

Elisa Kaori Harger Sakiyama

**COMPARAÇÃO ENTRE AS CARGAS ADMISSÍVEIS  
OBTIDAS POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E ENSAIO  
DE CARREGAMENTO DINÂMICO EM ESTACAS  
DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA**

Universidade Federal de Viçosa  
Curso de Graduação em Engenharia Civil  
Viçosa-MG  
2014

Elisa Kaori Harger Sakiyama

**COMPARAÇÃO ENTRE AS CARGAS ADMISSÍVEIS  
OBTIDAS POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E ENSAIO  
DE CARREGAMENTO DINÂMICO EM ESTACAS  
DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA**

Trabalho Final de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências da conclusão do curso de graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Paulo Sérgio de Almeida Barbosa  
– 6354-1

Universidade Federal de Viçosa  
Curso de Graduação em Engenharia Civil  
Viçosa-MG  
2014

Elisa Kaori Harger Sakiyama

**COMPARAÇÃO ENTRE AS CARGAS ADMISSÍVEIS  
OBTIDAS POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E ENSAIO  
DE CARREGAMENTO DINÂMICO EM ESTACAS  
DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA**

Trabalho Final de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências da conclusão do curso de graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Paulo Sérgio de Almeida Barbosa  
– 6354-1

Aprovada em: 12 de dezembro de 2014.

Enivaldo Minette,  
Membro da Banca Examinadora.

Carlos Augusto Malachias Filho,  
Membro da Banca Examinadora.

Sérgio Paulino Mourthé de Araujo,  
Membro da Banca Examinadora.

Paulo Sérgio de Almeida Barbosa,  
Orientador.

## **AGRADECIMENTOS**

À minha família, ao Ulisses e à Adriana, pelo apoio e carinho.

Ao Prof. Paulo Sérgio de Almeida Barbosa, pela excelente orientação e amizade.

Aos engenheiros Carlos Augusto Malachias Filho e Sérgio Paulino Mourthé de Araujo e Prof. Enivaldo Minette, por todo material e tempo cedidos, além de compartilharem sua experiência.

Ao Prof. Renê Chagas da Silva, pelas informações de grande utilidade.

À UFV, pela oportunidade.

## RESUMO

Para a verificação do desempenho do estaqueamento, o ensaio de carregamento dinâmico apresenta uma grande vantagem em relação às provas de carga estática quanto ao custo. Uma consequência do custo reduzido é a possibilidade de ensaiar mais estacas, aumentando a representatividade do programa de ensaios. Além disso, é um ótimo procedimento de avaliação da integridade das estacas. Este ensaio, apesar de ter sido desenvolvido para estacas cravadas, pode ser empregado também em estacas moldadas "in loco", como a estaca em hélice contínua monitorada.

A fundação profunda em estaca tipo hélice contínua monitorada tem conquistado o mercado de fundações por diversas vantagens que apresenta: pode ser executada em grande gama de solos, com elevada produtividade, alta velocidade de execução e baixo nível de ruído e vibrações na vizinhança.

Este trabalho analisa criticamente um estudo de caso em Divinópolis, MG, em que se propõe calcular a capacidade de carga de algumas estacas hélice contínua monitorada por diversos métodos semiempíricos e, posteriormente, confronta as cargas admissíveis previstas pelos métodos com valores experimentais obtidos em ensaios dinâmicos.

Os resultados reiteram a competitividade do ensaio de carregamento dinâmico. Quanto aos métodos semiempíricos usados para a avaliação da carga admissível, os resultados desse trabalho não podem por si só determinar a eficiência ou ineficiência dos métodos testados para a avaliação da carga admissível de estacas hélice contínua monitorada. No entanto, podem ser tomados como referência para a região ou o tipo de solo.

Palavras-chave: Fundação por estacas. Estaca em hélice contínua monitorada. Ensaio de carregamento dinâmico. Métodos semiempíricos.

## **ABSTRACT**

The axial load capacity of a foundation element is an important parameter during its design. The fact that it is not easy to adjust a physical and mathematical model for the failure in pile foundations justifies the preference for semi-empirical methods over theoretical methods for computing the pile load capacity. However, it is important to apply these semi-empirical methods only to foundations that are comparable to those on which they were developed. For known Brazilian semi-empirical methods correlate the pile load capacity with SPT results: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Antunes-Cabral (1996), e Pedro Paulo Velloso (1979).

For the verification of piling performance, dynamic testing is far more appealing cost-wise than static testing. This allows for a greater number of piles to be tested, which improves the representativity of testing data. Moreover, dynamic testing is also an excellent means of accessing pile integrity. Dynamic testing was originally developed for driven piles, but can also be used for cast in situ piles, such as monitored continuous flight auger piles.

The deep foundation in continuous flight auger piles has conquered the foundation market due to its several advantages: it can be performed in a wide range of soils with high productivity, high execution speed and low noise and vibration.

This work critically examines a case study in Divinópolis, MG, and calculates the load capacity of some monitored continuous flight auger piles by several semi-empirical methods to later confront the allowable loads provided by the methods with experimental values obtained with dynamic testing.

The results confirm the competitiveness of dynamic testing. As for the semi-empirical methods used to evaluate the allowable loads, the results of this study cannot by themselves determine the efficiency or inefficiency of the tested methods for assessing the allowable loads for monitored continuous flight auger piles. However, they may be taken as a reference for the region or soil type.

Keywords: Piling foundation. Monitored continuous flight auger piles. Dynamic testing. Semi-empirical methods.

