

**JULIANO BERTELLI BENATI**

**METODOLOGIA DE EXECUÇÃO E DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE  
CARGA DE ESTACAS DE PEQUENO DIÂMETRO CRAVADAS  
E INJETADAS**

Dissertação apresentada  
à Universidade Federal de Viçosa,  
como parte das exigências do  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, para obtenção  
do título de *Magister Scientiae*.

**VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2007**

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e  
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

B456m  
2007 Benati, Juliano Bertelli, 1981-  
Metodologia de execução e determinação da capacidade  
de carga de estacas de pequeno diâmetro cravadas e  
injetadas / Juliano Bertelli Benati. – Viçosa, MG, 2007.  
xv, 77f. : il. (algumas col.) ; 29cm.

Orientador: Cláudio Henrique de Carvalho e Silva.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de  
Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 73-77.

1. Fundações (Engenharia). I. Universidade Federal de  
Viçosa. II. Título.

CDD 22.ed. 624.15

**JULIANO BERTELLI BENATI**

**METODOLOGIA DE EXECUÇÃO E DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS DE PEQUENO DIÂMETRO CRAVADAS E INJETADAS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

**APROVADA: 23 de Agosto de 2007**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof.<sup>a</sup> Maria Lucia Calijuri**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Stélio Maia Menezes**

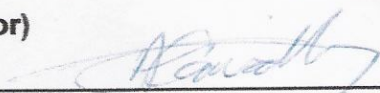
  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Carlos Alexandre Braz de**

**Carvalho**

**(Co-orientador)**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. José Luís Rangel Paes**

**(Co-orientador)**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Claudio Henrique de Carvalho Silva**

**(Orientador)**

*“É preciso força para sonhar e perceber que a estrada vai além  
do que se vê” (Marcelo Camelo).*

*Aos meus Pais, com todo carinho.*

## AGRADECIMENTOS

A Deus, pela oportunidade e proteção.

Ao meu pai, Cléber, motivo de meu orgulho e força;

À minha mãe, Maria Consuelo, fonte da minha perseverança e incentivo;

Ao meu irmão Romullo, pela amizade incondicional;

A Viviane, pelas palavras de apoio em todos os momentos;

A minha família, em especial tia Suely, Aryane e Maria da Paz, pelo estímulo ao estudo;

À UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA e Departamento de Engenharia Civil, pela oportunidade de realização do curso.

À FAPEMIG, pela concessão da bolsa de estudos;

Ao professor Cláudio Henrique, pelos ensinamentos e experiência transmitida;

Ao professor Paulo Sérgio, pelos bons conselhos e apoio profissional;

Ao professor José Luis Rangel Paes, pelas sugestões que enriqueceram o estudo realizado;

À SOTEL ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, em especial ao Engenheiro Sérgio Paulino Mourthé de Araújo, pelos conselhos, concessão dos tubos e cravação das estacas;

À EMPRESA DE ARTEFATOS DE CONCRETO EMPAC/GORI, em especial ao proprietário Giuseppe Gori, pela permissão de utilização do espaço e da infraestrutura da empresa;

À MECÂNICA CLEBER BENATTI, na montagem das vigas de reação das provas de carga;

À GEOINLOCO ENGENHARIA pelas sondagens realizadas;

À DIFRA ENGENHARIA, em especial aos engenheiros Daniel e Ana Amélia, pela realização dos ensaios de tração nos corpos de prova dos tubos.

Aos Companheiros Leonardo Cataldo e Milton Bahia (EMPAC), pela disponibilidade e auxílio durante as atividades realizadas na empresa;

Aos funcionários Marquinhos (in memorian), Tarcísio e Nilson (GEOINLOCO ENGENHARIA), Miguel e Luís (MECÂNICA CLEBER BENATTI), Geraldo (SOTEL ENGENHARIA), Braz (EMPAC), José Fialho (DIEFRA ENGENHARIA) e Tarcísio e Toninho (UFV), fundamentais para a realização deste trabalho;

A minha família Viçosense Geraldo, Eliana e Alessandra, pelo carinho;

Ao meus companheiros de departamento Karina, Julio, Paulo Afonso, José Mário, Jorge (Geotecnia), José Carlos (Materiais) e Cristina (secretária da pós-graduação), pelo agradável convívio.

Aos amigos que fiz nesta jornada: Thatiana, Gisele, Danilo, Néia, Flávio Crispim, Gersonito, André, Rogério Riva, Betânia, Fernando Caneschi, Rodrigo Zorzal, Lucas, Alessandra, Simone, Rodrigo Montanari, Marco Amado, Leandro, Edgar Neto, Luis Otávio, Taciano e Walcir, que espero que fiquem por toda vida;

E aos amigos de outras jornadas: Alan, João Pedro, Laert, Fabiano, Juliano Botelho, Adalmo, Rafael, Luiz Fábio, Marcelo, Aldrey, Helder e toda turma de Rio Branco, com quem sempre pude contar;

Enfim, a todos aqueles que contribuíram durante esta significativa experiência vivida. MUITO OBRIGADO!!!

## BIOGRAFIA

JULIANO BERTELLI BENATI, filho de Cleber Pereira Benati e Maria Consuelo Bertelli Benati, nasceu em 16 de Julho de 1981, em Visconde do Rio Branco, estado de Minas Gerais.

Em Dezembro de 1999 concluiu o segundo grau completo no Colégio Cristo Redentor (Academia) em Juiz de Fora, MG.

Em Dezembro de 2004 graduou-se Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Viçosa, na cidade de Viçosa, MG.

Em Março de 2005 iniciou o curso de Mestrado em Engenharia Civil, concentrando seus estudos na área de Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa, MG.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABELAS .....	x
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xi
RESUMO.....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA.....	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	5
2.1. ESTACAS INJETADAS .....	5
2.1.1. Breve histórico.....	5
2.1.2. Utilização de estacas injetadas como solução de problemas geotécnicos .....	6
2.1.3. Estacas escavadas e injetadas – Detalhes construtivos .....	8
2.1.4. Estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas (EPDCI's) .....	12
2.1.5. Considerações sobre a capacidade de carga estrutural de estacas .....	13
2.1.6. Considerações sobre a flambagem de estacas.....	15
2.1.7. Considerações sobre a calda de cimento e argamassa de injeção.....	16
2.2. CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA DAS ESTACAS.....	18
2.2.1. Transferência de carga.....	18
2.2.2. Prova de carga e curva carga-recalque.....	21
2.2.3. Definição da carga de ruptura a partir da curva carga-recalque.....	22
2.2.4. Métodos semi-empíricos para a previsão de carga de ruptura de estacas baseado em ensaios SPT .....	24
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	30
3.1. DESCRIÇÃO DA EPDCI .....	30
3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DAS ESTACAS .....	39
3.2.1. Caracterização dos tubos de aço .....	39
3.2.2. Caracterização da calda de cimento .....	41
3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO CAMPO EXPERIMENTAL.....	44

3.4. MONTAGEM E EXECUÇÃO DAS PROVAS DE CARGA .....	46
3.4.1. Estacas ensaiadas .....	46
3.4.2. Execução das estacas teste .....	46
3.4.3. Coroamento das estacas.....	48
3.4.4. Sistema de reação.....	49
3.4.5. Instrumentação e Aplicação das cargas.....	51
3.4.6. Ensaio de prova de carga.....	54
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	55
4.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE TRAÇÃO NOS TUBOS DE AÇO .....	55
4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS NA CALDA DE CIMENTO .....	56
4.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PROVAS-DE-CARGA.....	60
4.4. PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DO VALOR $N_{SPT}$ .....	63
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	69
5.1. CONCLUSÕES .....	69
5.2. SUGESTÕES: .....	71
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	73

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Estacas Raiz como reforço de fundações (ROCHA, 1986).....	5
Figura 2.2 – Consolidação de taludes em terrenos soltos (BRASFOND,2006)..	6
Figura 2.3 – Estrutura reticular em formação rochosa (BRASFOND, 2006). ....	7
Figura 2.4 - Fases de execução das microestacas (LAMARE NETO, 1985) ...	10
Figura 2.5 - Fases de execução da estaca raiz, BRASFOND (2006).....	12
Figura 2.6 – Estacas “Mast” (COSTA, 1956).....	13
Figura 2.7– Transferência de carga em um pilar (AMANN, 2000).....	19
Figura 2.8 – Transferência de carga em uma estaca isolada (AMANN, 2000).	20
Figura 2.9 – Curva carga-recalque (BUENO et al,1985) .....	22
Figura 2.10 – Determinação da carga de ruptura (NBR 6122/96).....	23
Figura 3.1 – Detalhe dos tubos metálicos .....	31
Figura 3.2 – Ponteiros cônicos e detalhe da ponteira soldada à luva .....	32
Figura 3.3 – Tripé de cravação e detalhe do sistema de içamento .....	33
Figura 3.4 – Martelo, haste guia e “cabeça de bater” .....	33
Figura 3.5 – Tambor de 200 litros com haste hélice.....	34
Figura 3.6 – Lançamento da calda preparada em betoneira.....	35
Figura 3.7 – Compressor utilizado na injeção (capacidade de 120 lib/pol <sup>2</sup> ) ....	35
Figura 3.8 – Capacete e refluxo da calda pela bainha da estaca.....	36
Figura 3.9 – Vista geral de cima de uma estaca executada.....	36
Figura 3.10 – Seqüência construtiva de uma estaca de pequeno diâmetro cravada e injetada .....	38
Figura 3.11 – Dimensões dos corpos-de-prova.....	40
Figura 3.12 – Seções transversais dos corpos-de-prova .....	40
Figura 3.13– Corpos-de-prova para o ensaio.....	40
Figura 3.14 – Ensaio de tração nos corpos de prova.....	41
Figura 3.15 – Montagem do ensaio de índice de fluidez .....	43
Figura 3.16 – Localização das estacas e sondagens (medidas em centímetros) .....	44
Figura 3.17 – Perfil estratigráfico do solo .....	45
Figura 3.18 – Verificação da verticalidade do segmento adicionado à estaca .	46
Figura 3.19 – Tampões metálicos - A) Tampão tipo copo; B) Tampão tripartido. .....	47
Figura 3.20 – Complemento do fuste com calda de cimento.....	48

Figura 3.21 – Gaiola solidarizada ao tubo e forma para concretagem.....	48
Figura 3.22 – Conjunto de vigas metálicas de reação.....	49
Figura 3.23 – Içamento das estacas de sobrecarga.....	50
Figura 3.24 – Sistema de reação montado.....	50
Figura 3.25 – Aparelho de aquisição de dados .....	51
Figura 3.26 – Extensômetros elétricos (LVDT), bomba de alimentação e macaco hidráulico 01.....	52
Figura 3.27 – Extensômetros elétricos (LVDT), bomba e macaco hidráulico 02 .....	53
Figura 3.28 – Proteção contra intempéries e área de apoio.....	53
Figura 4.1 – Curvas tensão x deformação do ensaio à tração nos tubos de aço 55	
Figura 4.2 – Corpos-de-prova com diferentes relações A/C.....	57
Figura 4.3 – Curvas de vida útil da calda de fator A/C = 0,60: 1 e 0,80: 1 .....	60
Figura 4.4 – Curva Carga-recalque da estaca E01 .....	61
Figura 4.5 – Curva Carga-recalque da estaca E02 .....	62
Figura 4.6 – Curva Carga-recalque da estaca E03 .....	62
Figura 4.7 – Valores de previsão de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos para a estaca E01 com referencia na Tabela 4.7 ...	64
Figura 4.8 – Valores de previsão de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos para a estaca E02 com referencia na Tabela 4.7 ...	64
Figura 4.9 – Valores de previsão de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos para a estaca E03 com referencia na Tabela 4.7 ...	65
Figura 4.10 – “Esquema” ilustrativo do alargamento do fuste causado pela cravação da ponteira com diâmetro maior que o tubo.....	68

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores de $K_p$ em função do tipo de solo(DECOURT et al, 1996) .....	25
Tabela 2.2 – Coeficientes de ajuste $\alpha$ e $\beta$ entre estacas cravadas e outras estacas (DECOURT et al, 1996) .....	26
Tabela 2.3 – Valores de $K$ e $\alpha$ em função do solo (AOKI e VELLOSO, 1975) .....	27
Tabela 2.4 – Fatores $F_1$ e $F_2$ em função do tipo de estaca (ALONSO, 1983).....	27
Tabela 2.5 – Coeficientes $\beta_1$ e $\beta_2$ (FUNDESP,2000).....	28
Tabela 2.6 – Coeficientes $\alpha\beta$ (Brasfond,2006) .....	29
Tabela 4.1 – Tensão de escoamento dos corpos de prova.....	56
Tabela 4.2 – Índices de exsudação.....	56
Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos corpos-de-prova dosados em laboratório .....	58
Tabela 4.4 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos corpos-de-prova dosados em campo .....	59
Tabela 4.5 – Módulos de elasticidade da calda de cimento aos sete dias.....	59
Tabela 4.6 – Valores de carga e recalque na ruptura da estaca.....	61
Tabela 4.7 – Valores de previsão de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos .....	63
Tabela 4.8 – Cargas de ruptura com coeficientes ajustados.....	66
Tabela 4.9 – Cargas de ruptura com coeficientes ajustados usando o $N_{SPT}$ de cada sondagem.....	66

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A/C$	Relação Água/Cimento
$A_e$	Área da estaca
$A_l$	Área lateral da estaca
$A_p$	Área da base da estaca
$A_s$	Área de aço da seção da estaca;
$A_{st}$	Área da seção lateral
CP	Corpo-de-prova
E	Módulo de deformação longitudinal
$E_e$	Módulo de deformação longitudinal da estaca
EPDCI's	Estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas
E01	Estaca teste 01
E02	Estaca teste 02
E03	Estaca teste 03
FS	Fator de segurança
$F_1$	Fator de carga de ponta em função do tipo da estaca do Método de Aoki Velloso
$F_2$	Fator de carga lateral em função do tipo da estaca do Método de Aoki Velloso
$f(j)$	Adesão lateral da estaca em um seguimento $j$
$f_{ck}$	Resistência característica da calda à compressão aos 28 dias
$f_{ckj}$	Resistência característica da calda à compressão aos $j$ dias
$f_y$	Resistência estrutural do aço;
$f_{yk}$	Tensão de escoamento característica do tubo
$h$	Altura
$h/d$	Relação Altura/Diâmetro do corpo-de-prova
I.E	Índice de exsudação
I.Exp	Índice de expansão
I.F.	Índice de fluidez
$K_p$	Fator empírico característico do solo junto à ponta
K	Correlação linear entre CPT e SPT
$L_e$	Comprimento da estaca
$N_p$	Média dos 3 valores de SPT em torno da ponta

$N_{SPT}$	Número de golpes do SPT
$P$	Carga aplicada axialmente no pilar
$P_r$	Carga de ruptura geotécnica
$p$	Pressão de injeção
$Q(z)$	Carga atuante ao longo do fuste a uma profundidade “z”
$Q_{adm}$	Carga admissível estrutural da estaca
$q_l$	Resistência lateral unitária
$q_p$	Resistência de ponta unitária
$q_c$	Resistência de ponta do cone
SPT	Standard Penetration Test
$S_d$	Desvio Padrão
$u$	Perímetro
$z$	Profundidade
$\alpha$	Coeficiente de ajuste de resistência de ponta
$\alpha_{AV}$	Coeficiente que correlaciona o atrito lateral local da ponteira de Begemann com a resistência de ponta do cone no método Aoki-Velloso
$\alpha_b$	Índice de contribuição da ponta da estaca do Método de Brasfond
$\beta$	Coeficiente de ajuste de resistência lateral
$\beta_b$	Índice de resistência lateral do Método de Brasfond
$\beta_0$	Índice que depende do diâmetro da estaca e da pressão de injeção no método de Cabral
$\beta_1$ e $\beta_2$	Correspondem a índices que dependem do tipo de solo no Método de Cabral
$\delta_f$	Recalque ocorrido pelo fuste
$\delta_p$	Recalque ocorrido na ponta
$\delta_{pp}$	Recalque da ponta da estaca causado pela parcela de carga transferida pela ponta
$\delta_{pf}$	Recalque da ponta da estaca causado pela parcela de carga transferida por todos os elementos do fuste
$\delta_t$	Recalques no topo de uma estaca
$\rho_{lim}$	Recalque limite
$\rho_i$	Recalques residuais referentes a este carregamento do macaco hidráulico 01 na estaca 03
$\rho_r$	Recalque na ruptura geotécnica

## RESUMO

BENATI, Juliano Bertelli, M.Sc. Universidade Federal de Viçosa, Agosto de 2007.  
**Metodologia de execução e determinação da capacidade de carga de estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas.** Orientador: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Co-orientadores: Carlos Alexandre Braz de Carvalho, José Luís Rangel Paes e Dario Cardoso de Lima.

O presente trabalho visa estabelecer uma metodologia executiva de estacas de pequeno diâmetro compostas por tubos metálicos sem costura cravados com aparelho semelhante ao tripé de sondagem a percussão e com posterior injeção de nata de cimento a baixas pressões, sendo estas estacas uma opção peculiar no estado de Minas Gerais. A composição dos materiais constituintes da estaca e suas propriedades como a fluidez, a resistência à compressão e a exsudação de dosagens sugeridas na literatura para a calda e ensaios mecânicos a tração no tubo também são apresentados como forma de melhor compreender as características estruturais destes elementos. De forma a verificar *in situ* o desempenho deste tipo de fundação profunda foram executadas três provas de cargas em estacas com diferentes comprimentos e relação  $A/C$ , realizadas em perfil de solo típico da região da Zona da Mata. Os dados dos ensaios de prova de carga foram interpretados à luz do método da NBR 6122/96 e da ruptura convencional (10% do diâmetro). A comparação entre os resultados obtidos nas provas de carga com alguns tradicionais métodos de previsão de capacidade de carga de estacas baseados em ensaios de penetração padrão (SPT) permitiram reavaliar as correlações disponíveis de forma a caracterizar a capacidade de carga destas estacas fornecendo importantes informações sobre o seu desempenho para a comunidade geotécnica.

## ABSTRACT

BENATI, Juliano Bertelli, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, August 2007. **Execution methodology and assessment of load capacity in driven and injected small diameter piles.** Advisor: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Co-advisors: Carlos Alexandre Braz de Carvalho, José Luís Rangel Paes and Dario Cardoso de Lima.

The present work seeks to establish a carry out methodology for small diameter pile composed by seamless metallic tubes driven with a similar to SPT tripod equipment and with subsequent injection of cement paste at low pressures, being these piles a peculiar option in the state of Minas Gerais - Brazil. The composition of the constituent materials of the piles and their properties as: the fluidity, the compression resistance, the migration of water in cement paste dosages suggested in the literature and mechanical traction test of the tubes are presented as a form to understand the structural characteristics of this element. To verify the *in situ* performance of this type of deep foundation, three load capacity tests were executed in piles with different lengths and water/cement ratio, that were performed in a typical soil of a region denominated "Zona da Mata". The load capacity tests data were analyzed by NBR 6122/96 method and the conventional failure (10% of the diameter). The comparison of the obtained results with traditional pile load capacity prediction methods based on SPT allowed a re-evaluation of available correlations in order to characterize the load capacity of these piles supplying important performance information to the Geotechnical community.

## 1. INTRODUÇÃO

A utilização de estacas tipo injetadas tem crescido grandemente nos últimos anos no Brasil, especialmente para o reforço de fundações de obras de baixa e média capacidade de carga.

Problemas comuns ao engenheiro de fundações como os recalques em decorrência de rebaixamento do lençol freático, seja por mudanças no sistema de drenagem das vias públicas ou por processos de adensamento induzido por cargas de novas edificações têm sido relatados com cada vez mais frequência e as soluções corretivas técnica e economicamente viáveis são onerosas e de difícil execução.

Nesse contexto destaca-se as estacas citadas acima como uma alternativa técnica cujos processos construtivos são bastante flexíveis para permitir a sua execução em locais de espaço reduzido e/ou ocupado por edificações de diferentes tipos que impedem a instalação e acesso de equipamentos de maior porte, além das vibrações e excesso de ruído causado por estes equipamentos.

