específicos do equipamento, que permitem a avaliação das fases de execução da estaca. Além do controle executivo, a monitoração também permite o gerenciamento da produção de um conjunto de equipamentos.

2.2 Métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga em estacas

Os métodos estudados no presente trabalho são: Décourt-Quaresma (1978, modificado em

1996), Antunes & Cabral (1996) e Alonso (1996).

2.2.1 Décourt-Quaresma (1978, modificado em 1996)

O método considera duas parcelas de resistência: Q_l para resistência lateral e Q_p para resistência de ponta, sendo Q a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação.

Com o intuito de se adequar à previsão de estacas escavadas com novas tecnologias, Décourt et al. (1996), indicou uma alteração do método original proposto por Décourt & Quaresma (1978). Portanto, foram inseridos os coeficientes α e β para correção das parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente, possibilitando, assim, a análise de outros tipos de estacas, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1: Valores dos coeficientes α e β em função do tipo de solo e estaca.

ESTACA	CRAVADA (estaca padrão)		ESCAVADA (em geral)		ESCAVADA (c/bentonita)		HÉLICE CONTÍNUA	
	α	β	α	β	α	β	α	β
ARGILAS	1,00*	1,00*	0,85	0,80	0,85	0,90*	0,30*	1,00*
SOLOS**	1,00*	1,00*	0,60	0,65	0,60	0,75*	0,30*	1,00*
AREIAS	1,00*	1,00*	0,50	0,50	0,50	0,60*	0,30*	1,00*

* Valores para o qual a correlação inicial foi desenvolvida
* Valores apenas indicativos diante do reduzido número de dados disponíveis
** Solos intermediários

A parcela de resistência por atrito lateral é, então, definida pela Equação (1).

$$Q_l = \beta \times q_l \times A_l \quad (1)$$

Em que q_l e A_l são a resistência lateral unitária e a área lateral do fuste da estaca, respectivamente.

O valor de q_l é estimado através do valor médio do índice de resistência à penetração do SPT (N_1), ao longo de todo o fuste da estaca. São considerados para o cálculo desta média valores de N superiores a 3 e inferiores a 50, para estacas de deslocamento. Além disto, são excluídos da média os valores utilizados para o cálculo da resistência de ponta. Assim o valor de q_l é dado pela Equação (2).

$$q_1 = \left(\frac{N_1}{3} + 1 \right) \times 10 \text{ (kPa)} \quad (2)$$

No caso da parcela da resistência de ponta da estaca, tem-se que:

$$Q_p = \alpha \times q_p \times A_p \quad (3)$$

Sendo que q_p e A_p são a capacidade de carga do solo junto à ponta e a área da ponta da estaca, respectivamente.

O valor de q_p é estimado através do valor médio entre os índices de resistência à penetração do SPT imediatamente superior e imediatamente inferior à ponta da estaca. Esta média é denominada N_p . Além disto, q_p é também dependente do fator C , característico do solo. Este fator foi ajustado por Décourt-Quaresma através de 41 provas de carga executadas em estacas pré-moldadas de concreto, conforme Tabela 2.

Portanto, o valor de q_p é calculado pela Equação (4).

$$q_p = C \times N_p \text{ (kPa)} \quad (4)$$

Tabela 2: Fator característico do solo (C)

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Areia	40
Silte arenoso (alteração de rocha)	25
Silte argiloso (alteração de rocha)	20
Argila	12

Desta forma, a capacidade de carga de uma estaca, segundo Décourt-Quaresma, pode ser calculada pela Equação (5).

$$Q_{ult} = \beta \times q_1 \times A_l + \alpha \times q_p \times A_p \quad (5)$$

O método apresenta, ainda, o Fator de Segurança Global para determinação da carga admissível de uma estaca, que deve ser aplicado com diferentes intensidades para as parcelas de resistência por atrito lateral e de ponta. Para resistência lateral o fator de segurança a ser empregado é de 1,3, enquanto que, para a resistência de ponta, este valor é de 4,0.