## ÍNDICE

1	Introdução.....	1
2	Objetivos.....	3
2.1	Objetivo Geral.....	3
2.2	Objetivos específicos .....	3
3	Revisão de literatura .....	4
3.1	Definições e funções de uma fundação.....	4
3.2	O engenheiro de fundações.....	4
3.2.1	Incertezas .....	5
3.2.2	Racionalismo e empirismo .....	6
3.3	Investigação do subsolo .....	6
3.3.1	SPT – “Standard Penetration Test” .....	7
3.4	Tipos de fundação .....	8
3.5	Classificação das estacas.....	11
3.6	Estacas hélice contínua monitorada.....	12
3.6.1	Execução.....	13
3.6.2	Controle de execução .....	15
3.7	Capacidade de carga de elementos de fundação por estaca.....	16
3.7.1	Método Aoki-Velloso (1975) .....	19
3.7.2	Método Décourt-Quaresma (1978).....	22
3.7.3	Método Antunes-Cabral (1996).....	24
3.7.4	Método Pedro Paulo Velloso (1979) .....	24
3.8	Carga admissível de uma estaca .....	27
3.8.1	Quando a capacidade de carga é calculada por método semiempírico.....	27
3.8.2	Quando a capacidade de carga é calculada por método estático .....	27

3.8.3	Quando a capacidade é aferida por interpretação de prova de carga.....	27
3.9	Desempenho de fundações.....	27
3.10	Prova de carga estática .....	29
3.11	Ensaio de carregamento dinâmico .....	30
3.11.1	Teoria da equação de onda .....	31
3.11.2	Método numérico de Smith .....	32
3.11.3	Equipamento e instrumentação.....	35
3.11.4	Interpretação dos resultados .....	37
3.11.5	Método CASE .....	39
3.11.6	CAPWAP .....	41
3.11.7	Controle de integridade da estaca.....	43
3.12	Interpretação de provas de carga.....	45
3.12.1	. Modos de ruptura.....	45
3.12.2	Critérios de ruptura física .....	46
3.12.3	. Critérios de ruptura convencional.....	48
4	Metodologia.....	50
4.1	Levantamento de dados.....	50
4.2	Interpretação das curvas carga x deslocamento .....	50
4.3	Métodos semiempíricos .....	51
4.4	Cálculo dos fatores de segurança dos métodos.....	54
5	Resultados e discussões.....	55
5.1	Estaca E02A.....	56
5.2	Estaca E16A.....	58
5.3	Estaca E95B.....	60
5.4	Estaca E104A.....	62
5.5	Estaca E29B.....	64
5.6	Estaca E91.....	66



5.7	Estaca E36A.....	68
5.8	Estaca E46/47C.....	71
5.9	Estaca E96/97C.....	73
5.10	Dispersões dos métodos semiempíricos.....	75
5.11	Fatores de segurança.....	77
6	Conclusões.....	81
	Referências.....	83
	ANEXO A - Planta do projeto de fundação.....	85
	ANEXO B - Relatório de sondagens.....	87
	ANEXO C - Relatório dos ensaios de carregamento dinâmico.....	103
	ANEXO D - Relatório da prova de carga estática.....	194

## 1 Introdução

As fundações profundas são empregadas quando se trabalha com estruturas mais robustas e as camadas adjacentes à superfície não são capazes de receber toda a tensão gerada pelo carregamento aplicado. Em camadas mais profundas são encontradas maiores resistências e a transferência das tensões ocorre por atrito lateral do solo com o elemento estrutural e pelo efeito de ponta.

A fundação profunda em estaca tipo hélice contínua monitorada tem conquistado o mercado de fundações por diversas vantagens que apresenta: pode ser executada em grande gama de solos, com elevada produtividade, alta velocidade de execução e baixo nível de ruído e vibrações na vizinhança.

É difícil ajustar um bom modelo físico e matemático à questão da ruptura em estacas. Isso justifica a pouca utilização de métodos teóricos em projetos, sendo preteridos em prol dos métodos semiempíricos. Quatro métodos semiempíricos brasileiros baseados em/correlacionados com ensaios SPT muito utilizados são: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Antunes-Cabral (1996), e Pedro Paulo Velloso (1979).

Para a verificação do desempenho de fundações por estacas podem ser empregadas provas de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico. Segundo Cintra et al (2013), há ainda certa relutância no meio técnico brasileiro na aceitação do ensaio de carregamento dinâmico porque o carregamento que as estacas geralmente sofrem em sua vida útil é estático. Para contrapor esse argumento, os autores lembram a enorme tradição brasileira em projetar fundações com base no SPT – um ensaio dinâmico. Além do mais, o importante é sempre a parcela de resistência estática que se deduz da resistência total da prova de carga dinâmica. A relutância mencionada pode ser apenas uma postura conservadora, mediante um ensaio que emprega tecnologia mais sofisticada e exige análise e interpretação especializada dos resultados. Portanto, é interessante que seja divulgado todo e qualquer resultado.

Além de ser um ótimo mecanismo de avaliação da integridade das estacas, o ensaio de carregamento dinâmico apresenta uma grande vantagem em relação às provas de carga estática quanto ao custo. Uma consequência do custo reduzido é a

possibilidade de ensaiar mais estacas, aumentando a representatividade do programa de ensaios.

Este trabalho analisa criticamente um estudo de caso, em que se propõe calcular a capacidade de carga de algumas estacas hélice contínua monitorada por diversos métodos semiempíricos e, posteriormente, confronta as cargas admissíveis previstas pelos métodos com valores experimentais obtidos em ensaios dinâmicos.

## **2 Objetivos**

### **2.1 Objetivo Geral**

O objetivo geral desse trabalho é comparar as cargas admissíveis obtidas por métodos de cálculo estáticos semiempíricos com resultados de ensaio de carregamento dinâmico em estacas do tipo hélice contínua em obra de Divinópolis e analisar criticamente o projeto dessa obra.

