

# **Avaliação de Métodos de Previsão de Carga Aplicados à Estaca Raiz**

**Patrícia Amelco – patricia.amelco@hotmail.com**  
**MBA Projeto Controle e Execução de Estruturas e Fundações**  
**Instituto de Pós-Graduação - IPOG**  
**Florianópolis, SC, 05 de junho de 2015**

## **Resumo**

*Nesta pesquisa apresentam-se os métodos semi-empíricos Aoki & Velloso, Decourt & Quaresma, Teixeira, Cabral e Brasfond para a previsão da capacidade de carga através da interação “solo x estrutura” e Poulos e Davis e Cabral e Antunes para a interação “rocha x estrutura”, para estaca tipo raiz, baseados em ensaios de campo com sondagem tipo SPT e Sondagem Rotativa. Analisa-se também o comportamento deste tipo de estaca submetida a esforços de compressão e tração através da realização de provas de carga estática, em duas estacas teste, executadas em solo e rocha no Município de Três Barras/SC. As mesmas foram instrumentadas ao longo do fuste com extensômetros elétricos de resistência de maneira a se obter os dados do mecanismo de transferência de carga em profundidade. Desta maneira obteve-se a capacidade de carga das estacas juntamente com a extrapolação da Curva carga-recalque obtida em cada prova de carga. Confrontaram-se os resultados experimentais com os resultados de previsão de capacidade de carga obtidos através dos métodos Empíricos mais utilizados para dimensionamento de fundação tipo raiz.*

**Palavras-chave:** Estaca Raiz. Capacidade de Carga. Prova de Carga.

## **1. Introdução**

O trabalho procura mostrar os métodos de previsão da capacidade de carga das estacas consagrados na prática brasileira e internacional, com base nos ensaios de sondagem tipo SPT e Sondagem Rotativa, comparando através de resultados de provas de carga estática a melhor metodologia para a aplicação destes métodos à realidade. As provas de carga utilizadas em geotecnia estudam o comportamento estaca-solo, verificam a capacidade de carga e os deslocamentos do elemento de fundação. O estudo foi realizado com provas de carga realizadas em uma obra no Município de Três Barras/SC, onde foram executadas duas estacas raiz a serem ensaiadas a compressão e a tração, no qual a empresa executora das estacas a serem ensaiadas é conhecida na Região da Grande Florianópolis e forneceu, juntamente com a empresa coordenadora das obras situadas no campo, os resultados das estacas submetidas aos ensaios, no qual permitiu avaliar diferentes critérios de interpretação da curva carga-recalque, possibilitando a comparação com os métodos de previsão de capacidade de carga. Os materiais de apoio para estudos aplicados à Engenharia de Fundações são baseados em trabalhos teóricos, que fundamentam os problemas de interação solo-estrutura, em resultados experimentais substanciados por resultados de provas de carga (instrumentadas e não instrumentadas) e soluções numéricas, o que motivou avaliar diferentes critérios de interpretação da curva carga-recalque, possibilitando a comparação com os métodos de previsão de capacidade de carga, mostrando qual metodologia de cálculo mais se aproxima com a realidade.

## **2. Estimativa da capacidade de carga das estacas**

No cotidiano profissional do projetista é usual lançar-se mão de métodos de previsão de capacidade de carga para estimativa da capacidade de cargas de estacas. Genericamente,

pode-se separá-los em métodos teóricos e métodos semi-empíricos. São considerados semi-empíricos quando o cálculo é feito utilizando-se fórmulas empíricas e semi-empíricas, desenvolvidas com o auxílio de correlações com ensaios “in situ”, principalmente SPT e CPT e ajustados com ensaio de prova de carga. A aplicação das fórmulas teóricas para o cálculo da capacidade de carga de estacas em geral e particularmente para estacas raiz é muito difícil, pois: As estacas em geral são instaladas em solos com camadas diferentes e raramente têm-se areia e argila pura; Via de regra, a única informação disponível para o projeto de fundação é o ensaio de penetração dinâmica. Não se possui quaisquer indicações sobre os diversos parâmetros para o cálculo, ou seja: coesão, ângulo de atrito, coeficiente de pressão do solo no fuste, coeficiente de aderência solo-estaca, peso específico do solo, resistência não drenada da argila, etc. No Brasil, os métodos semi-empíricos mais utilizados para dimensionamento de estacas raiz baseados no SPT, são: Aoki-Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) Décourt e Quaresma e modificado para outros tipos de estaca (1982), Teixeira (1996), Brasfond (1991) e Cabral (1986).

## 2.1 Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e SPT (Velloso e Lopes). A expressão da capacidade de carga foi concebida relacionando-se a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca à resistência de ponta ( $q_c$ ) do CPT. Para levar as diferenças de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo), os autores propuseram a introdução dos coeficientes F1 e F2, ou seja:

$$q_p = \frac{q_c}{F1} ; \quad q_l = \frac{f_c}{F2}$$

Introduzindo-se correlações entre o SPT e o CPT (cone Holandês, mecânico), e o coeficiente  $\alpha$  estabelecido por Begemann (1965) para correlacionar o atrito lateral do cone com ponteira Begemann com a tensão de ponta  $q_c$ , tem-se:

a) Para resistência de ponta da estaca

$$q_c = K \times N$$

Onde:

$q_c$  – Tensão de ponta da estaca

$K$  – Coeficiente de ajuste em função do solo

$N$  – Valores do NSP medidos em cada camada

b) Para resistência lateral da estaca

$$f_c = \alpha \times K \times N$$

Onde:

$f_c$  - Tensão lateral da estaca

$\alpha$  – Coeficiente de ajuste em função do solo

Logo a capacidade de carga total da estaca será:

$$Q_r = A_p \times \frac{K \times N}{F1} + U \times \sum \frac{\alpha \times K \times N}{F2} \times \Delta l$$

Onde:

$A_p \times \frac{K \times N}{F1}$  - Parcela de ponta da estaca

$U \times \sum \frac{\alpha \times K \times N}{F2} \times \Delta l$  - Parcela lateral da estaca

Os valores de  $k$  e de  $\alpha$  são apresentados na tabela 1, enquanto os valores de F1 e F2 constam na tabela 2.

Tipo de solo	K (Kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto- argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,0	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Tabela 1 - Valores de K e  $\alpha$  (Aoki e Velloso, 1975)

Fonte: Fundações 2010 - Velloso e Lopes (2010), Ed. Oficina de Textos, p.264.

Tipos de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Tabela 2 - Valores de F1 e F2 (Aoki e Velloso 1975; Velloso et al., 1978)

Fonte: Fundações 2010 - Velloso e Lopes (2010), Ed. Oficina de Textos, p.264.

Para o cálculo de  $q_p$ , o valor de N será o encontrado na cota de apoio da estaca, enquanto que para o atrito lateral, o valor de N corresponde à camada de espessura  $\Delta l$ .

O método de Aoki e Velloso (1975) foi adaptado, posteriormente, para aplicação em estaca do tipo raiz, hélice e ômega. Nestes casos, sugerem-se valores de  $F1 = 2,0$  e  $F2 = 4,0$ .

## 2.2 Décourt e Quaresma (1978)

Esses autores apresentaram uma proposta para estimativa da capacidade de carga de estaca com base nos valores do N do SPT. O método foi originalmente desenvolvido para estacas de deslocamento, mas, a exemplo do método de Aoki e Velloso, tem passado por modificações para contemplar outros tipos de estacas. O método de Décourt e Quaresma tanto usa dados do SPT quanto do SPT-T. Desse último, se pode obter o  $N_{eq}$  (N equivalente), que segundo Décourt (1991), é o valor do Torque, em kgf.m, dividido por 1,2. O  $N_{eq}$  assim calculado corresponde a um valor do N do SPT obtido sob um nível de eficiência da ordem de 72%. Entenda-se como eficiência ( $\eta$ ), o valor da energia efetivamente usada para cravar o amostrador no solo, dividida pela energia potencial do martelo (de 65 kgf) no instante em que o mesmo é erguido até uma altura igual a 0,75 m.

a) Resistência de ponta

$$q_p = C \times \bar{N}$$

O valor  $\bar{N}$  a ser usado corresponde à média de três valores de N: o do nível da ponta da estaca, o imediatamente abaixo e o imediatamente acima desta.

C é apenas função do tipo de solo, conforme mostrado na Tabela 3, e só para estaca cravada.

Tipo de Solo	Estaca cravada	
	Tf/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Argilas	12	120
Siltes argilosos	20	200
Siltes arenosos	25	250
Areias	40	400

Tabela 3 - Valores de C para o método Décourt e Quaresma (1978)  
 Fonte: Fundações 2010 - Velloso e Lopes (2010), Ed. Oficina de Textos, p.264.