### 1.1. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA

Tradicionalmente, as estacas do tipo injetadas são compostas de calda de cimento ou argamassa em furos entre 3 a 16 polegadas, abertos por processos rotativos de escavação ou à cravação por percussão. São fortemente armadas por barras de aço no primeiro caso ou alternativamente podem ser constituídas por tubos metálicos de pequeno diâmetro no segundo. Sua classificação no caso de escavação se dá quanto à injeção em basicamente duas categorias principais:

- Estacas em que a injeção é executada no seu topo sob pressões relativamente baixas, conhecidas como estacas **raiz**;
- Estacas em que a injeção é aplicada através de dispositivos situados ao longo do fuste da estaca (válvulas manchetes) e sob pressões elevadas, definidas na literatura como **microestacas**.

A principal dificuldade de dimensionamento geotécnico deste tipo de fundação está nas incertezas quanto à forma de transferência de carga do elemento de fundação para o solo circunvizinho e para o solo situado sob a ponta da estaca. Caso as pressões de injeção atinjam elevados valores o elemento pode ser considerado como uma estaca de grande deslocamento de solo (o que significa que o elemento de fundação desperta o empuxo passivo ao pressionar o solo circunvizinho), processo este utilizado nas microestacas executadas com tecnologia semelhante à execução de tirantes. Por outro lado, se as pressões de injeção forem baixas, o funcionamento do elemento de fundação será mais ao de estacas escavadas (nas quais o solo circunvizinho é solicitado na condição de empuxo ativo), como acontece nas estacas do tipo raiz.

No entanto evidências experimentais de casos de obras indicam que o funcionamento geotécnico do elemento de fundação depende não só do processo executivo referente forma de aplicação e ordem de grandeza das pressões de injeção, mas também é fortemente influenciado pela composição da calda de cimento, diâmetro, taxa de armadura e frequência dos furos das estacas injetadas.

Estes aspectos são importantes para a definição da capacidade de carga de estacas isoladas ou de grupos sendo misterioso o estudo do comportamento de estacas em função dos fatores mencionados no parágrafo anterior.

## **1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho teve como meta o conhecimento das características dos parâmetros de projeto e execução de estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas. Os principais objetivos foram:

- Avaliar o processo construtivo que vem sendo utilizado na prática de execução das estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas em estudo e definir uma metodologia executiva adequada para estas;
- caracterizar os materiais constituintes das estacas (tubo de aço e calda de cimento) por meio de ensaios de laboratório;

- realizar ensaios de prova de carga para avaliação da capacidade de carga das estacas modelo;
- analisar os resultados das provas de carga realizadas por meio de métodos de previsão de capacidade de carga disponíveis na literatura e reavaliar as correlações disponíveis de forma a caracterizar a capacidade de carga das estacas.

### **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

Esta dissertação apresenta-se estruturada em 5 capítulos. No Capítulo 1, é apresentada uma visão geral do trabalho, bem como a definição do problema e seus objetivos.

No Capítulo 2 faz-se uma revisão bibliográfica dos dois tópicos principais abordados na dissertação. O primeiro refere-se a um relato geral das estacas injetadas, apresenta as principais utilizações e conceitos relativos aos seus processos construtivos, incluindo as estacas raiz e microestacas, além de um breve comentário sobre estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas (EPDCI's). Também são feitas algumas considerações sobre a utilização da argamassa e da calda de cimento na injeção e quanto à capacidade de carga estrutural dessas estacas e sua possibilidade de ruptura por flambagem.

O segundo tópico refere-se à capacidade de carga das estacas, uma síntese de como é realizada a transferência de cargas, o ensaio de prova de carga e a definição da carga de ruptura a partir da curva carga recalque, além de abordar sobre os métodos baseados em ensaios de penetração padrão que serão empregados no cálculo da previsão de capacidade de carga em capítulos posteriores.

No Capítulo 3 descreve-se o processo de execução das estacas de pequeno diâmetro, as especificações e ensaios dos materiais utilizados na pesquisa, o campo geotécnico experimental onde foram cravadas as estacas teste e os detalhes executivos das provas de carga realizadas nestas estacas, como montagem dos sistema de reação, instrumentação e execução dos ensaios.

No Capítulo 4 apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais constituintes da estaca. São também apresentadas as curvas carga-recalque dos três elementos ensaiados e os valores encontrados para carga de ruptura segundo o método da NBR 6122/96 e carga correspondente ao recalque de ruptura convencional (10 % do diâmetro), como forma de comparar os métodos entre si e com os resultados das previsões de capacidade de carga total, permitindo o ajuste de seus coeficientes quanto à aplicação das estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas.

No Capítulo 5 são apresentadas algumas conclusões e observações realizadas neste trabalho e também sugestões para futuras pesquisas.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. ESTACAS INJETADAS

#### 2.1.1. Breve histórico

As estacas injetadas têm sua origem na estaca raiz, ou “Pali Radice”, que foi concebida na década de 50 em Nápoles, na Itália, pelo diretor técnico da empresa FONDEDILE, Engenheiro Fernando Lizzi, o qual requereu as primeiras patentes em 11.03.1952 (Nº 497736) e em 29.12.1952 (Nº 502416) (LIZZI apud SODRÉ, 1995).

O conceito inicial do professor Lizzi era de criar um reticulado, com estacas em várias direções, de modo a induzir a consolidação do solo em questão e transformá-lo em um “terreno armado”, para o qual as cargas seriam transmitidas através de fundação direta.

Porém, este conceito veio sendo modificado, ganhando as estacas raiz um caráter de reforço de fundações já existentes, como no trabalho feito por Euller Magalhães da Rocha no Palácio da Liberdade em Belo Horizonte, ilustrado na figura 2.1.

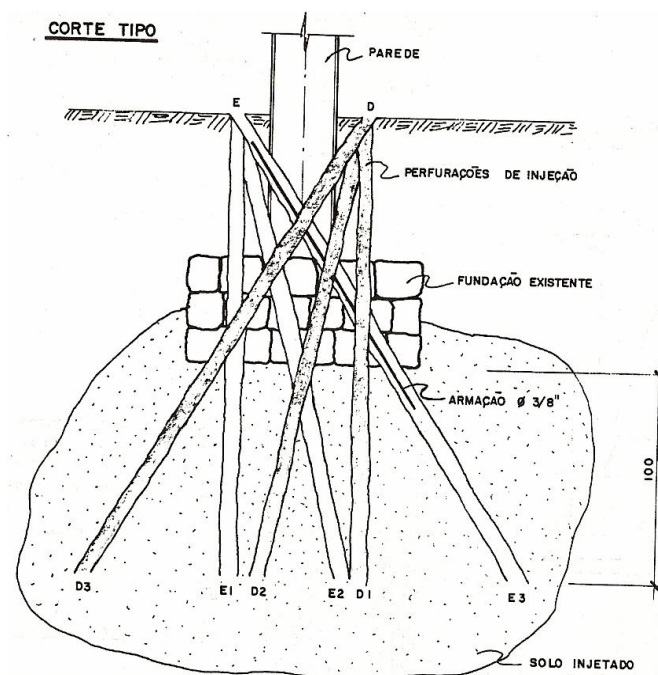


Figura 2.1 - Estacas Raiz como reforço de fundações (ROCHA, 1986)

Os recentes desenvolvimentos da técnica executiva e dos conhecimentos da mecânica dos solos permitiram aumentar a capacidade de carga e a produtividade deste tipo de estaca (CABRAL, 1986).

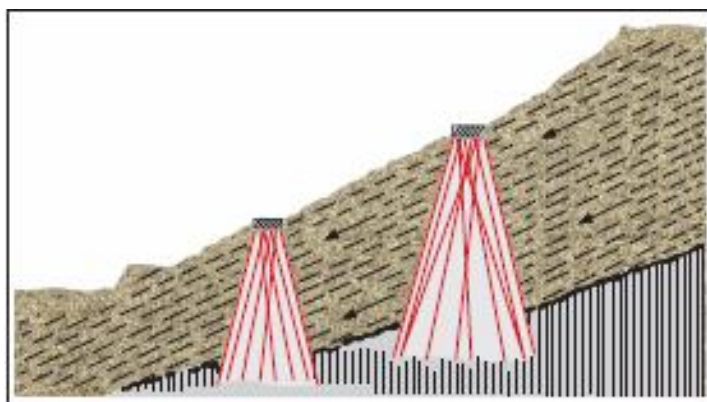
Assim, estas estacas ganharam diâmetros de 40 e até 50 cm e deixaram de ser costumeiramente conhecidas como estacas injetadas de pequeno diâmetro (no máximo 20 cm segundo a NBR 6122/86), sendo agora denominadas estacas escavadas, com injeção pela NBR 6122/96. Em função do crescimento do diâmetro, também as cargas nominais tem sido aumentadas, embora isto seja visto com ressalva por especialistas (SALIONI, 1985).

### **2.1.2. Utilização de estacas injetadas como solução de problemas geotécnicos**

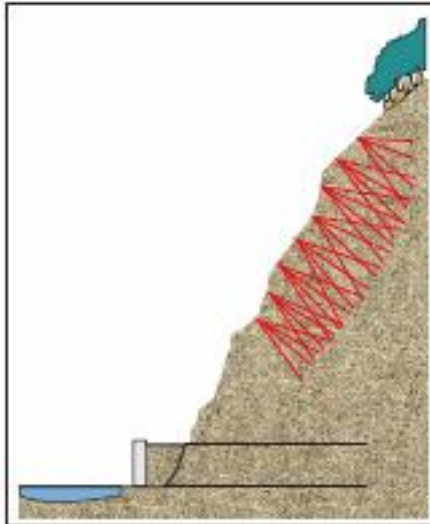
A seguir descrevem-se as principais utilizações das estacas injetadas em obras de engenharia.

#### **i ) Estabilização de encostas e contenção de taludes**

Para problemas de estabilização e contenção em taludes com solos instáveis, a aplicação do reticulado de estacas raiz funciona como parede de interceptação, destinada a conter a massa do solo descendente, como mostra a figura 2.2. No caso de formações rochosas, o reticulado trabalha como costura para a formação de uma parede ciclópica (figura 2.3).



*Figura 2.2 – Consolidação de taludes em terrenos soltos (BRASFOND,2006)*



*Figura 2.3 – Estrutura reticular em formação rochosa (BRASFOND, 2006).*

## **ii ) Reforço de fundações**

A estaca raiz é uma solução muito utilizada para reforço de fundações, uma vez que podem vencer obstáculos como bloco de fundações já existentes, matacões e rochas (CABRAL, 1986).

Os equipamentos das estacas raiz possuem reduzidas dimensões, conseguindo trabalhar em áreas restritas com pé direito reduzido, como é o caso da recuperação de um elemento no interior de um edifício.

## **iii ) Fundações em locais de difícil acesso**

Locais de execução de fundações como encostas íngremes, torres de linha de transmissão, cabeceiras de pontes e calçadões de centros urbanos nem sempre permitem acesso a veículos de grande porte, onde a instalação de equipamentos de execução tradicional de estacas se torna impossível.

## **iv ) Fundações de equipamentos industriais**

Quando da substituição ou acréscimo das instalações existentes por novos equipamentos de maior potência com novos carregamentos geralmente essas substituições são executadas nas proximidades ou no interior de estruturas existentes e não devem interromper a produção.

Quando da estabilização de grandes máquinas com peças de movimento rápido que apresentam vibrações elevadas o uso de estacas raiz, executadas através do bloco das fundações existentes, modifica a inércia das fundações e elimina as vibrações danosas (NOGUEIRA, 2004).

#### **v ) Fundações de obras civis com restrições a ruídos e vibrações**

Com o crescimento das cidades muitas são as obras construídas ao lado de escolas, hospitais e até mesmo edifícios antigos como museus e palácios em centros urbanos. As estacas raiz são executadas com equipamento que produz estacas com rapidez, baixo ruído e vibração quase nula, sendo a mais indicada para estes casos.

#### **2.1.3. Estacas escavadas e injetadas – Detalhes construtivos**

Sob denominação de estacas escavadas e injetadas englobam-se conhecidamente dois tipos de estacas, perfuradas e moldadas “in loco”, com diferenças técnicas no processo executivo e nos efeitos no terreno.

##### **a) Microestacas**

Segundo ALONSO (1996a), as microestacas são aquelas executadas através de aplicação contínua de altas pressões (entre 1 e 3 MPa) por válvulas múltiplas, denominadas “manchetes”, utilizando-se em cada estágio pressão que garanta a abertura dessas válvulas para posterior injeção da calda de cimento ou argamassa.

Quando se utiliza este procedimento de injeção sob alta pressão no maciço por meio de válvulas que não permitem o refluxo e por execução prévia da “bainha”, cria-se no terreno uma espécie de protensão, induzindo deformações no fuste e aumentando a área de contato lateral entre a estaca e o solo. Este processo é conhecido como presso -ancoragem.

Por tornar o “terreno protendido”, COSTA NUNES (1985) cita que estas estacas resultam em capacidade de carga maior do que as de pressão não mantida, porém envolvem uma técnica de maiores custos.

ALONSO (1996a) e LAMARE NETO (1985) descrevem as fases de execução das microestacas da seguinte forma:

### **i ) Perfuração**

A perfuração é realizada por máquina rotativa ou roto-percussora utilizando tubos que possuem na ponta uma sapata de perfuração ou coroa, feita de material duro de corte (comumente vídia ou diamante), com diâmetro ligeiramente maior para diminuir o atrito do tubo com o solo. Internamente aos tubos percola-se água, que retorna a superfície pelo espaço entre o tubo e o solo (conhecido como bainha) auxiliando também a lavagem do furo, sendo este um fator de grande importância para o desempenho da estaca. Estes tubos têm também a função de revestimento, caso o solo local seja instável.

### **ii ) Instalação do tubo manchete**

O tubo manchete dotado de válvulas com espaçamento pré-estabelecido tem por finalidade impedir o refluxo da argamassa no momento da aplicação, induzindo uma deformação no fuste. Este pode ser de PVC rígido ou de aço. Caso este tubo não tenha resistência estrutural necessária (no caso do PVC, por exemplo), deve o mesmo ser envolvido por armadura complementar.

### **iii ) Execução da bainha**

Após a instalação do tubo manchete, confecciona-se a bainha injetando calda de cimento pela válvula inferior até extravasar a boca do tubo. Caso seja usada argamassa ao invés da calda de cimento, costuma-se preencher completamente o furo de forma prévia para depois instalar o tubo manchete. Isso se deve a problemas de injeção das válvulas manchetes quando é utilizada a argamassa.

### **iv ) Limpeza do tubo manchete e injeção da calda de cimento**

É necessária a circulação de água para a limpeza do tubo manchete para que não ocorra vedação dos tubos obturadores responsáveis pela fase de injeção.

Esta fase só é iniciada após a bainha ter concluído a pega e estar no início da cura (normalmente 12 horas após execução da bainha). A aplicação de

pressão é feita pelos tubos obturadores de baixo para cima até a última válvula do tubo manchete.

### v) Vedação do tubo manchete

Concluída a injeção sob pressão, preenche-se a parte central do tubo com nata de cimento ou argamassa, podendo ser instalada se necessário, a armadura complementar da Microestacas. A figura 2.4 mostra as etapas de construção das microestacas.

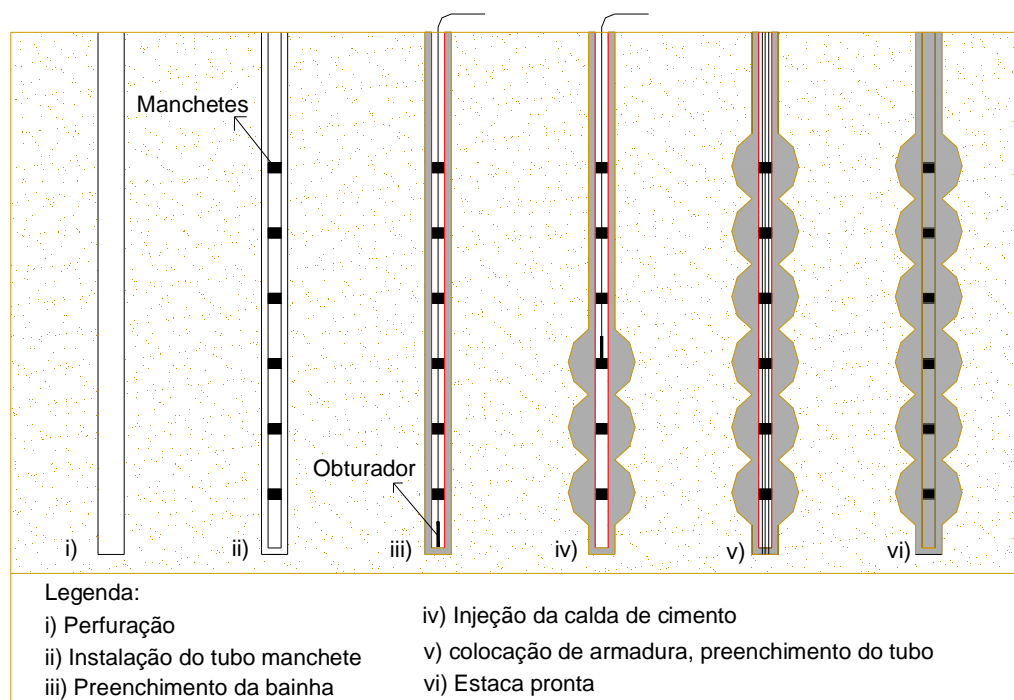


Figura 2.4 - Fases de execução das microestacas (LAMARE NETO, 1985)

### b) Estacas Raiz

Define-se como estaca raiz o processo de injeção de nata de cimento ou argamassa a baixas pressões (0,3 a 1,0 MPa), em um pré-furo aberto por processo rotativo semelhante ao da Microestaca e caracterizada pela aplicação de golpes de pressão com a finalidade de assegurar a integridade da estaca e extrair os tubos de revestimento.

Este procedimento contribui para a consolidação do terreno fissurado, compacta os terrenos fofos e provoca irregularidades no fuste, aumentando o atrito lateral, transformando o local em um “terreno armado” (AMANN, 2000).

A seguir, descreve-se o processo executivo segundo BRASFOND (2006), e ALONSO (1996a):

### **i ) Perfuração**

O processo de perfuração é semelhante ao das microestacas. O revestimento para estacas raiz que deve ser instalado preferencialmente em toda a extensão do furo caso as características do terreno permitam, e pode ser parcial desde que o comprimento possibilite aplicar, com garantia de não ser arrancado, golpes de ar comprimido após o preenchimento do furo com argamassa. Nesse caso, a perfuração abaixo da cota dos furos é feita também por rotação, com o auxílio de uma ferramenta de perfuração chamada tricône.

### **ii ) Armação**

Terminada a perfuração, coloca-se a armadura metálica no interior do revestimento. Esta pode ser constituída de uma ou mais barras de aço com aderência melhorada, de várias barras montadas em gaiolas ou de um tubo; No caso de revestimentos parciais, a armadura deverá dispor de roletes centralizadores para evitar que esta remova o solo ou fique fora de posicionamento.

### **iii ) Colocação do material de preenchimento**

Concluída a armação, preenche-se o tubo de revestimento com argamassa ou nata de cimento, que quando lançada de baixo para cima através de um “tubo de concretagem” garante a retirada da água de lavagem do furo.

### **iv ) Aplicação de golpes de ar e remoção do revestimento**

Completando o preenchimento, rosquea-se na extremidade superior do revestimento um tampão metálico ligado a um compressor para permitir a extração do revestimento aplicando golpes de ar comprimido, geralmente com pressões não superiores a 3,0 atm (0,3 MPa). A finalidade desta aplicação é garantir a integridade da estaca durante a execução, sem deixá-la com trechos de concretagem deficiente.

A operação é auxiliada pelo mecanismo de extração, normalmente formado por um conjunto de macacos hidráulicos. À medida que são retirados os tubos, o nível da argamassa (ou nata de cimento) vai abaixando e deve ser completado até o ponto inicial antes da aplicação de novo golpe de ar. Finalizada a retirada do tubo, está pronta a estaca. As fases descritas podem ser observadas na figura 2.5.