### **2.2 Objetivos específicos**

- Emprego de quatro métodos semiempíricos brasileiros baseados no ensaio SPT para determinar a carga admissível de cada estaca já executada, ou seja, com comprimento já definido. Os métodos são:
  - Método de Aoki-Velloso (1975)
  - Método de Décourt-Quaresma (1978)
  - Método de Antunes-Cabral (1996)
  - Método de P.P. Velloso (1979)
- Interpretação dos resultados de ensaios de carregamento dinâmico realizados nas estacas e comparação com as cargas admissíveis obtidas pelos métodos semiempíricos;
- Comparação entre um resultado de ensaio de carregamento dinâmico e uma prova de carga estática realizada em estaca próxima e de mesmo diâmetro.

### **3 Revisão de literatura**

#### **3.1 Definições e funções de uma fundação**

Uma fundação é o conjunto de elementos estruturais destinados a transmitir ao solo as cargas da edificação sem provocar ruptura dos mesmos e não apresentar deformações excessivas ou diferenciais.

Analisa-se a possibilidade de utilizar um dos vários tipos de fundação possíveis, em ordem crescente de complexidade e custos.

Fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício, porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para o caso.<sup>1</sup>

#### **3.2 O engenheiro de fundações**

A engenharia de fundações não se encaixa perfeitamente em nenhuma das subdisciplinas tradicionais da engenharia civil. Ela deve ser multidisciplinar e possuir um conhecimento prático de cada uma das seguintes áreas:

- Engenharia das estruturas – A fundação é um elemento estrutural que deve ser capaz de transmitir as cargas aplicadas, então é necessário dominar os princípios e as práticas da engenharia das estruturas. Além disso, a fundação suporta uma estrutura e, por isso, é fundamental o entendimento das causas e naturezas das ações estruturais, assim como a tolerância da estrutura aos movimentos da fundação.
- Engenharia geotécnica – Todos os elementos de fundação interagem com o terreno. Por isso, o projeto deve refletir as propriedades e o comportamento do solo ou rocha adjacente. Portanto, o engenheiro de fundações deve entender a engenharia geotécnica. Muitos engenheiros de fundações também se consideram engenheiros geotécnicos.

---

<sup>1</sup> ARAUJO, S. P. M. **Notas de aula – Fundações – Pós graduação PUC**. Belo Horizonte, 2014. Não publicado.

- Engenharia de construção – Finalmente, as fundações precisam ser construídas. Embora a construção em si seja feita por empreiteiros e engenheiros de construção, é muito importante que o engenheiro projetista tenha amplo conhecimento dos métodos e equipamentos de construção para desenvolver um projeto que possa ser construído economicamente. O conhecimento da engenharia de construção também se mostra necessário ao se lidar com problemas que surgem durante a construção.

### ***3.2.1 Incertezas***

Apesar dos muitos avanços na teoria da engenharia de fundações, ainda há muitas lacunas (gaps) no nosso entendimento. Em geral, as maiores incertezas são devidas ao nosso conhecimento limitado das condições do solo. Embora engenheiros de fundação usem várias técnicas de teste e investigação em uma tentativa de definir as condições do solo abaixo do local proposto para a fundação, até o programa de investigação mais minucioso se depara com uma pequena porção do substrato e baseia-se fortemente em interpolações e extrapolações.

Limitações no entendimento da interação entre o elemento de fundação e o solo também introduz incertezas. Questões como o desenvolver da resistência por atrito lateral ao longo da superfície de uma estaca e o efeito que a instalação de uma estaca acarreta nas propriedades de engenharia dos solos adjacentes são assuntos de pesquisa até hoje. (CODUTO, 2001)

Também é difícil prever as cargas de serviço que de fato atuarão solicitarão em uma fundação, especialmente as cargas vivas.

Em decorrência dessas e de outras incertezas, o engenheiro mais sábio não segue cegamente os resultados de testes e análises. Estes testes e análises devem ser temperados com precedentes, senso comum e prática de engenharia. É perigoso encarar a engenharia de fundações como uma compilação de fórmulas e gráficos a serem seguidos usando uma receita de projeto. É essencial o entendimento do comportamento dos sistemas de fundações e as bases e limitações dos métodos de análise.

### **3.2.2 Racionalismo e empirismo**

Como não se compreende totalmente o comportamento das fundações, a maioria das análises e métodos de projetos incluem uma mistura de técnicas racionais e empíricas.

Um dos requisitos para o sucesso em engenharia de fundações é a compreensão dessa mistura de racionalismo e empirismo, os pontos fortes e fracos de ambos, e como os aplicar aos problemas práticos de projeto.

### **3.3 Investigação do subsolo**

Diferentemente do concreto e do aço, que são materiais artificiais fabricados com controle para atender às características especificadas pela construção civil, o solo é um material natural e, portanto, muito variável quanto à composição e ao comportamento sob carga. Ao examinar uma vertical traçada a partir da superfície do terreno ou comparar duas verticais relativamente próximas, é possível detectar a variabilidade do maciço de solos em termos de tipo de solo, consistência, compactidade, características de resistência e deformabilidade, evidenciando uma heterogeneidade tridimensional.

Por isso, em cada projeto de fundações deve-se proceder previamente a uma análise do maciço de solos, a chamada investigação geotécnica, com o objetivo de descobrir, caso a caso, as condições que a natureza oferece.

O ensaio de penetração SPT (*Standard Penetration Test*), originário dos EUA, é o mais difundido método de prospecção geotécnica no Brasil e é comumente designado de sondagem à percussão. Com as amostras obtidas a cada metro, o SPT fornece o perfil do subsolo, muito útil para o projeto de fundações. Além disso, o número de golpes ( $N_{SPT}$ ) necessário para conseguir a cravação do amostrador representa uma medida indireta da resistência do solo.

A programação de sondagens deve satisfazer a exigências mínimas que garantam o reconhecimento das condições do subsolo. A Norma Brasileira NBR 8036: 1983 regulamenta tais exigências, apresentando recomendações quanto ao número, localização e profundidade de sondagens de simples reconhecimento. As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m de área da projeção em planta do edifício, até 1200 m de área. Entre 1200 m e 2400 m deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m que excederem de 1200 m. Acima de 2400 m o número de sondagens deve

ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser: dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m<sup>2</sup>; três para área entre 200 m<sup>2</sup> e 400 m<sup>2</sup>.