#### b) Atrito lateral

São considerados os valores do N ao longo do fuste, sem levar em conta aqueles utilizados no cálculo da resistência de ponta, os menores que 3,0 e os superiores a 50. Dessa forma, obtém-se a média e, estima-se o valor do atrito médio, em kN/m<sup>2</sup>, ao longo do fuste da estaca.

$$q_l = \left( \frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \times 10 \text{ kN/m}^2$$

### 2.3 Método de Décourt e Quaresma para outros tipos de estacas (1982)

Para contemplar outros tipos de estacas, diferentes da estaca padrão, definida como uma estaca cravada no solo (de deslocamento) e cilíndrica, no ano de 1996 Décourt sugeriu incluir na equação de capacidade de carga coeficientes de ponderação para a ponta ( $\alpha$ ) e para o atrito lateral ( $\beta$ ), obtendo assim a seguinte equação:

$$Q_r = \alpha \times q_p \times A_p + \beta \times q_l \times A_l$$

Ou ainda

$$Q_r = \alpha \times C \times \bar{N}_p \times A_p + 10 \times \beta \left( \frac{\bar{N}_l}{3} + 1 \right)$$

Em que  $\bar{N}_p$  é a resistência à penetração na região da ponta da estaca e  $\bar{N}_l$  corresponde à média de N ao longo do fuste, desprezando-se o SPT da ponta e o anterior, ressaltando que no caso do valor de N ser menor que 3,0, o valor adotado deve ser igual a 3,0, usando-se o mesmo critério para  $N \geq 15$  (adota-se  $N = 15$ ) para estacas escavadas. Os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  são sugeridos na Tabela 4.

Cabe lembrar que a ruptura aqui definida, quando a mesma não é indicada, corresponde à carga que provoca um recalque no topo da estaca de 10% do seu diâmetro.

O coeficiente de segurança da norma brasileira é global e igual a 2,0. Entretanto, no método de Décourt e Quaresma são propostos valores de FS parciais para a resistência de ponta ( $FS_p = 4$ ) e para o atrito lateral ( $FS_l = 1,3$ ). Assim a carga admissível da estaca ( $Q_{adm}$ ) será o menor dos dois valores calculados conforme exposto a seguir:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{p,rup}}{4,0} + \frac{Q_{l,rup}}{1,3}$$

ou

$$Q_{adm} = \frac{Q_r}{2}$$

Tipo de Solo	Tipo de Estaca					
	Escavadas em Geral		Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Estaca raiz	Injetadas sob altas pressões
Argilas	A	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
	B	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos intermediários	A	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
	B	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	A	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*
	B	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

Tabela 4 - Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  propostos por Décourt e Quaresma (1978)

Fonte: Notas de Aula: Fundações Profundas, UFS, p.204.

\*Valores apenas orientativos, diante do reduzido número de dados disponíveis.

## 2.4 Método de Teixeira (1996)

Este método de previsão de capacidade de carga de estacas foi apresentado no 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III), realizado em São Paulo (Teixeira, 1996). Pelo método de Teixeira, a capacidade de carga à compressão de uma estaca, pode ser obtida a partir da equação abaixo, introduzindo-se os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  apresentados na Tabela 5.

$$Q_r = \alpha \times \bar{N}_b \times A_b + U \times \beta \times \bar{N}_l \times L$$

Onde:

$\bar{N}_b$  = valor médio do NSPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da base da estaca e 1 diâmetro abaixo da base da estaca;

$\bar{N}_l$  = valor médio do NSPT medido ao longo do fuste da estaca;

$A_b$  = área da base da estaca (ponta);

L = comprimento da estaca;

U = perímetro da estaca.

O parâmetro  $\alpha$  é função da natureza do solo, enquanto  $\beta$  é função do tipo de estaca, conforme Tabela 5. Vale lembrar que os dados da tabela são válidos para valores de  $4 < \text{NSPT} < 40$ . Os dados da Tabela 5 não se aplicam ao cálculo de estacas pré-moldadas de concreto, cravadas em argilas moles sensíveis, quando normalmente, o N é inferior a 3,0. Nesses casos, são indicados os seguintes valores: Argilas fluviolagunares e de baías holocênicas (SFL) – camadas situadas até cerca de 20-25m de profundidade, coloração cinza escura, ligeiramente sobre adensadas, com  $N < 3$ :  $q_{p,rup} = 2$  a  $3$  tf/m<sup>2</sup>. Argilas transicionais, pleistocênicas – camadas profundas subjacentes aos sedimentos SFL, às vezes de coloração cinza-clara, pressões de pré-adensamento maiores do que aquelas do SFL, com N de 4 a 8:  $q_{p,rup} = 6$  a  $8$  tf/m<sup>2</sup>. Para as estacas dos tipos I, II e IV, Teixeira recomenda o coeficiente de segurança da norma, isto é 2,0, enquanto que para as estacas escavadas, do tipo III, recomenda, para a ponta, um coeficiente 4,0 e para atrito lateral 1,5.

	Solo	Tipo de Estaca			
		I	II	III	IV
Valores de $\alpha$ (tf/m <sup>2</sup> ) válidos para NSPT na faixa de 4 a 40	Argila siltosa	11	10	10	10
	Silte argiloso	16	12	11	11
	Argila arenosa	21	16	13	14
	Silte arenoso	26	21	16	16
	Areia argilosa	30	24	20	19
	Areia siltosa	36	30	24	22
	Areia	40	34	27	26
	Areia com pedregulhos	44	38	31	29
Valores de $\beta$ (tf/m <sup>2</sup> ) em função do tipo de estaca		0,4	0,5	0,4	0,6

I = estaca pré-moldada de concreto e perfis metálicos II = estaca tipo Franki  
III = escavadas a céu aberto IV = estaca raiz

Tabela 5 – Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  proposto por Teixeira (1996)  
Fonte: Fundações 2010 - Velloso e Lopes (2010), Ed. Oficina de Textos, p.270.

## 2.5 Método de Cabral (1986)

Segundo Cabral, a capacidade de carga de uma estaca tipo raiz, com um diâmetro final  $B \leq 45$  cm, injetada com uma pressão  $p \leq 4$  kg/cm<sup>2</sup>, pode ser estimada com:

$$Q_r = Q_p + Q_l$$

$$Q_p = \beta_0 \times \beta_2 \times N_b \leq 50 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Q_l = \beta_0 \times \beta_1 \times N \leq 2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Q_r = \beta_0 \times \beta_2 \times N_b + U \sum (\beta_0 \times \beta_1 \times N) \times \Delta L$$

Onde:

$\Delta L$  = espessura de solo caracterizado por um dado N;

$N_b$  = NSPT no nível da ponta da estaca;

$\beta_0$  = fator que depende do diâmetro final da estaca B (em cm) e da pressão de injeção  $p$  (em kgf/cm<sup>2</sup>), podendo ser calculado pela seguinte equação (ver também tab. 6):

$$\beta_0 = 1 + 0,11 \cdot p - 0,01 \cdot B$$

$\beta_1, \beta_2$  = fatores dependentes do tipo de solo (conforme Tabela 7).

B (cm)	$\rho$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			
	0	1	2	3
10	0,90	1,01	1,12	1,23
12	0,88	0,99	1,10	1,21
15	0,85	0,96	1,07	1,18
16	0,84	0,9	1,06	1,17
20	0,80	0,91	1,02	1,13
25	0,75	0,86	0,97	1,08
31	0,69	0,80	0,91	1,02
42	0,58	0,69	0,80	0,91

Tabela 6 - Fator  $\beta_0$  (Cabral, 1986)  
Fonte: Fundações 2010 - Velloso e Lopes (2010), Ed. Oficina de Textos, p.273.

Solo	$\beta_1$ (%)	$\beta_2$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1

Tabela 7 - Fatores  $\beta_1$  e  $\beta_2$  (Cabral, 1986)

Fonte: Fundações 2010 - Velloso e Lopes (2010), Ed. Oficina de Textos, p.273.

Deve-se observar que, neste método, em vez de utilizar-se o valor médio de N ao longo do fuste completo da estaca, usa-se o valor médio do SPT por camada (de espessura  $\Delta l$ ), calculando assim o  $Q_l$  médio para cada camada.

## 2.6 Método da Brasfond (1991)

No método proposto pela empresa BRASFOND, os valores de  $Q_l$  e  $Q_p$ , são obtidos mediante as seguintes expressões:

$$Q_p = \alpha \times \overline{N_p} \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$Q_l = 0,6 \times \overline{N_l} \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$Q_r = \alpha \times \overline{N_p} + 0,6 \times \overline{N_l}$$

Onde:

$\overline{N_p}$  = média dos N do ensaio de SPT medidos na cota de apoio da estaca e imediatamente acima e abaixo;

$\overline{N_l}$  = valor médio dos SPT ao longo da estaca;

Os valores de  $N > 40$  devem ser tomados como iguais a 40, tanto no caso de resistência de ponta, como de fuste.