Desta maneira, a carga admissível a ser adotada deve ser o menor valor encontrado entre as duas Equações (6) e (7).

$$Q_{adm} = \frac{Q_l}{1,3} + \frac{Q_p}{4,0} \quad (6)$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_l + Q_p}{2} \quad (7)$$

2.2.2 Método de Antunes & Cabral (1996)

Os autores apresentaram em 1996 um método de cálculo da capacidade de carga em estacas do tipo hélice contínua a partir de resultados do ensaio SPT e baseados em dados coletados na execução de nove provas de carga. As estacas testadas tinham diâmetros de 35, 50 e 75 cm.

A correlação proposta pelos autores está descrita na Equação (8).

$$Q_{ult} = \pi \times D \times \sum (\beta_1 \times N \times \Delta l) + \beta_2 \times N \times \frac{\pi D^2}{4} \quad (8)$$

Em que:

- Q_{ult} - carga última de ruptura da estaca;
- D - diâmetro da estaca;
- Δl - comprimento do fuste;
- N - índice de resistência à penetração no ensaio SPT; e
- β_1 e β_2 - parâmetros dependentes do tipo de solo para o cálculo do atrito lateral e da resistência de ponta, respectivamente.

Os valores de β_1 e β_2 são determinados conforme a Tabela 3.

Tabela 1: Parâmetros β_1 e β_2 .

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

2.2.3 – Método de Alonso (1996)

O método de Alonso (1996) foi estabelecido através de ensaios do tipo SPT-T (sondagens à percussão com medida de torque).

2.2.3.1 Carga de Atrito Lateral:

$$Q_l = \sum (U \cdot \Delta l \cdot r_l) \quad (9)$$

Sendo que:

U: perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

Δl : trecho de onde se admite atrito lateral unitário, r_l constante;

r_l : $\alpha_{Al} \times f_s$ (adesão média na carga última ao longo do fuste da estaca) – Ver Tabela 2;

α_{Al} : coeficiente de correção de f_s obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades de carga última – Ver Tabela 2;

f_s : adesão calculada a partir do torque máximo (em kgf.m), e a penetração total (em cm) do amostrador, no ensaio SPT-T.

Para a obtenção do valor de f_s , utiliza-se a equação 10, proposta pelo idealizador do ensaio SPT-T, Ranzini (ALONSO, 1996).

Tabela 2: Limites de r_l e valores de α_{Al} .

Região	Limite de r_l	α
Bacia Sedimentar de São Paulo	≤ 200 kPa	0,65
Formação Guabirotuba	≤ 80 kPa	0,65
Cidade de Serra/ES	≤ 200 kPa	0,76

$$f_s = \frac{100 \cdot T_{\max}}{0,41h - 0,032} \text{ (kpa)} \quad (10)$$

Em que:

- $T_{\max}$ - torque máximo em kgf.m;
- h - penetração total do amostrador em cm (geralmente igual a 45 cm).

2.2.3.2 Carga de Ponta:

A carga de ponta da estaca é definida pela Equação 11:

$$Q_p = A_p \cdot r_p \quad (11)$$

Sendo que:

- A_p : área da projeção da ponta da estaca sobre um plano perpendicular ao seu eixo;
- r_p : resistência unitária de ponta, expressa pela equação 12 a seguir:

$$r_p = \beta_{Al} \times \frac{T_{\min}^{(1)} + T_{\min}^{(2)}}{2} \quad (12)$$

Sendo:

- $T_{\min}^{(1)}$: média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) do trecho 8D acima da ponta da estaca. Adota-se valor nulo os $T_{\min}$ acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca for menor do que 8D;
- $T_{\min}^{(2)}$: média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) do trecho 3D, medido para baixo, a partir da ponta da estaca.

O autor recomenda que os valores de $T_{\min}$ adotados não superem 40 kgf.m. De acordo com Alonso (1996, 2000b), os valores de β_{Al} estão determinados na Tabela 3, de acordo com as regiões estudadas.

Tabela 3: Valores de β_{Al} (kPa/kgf.m)

Região	β_{Al} (Areia)	β_{Al} (Silte)	β_{Al} (Argila)
Bacia Sedimentar-São Paulo	200	150	100
Formação Guabirotuba	-	-	80
Cidade de Serra/ES	260	195	130

O método descrito pode ser adaptado para o caso de não se dispor de ensaios SPT-T, situação bastante comum na prática da engenharia brasileira. As correlações estatísticas desenvolvidas são: $T_{\max} = 1,2$ N e $T_{\min} = 1,0$ N.