De acordo com Pinto (2006), alguns projetos justificam a execução de ensaios ao longo da profundidade, como a cravação contínua de um cone, medindo-se a resistência à cravação, CPT (*Cone Penetration Test*), ou a resistência à torção de uma palheta em argilas moles (*Vane Test*). Os índices obtidos nesses procedimentos são de qualidade superior ao SPT, mas não permitem a amostragem do solo. Sua utilização é, portanto, complementar.

Para a obra em estudo, o ensaio utilizado para a investigação geotécnica foi o SPT, melhor descrito no item 3.3.1.

### **3.3.1 SPT – “Standard Penetration Test”**

O SPT é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em muitos países. Constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento.

No nosso país, O SPT deve seguir as recomendações da Norma Brasileira NBR 6484:2001. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrados-padrão, de diâmetro externo de 50,8 mm ± 2 mm e diâmetro interno de 39,4 mm ± 2 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação, usando um peso de 65,0 kg, caindo de uma altura de 750 mm. O valor de  $N_{SPT}$  (índice de resistência à penetração) é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm.

No Brasil, algumas empresas executoras de sondagem realizam uma medida adicional após a cravação do amostrador (antes da sua retirada) em cada metro da sondagem: o torque necessário à rotação do amostrador. Esse tipo de sondagem é designado como SPT-T. Trata-se de uma invenção brasileira, de autoria de Ranzini, em 1988. (CINTRA *et al*, 2013)

As vantagens deste ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto. Apesar das críticas válidas que são continuamente



feitas à diversidade de procedimentos utilizados para a execução do ensaio e à pouca racionalidade de alguns dos métodos de uso e interpretação, este é ainda o processo dominante na prática da Engenharia de Fundações. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, principalmente no Brasil. (SCHNAID, 2000)

Cintra *et al* (2013) entendem que a sondagem deve ser modernizada para acompanhar os desenvolvimentos de outros ensaios. Eles incentivam, por exemplo, a tendência de substituir nosso sistema manual pelo mecanizado, com a devida previsão em norma.

Finalmente, Pinto (2006) alerta que o projetista deve prestar uma atenção especial à qualidade das sondagens, já que, por esse procedimento de sondagem à percussão ser realizado em campo sem supervisão permanente do engenheiro e depender de vários detalhes de operação, como a livre queda do martelo, a folga do tubo de revestimento no fundo ou a limpeza prévia do furo, os resultados podem apresentar discrepâncias muito acentuadas.

### **3.4 Tipos de fundação**

As fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos:

- fundações superficiais (ou "diretas" ou rasas);
- fundações profundas.

A distinção entre estes dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não surge na superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem, acima dela, tipicamente duas vezes sua menor dimensão, a norma NBR 6122 determinou que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão (Figura 1), e a pelo menos 3 m de profundidade. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

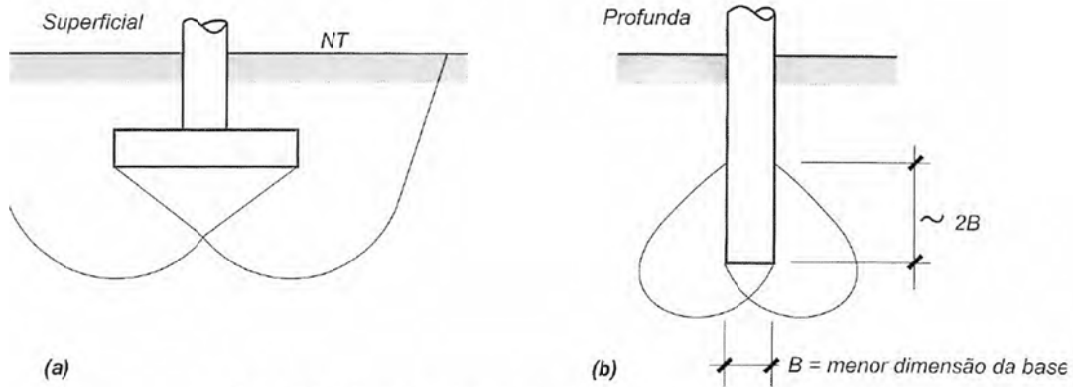


Figura 1- Fundação superficial e profunda (VELLOSO E LOPES, 2010).

Quanto aos tipos de fundações superficiais, há (Figura 2):

**bloco** - elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele resultantes possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;

**sapata** - elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas por armadura especialmente disposta para este fim (por isso as sapatas têm menor altura que os blocos);

**sapata corrida** - sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento (às vezes chamada de *baldrame* ou de viga de fundação);