$\alpha$  = conforme tabela 8.

Solo	$\alpha$	
	(tf/m <sup>2</sup> )	(Kpa)
Areia com pedregulhos	26	260
Areia	20	200
Areia siltosa	16	160
Areia argilosa	13	130
Silte arenoso	12	120
Silte argiloso	10	100
Argila arenosa	11	110
Argila siltosa	9	90

Tabela 8 - Valores do coeficiente  $\alpha$  da Brasfond

Fonte: Notas de Aula: Fundações Profundas, UFSM, p.25.

## 3. Dimensionamento em rocha

As estacas escavadas em rocha são do grupo denominado “sem deslocamento” e são geralmente moldadas in loco. As bases que possibilitam a determinação da capacidade de carga de estacas escavadas em rocha não estão bem claras considerando que em função das

cargas elevadas, provas de carga estática são extremamente onerosas e normalmente não são levadas à ruptura. O desenvolvimento e a realização de provas de carga dinâmica tem tentado minimizar essa deficiência. A capacidade de carga da rocha e o contato concreto – rocha, pela ponta ou pelo atrito lateral não são perfeitamente conhecidos por uma série de fatores inerentes às características da rocha, ao valor da adesão concreto-rocha a adotar, bem como o grau de embutimento e, desta forma, alguns projetos acabam por definir determinado comprimento em rocha sã, geralmente conservadores.

A NBR 6122 (1996) cita no item 6.2.2.1, fundação sobre rocha:

Para a fixação da pressão admissível de qualquer fundação sobre rocha, deve-se levar em conta a continuidade desta, sua inclinação e a influência da atitude da rocha sobre a estabilidade. Pode-se assentar fundação sobre rocha de superfície inclinada desde que se prepare se necessário, esta superfície (por exemplo: chumbamentos, escalonamento em superfícies horizontais), de modo a evitar deslizamento da fundação.

Dentro da metodologia para determinação da pressão admissível, a norma disponibiliza através de uma tabela, valores admissíveis de pressões básica (MPa) de alguns tipos de solos e rochas. Para avaliação da capacidade de carga de estacas em rocha podemos citar alguns métodos consagrados na prática brasileira e internacional, dentre eles o método de Poulos e Davis (1980) e Cabral e Antunes (2000).

### 3.1 Método de Poulos e Davis (1980)

Para a avaliação da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha, Poulos e Davis (1980) propuseram um método considerando que, os fatores de segurança propostos estão associados diretamente às condições da rocha na região da ponta da estaca. Seus valores são baixos para rocha sã e crescentes para rochas com maiores níveis de faturamento e decomposição.

#### a) Resistência de ponta

A resistência de ponta  $Q_p$  pode ser determinada com o uso de parâmetros empíricos baseados na descrição da rocha (Thorne, 1977).

$$Q_p = 0,2 \text{ a } 0,5 q_{uc}$$

Onde:

$Q_p$  = tensão máxima na base;

$q_{uc}$  = resistência à compressão simples da rocha.

#### b) Resistência Lateral

A resistência por atrito lateral  $Q_l$  pode ser determinado por:

$$Q_l = 0,05 \cdot q_{uc} \leq 0,05 \cdot F_{cj}$$

Onde:

$Q_l$  = resistência por atrito lateral;

$q_{uc}$  = resistência à compressão simples da rocha;

$F_{cj}$  = resistência do concreto a 28 dias.

Segundo NBR 12655 (2006),  $F_{cj} = F_{ck} + 1,65 \times S_d$

Onde  $S_d$  é o desvio padrão da dosagem, em megapascals.

Obs.: para concreto com desvio padrão desconhecido no início da obra ou em qualquer outra circunstância em que não se conheça o desvio padrão, deve-se adotar para o cálculo da resistência de dosagem valor apresentado na figura 1, de acordo com a condição de preparo, que deve ser mantida permanentemente durante a construção.

A condição aplicável à argamassa da estaca raiz é a C, devido à falta de controle tecnológico do concreto.



Condição de preparo do concreto	Desvio-padrão MPa
A	4,0
B	5,5
C <sup>1)</sup>	7,0

<sup>1)</sup> Para a condição de preparo C, e enquanto não se conhece o desvio-padrão, exige-se para os concretos de classe C15 o consumo mínimo de 350 kg de cimento por metro cúbico de concreto.

Figura 1 – Desvio padrão em função da condição de preparo do concreto

Fonte: NBR 12655 (2006)

Logo,

$$Q_r = A_p \cdot 0,5 \cdot q_{uc} + A_l \cdot 0,05 \cdot q_{uc}$$

Onde:

$A_p$  = área da ponta da estaca em rocha;

$A_l$  = área lateral da estaca embutida em rocha.

### 3.2 Método de Cabral e Antunes (2000)

Na maioria dos casos de estacas embutidas em rocha, devido a grande diferença dos coeficientes de rigidez do solo e da rocha, apenas se considera a capacidade de carga do trecho em rocha, desprezando-se a contribuição do solo e usando um coeficiente de segurança global igual a 3,0.

Cabral e Antunes (2000), com base nas sugestões de Poulos e Davis (1960), consideram que a capacidade de carga de estacas escavadas embutidas em rocha e atravessando camadas de solo com ou sem encamisamento (quando  $L > 20D$  e NSPT médio do fuste  $> 10$ ), pode ser considerada como a soma da parcela de resistência de atrito lateral com a parcela de resistência de ponta, que depende fundamentalmente de dois fatores: qualidade do maciço rochoso e limpeza da ponta da estaca.

É recomendado que as campanhas de investigação geotécnica fossem mais intensas, com no mínimo sondagens rotativas a cada pilar e profundidade de pelo menos 2 a 3 vezes o diâmetro abaixo da estimativa da cota de assentamento da estaca e se possível com ensaio de compressão simples no testemunho, para garantir o assentamento da estaca em um material de mesma e/ou melhor, qualidade quanto ao material utilizado no dimensionamento.

Para caracterização do maciço rochoso, além dos dados de sondagens geotécnicas, deve-se dispor de dados de ensaios específicos de caracterização, como por exemplo, o de compressão simples ( $\sigma_c$ ).

#### a) Resistência de Ponta

Quanto à limpeza da ponta da estaca, ressaltam que sua eficiência é diretamente proporcional a parcela resistente de ponta.

Para cálculo da resistência de ponta unitária ( $\sigma_p$ ), os autores propõem a seguinte expressão:

A tensão máxima do contato entre o concreto e a rocha deve ser da ordem de  $0,4 f_{ck}$ , (valor máximo 8,0 MPa).

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c$$

Onde:

$\sigma_c$  = resistência à compressão da rocha, para os tipos mais comuns de rocha, apenas como indicativo da sua ordem de grandeza;

$\beta_p$  = fator de correção para levantar em conta as fendas e fissuras na rocha.

Tipo de rocha	$\beta_p$	
	Varição	Média
Muito alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60	0,54

Tabela 9 – Valores de  $\beta_p$ 

Fonte: www.estacas.com.br/textroc.swf.

Tipo de rocha	$\sigma_c$ (MPa)
Rochas ígneas e metamórficas (Basalto, Gnaiss e Granito)	70 a 250
Rochas metamórficas foliadas (Ardósia e Xisto)	40 a 90
Rochas sedimentares bem Cimentadas (Arenitos, Calcários e Siltitos)	30 a 80

Tabela 10 - Valores indicativos de  $\sigma_c$  de Cabral-Antunes

Fonte: Fundações Profundas, UFSM - Cap.7, p.23.

#### b) Resistência Lateral

Para cálculo da resistência de atrito lateral unitária  $\sigma_l$ , que por razões executivas deve ser 2,5% a 3,5% da resistência de ponta, os autores propõem a seguinte limitação:

$$\sigma_l = \frac{f_{ck}}{15} \text{ (valor máximo 1,3 MPa)}$$

Para comprimento mínimo de embutimento da estaca ( $L_e$ ), necessário para que seja desenvolvida a tensão resistente de ponta, os autores recomendam:

Quando não houver dúvidas quanto à limpeza e qualidade da rocha, face ao processo executivo e às características das ferramentas de perfuração:

$$L_e = 0,5 \cdot D \text{ (sendo } D \text{ o diâmetro da estaca)}$$

Quando haja possibilidade de que a qualidade da rocha abaixo da ponta seja ligeiramente inferior à encontrada no final da perfuração:

$$L_e = 1,5 \cdot D \text{ para } \sigma_p > 30 \text{ MPa}$$

$$L_e = 2,0 \cdot D \text{ para } 15 \text{ MPa} < \sigma_p < 30 \text{ MPa}$$

Quando há dúvidas ou problemas em relação à limpeza da ponta ou quando a qualidade da rocha abaixo do apoio da estaca seja muito inferior à encontrada no final da perfuração (admitindo nestes casos que toda a carga é resistida por atrito lateral):

$$L_e = 3,0 \cdot D \text{ para } \sigma_p > 30 \text{ MPa}$$

$$L_e = 4,0 \cdot D \text{ para } 15 \text{ MPa} < \sigma_p < 30 \text{ MPa}$$

Tensão admissível total última na Rocha

$$Q_{ult} = A_p \times \sigma_p + A_l \times \sigma_l$$

onde:

$A_p$  = área da ponta da estaca em rocha

$A_l$  = área lateral da estaca embutida em rocha

#### 4. Provas de carga

As provas de carga utilizadas em geotecnia estudam o comportamento estaca-solo, verificam a capacidade de carga e os deslocamentos do elemento de fundação.