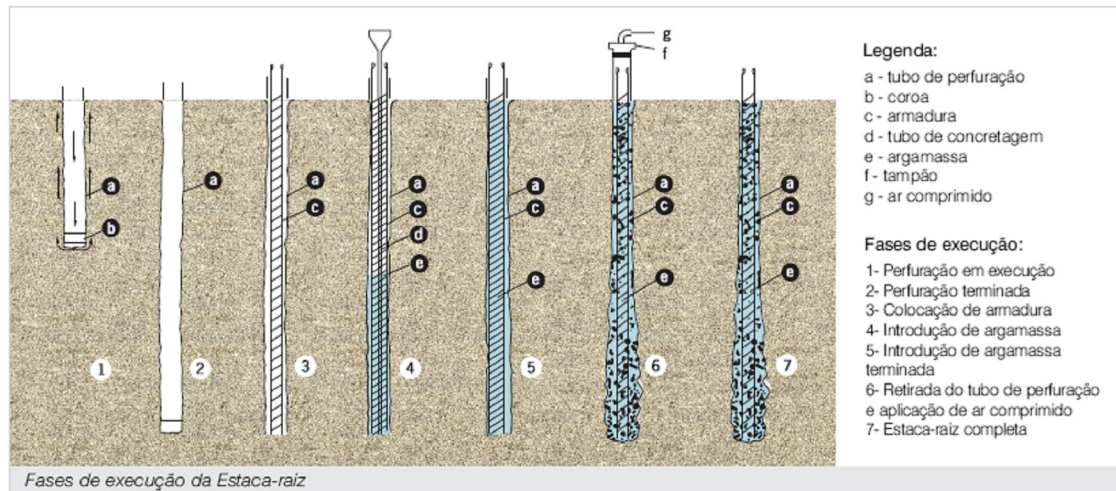


Figura 2.5 - Fases de execução da estaca raiz, BRASFOND (2006)

#### 2.1.4. Estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas (EPDCI's)

Apesar da abrangência da revisão bibliográfica realizada neste trabalho, não se identificou na literatura nenhum registro sobre a técnica executiva de estacas cravadas e injetadas de pequeno diâmetro. Alguns tipos similares, como as estacas "Mast", onde se utiliza um suplemento para a cravação de uma ponteira de madeira, com inserção de um molde de metálico de parede espessa e posterior injeção de concreto dentro deste molde, de acordo com o citado em COSTA (1956) e visto na Figura 2.6, é algo mais próximo do processo que será descrito nos parágrafos seguintes.

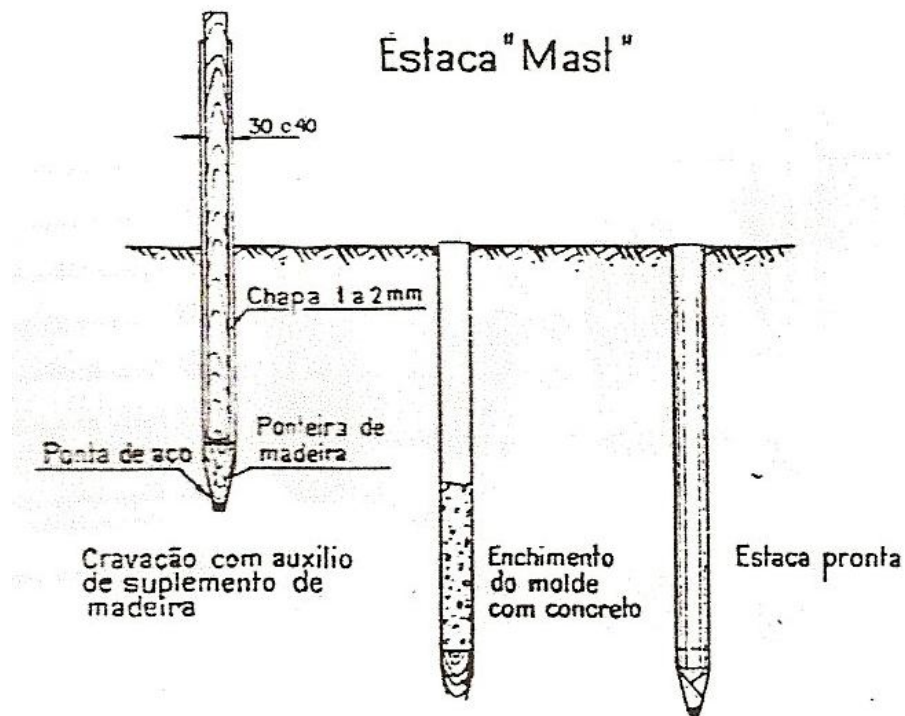


Figura 2.6 – Estacas “Mast” (COSTA, 1956)

As EPDCI's são estacas de execução peculiar com grande aplicação no estado de Minas Gerais. O seu uso crescente se deve a aspectos como a facilidade de mobilização, montagem e manutenção do equipamento de execução, além do baixo custo e disponibilidade de aquisição dos materiais constituintes.

No Capítulo 3 apresenta-se com detalhes o novo tipo de estaca de pequeno diâmetro cravada e injetada (EPDCI) considerada aqui, as especificações de seus materiais, sua metodologia executiva e considerações sobre a previsão de capacidade de carga deste tipo de estaca proposto.

### 2.1.5. Considerações sobre a capacidade de carga estrutural de estacas

Segundo AMANN (2000), em função de o diâmetro ser muito pequeno em relação ao comprimento destas estacas, a resistência estrutural pode ser o fator determinante do dimensionamento ao invés da resistência do solo, ou seja, há probabilidade da estaca atingir a ruptura estrutural antes da ruptura do solo.

Com relação à carga estrutural admissível de estacas escavadas, com injeção, a NBR 6122/96 cita que:

- Quando for utilizado aço com resistência de até 500 MPa e a percentagem de aço for menor ou igual a 6 %, a peça deverá ser dimensionada como um pilar de concreto armado, levando-se em conta a influência da flambagem, com a devida consideração do confinamento do solo;
- Quando for utilizado aço com resistência superior a 500 MPa ou a percentagem de aço for superior a 6 %, é desprezada a contribuição da argamassa, sendo toda carga resistida pelo aço e neste caso a verificação deverá ser feita como peça metálica.

Dá-se ênfase aqui à discussão do segundo tópico, uma vez que as estacas investigadas neste trabalho são constituídas de tubos de paredes grossas e a relação entre a parede do tubo e o diâmetro final da estaca sempre leva a uma taxa de armadura maior que 6 %. Maiores detalhes sobre dimensionamento de estacas raiz, assim como discussões a respeito de armaduras mínimas e coeficientes utilizados em cálculo podem ser encontrados nos trabalhos de ALONSO (1993 e 1996a) e AMANN (2000).

Para apresentar o cálculo da capacidade de carga estrutural de estacas injetadas do tipo raiz com taxa de armadura de aço maior ou igual a 6 %, cita-se o trabalho de ALONSO (1993), em que o autor faz uma reavaliação do dimensionamento estrutural destas face ao MB-3472 da ABNT, e adota o critério da norma de tirantes (NBR 5629), admitindo que durante o ensaio sejam esgotadas 90 % das resistências dos materiais que compõem as estacas.

Para este caso, ao se aplicar uma carga axial seja esta de tração ou compressão, pode-se calcular a carga admissível " $Q_{adm}$ " pela expressão:

$$\bullet \quad Q_{adm} = \frac{0,9.As.fy}{F.S.} \quad (1)$$

$As$  = área de aço da seção da estaca;

$fy$  = resistência estrutural do aço;

FS = fator de segurança (FS= 2).

ALONSO (1993) lembra que esses resultados referem-se à resistência estrutural da estaca, portanto, o comprimento necessário para garantir a carga "Q<sub>adm</sub>" depende do perfil geotécnico do local.

### **2.1.6. Considerações sobre a flambagem de estacas**

De modo geral, a flambagem do fuste depende das características da estaca quanto à geometria e material que é constituída, das características do terreno onde a mesma for inserida, da excentricidade gerada pelo carregamento aplicado, pelo desvio da vertical ocorrido durante sua instalação e das condições de engaste das extremidades da estaca (SODRÉ, 1995).

Segundo ALONSO (1996b), em seu artigo sobre flambagem em estacas de pequeno diâmetro, o caso mais desfavorável para a flambagem de estacas totalmente imersas é aquele em que a camada de baixa resistência ocorre na superfície de tal forma que não exista camada superior pouco deformável que iniba o processo de instabilidade.

Este processo se agrava em estacas em que a relação comprimento *versus* diâmetro é grande. COSTA NUNES (1985) lembra que um diâmetro pequeno resulta em rigidez pequena e baixa resistência à flexão.

O manual de fundações especiais publicado pela empresa HUBBELL (2003) adota que as estacas submetidas a cargas axiais e embutidas ao longo de todo seu comprimento de fundação não estarão sujeitas à ruptura por flambagem em solos com  $N_{SPT} > 4$ , uma vez que o solo provê à estaca uma contenção lateral contínua. Para solos com  $N_{SPT} < 4$ , o autor recomenda o cálculo da flambagem através da utilização de métodos como o proposto por ROBINSON et al (1965) ou por softwares que utilizem o método dos elementos finitos.

ALONSO (1996b) cita ainda que antes de se associar rupturas abruptas em estacas injetadas de pequeno diâmetro ao fenômeno de flambagem, devem ser considerados alguns fatores importantes como à comparação da carga de ruptura geotécnica com a estrutural e a análise do tipo de emenda (solda, luva

ou transpasse) empregada no processo executivo da estaca. O autor recomenda que estacas injetadas executadas em solos de baixa resistência tenham emendas da armadura realizadas por soldas ou luvas rosqueadas para que não ocorra deficiência na transmissão de esforços pela armadura longitudinal na região da emenda.

### **2.1.7. Considerações sobre a calda de cimento e argamassa de injeção**

Os diversos trabalhos consultados constataam a utilização da argamassa (calda de cimento com adição de areia fina) como material preferencial de composição das estacas injetadas, principalmente as do tipo raiz. SODRÉ (1995) relata que a utilização da areia faz com que haja uma diminuição da retração na calda de cimento.

A preferência também se deve a aspectos executivos das estacas raiz, uma vez que não é necessária a circulação da argamassa por furos no tubo metálico para a formação da bainha ou que se apliquem altas pressões em válvulas que não permitem refluxo, como ocorre nas microestacas. ALONSO (1996a) destaca que a injeção de argamassa ao invés da calda de cimento pelas válvulas manchete tem apresentado problemas executivos.

#### **i ) Propriedades fundamentais da calda e argamassa**

Os ensaios frequentemente utilizados para a definição das propriedades das caldas e argamassas de injeção no estado fresco são o de índice de fluidez (tempo gasto para 1000 cm<sup>3</sup> da calda de cimento para escoar pelo funil de Marsh) e a vida útil (tempo durante o qual o índice de fluidez não ultrapassa um valor limite, pré-estabelecido, o qual deve conferir segurança à operação de injeção prevista) , além do ensaio de sedimentação da calda (exsudação). Para o estado endurecido considera-se a resistência à compressão.

BRUCE e YEUNG (1984) mencionam que a argamassa deve ser suficientemente fluida para permitir um bombeamento (lançamento) e uma injeção eficientes. A principal variável que afeta as propriedades das injeções é a relação A/C (água/cimento), pois o excesso de água causa exsudação, que reduz a resistência, aumenta a retração e a porosidade e diminui a durabilidade.

NETO (1980), discutindo os resultados de ensaios de laboratório visando à escolha da calda de cimento a ser utilizada nas injeções de consolidação das fundações da usina hidrelétrica de Tucuruí, chegou à conclusão que as caldas sem adição ideais para injeção de consolidação possuem baixa exsudação (menor que 5%), vida útil no laboratório no intervalo entre 2 e 4 horas (prevendo que em campo este tempo pode ser reduzido à metade) e resistência à compressão simples de, no mínimo, 10 MPa.

A NBR 7681/83, que fixa condições exigíveis para caldas de cimento para injeção a serem empregadas em bainhas e dutos de armadura de protensão, define que o fator água cimento máximo de 0,45, exsudação máxima de 2% e a vida útil da calda não deve exceder o tempo de 18 segundos.

Devem ainda ser considerados na comparação dos resultados de campo e laboratório alguns fatores distintos, como a energia de agitação e temperatura do ambiente e da calda, que influenciam diretamente a injeção da calda a baixas pressões.

Vale lembrar também que o processo construtivo interfere nas características físicas e mecânicas da argamassa. ROCHA e DANTAS (1986) determinaram as propriedades da argamassa extraíndo corpos de prova, com relação  $h/d = 2$  de testemunhos das estacas teste, e verificaram nos mesmo certa heterogeneidade da argamassa ao longo do comprimento da estaca e uma tendência de variação da resistência à compressão decrescente com a profundidade.

## **ii ) Alguns traços de caldas e argamassas registrados na literatura**

A NBR 6122/96 estabelece um consumo mínimo de 600 kg de cimento por metro cúbico de argamassa e  $f_{ck}$  compatível com as técnicas executivas e de controle sendo no máximo 20 MPa, para casos que se utilizem aço com resistência de até 500 MPa e percentagem de aço menor ou igual a 6%.

ALONSO (1996a) cita que para atender ao consumo mínimo de cimento de 600 kg/m<sup>3</sup> recomendado pela NBR 6122/96, o traço normalmente utilizado contém 80 litros de areia para um saco de cimento de 50 kg e 20 a 25 litros de

água (relação A/C = 0,4 a 0,5), No entanto, o traço confere à argamassa uma resistência elevada, superior a 20 MPa.

Para a confecção de estacas raiz ROCHA e DANTAS (1986) utilizaram um fator A/C = 0,73, o mesmo utilizado por ROCHA et al (1985). Neste experimento, o consumo de cimento foi de 480 kg por metro cúbico de argamassa e índice de fluidez de 9 a 10 segundos (a 3 e 20 minutos, respectivamente).

SODRÉ (1995) relata a experiência de diversos autores sobre a execução de estacas com o uso de argamassa injetadas sob baixa pressão, em que a relação A/C estava entre 0,45 e 0,60, e consumo de cimento de 600 kg/m<sup>3</sup>, e em alguns casos foram utilizados aditivos fluidificantes.

## **2.2. CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA DAS ESTACAS**

### **2.2.1. Transferência de carga**

Por se tratar de um elemento esbelto, a estaca pode ser comparada analogamente a um pilar no que se refere à transferência de cargas. Todavia, a forma como são transmitidas as cargas ao longo de seu comprimento e as deformações geradas nos seus elementos são diferentes em alguns aspectos.

Os pilares, que possuem carga constante ao longo de sua maior dimensão, se deformam no topo segundo a lei de Hooke (teoria da elasticidade), uma vez que estão num meio onde não são geradas forças de atrito lateral. Sendo P a carga aplicada axialmente no pilar como mostra a Figura 2.7, o encurtamento ou recalque elástico no topo pode ser calculado por:

$$\delta_e = \frac{P.L}{E.A_{st}} \quad (2)$$

Onde L é comprimento do elemento; A<sub>st</sub> a sua área da seção transversal e E seu módulo de deformação longitudinal.

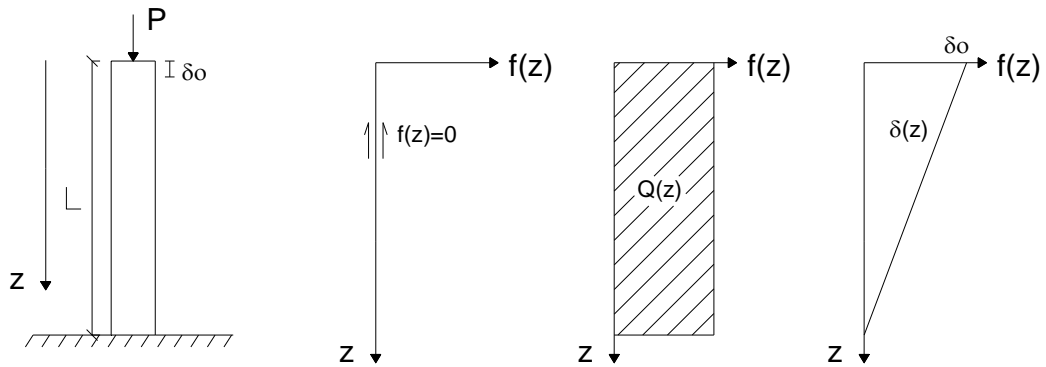


Figura 2.7– Transferência de carga em um pilar (AMANN, 2000)

Já nas estacas, por estarem embutidas em um meio que oferece resistência ao cisalhamento, à carga é parcialmente transmitida ao solo por atrito ou adesão lateral. Dessa forma, o solo absorve parte da força normal atuante na seção da estaca, a qual vai diminuindo de intensidade ao longo da profundidade (NOGUEIRA, 2004).

É possível estimar a carga  $Q(z)$  ao longo do fuste de perímetro " $u$ " e comprimento " $L$ " da estaca, a uma profundidade " $z$ ", em função da carga axial aplicada no topo " $P$ " e do atrito ou adesão lateral  $f(j)$  em um seguimento " $j$ ", da seguinte forma:

$$Q(z) = P - \sum_{j=0}^z f(j) \cdot u \cdot \Delta L(j) \quad (3)$$

Assim, os recalques no topo de uma estaca ( $\delta_t$ ) são bem diferentes dos verificados em um pilar porque a base da estaca se desloca sob ação da parcela de carga que nela chega que por sua vez depende da capacidade de suporte do solo em torno do fuste onde a estaca está inserida (AMANN, 2000), como mostra a figura 2.8.

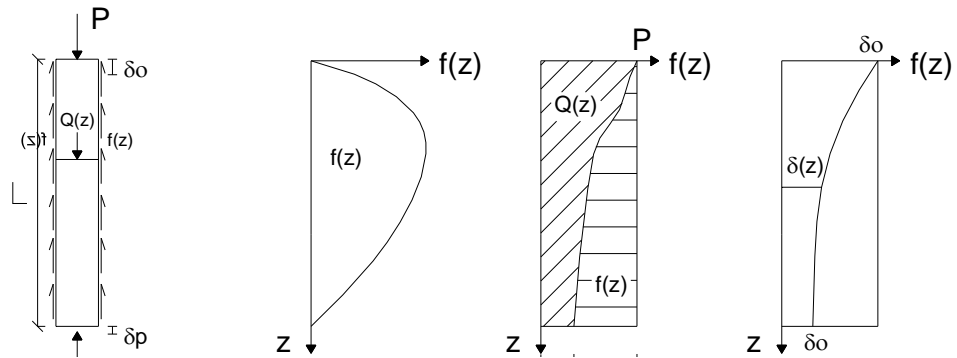


Figura 2.8 – Transferência de carga em uma estaca isolada (AMANN, 2000)

Pode-se então dividir  $\delta_t$  em duas parcelas principais: o recalque ocorrido na ponta ( $\delta_p$ ) e o recalque ocorrido pelo fuste ( $\delta_f$ ).

A parcela  $\delta_f$  provém da deformação elástica da estaca nos vários seguimentos de contato com as camadas de solo. Uma vez não atingido o valor máximo de cisalhamento, haverá uma compatibilidade de deslocamentos entre o fuste e o solo adjacente, e este recalque pode ser calculado segundo a teoria da elasticidade, observando os parâmetros referentes ao material constituinte da estaca.

$$\delta_f = \frac{P \cdot L_e}{E_e \cdot A_e} \quad (4)$$

No entanto, o cálculo da parcela  $\delta_p$  se subdivide em outras duas parcelas de difícil determinação ( $\delta_{pp}$  = recalque da ponta da estaca causado pela parcela de carga transferida pela ponta e  $\delta_{pf}$  = recalque da ponta da estaca causado pela parcela de carga transferida por todos os elementos do fuste), onde convém ser estimadas por métodos como o método do meio elástico-contínuo, presentes em trabalho de discretização de AOKI e LOPES (1975) ou a discretização de POULOS e DAVIS (1980) baseados nas equações de MINDLIN (1936).

As discretizações supracitadas não serão aqui abordadas, porque não constam do objetivo deste trabalho os métodos de análise do comportamento de estacas com ênfase na estimativa de recalques e transferência de cargas do elemento de fundação.

### 2.2.2. Prova de carga e curva carga-recalque

Prova de carga é o ensaio que consiste na aplicação de incrementos de carga em estágios à fundação com finalidade de se conhecer os deslocamentos associados a estes incrementos e definir qual o comportamento real do elemento no local onde foi executado.

Este ensaio pode ser realizado com cargas verticais ou inclinadas, à compressão ou à tração, visando reproduzir o carregamento que este elemento será submetido em condições de trabalho, para comparar os resultados obtidos com os valores esperados no projeto.

No caso de fundações profundas, o método de ensaio de prova de carga é prescrito pela NBR 12.131/97 ou MB – 3472 (Estacas – Prova de Carga estática) e possui duas formas básicas de ser realizado: i) com carregamento lento e ii) com carregamento rápido. A grande diferença entre estas duas modalidades de ensaio reside nos tempos de permanência de cada estágio de carga que interfere com o tempo necessário para a estabilização dos recalques, que a rigor só ocorre quando se aplica carregamentos lentos.