2.3 Prova de Carga Estática

A prova de carga estática consiste na aplicação de cargas de maneira sucessiva e crescente, através de estágios de carregamento. A aplicação destas cargas é feita contra um sistema de reação, geralmente através de um cilindro hidráulico. O deslocamento da estaca é medido através de deflectômetros instalados no bloco de coroamento.

Conforme introduzido, as provas de carga constituem a maneira mais eficiente de simular o comportamento de um elemento de fundação quando solicitado e, portanto, são uma importante ferramenta para os projetistas estimarem com maior precisão as cargas admissíveis nas fundações.

Segundo a NBR 6122:2010, para que se obtenha a carga admissível de estacas, a partir de provas de carga, é necessário que:

- as provas de carga sejam estáticas;
- as provas de carga sejam especificadas na fase de projeto e executadas no início da obra, podendo o projeto adequar-se para as demais estacas; e
- as cargas de ensaio sejam levadas até no mínimo duas vezes a carga admissível em projeto.

O critério para definição da carga de ruptura a partir de gráficos “Carga x Deslocamento” obtidos a partir dos dados de prova de carga aqui considerado foi a definição da ruptura como o ponto de acentuamento de inclinação da curva

3 ESTUDOS DE CASO

3.1 Caso I

O primeiro caso de obra a ser estudado situa-se à Rua Barão de Monte Alto, Bairro Serrano, na região do Barreiro, em Belo Horizonte/MG. A estaca testada tem seção transversal de 60cm de diâmetro e 15,0 m de comprimento.

As cargas admissíveis segundo os métodos de Décourt-Quaresma, Antunes & Cabral e Alonso são 175,3, 169,0 e 131,8 tf, respectivamente.

Na Figura 1, observa-se o gráfico “carga x deslocamento” obtido pela execução da prova de carga.

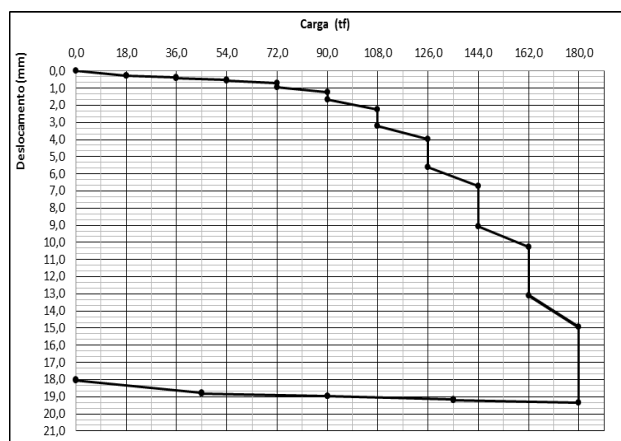


Figura 1: Curva “Carga x Deslocamento” – Caso I. Fonte: Meksol

3.2 Caso II

O segundo caso de obra estudado está localizado à Rua Reginaldo Souza Lima, no Centro de Contagem/MG. A estaca testada tem seção transversal de 60 cm de diâmetro e 13,5 m de comprimento.

As cargas admissíveis segundo os métodos de Décourt-Quaresma, Antunes & Cabral e Alonso são 141,2, 146,2 e 112,1 tf, respectivamente.

Na Figura 2, observa-se o gráfico “carga x deslocamento” obtido pela execução da prova de carga.