Segundo Velloso e Lopes (2010) a realização de provas de carga sobre estaca busca-se os seguintes objetivos:

- a) Aferir o comportamento previsto em projeto tanto da capacidade de carga quanto do recalque;
- b) Definir com segurança a carga de trabalho em casos nos quais não se pode fazer uma previsão.

Para Berberian (1996), a partir das provas de cargas podem-se extrair as seguintes informações:

- a) Obtenção da carga admissível de projeto, o que é usualmente determinada pela aplicação de um coeficiente de segurança à carga de ruptura da fundação na prova;
- b) Obter diretamente a carga de ruptura da fundação ou, caso ela não seja alcançada na prova, pode-se obtê-la indiretamente por vários procedimentos a serem analisados mais adiante;
- c) Obter a forma da transferência de cargas de fundação ao terreno;
- d) Obter, em alguns casos, o comportamento a recalque das fundações;
- e) Obter a capacidade de carga à tração da fundação ensaiada;
- f) Previsão do recalque do grupo de estacas;
- g) Verificação da integridade estrutural da fundação;
- h) Obtenção da capacidade de carga lateral;
- i) Obtenção da capacidade de carga à torção.

#### 4.1 Equipamentos e métodos

As provas de carga podem ser feitas com cargas verticais ou inclinadas, a compressão ou a tração, cargas horizontais ou qualquer tipo de sollicitação, procurando reproduzir as condições de desempenho da fundação à que foram destinadas. Para a realização das provas de carga é imprescindível à montagem de um sistema de reação adequado, sendo que, segundo Menegotto; Cintra e Aoki, (2001), o sistema de reação pode ser por cargueira, por tirantes ou por estacas de reação.

##### 4.1.2 Cargueiras

Conforme Berberian (1996) pode-se construir a reação necessária para provas de carga através de uma plataforma muito bem centrada sobre a fundação a ensaiar, apoiada sobre uma fogueira de dormentes. O contrapeso mais comumente utilizado é o saco de cimento, podendo-se também utilizar lingotes de aço, perfis metálicos, areia, cascalho, tanques de água, etc. Para evitar uma acentuada influência dos apoios da cargueira sobre os recalques a medir, os apoios devem estar afastados no mínimo a 1,25 m, do eixo da estaca de prova.

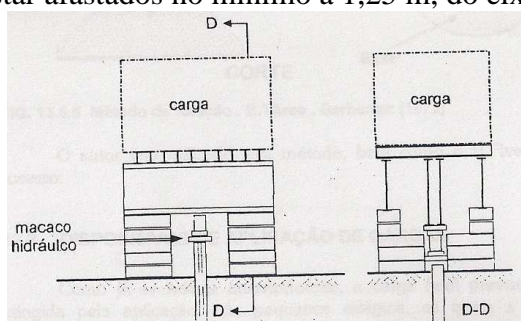


Figura 2 – Sistema de reação com cargueira.

Fonte: Engenharia de Fundações, Berberian (1996), p.13.7.

##### 4.1.3 Tirantes e estacas de reação (tração)

Segundo Menegotto; Cintra e Aoki (2001), a reação é obtida por meio de tirantes executados próximos à estaca a ser ensaiada (utiliza-se uma viga metálica para transferir a carga da estaca

para os tirantes) e para estacas é semelhante ao anterior, porém, ao invés de tirantes utilizam-se estacas armadas.

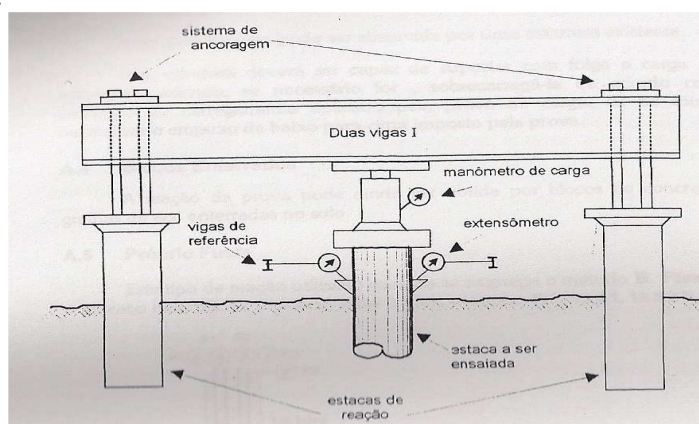


Figura 3 – Esquema de reação por estaca à tração.

Fonte: Engenharia de Fundações, Berberian (1996), p.13.6.

#### 4.2 Dispositivos de aplicação e medição de carga

Para a aplicação da carga, em estágios, utiliza-se um macaco hidráulico, o qual pode ser acionado por uma bomba elétrica ou manual. A medida da carga pode ser realizada com o auxílio de um manômetro instalado na saída da bomba ou por uma célula de carga, garantindo uma maior precisão das leituras. As leituras de recalque, em cada estágio, são realizadas empregando-se extensômetros convenientemente instalados nos cantos do bloco de coroamento da estaca. A média aritmética de suas leituras representa o recalque da estaca (Menegotto; Cintra e Aoki, 2001). O referencial das medidas de recalque mais frequentemente empregado na prática constituído por um par de vigas metálicas ou de madeira (vigas de referência), que se apoiam em pontos fixos, suficientemente afastados da zona de influência do elemento testado (Yassuda, 1985), e segundo Berberian (1996) esta distância varia com o tipo de solo e com o sistema de reação e não deve ser inferior a 5,0 diâmetros ou 1,5 metros em relação ao eixo de fundação. Com relação ao referencial nas medidas de recalque, a ignorância da magnitude de variação das deformações devido aos agentes externos pode prolongar uma prova de carga por muito tempo, desnecessariamente, tendo outra implicação na interpretação dos resultados de uma prova, principalmente quando se tenta estimar a carga limite crítica (Yassuda, 1985).

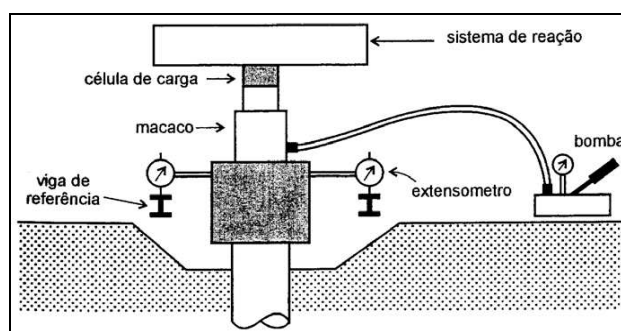


Figura 4 - Sistemas de medição para realização de uma prova de carga de compressão em estaca.

Fonte: Notas de Aula: Fundações Profundas, UFS, p.204.

#### 4.3 Prova de carga estática

De acordo com a NBR 12131 (1991) a prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais, de tração ou compressão, ou transversais.

Conforme a NBR 6122 (2010), a prova de carga estática deve ser obtida para um fator de segurança contra a ruptura de 2,0 e segundo o item 9.2.2.1 desta norma, é obrigatória a execução de provas de carga estática em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado na coluna B da tabela 14 da 6122 (2010), sempre no início da obra e no mínimo 1% da quantidade total de estacas. Também será obrigatória a execução de provas de carga, qualquer que seja o número de estacas da obra, se estas forem empregadas tensões admissíveis superiores ao indicado a coluna A da mesma tabela.

Para estacas raiz a tensão admissível máxima será de 15,5 MPa e um número total de 75 estacas.

Tipo de estaca	A	B
	Tensão admissível máxima abaixo da qual não será obrigatória provas de carga, desde que o número de estacas na obra seja inferior a coluna (B) - (MPa)	Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga
Pré- moldada	7,0	100
Aço	0,5fyk	100
Hélice contínua	5,0	100
Raiz	15,5	75
Escavadas sem fluído Ø<70	4,0	100

Tabela 11 – Quantidade de Provas de Carga  
Fonte: NBR 6122 (2010).

Segundo Niyama (1998) uma grande vantagem da prova de carga estática é se tratar de um ensaio onde se repercute o complexo comportamento do conjunto solo-fundação, influenciado pela modificação provocada no solo pelos trabalhos de infraestrutura da obra e execução das fundações e pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das fundações.