Os resultados do ensaio são expressos em um gráfico em que se representa a carga aplicada nas abscissas e os recalques correspondentes nas ordenadas. Para VARGAS (apud BUENO et al, 1985), podem ser identificados nesta curva carga x recalque os seguintes trechos (Figura 2.9):

Trecho I – Elástico Linear: Região de quase linearidade entre carga e recalque;

Trecho II – Elásto-Plástico: Região de deformação Elásto-Plástico, onde os recalques são funções da velocidade de carregamento e onde aparecem fenômenos de relaxação;

Trecho III – Ruptura para níveis de tensão constante: As deformações são crescentes; Trecho onde se define  $P_r$ .

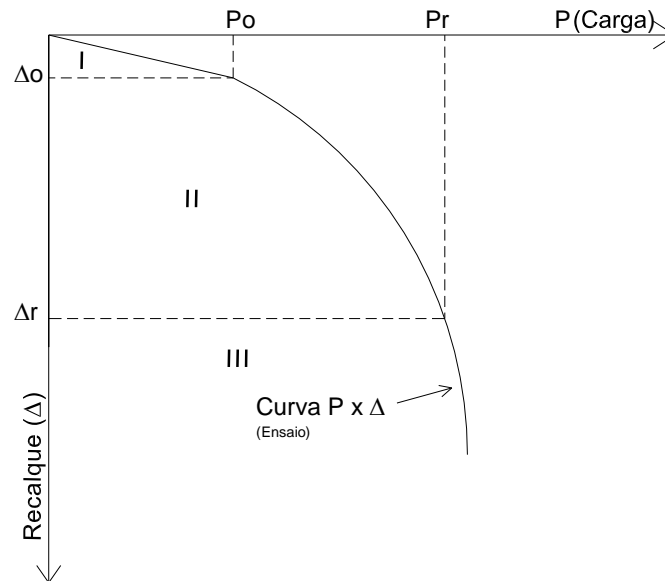


Figura 2.9 – Curva carga-recalque (BUENO et al, 1985)

### 2.2.3. Definição da carga de ruptura a partir da curva carga-recalque

De acordo com SILVA (1989), não existe um consenso entre os engenheiros e pesquisadores a respeito de um critério único para interpretação de relatórios de prova de carga. A própria definição da carga de ruptura de uma estaca não está claramente definida e portanto existem diversos métodos e critérios para a sua definição.

SHAMSHER et al (1989) por exemplo, cita que é comum à ruptura ser definida como a carga correspondente a uma deformação na ponta (ou no topo) da estaca de 10% do seu diâmetro, a qual ele chama de ruptura “convencional”.

Outro critério comumente utilizado para curvas carga - recalque com o terceiro trecho bem definido é o da norma de fundações NBR 6122/96, onde se aplica o recalque limite de 3,33 % do diâmetro da estaca descontando o encurtamento elástico do material que a compõe.

A expressão matemática do recalque na ruptura,  $\rho_R$ , que caracteriza o método descrito acima tem forma linear, conforme a expressão (5):

$$\rho_R = P_R \cdot \frac{L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (5)$$

A carga de ruptura,  $P_R$ , é determinada no encontro desta reta com a curva carga – recalque, Figura 2.10.

Esta mesma norma cita que quando não se pretende ou não se consegue levar a estaca até uma ruptura por problemas com o equipamento de aplicação de cargas e na reação ou onde a carga geotécnica do conjunto estaca-solo é maior que a estrutural (o que corresponde aos trechos um e dois da curva carga – recalque) , deve-se extrapolar a curva para a avaliação da carga de ruptura de acordo com métodos consagrados na mecânica dos solos.

Segundo FELLENIUS (apud SILVA, 1989), para ser aceito pela comunidade geotécnica, o método que define a ruptura precisa ser baseado em alguma regra matemática e gerar um valor que seja repetível, independente de variação de escalas e de opiniões de um determinado intérprete, levando-se em consideração a forma da curva carga recalque.

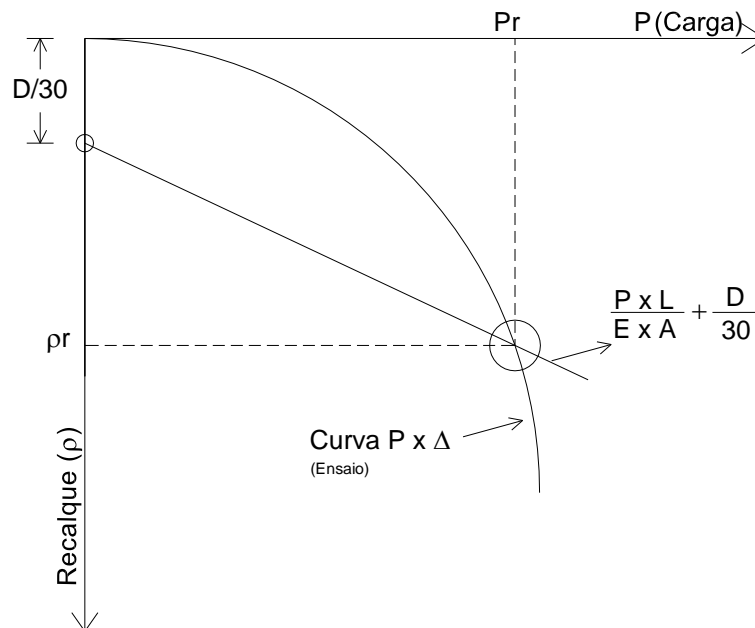


Figura 2.10 – Determinação da carga de ruptura (NBR 6122/96)

Crítérios como os de VAN der VEEN (1953), MASSAD (1986), De rigidez (DECOURT, 1996) são alguns dos mais utilizados para esta função devido ao bom ajuste matemático apresentado nos resultados.

#### **2.2.4. Métodos semi-empíricos para a previsão de carga de ruptura de estacas baseado em ensaios SPT**

Uma estaca carregada axialmente irá resistir a esta solicitação parcialmente pelo desenvolvimento da resistência lateral (atrito ou adesão) no contato entre superfície lateral e o solo e parcialmente pelas tensões geradas na ponta da estaca. A carga de ruptura pode ser definida como sendo a carga necessária para vencer a soma das cargas de atrito e/ou adesão lateral e de ponta máximas que a estaca pode resistir.

A forma de se definir o valor de carregamento máximo é através de ensaios de prova de carga, os recalques na curva carga *versus* recalque limitando a valores previamente definidos, que como foi visto não existe definições claras de ruptura da estaca.

Segundo ALONSO (1981), vários autores têm procurado correlacionar à carga de ruptura com ensaios de sondagem, principalmente os do tipo SPT, visto sua difusão no Brasil e simplicidade de execução que, além do reconhecimento do subsolo, transmite ao projetista subsídios para escolher o tipo de fundação mais adequado ao local.

A resistência de uma estaca à ruptura pode ser calculada através da expressão (6):

$$Pr = q_l \cdot A_l + q_p \cdot A_p. \quad (6)$$

Sendo  $P_r$  a carga de ruptura da estaca,  $A_l$  a área lateral,  $A_p$  a área da base,  $q_l$  a resistência lateral unitária e  $q_p$  a resistência de ponta unitária.

Considerando-se que no presente trabalho estavam disponíveis somente sondagens do tipo SPT, serão discutidos alguns métodos de estimativa de carga de ruptura de estacas baseados no índice  $N_{SPT}$ .

### i ) Método de Decourt-Quaresma (1978)

Originalmente criado para previsão de carga em estacas de deslocamento, foi objeto de extensão para os demais tipos de estacas através de coeficientes de ajuste de resistência de ponta ( $\alpha$ ) e atrito lateral ( $\beta$ ).

A carga de ruptura é calculada como:

$$Pr = \alpha \cdot q_p \cdot A_p + \beta \cdot q_l \cdot A_l, \quad (7)$$

onde:

- $q_p = \overline{N_p} \cdot K_p$  (8)

- $N_p$  = é a média dos 3 valores de SPT em torno da ponta (1,0 acima, na ponta e 1,0m abaixo da ponta);

- $K_p$  = é o fator empírico característico do solo junto à ponta (tabela 2.1);

- $q_l = 10 \cdot \left( \frac{\overline{N_{spt}}}{3} + 1 \right)$  (kPa) (9)

Tabela 2.1 – Valores de  $K_p$  em função do tipo de solo (DECOURT et al, 1996)

Tipo de solo	$K_p$ (kPa)
Argila	120
Silte Argiloso	200
Silte Arenoso	250
Areia	400

$N_{spt}$  é o número de golpes médio ao longo do fuste da estaca, onde  $3 \leq N_{spt} \leq 50$ ;

A tabela 2.2 apresenta os coeficientes de ajuste para outras estacas com referência nas estacas padrão (estacas cravadas) sugeridos por DECOURT et al (1996):

Tabela 2.2 – Coeficientes de ajuste  $\alpha$  e  $\beta$  entre estacas cravadas e outras estacas (DECOURT et al, 1996)

Tipo de solo	Estacas Escavadas (geral)	Estacas Escavas com bentonita	Estacas Hélice continua	Estacas Raiz	Injetadas sob alta pressão
Argila	$\alpha = 0,85$	$\alpha = 0,85$	$\alpha = 0,30$	$\alpha = 0,85$	$\alpha = 1,00$
	$\beta = 0,80$	$\beta = 0,90$	$\beta = 1,00$	$\beta = 1,50$	$\beta = 3,00$
Solos Intermediários	$\alpha = 0,60$	$\alpha = 0,60$	$\alpha = 0,30$	$\alpha = 0,60$	$\alpha = 1,00$
	$\beta = 0,65$	$\beta = 0,75$	$\beta = 1,00$	$\beta = 1,50$	$\beta = 3,00$
Areia	$\alpha = 0,50$	$\alpha = 0,50$	$\alpha = 0,30$	$\alpha = 0,50$	$\alpha = 1,00$
	$\beta = 0,50$	$\beta = 0,60$	$\beta = 1,00$	$\beta = 1,50$	$\beta = 3,00$

## ii ) Método de Aoki-Velloso (1975)

No método Aoki-Velloso (1975) tanto  $q_p$  quanto  $q_l$  é baseado na resistência de ponta ( $q_c$ ) de ensaios de penetração do cone (CPT). O atrito lateral é obtido através de um coeficiente que correlaciona o atrito lateral local da ponteira de Begemann utilizada no ensaio ( $\alpha_{AV}$ ) com a resistência de ponta do cone ( $q_c$ ).

O fato de ser pouco utilizados ensaios de cone no Brasil levaram Aoki-Velloso a criar uma correlação linear entre CPT e SPT, expressa pelo fator K da expressão de cálculo de  $q_c$  e  $q_l$ . Tanto o coeficiente K como  $\alpha_{AV}$  dependem do tipo de solo, fato observado na tabela 2.3.

Segundo DECOURT et al (1996), a maior dificuldade para correta aplicação desse método é a necessidade da perfeita caracterização do solo envolvido, o que é muito difícil na prática.

AMANN (2000) ressalta que diferente de Decourt-Quaresma (1978), a resistência lateral na ruptura não é aqui calculado pela média do  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, mas sim pela soma do atrito lateral em diversos trechos de seu comprimento. Portanto:

$$\bullet \quad q_l = \frac{1}{L} \cdot \sum \frac{(N_{(i)} \cdot K_{(i)} \cdot \alpha_{AV(i)}) \Delta L_{(i)}}{F_2} \quad (\text{kPa}) \quad (10)$$

$$\bullet \quad q_c = \frac{N_p \cdot K}{F_1} \text{ (kPa)} \quad (11)$$

Nestas expressões K representa o fator de correlação entre a resistência de ponta do cone (CPT) e o índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$ , variável para cada tipo de solo conforme Tabela 2.3;  $N_p$ , é o valor médio do  $N_{SPT}$  ao nível da ponta da estaca;  $\alpha_{AV}$  (%) é o fator que relaciona o atrito ou adesão lateral medido no ensaio de cone e o  $N_{SPT}$ ;  $F_1$  e  $F_2$  são coeficientes que consideram os diferentes tipos de execução do fuste da estaca( Tabela 2.4).

Tabela 2.3 – Valores de K e  $\alpha$  em função do solo (AOKI e VELLOSO, 1975)

Solos	K (kPa)	$\alpha_{AV}$ (%)
Areia	1000	1,4
Areia Siltosa	800	2,0
Areia silto-Argilosa	700	2,4
Areia Argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte Arenoso	550	2,2
Silte Areno-argiloso	450	2,8
Silte Argiloso	230	3,4
Silte Argilo arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila Arenosa	350	2,4
Argila Areno-siltosa	300	2,8
Argila Siltosa	220	4,0
Argila Silto-arenosa	330	3,0

Tabela 2.4 – Fatores  $F_1$  e  $F_2$  em função do tipo de estaca (ALONSO, 1983)

Tipo de Estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	5,00
Cravadas	1,75	3,50
Escavadas em geral	3,00	6,00
Estacas Grande diâmetro	3,50	7,00

### iii )Método de David Cabral (1986)

Este método de previsão de carga de ruptura de estaca tipo raiz leva em conta a pressão de aplicação de golpes de ar na resistência lateral da estaca. Cabral (1986) limita o diâmetro de cálculo em  $D < 450$  mm e pressão de injeção ( $p$ )  $< 4$  kgf/cm<sup>2</sup>, de acordo com o exposto nas equações (12) e (13):

$$ql = \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_{spt} \cdot \Delta L; (\text{kgf/cm}^2) \quad (12)$$

$$qp = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p \quad (\text{kgf/cm}^2), \quad (13)$$

onde:

- $N_{spt}$  corresponde ao numero de golpes do comprimento  $\Delta L$ ;
- $N_p$  corresponde ao numero de golpes da ponta da estaca;
- $\beta_1$  e  $\beta_2$  correspondem a índices que dependem do tipo de solo (Tabela 2.5);
- $\beta_0 = 1 + 0,11 \cdot p - 0,01D$ ,  $p < 4$  kg/cm<sup>2</sup> e  $D$ ( diâmetro da estaca, em cm);

É sugerido por CORRÊA (apud AMANN 2000) que o atrito lateral seja limitado a 200 kPa enquanto SODRÉ (1995) limita a tensão na ponta em 5000 kPa.

Tabela 2.5 – Coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$  (FUNDESP,2000)

Solos	$\beta_1$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\beta_2$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Areia	0,070	3,0
Areia Siltosa	0,080	2,8
Areia Argilosa	0,080	2,3
Silte	0,050	1,8
Silte Arenoso	0,060	2,0
Silte Argiloso	0,035	1,0
Argila	0,050	1,0
Argila Arenosa	0,050	1,5
Argila siltosa	0,040	1,0

CORRÊA, R.S.(1988) – Previsão da carga de ruptura de estacas raiz a partir de sondagens de simples reconhecimento.São Paulo, 1988.Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, USP, 131 p.

#### iv )Método de Brasfond (1991)

Proposto exclusivamente para estacas raiz, o método de Brasfond (1991) é análogo ao método Decourt-Quaresma no que diz respeito ao  $N_{SPT}$ , considerando a média ao longo de todo fuste no atrito lateral e a média dos três últimos para resistência de ponta, respeitando o limite de 40 golpes.

- $ql = \beta b \cdot \overline{N_{spt}}$ , kPa; (14)

- $qp = \alpha b \cdot \overline{N_p}$  (15)

O índice de resistência lateral  $\beta_b$  é 6 kPa para qualquer tipo de solo, enquanto o índice de contribuição da ponta da estaca ( $\alpha_b$ ) é dado segundo a tabela 2.6:

*Tabela 2.6 – Coeficientes  $\alpha\beta$  (Brasfond,2006)*

Tipo de solo	$\alpha_b$ (kPa)
Areia	200
Areia Siltosa	160
Areia Argilosa	130
Areia c/ pedregulhos	260
Silte Arenoso	120
Silte Argiloso	100
Argila Arenosa	110
Argila siltosa	90

### **3. PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Neste capítulo apresenta-se o processo construtivo das estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas. Descreve-se também as metodologias de ensaio e as especificações dos materiais referentes às estas estacas.

Face das técnicas construtivas das EPDCI's terem sido adaptadas por vários métodos sem o devido estudo teórico e avaliação do desempenho dessas fundações, apresenta-se a verificação experimental da capacidade de cargas através da realização de Provas de Carga estáticas em três estacas teste, sendo duas com o comprimento até o impenetrável à percussão (designadas de estacas "longas") E01 e E03 e uma estaca que sua ponta não atravessasse a camada de menor resistência (designada estaca "curta") em uma pequena área de trabalho experimental caracterizados por dois furos de sondagem SPT.

#### **3.1. DESCRIÇÃO DA EPDCI**

As estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas são constituídas por tubos metálicos sem costura, divididos em segmentos que variam entre 1,50 e 3,00 metros de comprimento, cravadas dinamicamente com o auxílio de um equipamento adaptado daquele comumente utilizado na execução de sondagens de simples reconhecimento tipo SPT. Os segmentos são emendados por solda elétrica, e protegidos por uma ponteira de ferro fundido de formato cônico, soldada na extremidade inferior.

No terço inferior da estaca são feitos furos de diâmetro de 30 mm, espaçados de 40 cm entre si, para permitir o retorno da calda de cimento que é injetada para preenchimento do espaço vazio deixado durante a cravação.

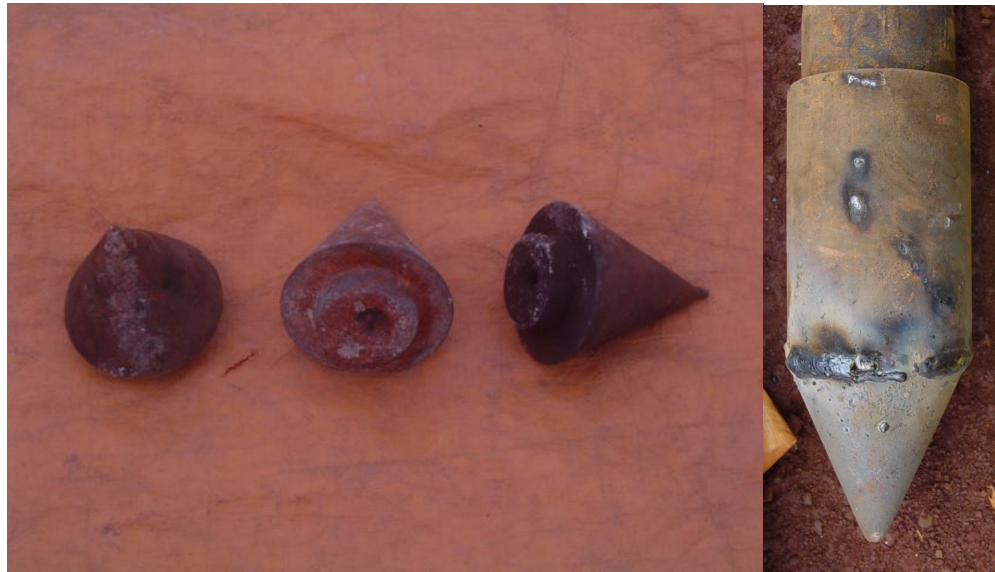
Na Figura 3.1 mostram-se os tubos comumente utilizados na execução deste tipo de estaca. O diâmetro dos tubos normalmente variam entre 67,5 a 150 mm. É prática comum o emprego de tubos reaproveitados. Os tubos de aço que compõem as estacas executadas neste trabalho possuem diâmetro interno de 76,2 mm e espessura da parede de 6,35 mm, adquiridos na cidade

de Belo Horizonte e cedidos pela empresa SOTEL ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, que também realizou a cravação das estacas.



*Figura 3.1 – Detalhe dos tubos metálicos*

A ponteira de ferro fundido (figura 3.2) tem formato cônico, diâmetro ligeiramente maior (caso a parte inferior do tubo não possua luva) ou igual à luva do tubo e desempenha a função de facilitar a penetração no solo e promover um alargamento do fuste para posterior injeção da calda de cimento. Este alargamento do fuste tem grande importância no processo executivo, pois exerce grande influência no desempenho do elemento de fundação pelo aumento da área lateral do fuste da estaca e, conseqüentemente, pelo aumento da resistência lateral.