**sapata associada** - sapata que recebe mais de um pilar;

**radier** - elemento de fundação superficial que recebe parte ou todos os pilares de uma estrutura.

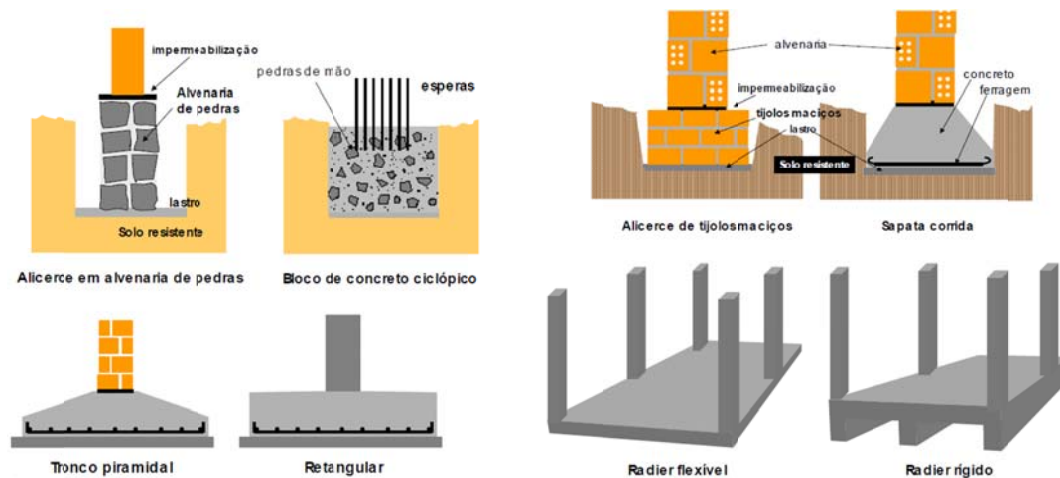


Figura 2- Principais tipos de fundações superficiais.<sup>2</sup>

A fundação profunda é o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas. Neste tipo de fundação incluem-se os tubulões e as estacas:

**tubulão** - elemento de fundação profunda de forma cilíndrica que, pelo menos na sua fase final de execução, requer a descida de operário ou técnico;

**estaca** - elemento de fundação profunda executado por ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação ou escavação, ou ainda, mista;

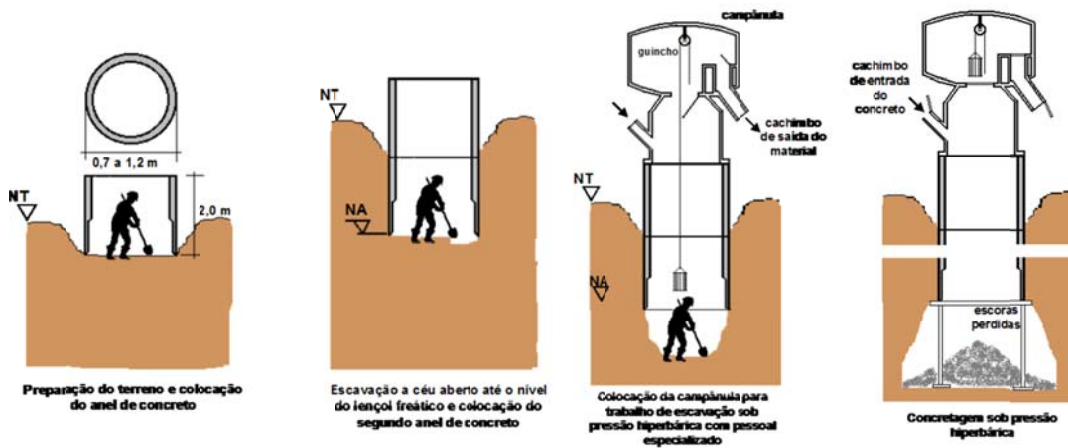


Figura 3 – Execução de tubulões.<sup>2</sup>

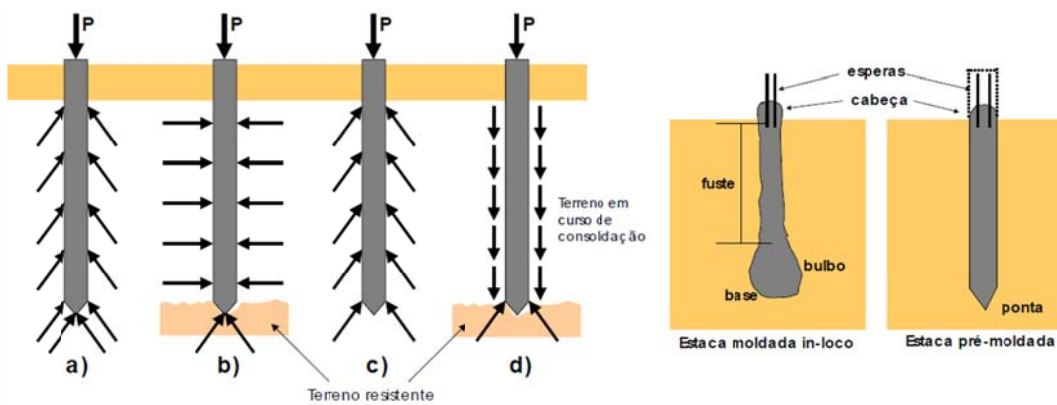


Figura 4 – Fundação profunda em estaca.<sup>2</sup>

A NBR 6122:2010 reconhece a execução no país dos seguintes tipos de estacas: de madeira, de concreto pré-moldado e de aço cravadas (por percussão, prensagem ou

<sup>2</sup> ARAUJO, S. P. M. **Notas de aula – Fundações – Pós graduação PUC**. Belo Horizonte, 2014. Não publicado.

vibração), estaca tipo Strauss, tipo Franki, estaca escavada (sem revestimento, com revestimento de aço – provisório ou perdido - e com escavação estabilizada por fluido), estaca raiz, microestaca injetada e estaca hélice.

### **3.5 Classificação das estacas**

De acordo com o material, podem ser classificadas em estacas (i) de madeira, (ii) de concreto, (iii) de aço e (iv) mistas. De acordo com o processo executivo, as estacas podem ser separadas segundo o efeito no solo (ou tipo de deslocamento) que provocam ao serem executadas e são classificadas como:

- “de deslocamento”, que são as estacas cravadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado horizontalmente;
- “de substituição”, que são as estacas escavadas em geral, uma vez que o solo no local que a estaca vai ocupar é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas.

Em alguns processos de estacas escavadas, em que não há praticamente remoção de solo e/ou, na ocasião da concretagem, são tomadas medidas para restabelecer as tensões geostáticas (ao menos parcialmente), estas estacas podem ser classificadas numa categoria intermediária, que são chamadas de "sem deslocamento".