#### 4.3.1 Prova de carga lenta (SML)

As provas de carga lentas ou SML (*Slow Maintained Load Test*) são caracterizadas pelo pressuposto da estabilização dos recalques com o tempo, onde cada estágio de carga é mantido até que o controle dos recalques correspondentes indique a estabilização. Esta estabilização é admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos  $t$  e  $t / 2$  corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento total do estágio. Deve-se realizar no mínimo 10 estágios de carregamento com incrementos iguais a no máximo 10% da carga máxima estimada do ensaio cada um, onde esta carga máxima será o dobro da carga de trabalho. Em cada estágio os recalques serão medidos nos tempos 0, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 90, 120 min. até a estabilização, com no mínimo 30 minutos por estágio, (Niyama, 1998). A prova, caso não seja levada até a ruptura, deve ser interrompida ao observar-se um recalque compatível com a sensibilidade da estrutura a construir, ou ao atingir duas vezes a carga prevista para a fundação, (Berberian, 1996). O descarregamento obedece semelhante princípio, com no mínimo 4 estágios, (Niyama, 1998). A NBR 12131 (1991) no item 3.3.2 descreve que o ensaio lento deve seguir as seguintes prescrições:

- a) O carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos. Observando-se que:
  - a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada;
  - em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por 30min;
- b) Em cada estágio os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2 min, 4 min, 8 min 15 min e 30 min contados a partir do início do estágio e posteriormente a cada 30 min., até se atingir a estabilização;

- c) A estabilização dos deslocamentos é determinada através da avaliação do desempenho da curva tempo x deslocamento, sendo admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos  $t$  e  $t/2$  corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual);
- d) Não sendo atingida a ruptura da estaca, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12 h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento;
- e) O descarregamento deve ser feito em no mínimo quatro estágios. Cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos com registro segundo os critérios estabelecidos em 3.3.2b) e 3.3.2c). O tempo mínimo de cada estágio é de 15 min;
- f) Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização.

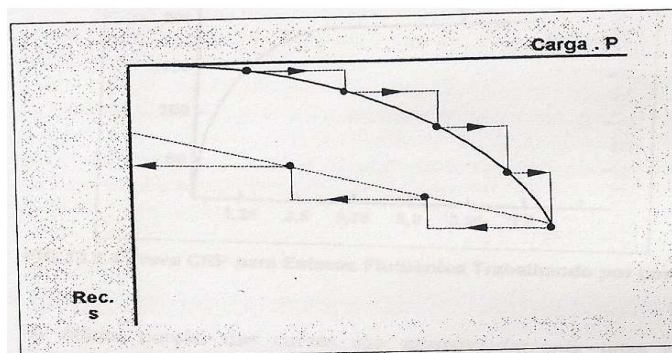


Figura 5 – Curva Carga-Recalque Típica.

Fonte: Engenharia de Fundações, Berberian (1996), p.13.6.

A vantagem do ensaio SML consiste no acompanhamento “passo a passo” do ensaio, a desvantagem seria no grande tempo utilizado no ensaio além de se ter que montar um esquema especial para o revezamento de equipes durante o mesmo (Niyama, 1998).

#### 4.3.2 Prova de carga rápida (QML)

As provas de carga rápidas ou QML (*Quick Maintained Load Test*) mantêm os estágios de carga e descarga por tempos determinados, independente da estabilização, onde cada estágio de carga tem incrementos de no máximo 10% da carga de trabalho estimada em um total de 20 estágios de carga (novamente a carga máxima será o dobro da carga de trabalho). Em cada estágio a carga é mantida e a duração é fixada em 5 minutos, independente da estabilização dos recalques, os quais devem ser lidos ao início e ao final de cada estágio. A vantagem do ensaio QML consiste na grande economia de tempo permitida e a desvantagem é que os pontos da curva “carga x recalque” não são pontos estabilizados. É evidente que os resultados do ensaio estão relacionados com o método utilizado. Por este motivo, para permitir análises e comparações, o método e suas características devem ser detalhadamente relatados com seus resultados (Niyama, 1998). Os deslocamentos máximos admissíveis suportados pela estrutura, sem prejuízo dos estados-limites de utilização, devem atender as prescrições da NBR 8681/84. Estes deslocamentos em termos absolutos (recalques totais) quanto relativos (recalques diferenciais) devem ser definidos pelos projetistas envolvidos. A NBR 12131 (1991) no item 3.3.3 descreve que o ensaio rápido deve seguir as seguintes prescrições:

- a) O carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos. Observando-se que:
- a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada;
  - em cada estágio a carga deve ser mantida durante 5 min, independente da estabilização dos deslocamentos;
- b) Em cada estágio os deslocamentos são lidos obrigatoriamente no início e no final do estágio;



- c) Atingida a carga máxima do ensaio, o descarregamento deve ser feito em quatro estágios, cada um mantido por 5 min, com a leitura dos respectivos deslocamentos;  
 d) Após 10 min do descarregamento total, deve ser feita uma leitura final.

## 5. Definição da carga de ruptura

Carga de ruptura é aquela que provoca o colapso ou escoamento do terreno ou do próprio elemento estrutural (Berberian, 1996). Segundo a NBR 6122 (2010) a capacidade de carga de estaca ou tubulão de prova deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida caracterizada por deformações contínuas sem novos acréscimos de carga. A ruptura nítida pode não ocorrer em duas circunstâncias, quando a capacidade de carga da estaca for superior à carga que se pretende aplicar e quando a estaca for carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida. Nessas duas circunstâncias pode-se extrapolar a curva carga x recalque para avaliar a carga de ruptura. Neste caso a carga de ruptura pode ser convencionada como a que corresponde através da curva carga x deslocamento a um recalque obtido pela expressão a seguir:

$$\Delta_r = \frac{P \times L}{A \times E} + \frac{D}{30}$$

Onde:

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 do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal.

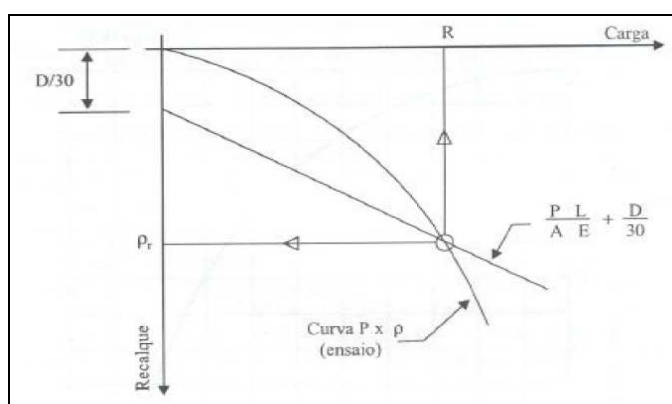


Figura 6 – Carga de Ruptura Convencional.

Fonte: NBR 6122 (2010).

Na interpretação da prova da carga, devem ser consideradas a natureza do terreno, a velocidade do carregamento, a estabilização dos recalques, etc., conforme previsto na NBR 12131. Deve-se, contudo, observar que durante a prova de carga o atrito lateral é sempre positivo ainda que venha a ser negativo ao longo da vida útil da estaca. Décourt (1998) define ruptura convencional como sendo a carga correspondente a uma deformação da ponta (ou do topo) da estaca de 10% de seu diâmetro no caso de estacas de deslocamento e de estacas escavadas em argila, e de 30% de seu diâmetro no caso de estacas escavadas em solos granulares. Outro critério de ruptura é o da ruptura física, onde a mesma é caracterizada por recalques teoricamente infinitos (Cintra e Aoki, 1999), ou seja, a carga de ruptura é aquela tal que, com um acréscimo infinitesimal causa um recalque infinito e a curva “carga-recalque” alcança um ponto assintótico com a vertical. No caso de estacas de deslocamento, a diferença entre a ruptura convencional e a ruptura física tende a ser relativamente pequena. No caso de

estacas escavadas, não há propriamente uma ruptura física, pelo menos até deformações da ordem de grandeza do diâmetro da estaca. Há como que um “amassamento progressivo” do solo (Décourt, 1998). Podem-se utilizar vários métodos para alcançar a extrapolação da curva carga x recalque, um dos mais utilizados é o critério de ruptura física de Van der Veen modificado por Aoki (1976), o qual admite que o trecho final da curva carga x recalque, pode ser representado por uma equação do tipo:

$$Q = Q_{ult}(1 - e^{\beta - \alpha w})$$

onde,

Q= carga aplicada no topo da estaca (t)

$Q_{ult}$  = carga de ruptura (t)

$\alpha$  e  $\beta$  = Parâmetros de ajuste

w= recalque do topo da estaca (mm)

e = base do logaritmo Neperiano (adm.)  $\cong 2,718281828459045$

## 6. Apresentação dos resultados

### 6.1 Curvas carga x recalque e seu comportamento

A Figura abaixo apresenta as curvas carga-recalque da estaca raiz 40,0 cm com comprimento de 14,50m. A carga máxima aplicada no ensaio da estaca a compressão foi de 2397 kN, para um recalque máximo de 8,89 mm.