*Figura 3.2 – Ponteiras cônicas e detalhe da ponteira soldada à luva*

A cravação é realizada por tripé semelhante ao utilizado em sondagens de simples reconhecimento de solos (tipo SPT), com pernas reguláveis ou não. O sistema de regulação das pernas possibilita a utilização destas estacas em locais onde o trabalho tenha que ser feito sob pé-direito reduzido, servindo de opção para reforço de fundações.

O tripé possui algumas modificações referentes ao sistema de içamento do martelo, deixando de ser manual e passando a trabalhar com uma polia marinha ligada a um conjunto de redução, que reduz a rotação da polia e aumenta a força para o içamento, acoplado a um motor elétrico de baixa rotação e potência de 3,5 CV (figura 3.3)

Ao ser aplicada uma força manual de tração na corda ligada ao martelo, esta se enrola na polia transferindo a força do conjunto moto-redutor para o erguimento do peso. Assim que o operador do tripé libere a corda, o martelo cai sobre o tubo até que se aplique novamente a força, sendo este processo repetido ao longo da cravação de seguimento do tubo.



*Figura 3.3 – Tripé de cravação e detalhe do sistema de içamento*

O martelo utilizado para cravação dos tubos é um peso de aço de forma cilíndrica variando entre 1 e 2 kN (figura 3.4). O martelo possui um pequeno furo no centro onde fica presa uma haste guia. Para que o impacto da queda não danifique a extremidade superior do tubo, é colocada como proteção uma pequena peça de aço conhecida como "cabeça de bater" de forma que esta amenize a energia do golpe e centralize a queda do martelo.



*Figura 3.4 – Martelo, haste guia e "cabeça de bater"*

Uma vez terminada a cravação, inicia-se o preenchimento do tubo com calda de cimento, formada apenas pela mistura água-cimento, obedecendo à relação A/C que varia entre 0,7: 1 e 0,8: 1..

Para o preparo da calda cimento é utilizado equipamentos como betoneiras intermitentes móveis de pequeno porte. Porém, outros processos como um misturador constituído de um tambor aberto de 200 litros e uma haste (figura 3.5). A parte inferior do tambor possui um orifício que permite a saída da calda. O lançamento é costumeiramente feito por queda livre a partir da boca do tubo (figura 3.6). A calda deve ser agitada até o fim do processo de injeção, evitando assim a segregação do cimento.



*Figura 3.5 – Tambor de 200 litros com haste hélice*

Após o preenchimento com a calda de cimento, são aplicados golpes de ar por um compressor de pequeno porte (figura 3.7), com pressão de injeção variando de 3 a 8 kgf /cm<sup>2</sup>, (figura 3.8). A pressão de injeção depende do tipo de solo, fluidez, consistência da calda e comprimento do fuste. O tubo preenchido com calda é tamponado e pressurizado em seguida, até que haja o retorno da calda pela bainha (figura 3.8), e o nível do tubo esteja à superfície do terreno, coincidindo com a cota de arrasamento da estaca. Então, finaliza-se o processo de execução (figura 3.9).



*Figura 3.6 – Lançamento da calda preparada em betoneira*



*Figura 3.7 – Compressor utilizado na injeção (capacidade de 120 lib/pol²)*



*Figura 3.8 – Capacete e refluxo da calda pela bainha da estaca*



*Figura 3.9 – Vista geral de cima de uma estaca executada*

Na Figura 3.10, mostra-se a seqüência executiva de uma estaca de pequeno diâmetro cravada e injetada:

- a) cravação da estaca pelo impacto dinâmico do martelo (Figura 3.10 a);
- b) detalhe das emendas soldadas de dois segmentos da estaca (Figura 3.10b);
- c) vista superior do tubo cravado com o espaço a ser preenchido pela calda de cimento (Figura 3.10 c);
- d) lançamento da calda de cimento no tubo (Figura 3.10 d);
- e) colocação do tampão metálico para posterior injeção de pressão (Figura 3.10 e);
- f) estaca após a execução (Figura 3.10 f);



*Figura 3.10 – Seqüência construtiva de uma estaca de pequeno diâmetro cravada e injetada*

## **3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DAS ESTACAS**

### **3.2.1. Caracterização dos tubos de aço**

A caracterização dos tubos foi feita através de ensaios mecânicos de tração no aço, uma vez que não se conhecia o fabricante e portanto não se teve conhecimento de suas especificações.

A norma que regulamenta os ensaios de tração são a NBR 6152/80 – “Determinação das propriedades mecânicas à tração de materiais metálicos” e a NBR 7480 – “Barras e fio de aço destinados a armadura de concreto armado”. A primeira deve ter seus itens satisfeitos referente à determinação da forma dos corpos-de-prova e a segunda foi seguida quanto à metodologia de ensaio e determinação de tensão de escoamento convencional a tração do aço.

A retirada das amostras de tubos foi feita de forma aleatória, em vários pontos do mesmo, visando assim obter uma boa representatividade do lote. Após análise da NBR 6152/80 concluiu-se que deveria ser cortada uma fita no sentido axial dos tubos para posterior preparação dos corpos-de-prova.

Pelas dimensões do equipamento utilizado para a ruptura e do extensômetro utilizado no monitoramento das deformações, optou-se então por um corpo de prova com 70 cm de comprimento. A largura adotada foi de 50 mm nas cabeças, com um estrangulamento de 10 mm de cada lado na seção transversal da parte central do corpo de prova (parte útil), ficando essa com cerca 30 mm de largura. Nas extremidades, para um melhor encaixe na máquina, foi feito um achatamento dos 20 cm iniciais de cada borda dos corpos-de-prova. Todas as dimensões dos quatro corpos-de-prova ensaiados estão de acordo com o item 5 da NBR 6152/80.

O formato final dos corpos-de-prova está na figura 3.11. Na figura 3.12, mostra-se as seções transversais dos corpos-de-prova nos cortes A-A, B-B, e C-C e a figura 3.13 os traz prontos para o ensaio.

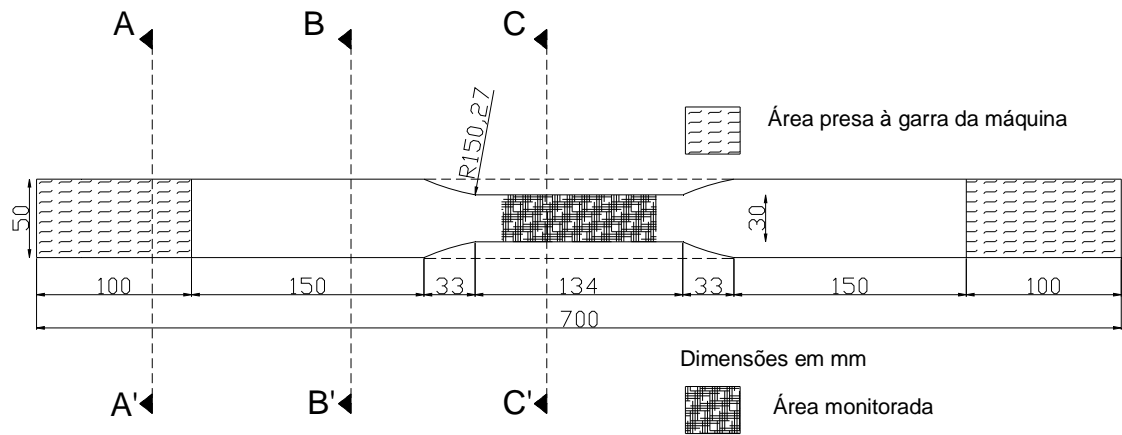


Figura 3.11 – Dimensões dos corpos-de-prova

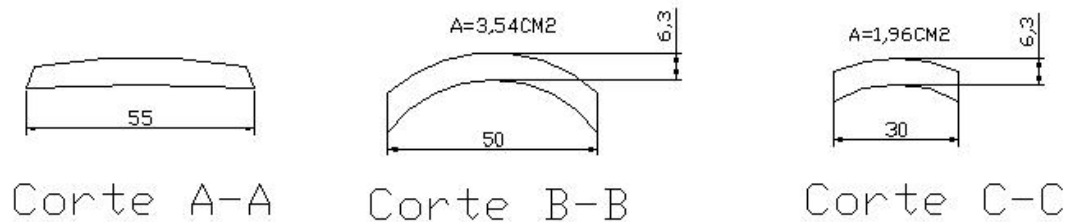


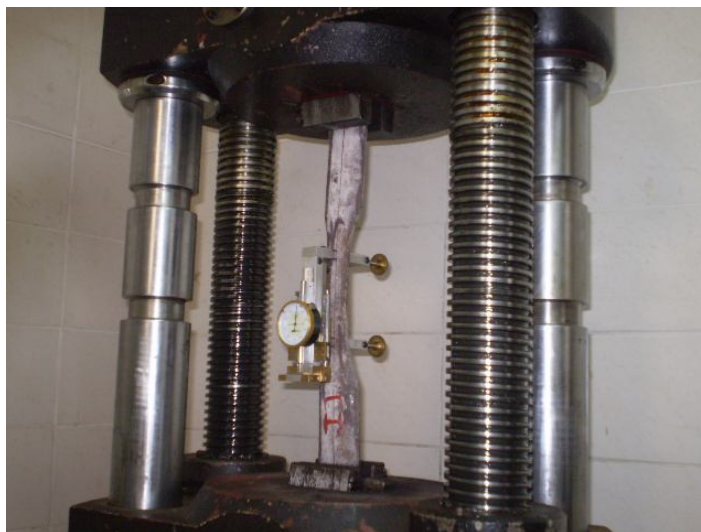
Figura 3.12 – Seções transversais dos corpos-de-prova



Figura 3.13– Corpos-de-prova para o ensaio

Com os corpos-de-prova devidamente identificados, procedeu-se então ao ensaio de tração. Realizou-se o ensaio por uma prensa modelo “universal” da marca EMIC pertencente ao laboratório da empresa de engenharia DIEFRA, em Belo Horizonte - MG. A Figura 3.14 mostra o ensaio de tração sendo

realizado, com o corpo-de-prova preso a máquina e o extensômetro de precisão 0,01 mm usado no monitoramento das deformações de sua parte útil.



*Figura 3.14 – Ensaio de tração nos corpos de prova*

### **3.2.2. Caracterização da calda de cimento**

Para a composição da calda foi usado o cimento Portland CPV-ARI plus (sacos de 50 kg).

Com o objetivo de conhecer as propriedades na calda para injeção, foram realizados ensaios de laboratório com a finalidade de se obter as seguintes determinações: índice de fluidez (NBR 7682/83), índices de expansão e exsudação (NBR 7683/83), resistência à compressão (NBR 7684/83) e vida útil (NBR 7685/83).

Trabalhou-se com três dosagens de calda, sendo uma com fator A/C de 0,43: 1 (menor que 0,45 : 1 que é o limite superior imposto pela NBR 7681/83), outra com fator A/C de 0,80: 1 (utilizado nas estacas teste e comumente adotado pelas firmas executoras das EPDCI's) e uma com fator A/C de 0,60 :1 ( valor intermediário ).

A amostragem foi preparada em recipientes de 15 litros, misturadas manualmente, passadas na peneira # 2,4 mm e homogeneizada antes da realização dos ensaios e moldes de corpos-de-prova.

O ensaio do índice de exsudação (I.E.) consistiu em completar uma proveta com o volume inicial de  $750 \pm 20 \text{ cm}^3$  de calda e retirar o volume de água exsudado ao término de um período de 3 horas. O Índice de Exsudação é dado por:

$$I.E. = \frac{VP}{VI} \cdot 100, \quad (16)$$

onde:

VP = volume de água, retirado por pipeta, em  $\text{cm}^3$ ;

VI = volume inicial da calda introduzida na proveta, em  $\text{cm}^3$ .

O Índice de Expansão (I.Exp.) é obtido a partir da mesma proveta, executando leituras dos volumes totais a intervalos de 30 minutos, a partir da seguinte expressão:

$$I.Exp. = \frac{VT - VI}{VI} \cdot 100; \quad (17)$$

onde:

VT = Volume total da calda mais a água exsudada a cada 30 minutos, em  $\text{cm}^3$ ;

VI = Volume inicial da calda introduzida na proveta, em  $\text{cm}^3$ .

Para a resistência a compressão foram moldados em laboratório cinco corpos de prova para cada relação A/C e ensaiados aos sete dias, da mesma forma como foram feitos com os três corpos de prova moldados “in loco” a partir da amostra da calda de cimento usadas nas estacas teste e também ensaiados com a mesma idade, a fim de que se pudesse comparar os fatores de campo e laboratório.

A partir dos resultados obtidos dos ensaios de resistência à compressão e pensando no cálculo da carga de ruptura das estacas ensaiadas, determinou-

se os Módulos de Deformação Longitudinal (  $E$  ) da calda de cimento com base no item 8.2.8 da NBR 6118/03, uma vez que não foram feitos ensaios específicos para este fim.

A expressão utilizada para se obter o Módulo de Deformação Longitudinal (  $E$  ) da calda de cimento é dado por:

$$E = 5600 \cdot f_{ckj}^{1/2} \quad (17)$$

Onde  $f_{ckj}$  é a resistência característica da calda à compressão aos  $j$  dias, em MPa;

O Índice de Fluides, como já citado anteriormente, é o tempo (em segundos) que 1000 cm<sup>3</sup> de calda levam para escoar pelo funil de Marsh. Para conferir segurança à operação de injeção, devem ser feitas várias determinações em intervalos de tempos máximo de 30 minutos com a mesma amostra e pré-estabelecer um valor limite para o qual a partir deste seja descartado o material. A este valor é chamado de vida útil da calda. Na Figura 3.15 mostram-se detalhes do funil de Marsh utilizado nos ensaios de fluides.

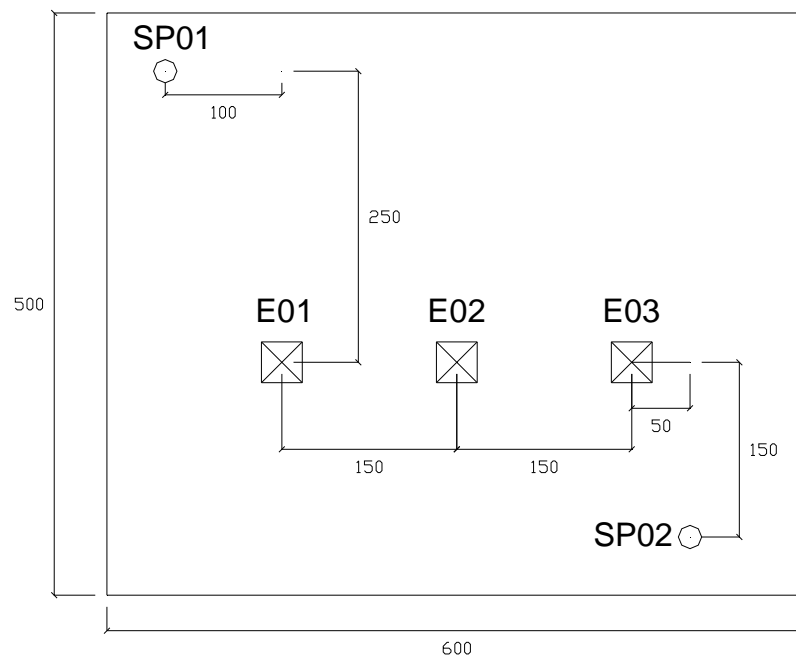


Figura 3.15 – Montagem do ensaio de índice de fluides

### 3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO CAMPO EXPERIMENTAL

O campo experimental escolhido para a execução dos ensaios dos ensaios de prova de carga foi o pátio da EMPRESA DE ARTEFATOS DE CONCRETO (EMPAC), situada no município de Tocantins – MG, na zona da mata mineira, região formada por solos residuais típicos da ação do intemperismo em rochas de gnaiss.

A área de execução das estacas foi previamente selecionada após inspeção de fatores geológicos do terreno favoráveis ao estudo das EPDCI's e comprovados a partir de duas sondagens à percussão com ensaio padrão de penetração segundo a NBR 6484/01, realizadas pela GEOINLOCO ENGENHARIA. A Figura 3.16 mostra detalhes da planta de localização das estacas e das sondagens.

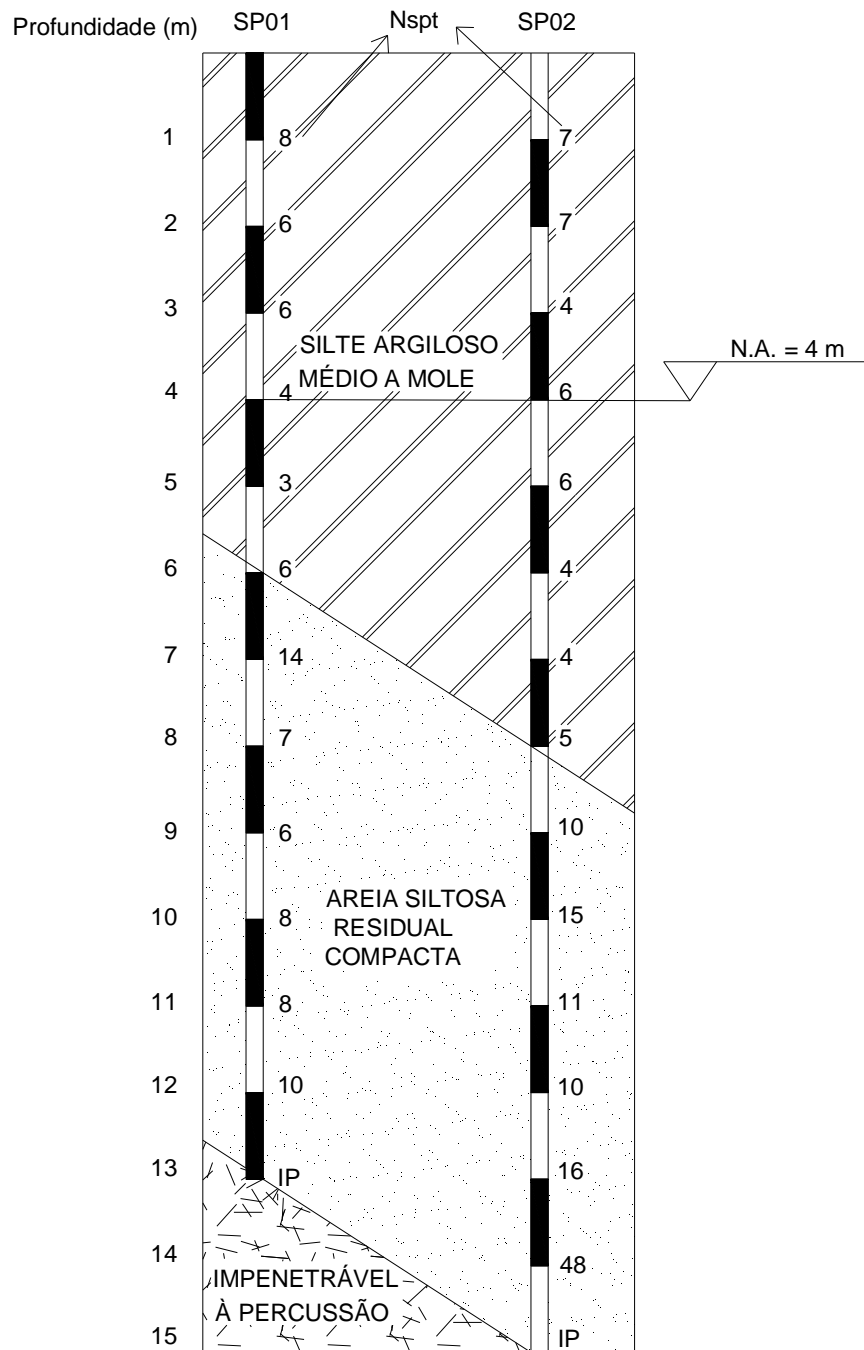


*Figura 3.16 – Localização das estacas e sondagens (medidas em centímetros)*

A Figura 3.17 mostra o perfil das sondagens realizadas com o amostrador padrão. Observa-se uma camada de solo silte argiloso, de consistência média a mole, variando de 6 a 8 metros, seguida por uma camada de areia siltosa, medianamente compacta a muito compacta, terminando numa camada muito resistente (impenetrável à percussão) situada aproximadamente

na profundidade de 13 a 15 m, nos furos 01 e 02, respectivamente. O nível d'água foi encontrado a cerca de 4 metros de profundidade.