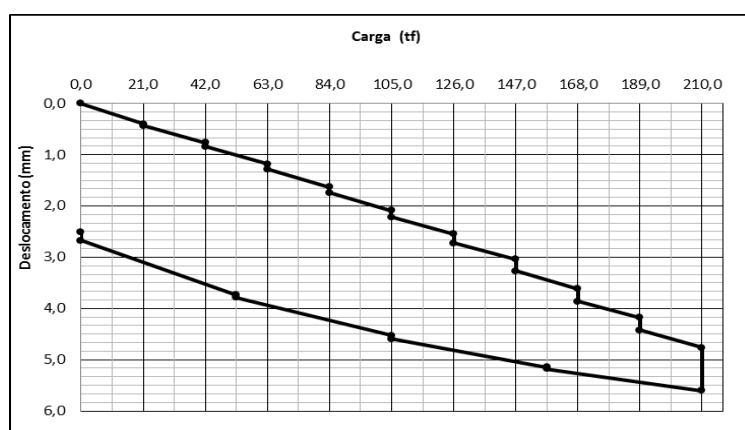


Figura 2: Curva “Carga x Deslocamento” – Caso II. Fonte: Meksol

3.3 Caso III

O terceiro caso prático estudado localiza-se à Avenida Heráclito Mourão de Miranda, no Bairro Serrano em Belo Horizonte/MG. A estaca testada tem seção transversal de 60 cm de diâmetro e 15,0 m de comprimento.

As cargas admissíveis segundo os métodos de Décourt-Quaresma, Antunes & Cabral e Alonso são 92,0, 121,0 e 101,3 tf, respectivamente.

Na Figura 3, observa-se o gráfico “carga x deslocamento” obtido pela execução da prova de carga.

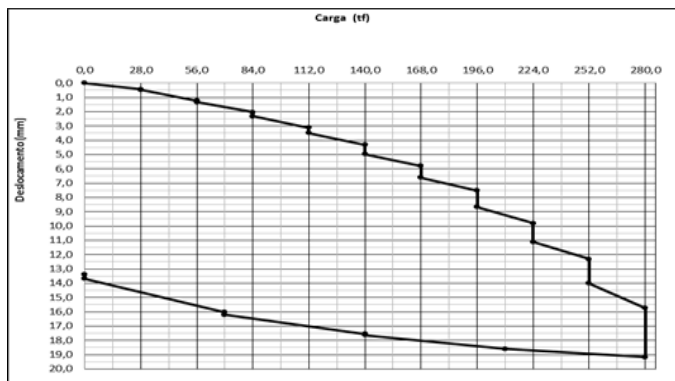


Figura 3: Curva “Carga x Deslocamento”– Caso III.
Fonte: Meksol.

4 RESULTADOS

De forma geral, os métodos semi-empíricos estudados trouxeram resultados satisfatórios ou conservadores para o dimensionamento das estacas, exceto no Caso I, em que dois métodos admitiram cargas de trabalho com valores consideravelmente superiores ao ideal (de acordo com o teste realizado).

A Tabela 6 apresenta um resumo das avaliações dos métodos em cada caso estudado. Os resultados foram classificados como conservadores, satisfatórios ou contra a segurança. Os denominados conservadores são aqueles em que os recalques correspondentes são relativamente baixos e que se acredita que seja possível adotar cargas de trabalho um pouco superiores sem trazer danos à edificação. Os resultados considerados como satisfatórios são aqueles mais viáveis levando em conta os pontos de vista segurança e economia. No caso dos resultados contrários à segurança, como a própria denominação já descreve, são aqueles que podem trazer diversos riscos à edificação, caso sejam admitidos em projeto.

Tabela 6: Resumo das avaliações dos métodos semi-empíricos utilizados em cada caso.

Método	Caso		
	I	II	III
Décourt Quaresma	Contra a segurança	Satisfatório	Conservador
Antunes Cabral	Contra a segurança	Satisfatório	Conservador
Alonso	Satisfatório	Conservador	Conservador

Outro ponto de interesse a ser observado nos casos estudados é relativo aos formatos

característicos das curvas “Carga x Deslocamento” obtidas pelos ensaios. Pode-se observar que, apesar de os três casos localizarem-se na região de Belo Horizonte/MG, as estacas estarem instaladas em solos predominantemente siltosos, com camadas superficiais de argila, além de possuírem dimensões aproximadas, as três curvas correspondentes às provas de carga apresentam formatos distintos, evidenciando a existência de características diferentes nos elementos analisados.

No Caso I, com o teste de carga atingindo apenas 180,0 tf, foi possível identificar deslocamentos bastante elevados, tendo a curva atingido inclinações acentuadas ao passo que o ensaio avançava. Este comportamento torna possível perceber, ainda, a proximidade da carga de teste com a carga de ruptura global.