A Tabela 1 situa nas categorias acima os principais tipos de estaca executados no Brasil. As estacas hélice contínua estão classificadas em duas categorias, uma vez que, dependendo de haver remoção ou não de solo durante sua execução, elas podem se aproximar de uma estaca escavada ou de uma estaca cravada (quando são chamadas de "estacas hélice de deslocamento"). Este trabalho foca nas estacas hélice contínua em geral, ou seja, as classificadas quanto ao tipo de execução como “de substituição”.

Tabela 1 – Tipos de estacas (VELLOSO E LOPES, 2010).

Tipo de execução	Estacas
De deslocamento	Grande (i) Madeira, (ii) pré-moldadas de concreto, (iii) tubos de aço de ponta fechada, (iv) tipo Franki, (v) microestacas injetadas
	Pequeno (i) Perfis de aço, (ii) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação), (iii) estacas hélice especiais (“estacas hélice de deslocamento”)
Sem deslocamento	(i) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação, (ii) estacas raiz
De substituição	(i) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama, (ii) tipo Strauss, (iii) estacas hélice contínua em geral

### 3.6 Estacas hélice contínua monitorada

A NBR 6122:2010 descreve a estaca hélice contínua monitorada como estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo. A injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca.

Esse tipo de estaca é utilizada nos Estados Unidos e na Europa desde a década de 1970 e foi introduzido em nosso país no final da década de 1980. Pelas suas vantagens principais - baixo nível de vibrações e elevada produtividade - tem uma grande aceitação. São geralmente usadas para cargas até 40 tf a 250 tf. (VELLOSO E LOPES, 2010)

Este tipo de estaca é feito com um trado em hélice de grande comprimento, composto de chapas em espiral que se desenvolvem em torno do tubo central. A extremidade inferior do trado é dotada de garras para facilitar o corte do terreno, e de uma tampa que impede a entrada de solo no tubo central durante a escavação.

Os equipamentos mais comuns permitem executar estacas com diâmetros de 30 cm a 100 cm e comprimentos de 15 m até 30 m.

O processo executivo em hélice contínua monitorada resulta uma conformação de ponta da estaca em formato de cone. Além disso, como o concreto é injetado à medida que se retira a hélice, muitas vezes verifica-se um concreto misturado com solo na ponta da estaca e um solo solto abaixo da ponta da estaca. Por isso, a resistência de ponta é pequena nesse tipo de estaca e deve ser considerada com cautela. Não devem ser utilizadas em espessas camadas de solos muito compressíveis e com presença de matacões.

### ***3.6.1 Execução***

**Perfuração.** A perfuração consiste na introdução da hélice no terreno, por meio de movimento rotacional transmitido por motores hidráulicos acoplados na extremidade superior da hélice, até a cota de projeto sem que a hélice seja retirada da perfuração em nenhum momento (Figura 5). Os equipamentos devem apresentar as características mínimas mencionadas na Tabela 2, obtida do Anexo F da NBR 6122:2010, além de torque compatível com o diâmetro da estaca e a resistência do solo a ser perfurado, para a minimização do desconfinamento durante a perfuração.

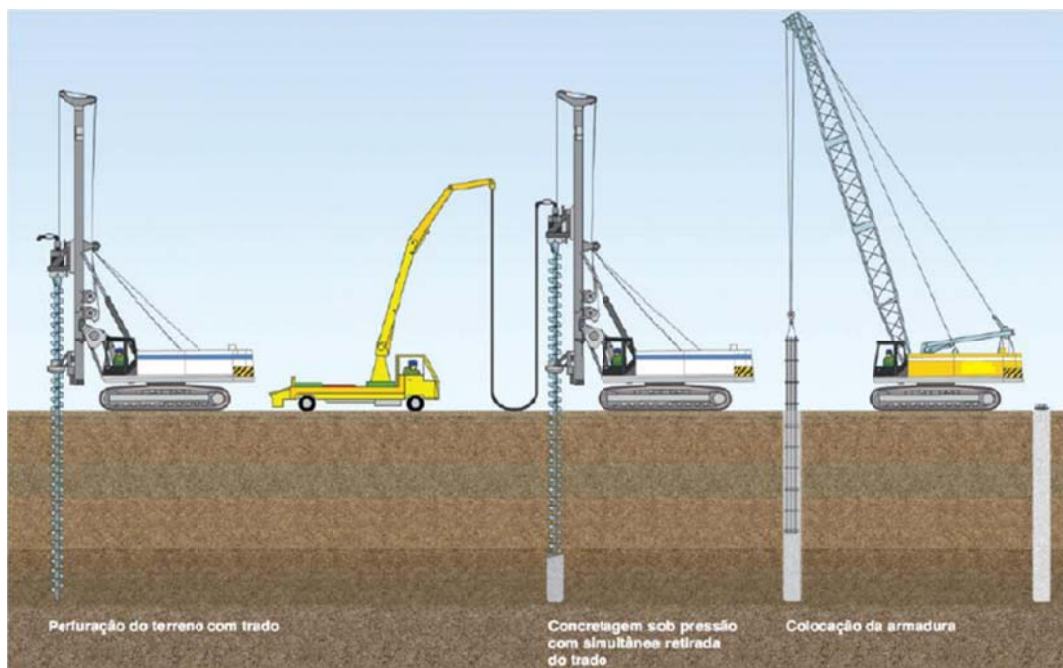


Figura 5 – Execução de estaca hélice contínua.<sup>3</sup>

Tabela 2 – Características mínimas da mesa rotativa e do guincho (NBR 6122:2010)

Torque kN m	Arranque kN	Dimensões das estacas cm
< 80	400	∅ até 50 cm com comprimento até 17,0 m
80 a 150	400	∅ até 80 cm com comprimento até 27,0 m
≥ 160	700	∅ até 120 cm com comprimento até 30,0 m

**Concretagem.** Alcançada a profundidade desejada, o concreto é bombeado continuamente (sem interrupções) através do tubo central, ao mesmo tempo que a hélice é retirada, sem girar, ou girando lentamente no mesmo sentido da perfuração. A velocidade de extração da hélice do terreno deve ser tal que a pressão no concreto introduzido no furo seja mantida positiva (e acima de um valor mínimo desejado). O concreto deve apresentar abatimento da ordem de 22 cm,  $f_{ck} \geq 20$  MPa e agregado máximo igual a brita 0 (pedrisco). A pressão do concreto deve garantir que ele preencha

<sup>3</sup> ARAUJO, S. P. M. **Notas de aula – Fundações – Pós graduação PUC.** Belo Horizonte, 2014. Não publicado.

todos os vazios deixados pela extração da hélice. A concretagem é levada até um pouco acima da cota de arrasamento da estaca.