Data das Sondagens: 17 / 03 / 07 a 19 / 03 / 07



LEGENDA:

I.P. = Impenetrável à percussão

N.A. = Nível d'água

Figura 3.17 – Perfil estratigráfico do solo

### 3.4. MONTAGEM E EXECUÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

#### 3.4.1. Estacas ensaiadas

Foram executadas três estacas teste com comprimentos e relação A/C, a saber:

- Estaca 01 (E01): comprimento total de 13,20 m com injeção de calda de cimento no traço 0,55: 1;
- Estaca 02 (E02): comprimento total de 8,60 m com injeção de calda de cimento no traço 0,80: 1;
- Estaca 03 (E03): comprimento total de 14,00 m com injeção de calda de cimento no traço de 0,80 :1.

#### 3.4.2. Execução das estacas teste

As estacas foram executadas entre nos dias 04/05/07 e 05/05/07. A seqüência executiva das EPDCI's e o seu equipamento de cravação (tripé adaptado) foram apresentados no item 3.1. Alguns detalhes importantes relativos à execução das estacas cravadas para o desenvolvimento deste trabalho são apresentados a seguir. O primeiro aspectos se refere à necessidade de se garantir o mínimo de verticalidade do segmento adicionado, como mostra a figura 3.18.



*Figura 3.18 – Verificação da verticalidade do segmento adicionado à estaca*

Foram também tomados os cuidados para que apenas o primeiro tubo cravado possuísse luva, com diâmetro externo de 120 mm, o que garante o alargamento do fuste para injeção da calda.

Como controle de qualidade na cravação, ficou estabelecido através de observações de cravação de outras estacas por firmas especializadas que o critério de parada das estacas longas seria uma nega  $\leq 1,5$  cm a cada 10 golpes do martelo de 1,3 kN, a uma altura de queda de 60 a 80 cm. Devido ao fato de se alcançarem estas negas em cotas diferentes, as estacas longas possuem comprimentos diferentes.

As pressões de injeção aplicadas ficaram entre 3 e 5 kgf/cm<sup>2</sup>, aplicadas através de tampão metálico adaptado no topo do tubo cravado e ligado ao compressor de ar (figura 3.19). Como forma de serem comparadas às resistências das dosagens feitas em campo e laboratório, foram retirados corpos de provas de amostras de calda de cimento das estacas E01 e E03.

Todas as estacas foram cravadas no mesmo dia. As estacas E02 e E03 receberam a injeção após a cravação dos tubos. Isto não foi possível com a estaca E01 por causa da queima do compressor de injeção. Sua injeção foi realizada dez dias mais tarde (14/05/07).

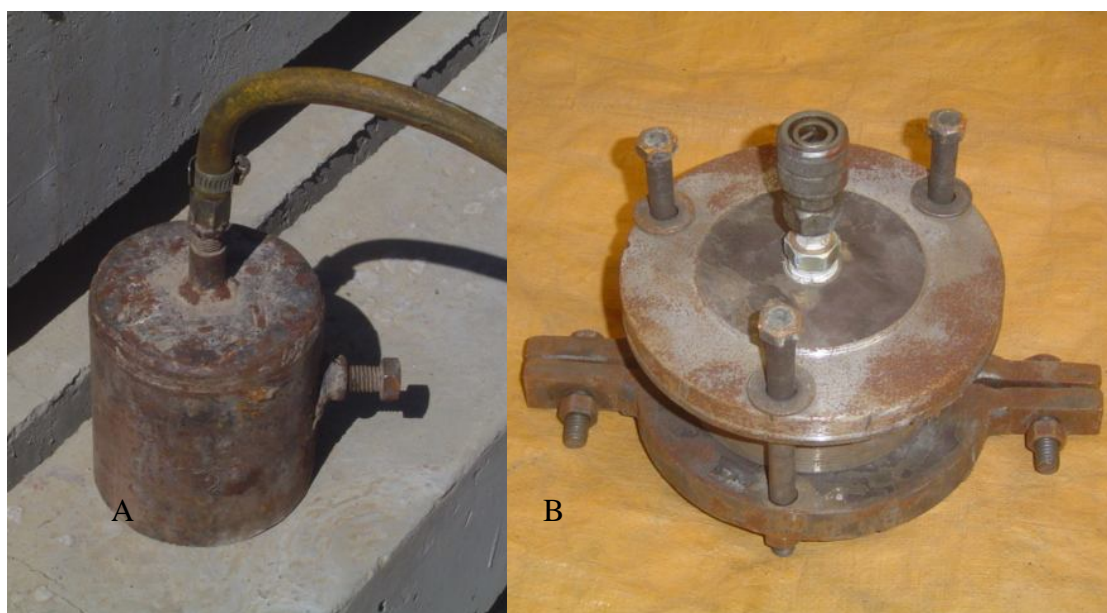


Figura 3.19 – Tampões metálicos - A) Tampão tipo copo; B) Tampão tripartido.

### 3.4.3. Coroamento das estacas

Após execução, o excedente dos tubos foi cortado e as estacas foram escavadas no mínimo 30 cm ou até o ponto onde se deu o refluxo (e nesse caso preenchidas com a calda de cimento usando como forma um tubo de PVC de 150 mm). O espaço vazio foi preenchido com solo não compactado para que se pudesse executar o bloco de coroamento sem interferir nos resultados da prova de carga, (figura 3.20).



*Figura 3.20 – Complemento do fuste com calda de cimento*

Na execução do bloco de coroamento (35 x 35 x 35 cm), cada tubo metálico foi envolvido pela forma e soldado após ser posicionada a "gaiola" (armadura com estribos de 10 mm e aço CA-50). O concreto do bloco foi dosado para alcançar um  $f_{ck} = 20$  MPa aos 28 dias de idade (figura 3.21).



*Figura 3.21 – Gaiola solidarizada ao tubo e forma para concretagem*

### 3.4.4. Sistema de reação

O sistema de reação é composto pelo conjunto de vigas metálicas sobre cavaletes e pelas estacas de concreto pré-moldado cedidas pela EMPAC e usadas como sobrecarga.

A estrutura do sistema de reação possui uma viga metálica central formada pela união de dois perfis tipo "I", reforçados com enrijecedores por todo seu comprimento de 4,20 metros e por chapas metálicas, a partir da qual foi feita a transferência da carga para a estaca ensaiada. Apoiadas nas extremidades e em posição ortogonal à viga mestra se encontram outras duas vigas metálicas de perfil tipo "I" com 2,20 m comprimento, que serviram de apoio para as estacas de sobrecarga. Todo o conjunto foi suspenso sobre cavaletes metálicos para a montagem do sistema de aplicação de cargas e instrumentação entre a reação e o bloco (figura 3.22).

O fato da estrutura de reação ser composta por elementos metálicos e ter ligações soldadas entre vigas e cavaletes formou uma peça única, que facilitou o transporte e agilizou deslocamento e as montagens dos ensaios de prova de carga.



*Figura 3.22 – Conjunto de vigas metálicas de reação*

As estacas pré-moldadas utilizadas como sobrecarga possuem seção quadrada de 23 x 23 cm com oito metros de comprimento e peso nominal de 1,32 kN/m, totalizando 10,56 kN. A montagem da sobrecarga foi feita por caminhões equipados com guindaste hidráulico e o peso das estacas foi corretamente dividido entre as vigas de apoio, (figuras 3.23 e 3.24).



*Figura 3.23 – Içamento das estacas de sobrecarga*



*Figura 3.24 – Sistema de reação montado*

Nos ensaios das estacas E01 e E03 foram montados como reação cerca de 480 kN e na estaca E02 cerca de 390 kN. Estes valores são superiores aos 15 % de sobrecarga além da carga máxima prevista para o ensaio (400 kN e 250 kN respectivamente), conforme recomendado pela NBR 12.131/91, sendo estes valores o dobro previsto como carga de trabalho ( 200 kN e 110 kN, respectivamente).

### 3.4.5. Instrumentação e Aplicação das cargas

A instrumentação instalada para a medição dos recalques no topo da estaca que foi feita através de quatro extensômetros elétricos (LVDT's) previamente calibrados, com precisão de 0,01 mm e curso de 2 polegadas, posicionados ortogonalmente no bloco de coroamento, conectados a um aparelho de aquisição de dados com quatro canais de leitura, (figura 3.25). Os extensômetros foram presos por suporte a parafusos ligados às vigas de referência, o que permitiu a regulagem de sua altura. Também preso a uma das vigas, foi instalado um extensômetro mecânico, com a mesma precisão e curso de 1 polegada, com a finalidade de garantir as leituras dos deslocamentos verticais caso houvesse queda de energia no local.



*Figura 3.25 – Aparelho de aquisição de dados*

As vigas de madeira utilizadas como referência foram fixadas em lados opostos ao bloco de coroamento e em direção paralela às vigas de apoio das sobrecargas. Possuem comprimento de 3 metros e foram fixadas ao solo por

estacas de madeira presas em suas extremidades, distantes 1,50 metros do eixo axial do elemento a ser ensaiado.

A aplicação das cargas se deu pelo uso de dois macacos hidráulicos calibrados, uma vez que a NBR 12.131/91 exige que esse equipamento deva possuir capacidade de aplicação de carga de, ao menos, 10% maior que o máximo carregamento do ensaio.



*Figura 3.26 – Extensômetros elétricos (LVDT), bomba de alimentação e macaco hidráulico 01*

Para a aplicação de carga da estaca E02 foi utilizado o macaco hidráulico 01, cuja capacidade de aplicação de cargas é de 250 kN. Nas estacas E01 e E03, foi também utilizado o macaco hidráulico 02 com capacidade de 900 kN. Ambos possuem bombas de alimentação manual, detalhes mostrados na figuras 3.26 e 3.27.



*Figura 3.27 – Extensômetros elétricos (LVDT), bomba e macaco hidráulico 02*

Todo o conjunto de instrumentação e aplicação de cargas foi protegido contra as intempéries por uma lona plástica que cobria o sistema de reação e sobrecarga, auxiliando também a montagem de uma área de apoio ao monitoramento do ensaio (figura 3.28).



*Figura 3.28 – Proteção contra intempéries e área de apoio*

### **3.4.6. Ensaaios de prova de carga**

Terminada a execução, as três estacas teste (E01, E02 e E03) aguardaram 22 dias, suficientes para o ganho de resistência da calda de cimento e condizentes com o tempo mínimo para ensaios de elementos de fundação estabelecido pela norma de prova de carga estática (NBR 12131/91).

A estaca E02 foi ensaiada entre os dias 26 e 28/05/07, a estaca E03 entre 04 e 06/06/07 e a estaca E01 entre 11 e 13/06/07, com duração média de 46 horas por ensaio.

O ensaio foi realizado com carregamento lento iniciando com o macaco hidráulico 01 em todas as estacas, aplicando inicialmente 4 toneladas e executando estágios de carregamento a cada 30 kN, realizando leituras de 1, 2, 4, 8, 15, 30 e depois a cada 30 minutos, obedecendo ao critério de estabilização dos recalques, até se atingir a carga máxima do equipamento. Após se alcançar os 250 kN, mantinha-se a carga por doze horas e os descarregamentos eram realizados em quatro estágios proporcionais.

Nas estacas E01 e E03, por ser necessário atingir duas vezes a carga de trabalho, procedeu-se a montagem e carregamento do sistema com o macaco hidráulico 02, com carga inicial de 100 kN e aplicação de estágios sucessivos de 40 kN, obedecendo também o critério de estabilização dos recalques.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este Capítulo traz os resultados obtidos em ensaios nos materiais componentes das estacas (tubos metálicos e calda de cimento) com a finalidade de se conhecer as propriedades quanto ao emprego na metodologia de execução e a sua influência nos cálculos estruturais e geotécnicos das estacas. Além disso, apresentam-se aqui as curvas carga-recalque dos três elementos ensaiados e os valores encontrados para carga de ruptura, segundo o método da NBR 6122/96 e o de recalque de ruptura convencional (10% do diâmetro), como forma de comparar os métodos entre si, permitindo o ajuste de seus coeficientes e a adequação destes métodos às estacas estudadas na pesquisa.

### 4.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE TRAÇÃO NOS TUBOS DE AÇO

A Figura 4.1 mostra os resultados dos ensaios de tração para as amostras de aço retiradas dos tubos utilizados na execução das estacas.

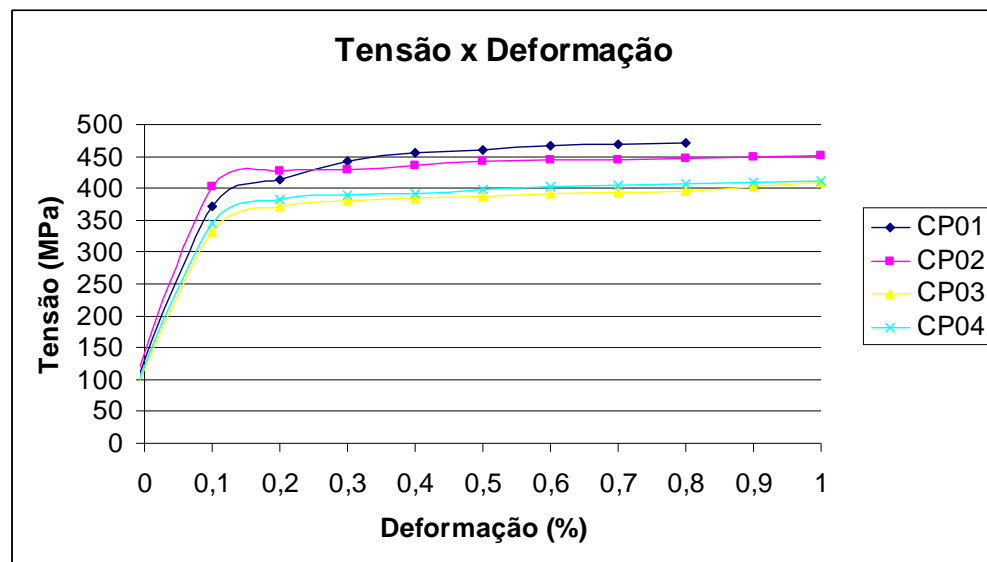


Figura 4.1 – Curvas tensão x deformação do ensaio à tração nos tubos de aço

Nota-se que o início do trecho linear-elástico das curvas tem origem em um valor não nulo de tensão devido a problemas de travamento do extensômetro na parte curva do corpo de prova.

A tensão de escoamento do aço foi calculada pelo valor da tensão sob carga correspondente a uma deformação permanente de 0,2% e indicada para cada corpo de prova na Tabela 4.1. O resultado das médias das tensões foi o adotado para o cálculo da tensão de escoamento característica do tubo ( $f_{yk}$ ).

*Tabela 4.1 – Tensão de escoamento dos corpos de prova*

<b>Corpo de prova</b>	<b>Tensão (MPa)</b>
CP01	448
CP02	430
CP03	380
CP04	392
<b>Tensão média</b>	<b>412</b>

Com base na expressão 01, calcula-se a capacidade de carga de ruptura (sem a adoção do Fator de Segurança) dessas estacas:

$$Q = 0,9 \cdot 16,46 \cdot 10^{-4} \cdot 4,12 \cdot 10^5 = 610 \text{ kN} \quad (18)$$

## 4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS NA CALDA DE CIMENTO

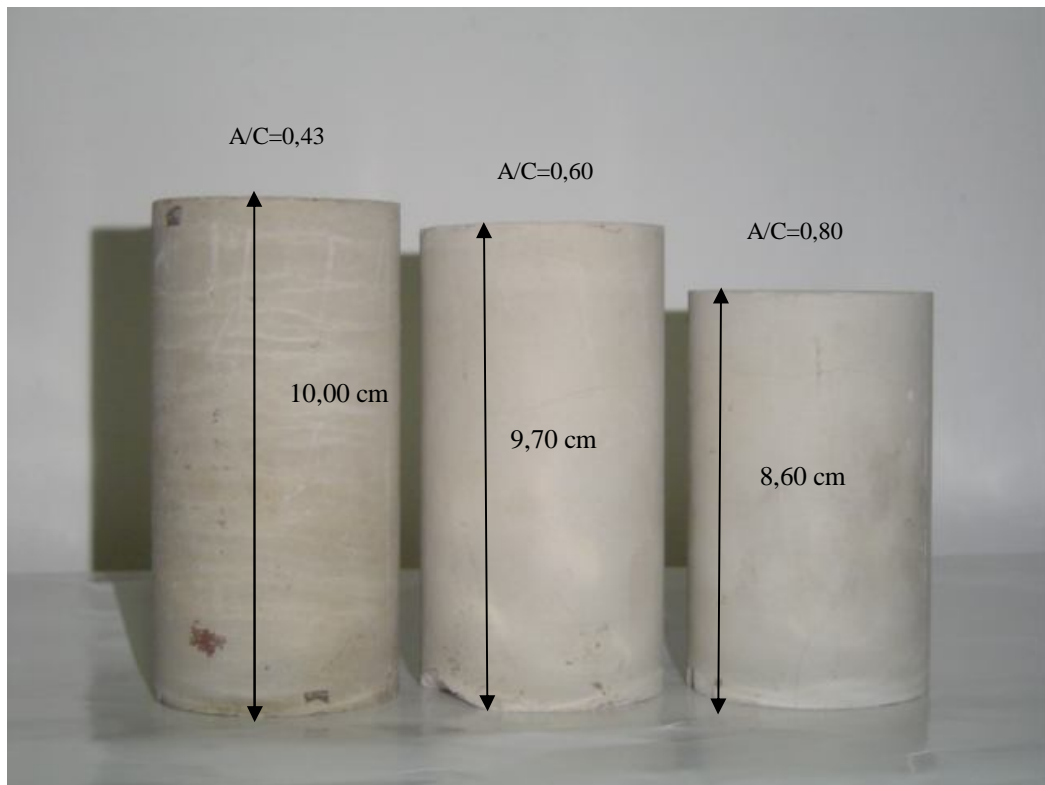
Em todas as amostras preparadas observou-se que boa parte da calda de cimento ficou retida na peneira de abertura 2,4 mm e que esta quantidade foi crescente com a diminuição do fator A/C. Não se observou expansão na calda de cimento.

Os índices de exsudação médios de duas determinações para os traços dosados em laboratório encontram-se na tabela 4.2.A NBR 7681/83 adota como índice de exsudação máximo o valor de 2%.

*Tabela 4.2 – Índices de exsudação*

<b>Relação A/C</b>	<b>I.E. (%)</b>
0,80	11,28
0,60	1,75
0,43	0,51

Devido à perda de altura pela exsudação da calda, principalmente para o fator  $A/C = 0,8$ , notou-se uma substancial variação na altura dos corpos de prova ensaiados à compressão axial, embora todos tenham sido moldados segundo a relação  $h = 2 \cdot D$ . Este fato fica evidenciado na Figura 4.2. As alturas apresentadas nesta figura podem ser consideradas como os extremos das diferenças de altura entre os corpos de prova.



*Figura 4.2—Corpos-de-prova com diferentes relações A/C*

Os resultados do ensaio de resistência à compressão aos sete dias das amostras dosadas com apenas água e cimento em laboratório são apresentados na Tabela 4.3. A tensão média corrigida refere-se a uma nova média dos valores que não foram descartados pelo Desvio Padrão das cinco amostras.

Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos corpos-de-prova dosados em laboratório

Relação A/C	n°	Diâmetro (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Carga (kN)	Tensão (MPa)	sd	Tensão média corrigida (MPa)
<b>0,80:1</b>	01	4,97	19,44	33,23	17,09	1,96	<b>15,43</b>
	02	4,99	19,60	29,65	15,13		
	03	5,00	19,67	23,29	11,84		
	04	5,02	19,79	30,05	15,18		
	05	4,95	19,28	30,84	15,99		
<b>0,60:1</b>	06	4,99	19,56	31,64	16,18	3,02	<b>22,80</b>
	07	4,94	19,17	42,37	22,11		
	08	5,01	19,71	43,96	22,30		
	09	5,01	19,75	46,35	23,47		
	10	5,01	19,71	45,95	23,31		
<b>0,43:1</b>	11	4,97	19,40	96,66	49,83	7,19	<b>40,01</b>
	12	4,99	19,60	76,97	39,28		
	13	4,96	19,32	57,09	29,55		
	14	4,97	19,40	78,96	40,70		
	15	5,01	19,71	78,96	40,05		

Os resultados do ensaio de resistência à compressão aos sete dias das amostras dosadas no campo, quando da execução das estacas ensaiadas, são apresentados na Tabela 4.4. Estes resultados se mostram coerentes com os resultados obtidos no laboratório, uma vez que a média dos valores da tabela 4.3 e 4.4 são próximas.