No Caso II, em que o ensaio atingiu um carregamento máximo de 210,0 tf, os recalques observados foram relativamente baixos. Além disto, a curva apresentou inclinações praticamente constantes ao longo do ensaio, gerando um gráfico com o formato próximo de uma reta. Desta maneira, diante do formato observado da curva, pode-se inferir que provavelmente, não ocorreria uma ruptura global da estaca ou, caso ocorresse, a carga de teste estaria a uma distância confortável de sua carga de ruptura.

No Caso III, a prova de carga atingiu o maior dos carregamentos, chegando a até 280,0 tf. As inclinações da curva “Carga x Deslocamento” aumentaram gradativamente à medida que o teste avançava, no entanto, não foram encontradas inclinações elevadas. Neste caso, apesar de ser atingido um carregamento relativamente alto, não é possível observar uma carga de ruptura clara, sendo possível concluir que, assim como no Caso II, é provável que ocorra uma ruptura local no elemento ensaiado.

5 CONCLUSÕES

Diante da análise dos métodos semi-empíricos selecionados neste trabalho, a conclusão alcançada é de que, de fato, todos eles podem ser utilizados como ferramenta auxiliar para

previsão da capacidade de carga de estacas. No entanto, através do estudo, é notável a existência de significativa variabilidade dos resultados, não sendo possível atribuir características marcantes para os métodos. Em outras palavras, apesar do método de Alonso (1996) ter indicado resultados mais seguros, através da presente avaliação, não foi possível afirmar qual método foi mais preciso em sua previsão.

O ponto mais importante a ser ressaltado a respeito dos métodos semi-empíricos, de uma forma geral, é o fato de que, em todos os casos, a sua utilização deve ser desenvolvida de forma cautelosa, buscando sempre realizar os ajustes necessários, visando maior segurança e economia para os projetos de fundações. Esta questão pôde ser percebida de maneira mais clara através da análise dos Casos I e III, em que existiam no solo algumas peculiaridades relevantes ao dimensionamento das estacas. Tais peculiaridades fizeram com que os métodos de cálculo indicassem resultados distantes do que foi visualizado na prática da prova de carga.

Além disto, vale ressaltar a existência de diferenças relevantes entre os objetivos dos consumidores finais de uma edificação. É de grande importância para o projetista de fundações que seja conhecida o grau de exigência dos responsáveis pelo empreendimento, ou seja, os deslocamentos considerados aceitáveis para a estrutura. Os recalques admissíveis podem passar por grandes variações de acordo com o tipo de edifício a ser construído, bem como suas finalidades futuras.

Com relação ao tipo de solo onde se encontram os testes realizados e os formatos de suas respectivas curvas, através do estudo apresentado, foi constatado que não houve nenhuma relação clara entre eles. Através do estudo, foi possível ratificar a considerável imprevisibilidade de comportamento dos solos de regiões diferentes, mesmo que dentro de um mesmo município. No estudo desenvolvido, foi possível fixar uma grande quantidade de semelhanças entre os casos envolvidos, visando encontrar algumas tendências de comportamento também similares. No entanto, o que se observou foram diferenças de

comportamento. As principais razões para tais diferenciações são, entre outras, as prováveis variações no procedimento executivo das estacas hélice contínua, além da possível existência de propriedades desconhecidas dos solos em questão, decorrente da ausência de investigações geotécnicas adequadas.

Esta questão confirma a importância da prudência e preocupação com a segurança dos profissionais de geotecnia, uma vez que evidencia a possibilidade de ocorrência de comportamentos inesperados, mesmo em situações tratadas como conhecidas.

REFERÊNCIAS

- Alonso, Urbano Rodriguez. (1996). *Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão de capacidade de carga através do ensaio SPTT*. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 430-450.
- Antunes, W. R & CABRAL, D.A. (1996). *Capacidade de carga de estacas hélice contínua*. 3º seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 105 – 109.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR 6122:2010** – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- Décourt, L. & Quaresma Filho, A.R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, 1: p. 45–53.
- Décourt, L., Albiero, J.H. & Cintra, J.C.A. (1996). *Análise e Projeto de Fundações Profundas. Fundações: Teoria e Prática*, Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 265-327.
- Geoservice - Meksol. - Disponível em <<http://www.meksol.com.br/>>, acesso em 03 de março de 2015.
- Ranzini, S.M.T. (1988). *SPTF. Solos e Rochas*, ABMS/ABGE, 11 (1): 29-30.