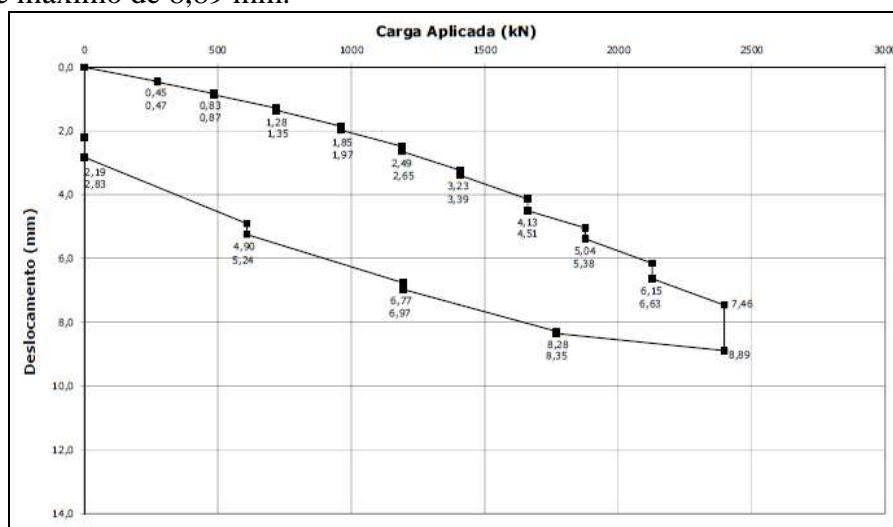


Figura 7 – Curva Carga x deslocamento

Fonte: Relatório: Prova de Carga Estática Vertical à compressão – TNG-10-PCE-01 – Anexo IA - Fugro In Situ (2011).

A Figura abaixo apresenta as curvas carga-recalque da estaca raiz 40,0 cm com comprimento de 18,55m. A carga máxima aplicada no ensaio da estaca a tração foi de 1010 kN, para um recalque máximo de 11,67 mm.



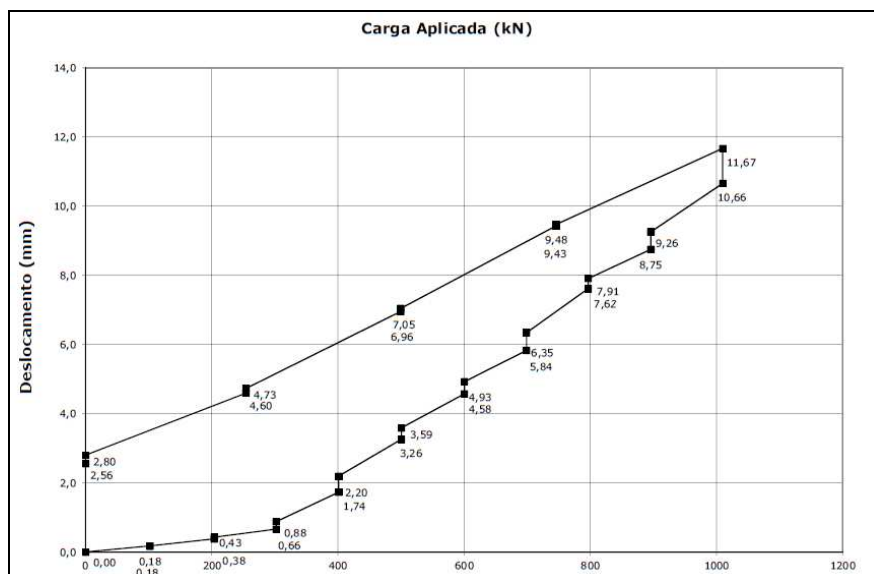


Figura 8 – Curva Carga x deslocamento.

Fonte: Relatório: Prova de Carga Estática à tração– CEB-24-PCE-01– Anexo IA - Fugro In Situ (2011)

## 6.2 Previsão da capacidade de carga através dos métodos de extrapolação das curvas carga x recalque

Como nas provas de carga não ocorreram rupturas nítidas, foram adotados métodos de extrapolação da curva carga x recalque de Van der Veen modificado por Aoki (1976) e da NBR 6122 (2010) para verificar sua utilização, facilidade e adequação às provas de carga realizadas. Na figura abaixo mostra o valor de carga de ruptura determinado através da utilização dos métodos de extrapolação. Vale ressaltar que o método da NBR 6122 (2010) não se constitui em um método de extrapolação da curva carga x recalque, mas um critério de interpretação da mesma. As figuras 9 e 10 mostram os valores estimados da carga de ruptura em função da curva carga x recalque extrapolada. De acordo com a extrapolação, a estaca ensaiada à compressão teve uma carga máxima de 2695 kN e recalque de 26,97 mm, sendo que a carga de projeto era de 1200 kN. Já a estaca ensaiada ao esforço de 500 kN de tração conforme projeto, teve sua carga máxima de ruptura de 1262 kN com recalque de 20,36 mm. Procurou-se extrapolar a carga de ruptura para poder comparar com a carga de ruptura estimada pelos métodos de capacidade de carga, analisando a melhor metodologia para o dimensionamento.

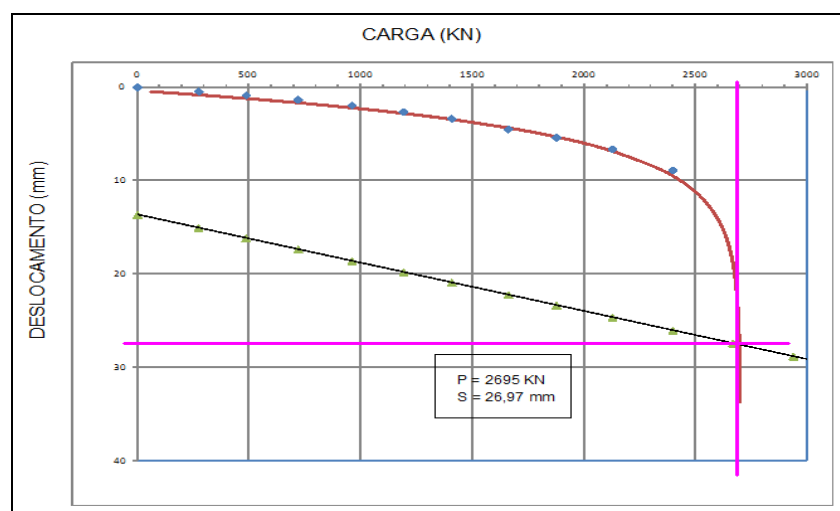


Figura 9 – Gráfico da curva carga x deslocamento extrapolada para o ensaio de compressão

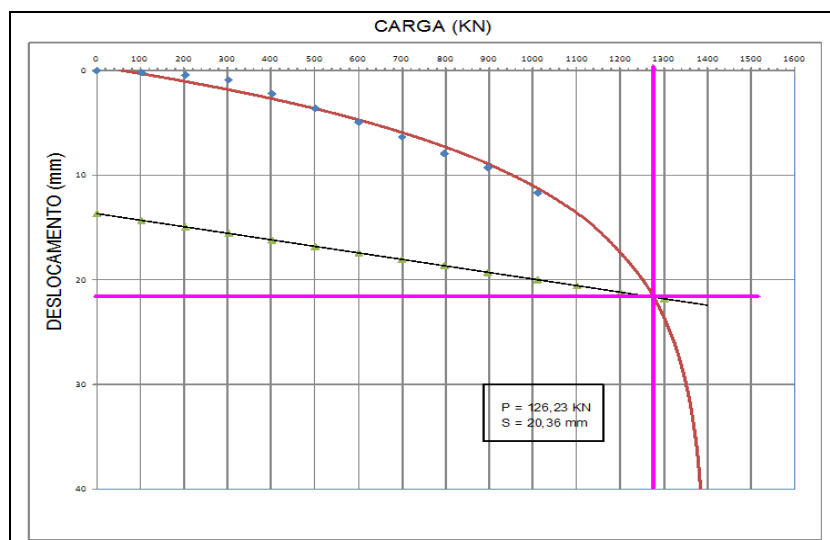


Figura 10 – Gráfico da curva carga x deslocamento extrapolada do ensaio de tração