**Armadura.** O processo executivo da estaca hélice continua impõe que a colocação da armadura seja feita após o término da concretagem. A "gaiola" de armadura é introduzida na estaca manualmente por operários ou com auxílio de um peso. As estacas submetidas apenas a esforços de compressão levam uma armadura no topo, em geral, com 4 m de comprimento (abaixo da cota de arrasamento). No caso de estacas submetidas a esforços transversais ou de tração, é possível introduzir uma armadura de maior comprimento (armaduras de 12 e até 18 m já foram introduzidas em estacas executadas com concretos especiais). Na extremidade inferior, a gaiola de armadura deve ter as barras ligeiramente curvadas para formar um cone (para facilitar a introdução no concreto), e deve ter espaçadores tipo rolete.

O principal problema executivo está na descida da armação e a impossibilidade de controle de arrasamento das estacas, bem como as perdas excessivas de concreto.

### ***3.6.2 Controle de execução***

A execução dessas estacas deve ser monitorada eletronicamente por meio de computador e sensores instalados na máquina. Como resultados do monitoramento podem ser obtidos os seguintes elementos:

- comprimento da estaca;
- inclinação;
- torque;
- velocidade de rotação;
- velocidade de penetração do trado;
- pressão no concreto;
- velocidade de extração do trado;
- volume de concreto (apresentado como “perfil da estaca”);
- sobreconsumo de concreto (relação entre o percentual de concreto consumido e o volume teórico calculado com base no diâmetro informado).

A análise e a interpretação desses dados permitem uma avaliação da estaca executada. A Figura 6 reproduz uma folha de controle.



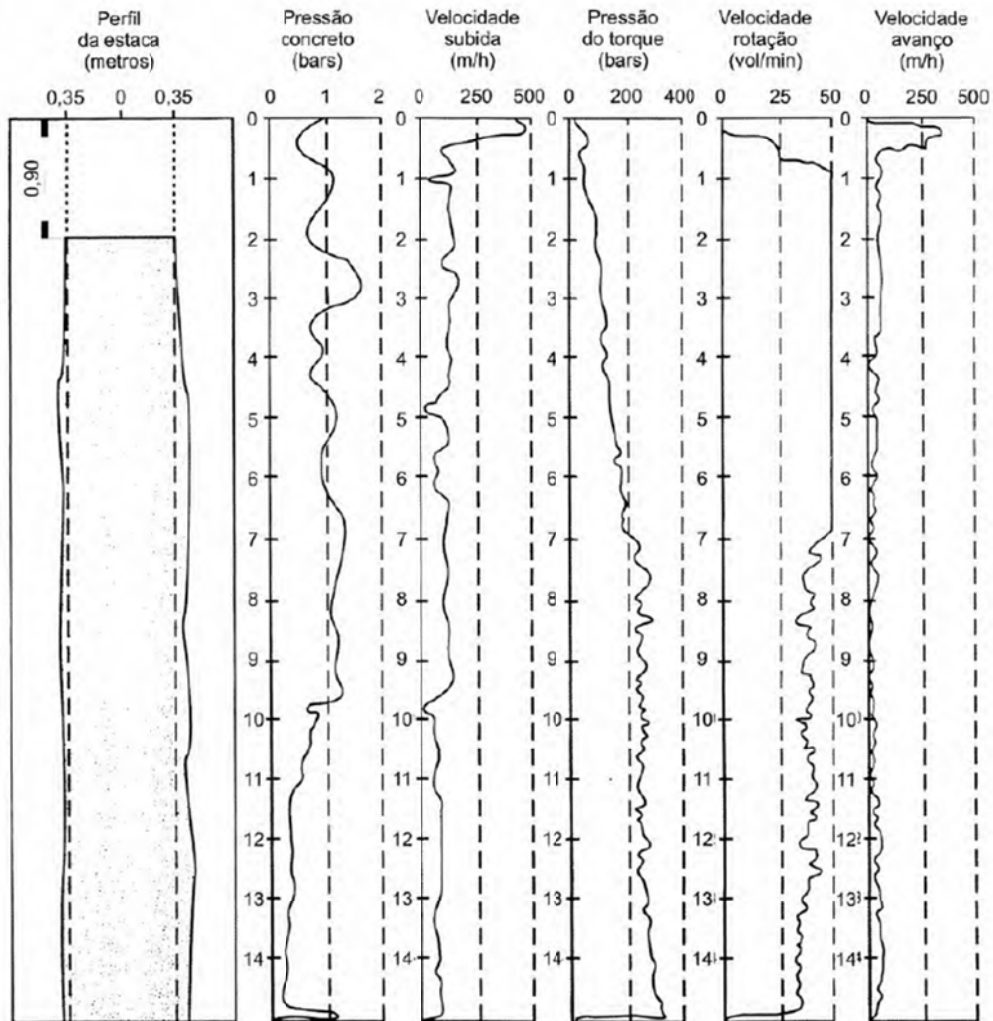


Figura 6 – Folha de controle de execução de estaca hélice contínua (VELLOSO E LOPES, 2010).

### 3.7 Capacidade de carga de elementos de fundação por estaca

Nos métodos "estáticos" a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo, obtida em ensaios de laboratório ou *in situ*. Os métodos estáticos separam-se em:

- racionais ou teóricos, que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo;
- semiempíricos, que se baseiam em ensaios *in situ* de penetração (CPT e SPT).