*Tabela 4.4 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos corpos-de-prova dosados em campo*

<b>Relação A/C</b>	<b>n°</b>	<b>Tensão (MPa)</b>	<b>Tensão média (MPa)</b>
<b>0,80:1</b>	01	14,40	<b>14,97</b>
	02	14,40	
	03	16,10	
<b>0,54: 1</b>	04	25,50	<b>24,47</b>
	05	24,30	
	06	23,60	

Com base nos resultados de tensão média apresentados pela Tabela 4.4 é possível estimar o módulo de deformação longitudinal ( E ) da calda de cimento aos sete dias para cada estaca ensaiada:

*Tabela 4.5 – Módulos de elasticidade da calda de cimento aos sete dias*

<b>Estacas</b>	<b>E (MPa)</b>
E01	27,40.10 <sup>3</sup>
E02	21,66.10 <sup>3</sup>
E03	21,66.10 <sup>3</sup>

Na Figura 4.3 apresenta-se as curvas de vida útil das caldas de cimento, obtidas a partir dos resultados dos ensaios de índice de fluidez. A curva que apresenta ajuste linear refere-se ao fator A/C = 0,80: 1 e a de ajuste exponencial ao fator A/C = 0,60 : 1. Para a amostra com a relação A/C = 0,43: 1 o ensaio não foi realizado por completo devido a problemas ocorridos durante o preparo da amostra. Notou-se que o tempo entre o contato água/cimento e o início dos ensaios chegou a quase uma hora.

Cabe ressaltar que os ensaios preliminares mostraram que para cerca de 60 minutos após o preparo da mistura, o índice de fluidez (I.F.) era maior que tempo não recomendado pela NBR 7681/83, que define um I.F. máximo de 18 segundos.

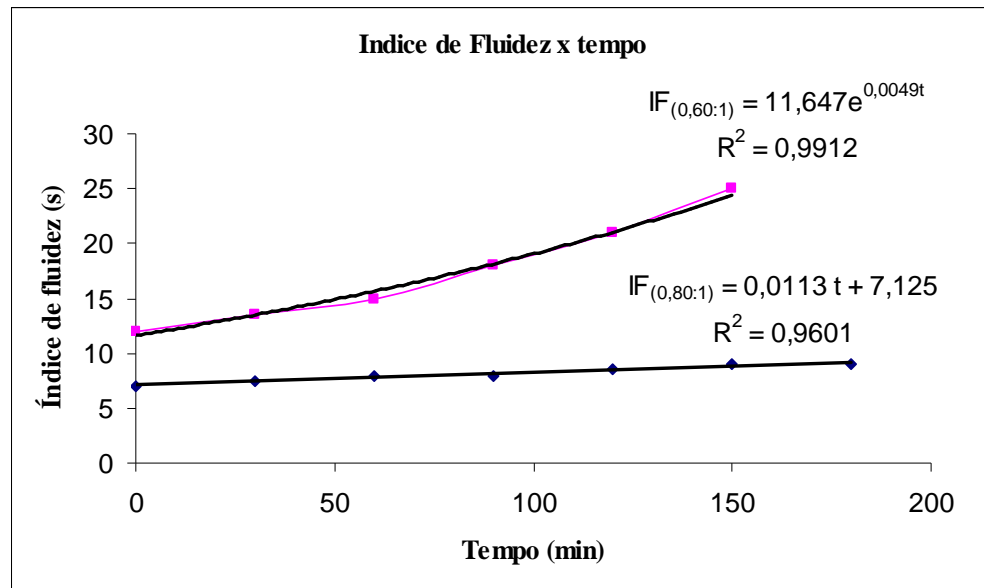


Figura 4.3 – Curvas de vida útil da calda de fator A/C = 0,60: 1 e 0,80: 1

### 4.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PROVAS-DE-CARGA

Apresentam-se, nas Figuras 4.4, 4.5 e 4.6, as curvas carga-recalque traçadas com os valores médios dos deslocamentos medidos pelos quatro extensômetros elétricos durante os ensaios de prova-de-carga realizada nas estacas teste. A diferença máxima anotada entre os extensômetros foi de 2,0 mm no final do carregamento da estaca E03, sugerindo que as excentricidades verificadas foram insignificantes.

Nestas Figuras mostra-se, também, a provável carga de ruptura segundo o critério sugerido pela NBR 6122/96 e as cargas de ruptura convencionais consideradas equivalentes ao recalque de 10 % do diâmetro das estacas.

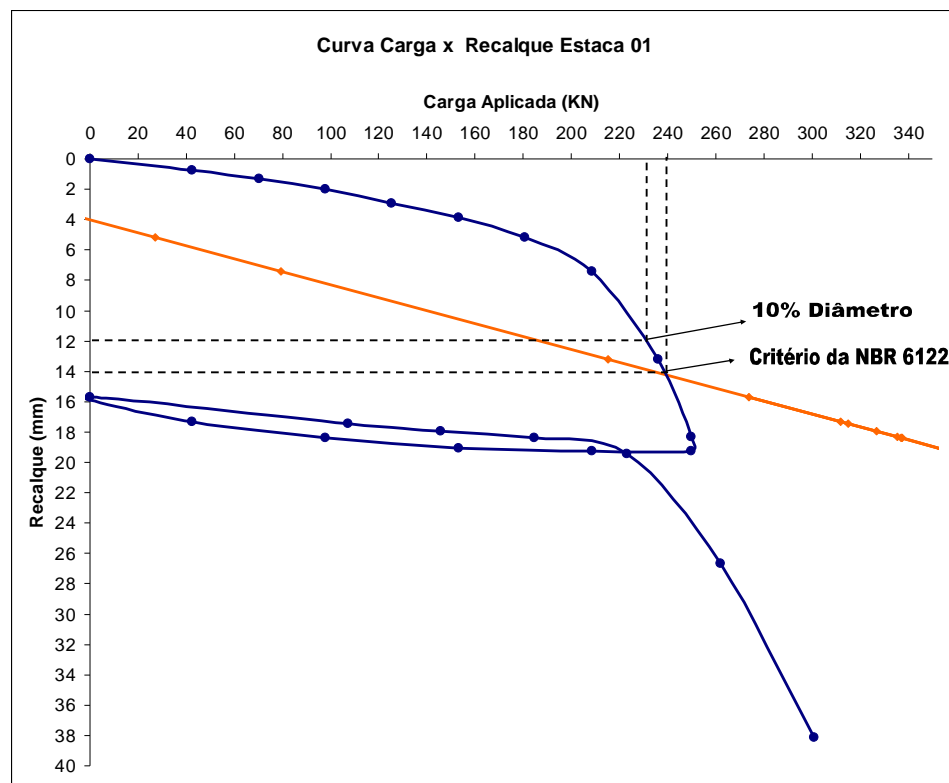
Os respectivos valores das cargas de ruptura encontrados para as três provas-de-carga estão resumidos na Tabela 4.6. O diâmetro adotado para o cálculo da reta da NBR 6122/96 foi de 120 mm, o mesmo da luva do tubo metálico. Cabe observar que para o método que considera a carga de ruptura associada a um recalque equivalente a 10 % do diâmetro para as estacas E01 e E02, o recalque limite ( $\rho_{lim}$ ) foi de 12 mm. No caso da estaca E03, cujo carregamento inicial macaco hidráulico 01 não alcançou o recalque limite de 12

mm, houve a necessidade de acréscimo dos recalques residuais referentes a este carregamento ( $\rho_{01}=3,5\text{mm}$ ), sendo para esta estaca o  $\rho_{\text{lim}} = 15,5 \text{ mm}$ .

*Tabela 4.6 – Valores de carga e recalque na ruptura da estaca*

ESTACA	MÉTODO	Pr (kN)	$\rho_r$ (mm)
E01	NBR 6122/96	239	14,2
	Convencional	231	12,0
E02	NBR 6122/96	220	11,8
	Convencional	222	12,0
E03	NBR 6122/96	280	20,0
	Convencional	269	15,8

As cargas de ruptura verificadas nas provas de carga das estacas E01 e E03 foram ligeiramente inferiores às cargas máximas previstas para estes ensaios, devido a problemas ocorridos com os macacos utilizados para aplicar as cargas do sistema de reação às estacas ensaiadas. No entanto, cabe ressaltar que este fato não comprometeu os resultados dos ensaios, uma vez que já haviam sido alcançadas as cargas de ruptura segundo os critérios estabelecidos.



*Figura 4.4 – Curva Carga-recalque da estaca E01*

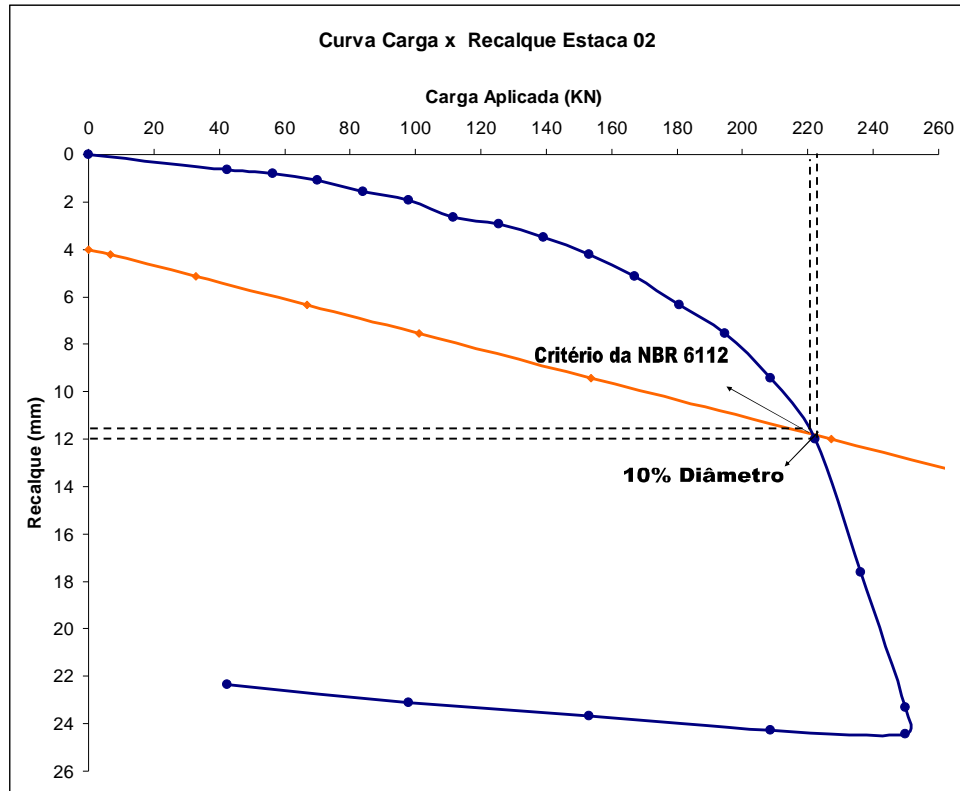


Figura 4.5 – Curva Carga-recalque da estaca E02

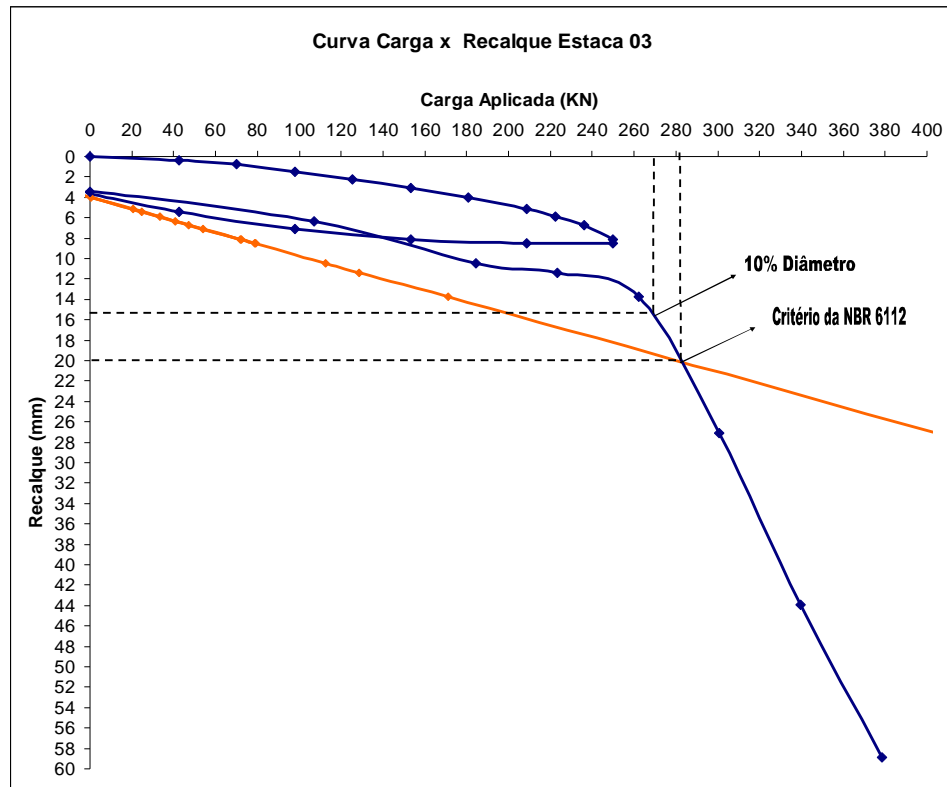


Figura 4.6 – Curva Carga-recalque da estaca E03

Nota-se que os valores de carga de ruptura mostrados na Tabela 4.6 são muito próximos para os dois métodos considerados. Para a avaliação da carga admissível na estaca, a prática corrente da Engenharia de Fundações sugere um fator de segurança (FS) mínimo de 2.

#### 4.4. PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DO VALOR $N_{SPT}$

A seguir apresenta-se para as três estacas os resultados das previsões de carga de ruptura (Tabela 4.7 e figuras 4.7, 4.8 e 4.9) calculados a partir de um valor médio de  $N_{SPT}$  dos dois ensaios de sondagem, respeitando os limites fixados na revisão bibliográficos para cada método, aplicados aos quatro métodos de previsão de carga de estacas injetadas considerados neste trabalho.

Os valores adotados para os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  para o método Decourt-Quaresma, a princípio, foram os recomendados para estacas raiz ( $\alpha = 0,5$  e  $\beta = 1,5$  – solos arenosos). Para o Método Aoki-Velloso, foram utilizados como coeficientes  $F_1 = 3$  (ponta) e  $F_2 = 2$  (fuste), que condizem com os valores indicados por CORRÊA (apud AMANN, 2000). Estes valores também são apropriados para estacas com o comportamento de estacas raiz.

*Tabela 4.7 – Valores de previsão de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos*

Carga de ruptura (kN)			
Método	Estaca 01	Estaca 02	Estaca 03
Decourt-Quaresma	378	170	420
Aoki-Velloso	406	128	507
Brasfond	<b>253</b>	124	<b>306</b>
Cabral	443	162	434
Método	Estaca 01	Estaca 02	Estaca 03
Prova de carga NBR 6122	<b>239</b>	<b>220</b>	<b>281</b>
10 % do diâmetro	<b>231</b>	<b>222</b>	<b>269</b>

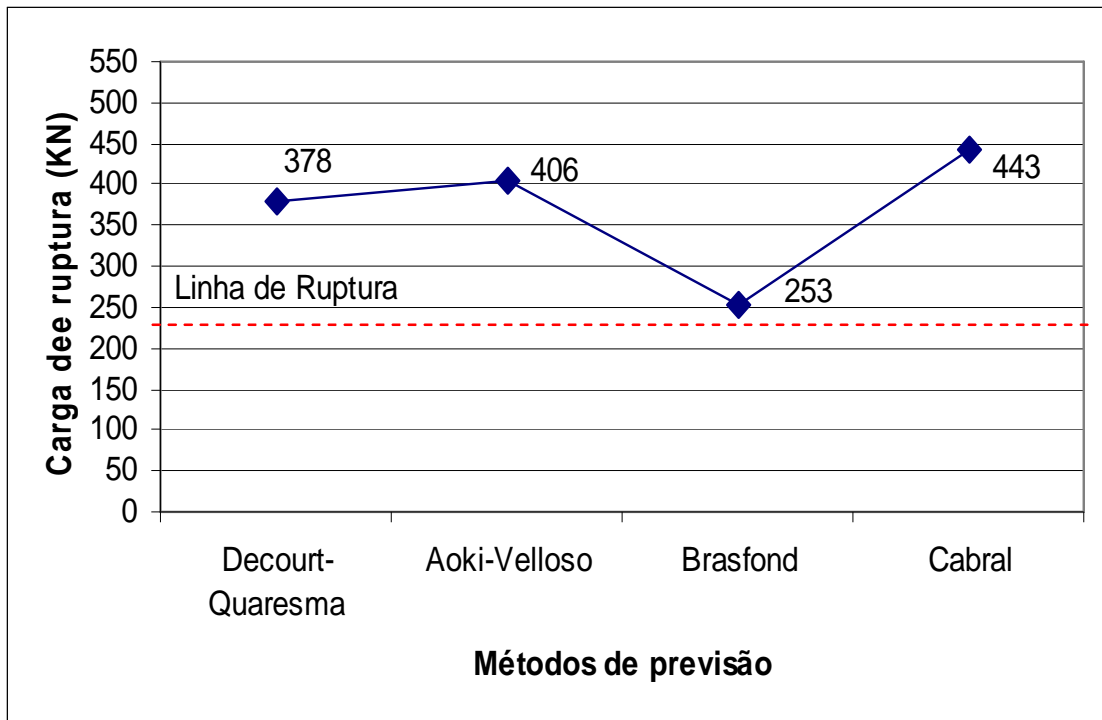


Figura 4.7 – Valores de previsão de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos para a estaca E01 com referencia na Tabela 4.7

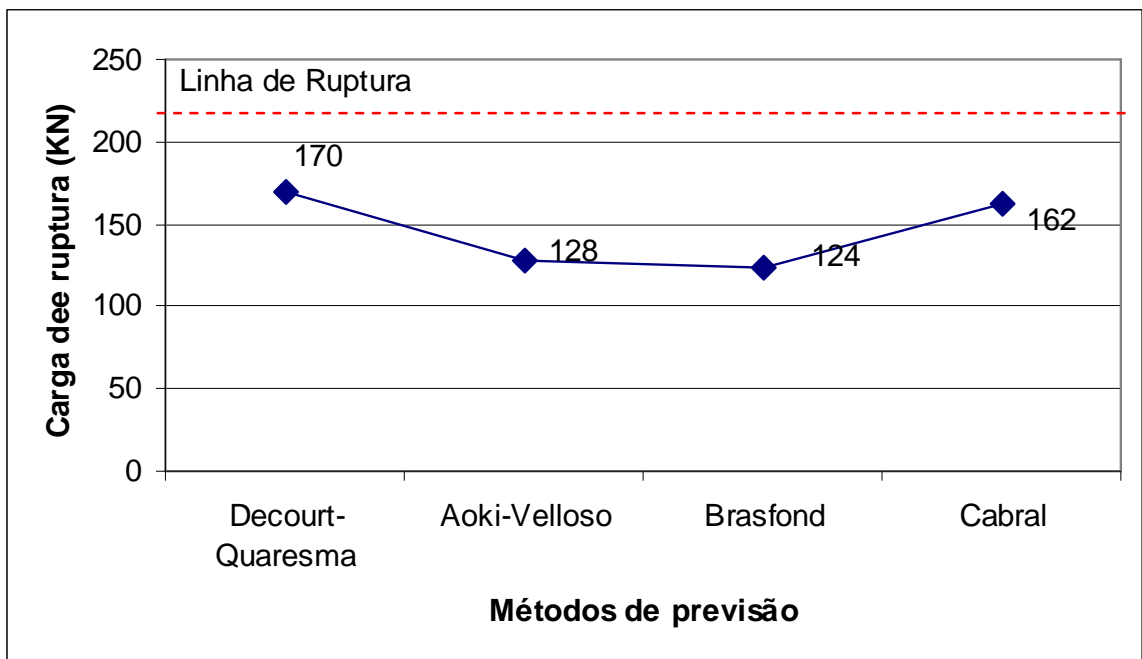
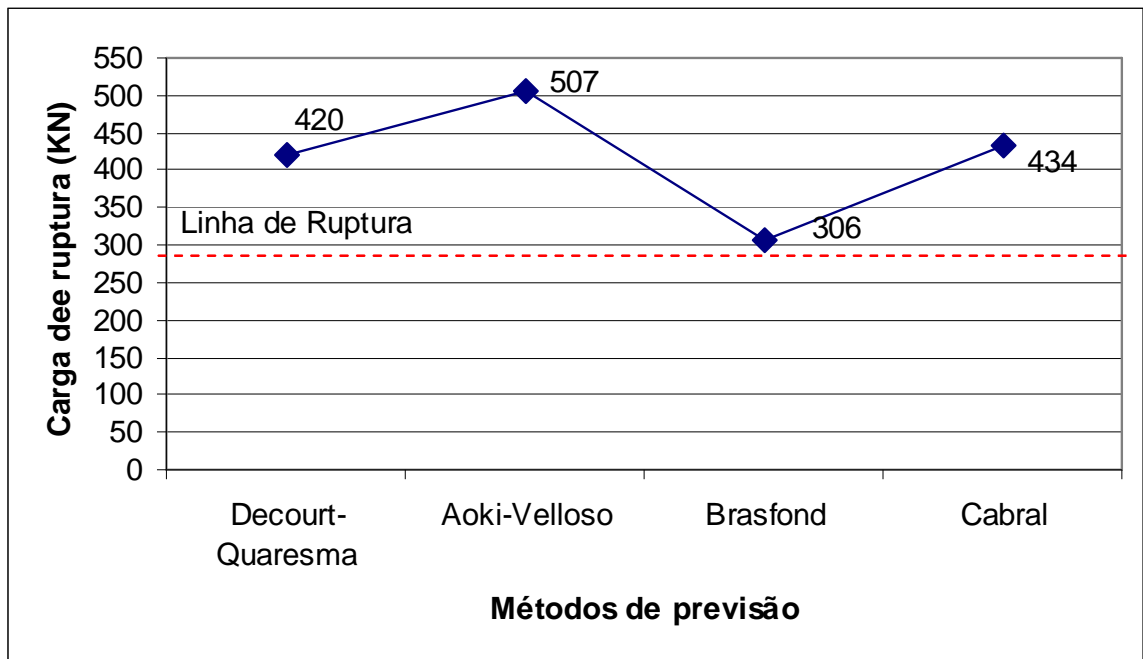


Figura 4.8 – Valores de previsão de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos para a estaca E02 com referencia na Tabela 4.7



*Figura 4.9 – Valores de previsão de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos para a estaca E03 com referência na Tabela 4.7*

De acordo com a Tabela 4.7, apenas o Método de Brasfond (para a estaca E01 e E03) se aproximou da carga de ruptura obtida no ensaio de prova de carga. Isto talvez se deva pelo fato deste ser um método específico para estacas flutuantes e injetadas, o que nos leva a sugerir novos coeficientes de ajustes, como forma de adequar os métodos consagrados na técnica de previsão às curvas de capacidade de carga das EPDCI's.