### 6.3 Previsão de capacidade de carga através dos métodos semi-empíricos

Para a estimativa da capacidade de carga foram utilizados os métodos semi-empíricos, Aoki-Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1982), Teixeira (1996), Cabral (1986), Brasfond (1991), Cabral e Antunes (2000) e Poulos e Davis (1980), em função de serem os mais utilizados no Brasil (os dois primeiros), no caso do terceiro, por apresentar coeficientes para estaca do tipo raiz e os dois últimos, por serem os métodos desenvolvidos exclusivos para estaca raiz. Para embutimento em rocha os métodos de Poulos e Davis (1980) e Cabral e Antunes (2000). Esses métodos utilizam valores de NSPT obtidos nas sondagens à percussão e para embutimento em rocha a sondagem rotativa. Foram dimensionados adotando valores dos resultados das sondagens SP. 323 e SM. 301 (anexos I e II), devido à proximidade do local das estacas ensaiadas. Exclusivamente na estaca localizada próxima ao furo SM. 301 utilizou-se para a tensão admissível, somente a parcela lateral do embutimento na rocha proposta pelos autores Poulos e Davis (1980) e Cabral e Antunes (2000), pois se trata de estaca submetida a esforços de tração. A tabela 12 mostra os resultados das cargas de ruptura ( $Q_{rup}$ ) e das cargas admissíveis ( $Q_{adm}$ ), obtidas através da aplicação dos métodos de cálculo de capacidade de carga de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1982), Teixeira (1996), Brasfond (1991) e Cabral (1986). É possível observar que os resultados são próximos entre si, principalmente o Método de Decourt e Quaresma (1976) com o de Teixeira (1996) e o Método da Brasfond (1991) com o Método de Cabral (1986).

Estaca Ensaçada	Prof. (m)	Furo de Sondagem	Método	$Q_{rup}$ . (tf)	$Q_{adm}$ . (tf)
Compressão	15,00	SP. 323	Aoki Velloso (1975)	336,15	168,08
Compressão	15,00	SP. 323	Decourt Quaresma (1982)	275,62	137,81
Compressão	15,00	SP. 323	Teixeira (1996)	270,93	135,47
Compressão	15,00	SP. 323	Brasfond (1991)	169,20	84,60
Compressão	15,00	SP. 323	Cabral (1986)	170,71	85,36

Tabela 12 - Resultados dos métodos de cálculo de capacidade de carga da estaca com esforço de compressão  
Fonte: Elaboração Autor 2015

A tabela 13 mostra os resultados das cargas de ruptura estimadas com as cargas de ruptura

obtidas nos ensaios. As análises propostas pelos métodos estáticos semi-empíricos de capacidade de carga de alguns autores utilizados para a estaca ensaiada à compressão, mostraram-se muito próximas da realidade obtida no ensaio de prova de carga. Com destaque para o desempenho de Teixeira (1996) com variação de 0,5% e Decourt e Quaresma (1982) com variação de 2,27 %. Os métodos de Cabral (1986) e da Brasfond (1991) exclusivos de estaca raiz se mostraram muito conservadores com variação de mais de 50% para baixo em relação à carga de ruptura medida, lembrando que, no dimensionamento do Método de Cabral (1986), foi considerado pressão de injeção da argamassa 3 kgf/cm<sup>2</sup>.

	<b>Aoki-Velloso (1975)</b>	<b>Decourt e Quaresma (1982)</b>	<b>Teixeira (1996)</b>	<b>Brasfond (1991)</b>	<b>Cabral (1986)</b>
Estaca à compressão	336,15 tf	275,62 tf	270,93 tf	169,20 tf	170,71 tf
Ruptura Estimada	269,50 tf	269,50 tf	269,50 tf	269,50 tf	269,50 tf
Variação (%)	+ 24,73%	+ 2,27%	+ 0,5%	- 62,78%	- 57,87%

Tabela 13 – Comparação entre os resultados dos métodos e a carga de ruptura medida à compressão

Fonte: Elaboração Autor 2015

A tabela 14 mostra os resultados das cargas de ruptura ( $Q_{rup}$ ) e as cargas admissíveis ( $Q_{adm}$ ), obtidas através da aplicação dos métodos de cálculo da capacidade de carga do embutimento em rocha pelos métodos de Poulos e Davis (1980) e Cabral e Antunes (2000), e como se pode observar os resultados não são próximos entre si. Cabe ainda ressaltar que a profundidade utilizada no dimensionamento em rocha foi de 10,0 m (impenetrável ao SPT), desprezando a camada de 7,0 m acima composta de solo conforme furo SM.301 do laudo de sondagem anexo. Ambos os métodos apresentaram resultados muito elevados para o embutimento de 10,0 m em rocha, mostrando que com embutimento de 2,0 m a 3,0 m em rocha, a capacidade de carga da estaca já seria atendida.

<b>Estaca Ensaçada</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>Furo de Sondagem</b>	<b>Método</b>	<b>Q rup. (tf)</b>	<b>Q adm. (tf)</b>
Tração	17,55	SM. 301	Poulos e Davis (1980)	1366,59	227,77
Tração	17,55	SM. 301	Cabral e Antunes (2000)	683,3	455,53

Tabela 14 - Resultados dos métodos de cálculo de capacidade de carga da estaca com esforço de Tração e embutimento em rocha

Fonte: Elaboração Autor 2015

A tabela 15 compara os resultados das cargas de ruptura estimadas com as cargas de ruptura obtidas nos ensaios à tração. As análises propostas pelos dois métodos semi-empíricos de capacidade de carga utilizados para a estaca ensaiada, mostraram-se muito diferentes comparadas entre si. Os métodos mostraram uma disparidade muito grande, acima do valor obtido na carga de ruptura estimada do ensaio, com variação de mais de 1000% para Poulos e Davis e mais de 500% para Cabral e Antunes.

	<b>Poulos e Davis (1980)</b>	<b>Cabral e Antunes (2000)</b>
Estaca à tração	1366,59 tf	683,33 tf
Ruptura Estimada	126,23 tf	126,23 tf
Variação (%)	+ 1082,62%	+ 541,34%

Tabela 15 – Comparação entre os resultados dos métodos e a carga de ruptura medida à tração

Fonte: Elaboração Autor 2015

## 7. Conclusão

O presente trabalho procurou mostrar o dimensionamento da interação solo x estrutura da estaca raiz. Baseados nos métodos semi-empíricos consagrados na prática brasileira da engenharia de fundações e os resultados de provas de carga realizados na cidade de Três Barras/SC, estabeleceu-se as melhores metodologia de dimensionamento para a obra em questão. Como não foi determinada a carga de ruptura nos ensaios das provas de carga, utilizou-se o método de extrapolação da curva carga-recalque de Van der Veen modificado por Aoki (1976) e da NBR 6122 (2010) para a determinação das cargas de ruptura e seu recalque. As análises propostas pelos métodos semi-empíricos de capacidade de carga utilizados, mostraram-se muito próximos da realidade obtida no ensaio de prova de carga a compressão. Com destaque para o desempenho do método de Teixeira (1996) para a estaca submetida a esforço de compressão, tendo seu resultado com uma variação máxima de 0,5 % para cima, em relação à carga de ruptura estimada. Os métodos exclusivos de estaca raiz, Cabral (1976) e Brasfond (1991) se mostraram muito conservadores com variação de mais de 50% para baixo em relação ao resultado do ensaio. Para o método de Cabral (1976), se tratando de um método exclusivo de estaca raiz e possuindo vários fatores de ajustes em relação aos procedimentos executivos, verifica-se um método muito conservador, pois apresenta uma capacidade de carga baixa em relação aos demais métodos e até mesmo com a ruptura estimada. Os métodos de embutimento em rocha propostos neste trabalho mostraram metodologias de dimensionamento semelhantes, apresentando capacidades de cargas muito elevadas para os 10,0 m. Com coeficiente de segurança igual a 3,0, para atender a capacidade de carga, o embutimento em rocha das estacas poderia ser com apenas 2,0 m para Poulos e Davis e 3,0 m para Cabral e Antunes. Como os valores obtidos através dos métodos de dimensionamento em rocha se mostraram muito superiores a ruptura estimada, sugere-se executar a prova de carga até a ruptura, para melhor entendimento do comportamento de estacas embutidas em rocha. Como sugestões, orientamos incorporar no método Brasfond (1991), a injeção de argamassa sob pressão, na capacidade de carga, aumentando o atrito lateral. Ainda no método, surge à necessidade de apresentar a possibilidade de nos cálculos colocar a área de ponta e lateral e por fim, ensaiar amostras de rochas (testemunhos de sondagens rotativas), para conhecer melhor a tensão admissível, podendo assim, desenvolver ou melhorar coeficientes dos métodos de dimensionamento em rocha pouco encontrados na literatura brasileira.

## 7. Referências

- ALONSO, U. R. Estacas injetadas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.361-372.
- ALONSO, Urbano Rodrigues. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1989.
- AMANN, K.A.P. **Avaliação crítica de métodos de previsão da carga de ruptura, aplicados a estacas raiz**. 2000. 233p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- AMANN, K.A.P. **Metodologia Semiempírica Unificada para Estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de especificações de produtos e procedimentos**. 2. ed. São Paulo: ABEF, 2004. 282p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122/10: **Projeto e execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6484/01: **Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**, Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131/91: **Prova de carga estática**, Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655/06: **Controle de cimento Portland – Preparo, Controle e recebimento** – Procedimento, Rio de Janeiro, 2006.
- DECOURT, L. Estacas. In: HACHICH, W. et. al (Eds.) **Fundações: Teoria e Prática**. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p. 265-301.
- FUNDESP FUNDAÇÕES ESPECIAIS. [Catálogo]. 5. ed. Jandira: FUNDESP, 2001. 62 p.
- NOGUEIRA, R.C.R. **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**, 2004, 246p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas.
- NOTAS DE AULA: **Fundações Profundas**, UFS, p. 204.
- NOTAS DE AULA: **Fundações Profundas**, UFSM, cap 07.
- NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. **Verificação de desempenho**. In: HACHICH, W. et. al. **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo : Editora Pini, 1998. p.723-754
- SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2000. 189p.
- VELLOSO, D.A., LOPES, F.R. **Fundações profundas**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002. v.2, 472 p.
- ENSAIOS DE PROVA DE CARGA. Disponível em: <http://www.insitu.com.br>. Acessado em 18 de março de 2012.
- ESTACAS EM ROCHA. Disponível em: <http://www.estacas.com.br/textroc.swf>  
Acessado em 19 de maio de 2012.
- ESTACA RAIZ. Disponível em: <http://www.brasescol.com.br>. Acessado em 16 de janeiro de 2012.
- ESTACA RAIZ. Disponível em: <http://www.geosonda.com.br>. Acessado em 16 de janeiro de 2012.
- ESTACA RAIZ. Disponível em: <http://www.solotrat.com.br/ws/manual>. Acessado em 11 de março de 2012.
- AMELCO, P e ZIMMER, R, C. **Avaliação de métodos de previsão de carga aplicados à estaca raiz, 2012**. TCC (Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil) – Universidade do Sul de Santa Catarina.

## Anexo I - Laudo de sondagem SM. 323

marcon		SONDAGEM		COTA		INÍCIO		FIM			
sondagens		SP.323 E= 225,0089 N= 366,7100		765,906		SP 25/01/11		SR 25/01/11			
PROF. CAMADAS (m)	PERFIL GEOLÓGICO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		CONS. OU COMP.**	% RECUPERAÇÃO N.º GOLPES	RECUPERAÇÃO PENETRAÇÃO				N.A. (m)	
						20	40	60	80		
						10	20	30	40		
0,40		AREIA (BASE DO CALÇAMENTO)									
1,00		ARGILA SILTOSA, COLORAÇÃO VERMELHA		CONS. MÉDIA*	1	2	2	3	5		1,30
		ARGILA SILTOSA, COLORAÇÃO CINZA E AMARELA		CONS. MOLE*	3	1	2	2	4		
					5	1	1	3	4		
					5	1	2	3	5		
5,20		ARGILA SILTOSA, COLORAÇÃO ROXA			5	1	2	3	5		
6,10		ARGILA SILTOSA, COLORAÇÃO AMARELA		CONS. MÉDIA*	7	2	2	3	5		
					7	2	2	4	6		
					9	2	3	5	8		
					9	1	3	5	8		
					11	1	3	6	9		
10,90		ARGILA SILTOSA, COLORAÇÃO CINZA		CONS. RUA*	11	4	6	10	16		
					11	4	6	10	16		
					13	3	5	8	13		
13,20		ALTERAÇÃO DE ROCHA, COLORAÇÃO CINZA		CONS. RUA*	13	4	8	15	23		
					13	4	8	15	23		
					15	10	17	29	46		
					15	14	26	37	>50		
					15	14	28	41	>50		
					17	14	28	41	>50		
17,65		IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO		COMP.**	17	17	47	15	47/15		
					17	17	47	15	47/15		
OBS: 17,65m= IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO - PROSSEGUE SOMENTE COM SONDA ROTATIVA						30 cm INICIAIS 30 cm FINAIS					
Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.	SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO		
1	--	--	T. Cavadeira	0,00		Profun. de Início (m) : --	Ø	:	Amostrador :	Ø I = 1,30 "	
2	--	--	T. Espiral	1,00	1,00	Estágio 1 (cm) : --	Ø Revest. :	:	Ø E = 2 "		
3	12,00hs	1,30	Lavagem	1,00	17,65	Estágio 2 (cm) : --			Ø Revestimento = 2 1/2 "		
						Estágio 3 (cm) : --			Peso = 65 kg Alt. Queda = 75 cm		
CLIENTE						ENG. RESP.					
OBRA											
LOCAL						TRÊS BARRAS - SC					
SONDADOR						SUELI LORENZETTI MARCON					
IVO						CREA SC S1 8645-2					
ESCALA		DATA		REF.		FOLHA					
1 : 100		3/2/2011		SPT		25 / 27					
Rua Carlos Rieschbieter, 1123 - CEP 89012-200 - BLUMENAU - SC - Fone (47) 3322.3339 - Fax (47) 3322.3366 marcon.s@terra.com.br											

## Anexo II - Laudo de sondagem SM. 301

marcon		SONDAGEM		COTA 765,604		INÍCIO		FIM				
sondagens		SM.301		INCL.: VERTICAL		25/01/11		25/01/11				
COND. HDR. (9)		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		COORDENADAS N= 315,02 E= 318,72		SR		25/01/2011 28/01/2011				
COTAS	REV. DR. PERFIL GEOLOG.	COND. HDR. (9)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PROFUND. MANGRA (m)	ALTER (A) COER (C) FRATUR (F) (DESCONT.)	RQD e %RECUP	RECUPERAÇÃO				N. A.	
						N * GOLPES	20	40	60	80		
							PENETRAÇÃO					
							10	20	30	40		
			Aterro argiloso, coloração marrom.	0,70	POUCO COMP							
763,60			Argila siltosa, coloração vermelha e amarela.	1,60		1 1 2	3					1,40
			Argila siltosa, coloração amarela.	3,30	CONS MOLE*	1 2 2	4					
761,60			Argila siltosa, coloração cinza e amarela.	3,90		1 1 2	3					
			Argila siltosa, coloração amarela.	5,10	CONS MUITO RUJA*	3 7 9	16					
759,60			Alteração de rocha, coloração cinza.	7,40	COMP **	9 20 33	32/15					
				7,40		14 32	43/15					
757,60				8,40	A3/A2	15 15						
				9,90	C3/C2 F5	20 100 %						
755,60			Argilito coloração cinza escura, granulação finíssima (Bacia Sedimentar do Paraná, Formação Irati). Rocha medianamente alterada a sã (A3/A1), pouco coerente a coerente (C3/C2), extremamente a medianamente fraturada (F5/F3).	11,40	A2 C2 F4	35 100 %						
				12,40	A2/A1 C2	49 97 %						
753,60				13,40	F4	33 100 %						
				15,00	A2/A1 C2	44 100 %						
751,60				16,50	F3	65 94 %						
				17,40	A1 C2 F3	58 100 %						
749,60			Idem anterior, migrando para folhelho preto, pirobetuminoso, granulação finíssima. Rocha sã (A1), coerente (C2), medianamente a pouco fraturada (F3/F2).	17,40	A1 C2 F2	95 100 %						
			Limite da sondagem									
OBS. 7,40m = Impenetrável à percussão. 17,40m = Limite de sondagem rotativa							30 cm INICIAIS					
							30 cm FINAIS					
Leitura	Intervalo	N.A. (m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.	SOND. ROTATIVA		SOND. À PERCUSSÃO			
1	25/01	0,80	T. Cavadeira	0,00	0,80	Profun. de Início (m) : --	e	: EX	Amostrador : ø I = 1 3/8"			
2	26/01	1,00	T. Espiral			Estagio 1 (cm) : ---	e	: BW	ø E = 2"			
3	28/01	1,40	Lavagem	0,80	17,40	Estagio 2 (cm) : ---			ø Revestimento = 2 1/2"			
						Estagio 3 (cm) : ---			Peso = 65 kg Alt. Quada = 75 cm			
CLIENTE							ENG. RESP.					
OBRA												
LOCAL							SUELI LORENZETTI MARCON					
TRÊS BARRAS - SC							CREA SC 518645-2					
SONDADOR	ESCALA	DATA	REF.	FOLHA								
IVO/MÁRIO	1 : 100	09/02/2011	SM	2 / 4								

Rua Carlos Rieschbieter, 1123 - CEP 89.012-200 - BLUMENAU-SC Fone (47)3322-3339 - Fax (47)3322-3366 marcon.s@terra.com.br