Assim, sugere-se os coeficientes de ajuste, iguais aos recomendados pela literatura, e visando a comparação com outros tipos de estaca, de forma a encontrar os coeficientes que permitam a melhor adequação dos métodos na previsão da carga de ruptura. Adotando-se  $\alpha = 0,30$  e  $\beta = 1,00$ , obtém-se um desempenho coerente para o método de Decourt-Quaresma. Da mesma maneira, adotando-se  $F_1 = 3$  e  $F_2 = 6$ , obtém-se um desempenho adequado do método Aoki-Velloso.

Nota-se que estes coeficientes são os correspondentes ao comportamento de estaca escavada em geral, segundo o método Aoki-Velloso, e ao comportamento como estaca tipo "hélice contínua" segundo o método Decourt-Quaresma.

Já para os métodos de Brasfond e de Cabral não é possível tal análise paramétrica dos coeficientes de ajuste pois estes métodos foram concebidos e ajustados especificamente para estacas raiz injetadas sob baixa pressão.

*Tabela 4.8 – Cargas de ruptura com coeficientes ajustados*

Método	E 01 (kN)	E 03 (kN)
NBR 6122/96	239,00	280,80
10 % do diâmetro	231,00	269,00
Decourt-Quaresma	246,27	274,90
Aoki-Velloso	250,00	269,60

Após ajustados os coeficientes, procedeu-se a aplicação dos quatro métodos de previsão para as duas estacas sendo adotado o valor de  $N_{SPT}$  da sondagem mais próxima à estaca, sendo para a estaca E01 a sondagem SP01 e a estaca E03 a sondagem SP03.

Pelos valores apresentados na Tabela 4.9 percebe-se que existem pequenas diferenças entre as cargas de ruptura previstas quando se considera o valor de  $N_{SPT}$  individual para cada sondagem e a média do  $N_{SPT}$  para as duas sondagens.

*Tabela 4.9 – Cargas de ruptura com coeficientes ajustados usando o  $N_{SPT}$  de cada sondagem*

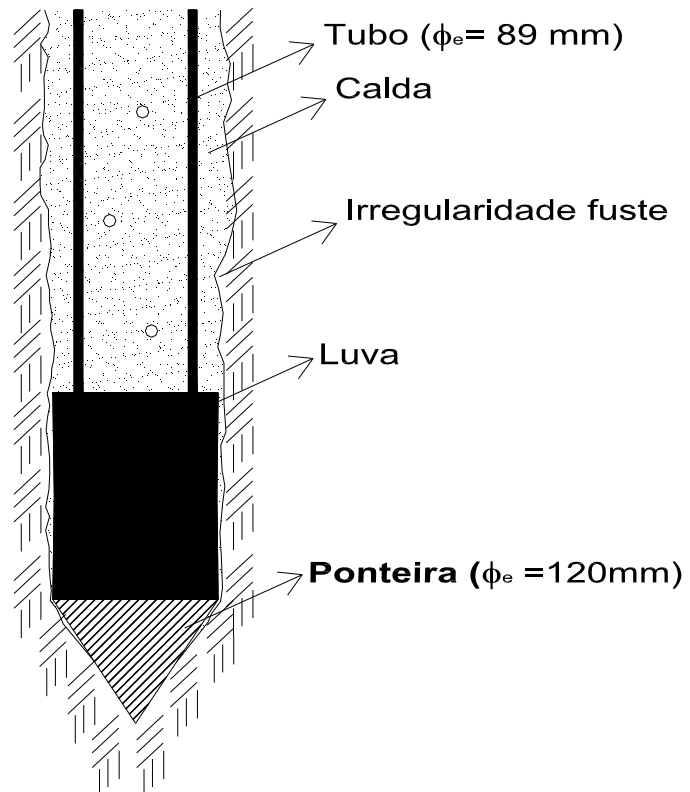
Método	Estaca 01 (kN)	Estaca 03 (kN)
Decourt-Quaresma	232,45	273,65
Aoki-Velloso	196,50	266,30
Brasfond	276,83	334,69
Cabral	398,31	417,39

Pode-se inferir também que, usando os coeficientes de ajuste adequados, os valores da carga de ruptura prevista pelos métodos de Decourt-Quaresma e de Aoki-Velloso são praticamente idênticos. Os valores da carga de ruptura determinadas pelo Método de Brasfond são maiores quando comparados com a média dos furos enquanto os valores do Método Cabral são

menores, porém ainda muito conservadores, ressalvando-se que estes métodos necessitam ajustes para considerar o comportamento das estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas estudadas neste trabalho.

É fato também que a estaca E02 apresenta valor de ruptura muito além de todos os valores calculados nas previsões, considerando os coeficientes propostos pelos métodos e os valores ajustados conforme descritos anteriormente. Esta estaca foi intencionalmente executada com um comprimento menor que as demais, e a priori, pois pensava-se que esta estaca apresentaria uma pequena resistência de ponta e funcionaria como uma estaca flutuante. Tal comportamento está de acordo com a experiência relatada na literatura em que se enfatiza a pequena contribuição da resistência de ponta para este tipo de estaca. Para uma melhor definição das parcelas de resistência lateral e resistência faz-se necessário a realização de provas de carga com estacas instrumentadas para se determinar o diagrama de transferência de cargas ao longo do fuste da estaca.

Além disso, cabe notar que no processo executivo destas estacas apesar dos tubos serem cravados dinamicamente e o diâmetro do fuste aberto ser maior do que o diâmetro do tubo, devido ao uso de ponteira de diâmetro maior que o diâmetro do tubo (Figura 4.10), ocorre um intervalo de tempo entre o fim da cravação e a injeção da calda de cimento. Este intervalo de tempo é suficiente para permitir o relaxamento das tensões horizontais fazendo com que este tipo de estaca se aproxime do comportamento das estacas tipo "hélice contínua" ou das estacas escavadas e injetadas.



*Figura 4.10 – “Esquema” ilustrativo do alargamento do fuste causado pela cravação da ponteira com diâmetro maior que o tubo.*

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo apresentam-se as principais conclusões obtidas no presente trabalho bem como as sugestões para futuras pesquisas.

### 5.1. CONCLUSÕES

- Quanto aos materiais:
  - O valor encontrado como carga de ruptura estrutural da estaca segundo os cálculos sugeridos por Alonso (610 KN) são muito superiores aos valores das cargas de ruptura geotécnica resultantes das provas-de-carga realizadas em qualquer uma das três estacas teste quando adotados os critérios de ruptura geotécnicos da NBR 6122/86 e convencional;
  - A proximidade dos valores dos critérios de definição de carga de ruptura geotécnica aplicados à curva carga-recalque permite inferir que o módulo de deformação longitudinal da calda de cimento deve ser adotado como o módulo de deformação longitudinal do material da estaca para o calculo de ruptura segundo a NBR 6122/86;
  - O fator A/C igual a 0,80, apresenta alto índice de exsudação, muito além do recomendado na literatura (que é de 2% para a NBR7681/83) e portanto não é sugerido para injeção. Notou-se que as condições de injeção são otimizadas quando o fator A/C é próximo a 0,60;
  - Para fatores menores que 0,60 torna-se de difícil execução no campo sem o acréscimo de aditivos, uma vez que as misturas são feitas manualmente ou por processo intermitente de baixa potência;

- Quanto à técnica executiva:
  - Torna-se necessário o peneiramento da calda de cimento antes da injeção nas estacas para que não ocorra o entupimento dos furos de passagem da calda nem segregação da calda no fundo da estaca, atribuindo a esta características heterogêneas ao longo de seu comprimento;
  - Não foi possível comparar as estacas E01 e E03 quanto à influência do traço da calda na capacidade geotécnica das estacas devido às datas diferentes de injeção das estacas;
  - Recomenda-se a utilização de dispositivos centralizadores para os tubos quando da cravação da estaca de forma a garantir a mesma espessura de cobrimento da armadura ao longo de sua extensão;
  - Faz-se necessário também a criação de um banco de dados sobre nega de cravação destas estacas para que se possa tomar decisões mais precisas sobre “energia de cravação” e cotas de parada, sem que se danifique o tubo;
  
- Quanto à previsão da carga de ruptura:

Tendo em vista o comentário de LAMARE NETO (1985): "As dificuldades normalmente encontradas para determinação analítica da capacidade e de carga de estacas injetadas são ampliadas face ao seu processo executivo, que resulta em geometria não bem definida e maiores dificuldades na quantificação das tensões radiais existentes ao longo de seu fuste.", ressaltam-se as seguintes conclusões:

- As cargas de ruptura das estacas previstas a partir dos ensaios de prova de carga tiveram valores similares tanto para o método da NBR 6122 como para o método convencional que associa a carga de ruptura a um recalque de 10 % do diâmetro;

- O desempenho dos métodos de previsão de carga de ruptura de Aoki-Velloso e de Decourt-Quaresma são satisfatórios desde que adotados os parâmetros de ajuste adequados;
- O Método de Brasfond mostrou-se adequado para a previsão da carga de ruptura destas estacas;
- O Método de Cabral não deverá ser aplicado a estas estacas antes de sofrerem ajustes apropriados, uma vez que os valores apresentados pelo método foram conservadores quando comparados com os valores de critério de ruptura das curvas carga recalque;
- A curva carga-recalque para a estaca E02 apresentou valores de ruptura muito além dos valores apresentados pelos métodos clássicos de previsão. Há uma possibilidade que isto tenha ocorrido devido à alteração da tensão horizontal no solo em contato com o terço médio da estaca durante a aplicação de pressões de injeção acarretando mudanças geométrica não consideradas durante os cálculos de previsão e consolidação do terreno.

## **5.2. SUGESTÕES:**

Dentre as principais sugestões para futuros trabalhos destacam-se:

- Para um melhor entendimento do diagrama de transferência de carga deste tipo de estaca é recomendada a realização de provas de carga instrumentadas;
- A anotação do volume de calda injetado na estaca, para que se possa comparar este dado com a capacidade de carga da estaca;
- Alternativamente, sugere-se a utilização de argamassa de cimento e areia ou de concreto tipo "grout" visando à diminuição da retração da calda de injeção;

- Realização de provas de carga em estacas com diâmetros diferentes visando o melhor entendimento da relação entre a resistência lateral e resistência de ponta;
- Realização de ensaios de resistência em protótipos em ambiente de laboratório.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U.R. (1981) - **Estimativa da curva carga-recalque de estacas a partir dos resultados de sondagens a percussão**. Solos e Rochas, V.4, 1981, pp. 19 – 32;

ALONSO, U.R. (1983) – **Estimativa da transferência de carga de estacas escavadas a partir do  $N_{SPT}$** . Solos e Rochas, v.4, p.21-27. Abril, 1983

ALONSO, U.R. (1993) - **Reavaliação do dimensionamento estrutural de estacas raiz em face de exigência do ensaio MB-3472 da ABNT**. Solos e Rochas, V.16, 1983, pp. 41-44;

ALONSO, U.R. (1996a) – **Execução de fundações profundas - Estacas Injetadas**. Fundações: Teoria e Prática. 2ªed. São Paulo, ABMS/ABEF/PINI, pp. 361-372.

ALONSO, U.R. (1996b) - **Ruptura por flambagem de estacas escavadas injetadas** - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1996. Anais, ABMS, São Paulo, pp. 255-263.

AMANN, K.A.P. (2000) – **Avaliação crítica de métodos de previsão de carga de ruptura aplicados a estacas raiz**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da USP, São Paulo, 233 p.

AOKI, N.; LOPES, F.R. (1975) – **Estimating stress and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity**. Congresso Pan-americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 5. , Buenos Aires, 1975. Anais, pp. 377-86.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de especificações de produtos e procedimentos**. 2. ed. São Paulo: ABEF, 1999, 282p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991) – **Estacas – prova de carga estática – NBR 12.131- MB- 3472**. Rio de Janeiro, Novembro 1991,4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003) – **Projeto e execução de obras em concreto armado** . Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1996) – **Projeto e execução de fundações – NBR 6.122**. Rio de Janeiro, 1996, 33p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001) – **Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos – NBR 6.484**. Rio de Janeiro, 2001, 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980) – **Determinação das propriedades mecânicas a tração de materiais metálicos – NBR 6.152**. Rio de Janeiro, Dezembro, 1980.14p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1996) – **Barras e fios de aço destinados à armadura de concreto armado – NBR 7.480**. Rio de Janeiro, Fevereiro, 1996.7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983) – **Calda de cimento para Injeção – NBR 7.681**. Rio de Janeiro, Janeiro, 1983.4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983) – **Calda de cimento para Injeção – Determinação do índice de Fluidez - NBR 7.682**. Rio de Janeiro, Janeiro, 1983.4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983) – **Calda de cimento para Injeção – Determinação do índice de Exsudação e expansão - NBR 7.683**. Rio de Janeiro, Janeiro, 1983.4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983) – **Calda de cimento para Injeção – Determinação da resistência à compressão - NBR 7.684**. Rio de Janeiro, Janeiro, 1983.2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983) – **Calda de cimento para Injeção – Determinação da vida útil - NBR 7.685**. Rio de Janeiro, Janeiro, 1983.2p.

BRASFOND Fundações especiais S.A. (2006). **Estacas Raiz, catálogo**, 36p.

BRUCE, D.A., YEUNG, C.K. (1984) – **Review of Minipiling, whit particular Regard to Hong Kong Applications.** Hong Kong Engineering, June, Vol 12, N°6, pp 31-54.

BUENO, B.S.; LIMA, D.C.; ROHM, S. A (1985). **Fundações Profundas.** Imprensa Universitária da UFV, publicação nº. 214, 62 p.

CABRAL, D. A. (1986) – **O uso das estacas raiz como fundações de obras normais.** VIII congresso brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, RS, pp. 71-77.

CHINCHELLI, M. (1985) - **O reticulado de estacas raiz.** Seminário de engenharia de fundações especiais, São Paulo, setembro 1985. V.1, página 129.

COSTA, F.V. (1956) – **Estacas para Fundações.** Editora Luso-espanhola e brasileira, 2ª Edição, 356 p.

COSTA NUNES, A.J. (1985) - **Estacas Injetadas - Relato geral.** Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, Setembro 1985. V1, p 103.

DECOURT, L. (1996) – **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de Rigidez.** Seminário de engenharia de fundações especiais em geotecnia, São Paulo, 1996. Anais, pp. 215-54.

DECOURT, L.; ALBIEIRO, J.H.; CINTRA, J.C.A. (1996) – **Análise e Projeto de fundações profundas.** Fundações: Teoria e Prática. 2ªed. São Paulo, ABMS/ ABEF/ PINI, pp265-328.

FUNDESP – Fundações, indústria e comércio S/A. **Estacas Raiz, catálogo,** 30p.

HUBBELL, Inc. (2003). Design Manual for New Construction – Helical Screw Foundation, página da Web visitada: <http://www.vickars.com/screwpilemanual/>.

KORECK, W. (1978) – **“Small Diameter Bored Injection Piles”**. Proceedings of the international Conference on Piling and Deep Foundations. London, May, Vol. 02, pp. 589-594

LAMARE NETO ,A de;BERNARDES, G.P ;COSTA F, L.M. (1985) - **Resultados de provas de carga executadas em pequeno diâmetro** - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, set 1985. Anais, V1, tema II, p 163.

MASSAD, F. (1986) – **Notes of the interpretation of failure load from routine pile load tests**. Solos e Rochas, V.9, n.1, pp. 33-36;

MIDLIN, R.D. (1936) – **Force at a Point in the Interior of a Semi-infinite Solid**. Physics 7:5.195 p.

NETO, S.B. (1980) – **Estudos de tecnologia de caldas na usina hidrelétrica de Tucuruí**. Engevix S.A., Brasília, Junho, 1980.10 p.

NOGUEIRA, R.C.R. (2004) - **Comportamento de Estacas raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP.204 p.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. (1980) - Pile **foundation analysis and design**. John Wiley and Sons, Inc. (Series in Geotechnical Engineering), 397p.

PRESA, E.P.;POUSADA, M.C.(2004) – **Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas**. Salvador, ABMS ,107 p.

ROBINSON, K.E. DAVISSON, M.T. (1965) – **Bending and Buckling of Partially Embedded Piles**. VI ICSMFE, Canadá, vol. 2, pp. 243-246;

ROCHA,E.M. (1986) – **Reforço de fundações do Palácio da Liberdade**.VIII congresso brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, RS, pp. 327 – 338.

ROCHA, R.; DANTAS, F.A.S. (1986) – **Análise do comportamento da argamassa de preenchimento e das provas de carga instrumentadas em**

**estacas do tipo raiz.** VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, RS, pp. 181-192.

ROCHA, R.; DANTAS, F.A.S.; MASSAD, E. (1985) - **Provas de carga em estacas tipo raiz instrumentadas** - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, Setembro 1985. Anais, V1, tema II, p. 179.

SALIONI, C. (1985) - **Capacidade de Carga de estacas Injetadas** ;Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, Setembro 1985 .Anais, V1, tema II, pp. 81-98.

SHAMSHER, P., SHARMA I. (1989). **Piles Foundation in Engineering Practice.** John Wiley & Sons, 734 p.

SILVA, C.H.C. (1989) – **Uso do Valor  $N_{spt}$  na estimativa da capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto.** Porto Alegre, 1989. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Abril, 1989.149 p.

SODRÉ, D.J.R. (1995) – **Estacas raiz : Processo executivo.** Monografia, Escola de Engenharia de São Carlos USP, São Carlos, SP. 98 pg.il.

VEEN, C.V. Der (1953) – **The bearing capacity of piles.** International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Amsterdam, Holland, 1953. Proceedings. Session 5/17, pag 84-90.