Nos métodos estáticos, é imaginado o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca (ou tubulão) e a resistência oferecida pelo solo (Figura 7). Esse equilíbrio é expresso por:

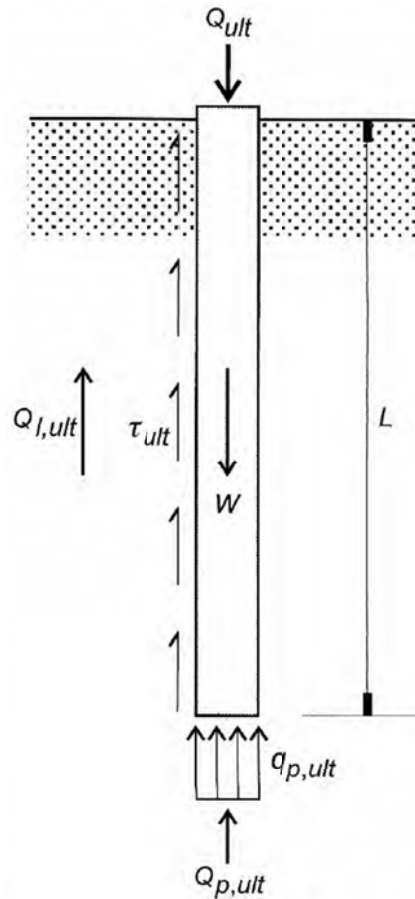
$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (1)$$

onde:  $Q_{ult}$  = capacidade de carga (total) da estaca;

$W$  = peso próprio da estaca;

$Q_{p,ult}$  = capacidade de carga da ponta ou base;

$Q_{l,ult}$  = capacidade de carga do fuste.



**Figura 7 – Estaca submetida à carga de ruptura de compressão (VELLOSO E LOPES, 2010).**

De acordo com Velloso e Lopes (2010), na maioria das situações, o peso próprio da estaca é desprezado em face das cargas envolvidas.

Para obter a parcela da ponta ( $Q_{p,ult}$ ), multiplica-se a resistência de ponta ( $q_{p,ult}$ ) pela área da seção transversal ( $A_p$ ). Já para a parcela de atrito, representemos por  $U$  o perímetro do fuste e façamos o somatório das forças resistentes por atrito lateral nos diversos segmentos da estaca. A expressão (1) pode então ser reescrita da seguinte maneira:

$$Q_{ult} = U \sum (q_{l,ult} \Delta_L) + q_{p,ult} A_p \quad (2)$$

Observações experimentais de diversos pesquisadores revelam que a condição de mobilização do atrito é atingida para baixos valores de recalque da estaca, geralmente entre 5 e 10 mm, independentemente do tipo de estaca e do diâmetro do seu fuste. Ao contrário, a máxima mobilização da resistência de ponta exige recalques bem mais elevados, com valores correspondentes a cerca de 10% do diâmetro da base, para estacas cravadas, e de até 30% do diâmetro da base, para estacas escavadas, diferença esta justificada pelo processo executivo da estaca. (CINTRA *et al*, 2010)

Quanto às fórmulas teóricas de capacidade de carga de elementos de fundação por estacas, há uma diversidade de proposições, decorrente da dificuldade de ajustar um bom modelo físico e matemático à questão da ruptura em fundações profundas. De acordo com Cintra *et al* (2010), existem diversas tentativas de equacionar o problema, mas que ainda não são eficazes. Isso justifica a pouca utilização dos métodos teóricos em projetos, sendo preteridos em prol dos métodos semiempíricos.

A seguir, serão apresentados quatro métodos semiempíricos brasileiros baseados em/correlacionados com ensaios SPT: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Antunes-Cabral (1996), e Pedro Paulo Velloso (1979).

### 3.7.1 . Método Aoki-Velloso (1975)

A capacidade de carga (R) é equivalente à expressão (2), substituindo  $Q_{ult}$  por R e  $q_{ult}$  por r:

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_p A_p \quad (3)$$

Pelo método, as incógnitas geotécnicas  $r_L$  e  $r_p$  são inicialmente correlacionadas com ensaios de penetração estática (CPT), por meio dos valores de resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e do atrito lateral unitário na luva ( $f_s$ ):

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (4)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (5)$$

Onde,  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção que levam em conta o efeito da escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo) e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca (ver **Erro! Fonte de referência não encontrada.**). Mas como no Brasil o CPT não é tão empregado quanto o SPT, o valor da resistência de ponta  $q_c$  pode ser substituído por uma correlação com o  $N_{SPT}$ :

$$q_c = K N_{SPT} \quad (6)$$

em que o coeficiente  $K$  depende do tipo de solo (ver Tabela 4).

Essa substituição possibilita exprimir também o atrito lateral em função de  $N_{SPT}$ , com a utilização da razão de atrito  $\alpha$ , que é função do tipo de solo:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (7)$$

Logo:

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT} \quad (8)$$

As expressões (4) e (5) podem ser reescritas como:

$$r_p = \frac{K N_p}{F_1} \quad (9)$$

$$r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2} \quad (10)$$

Em que  $N_p$  e  $N_L$  são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência na camada de solo de espessura  $\Delta_L$ , ambos valores obtidos a partir da sondagem mais próxima. De acordo com Velloso e Lopes(2010), para efeito de cálculo da resistência da ponta, os autores do método adotaram um valor limite de  $N_{SPT} = 50$ .

Velloso e Lopes (2010) também explica que quando o método foi proposto, foram introduzidas as estacas tipo raiz e não se executavam ainda estacas tipo hélice. Em três trabalhos de final de curso na UFRJ foram feitas avaliações do método para esses novos tipos de estacas. Os valores de  $F_1 = 2$  e  $F_2 = 4$  conduziram a uma estimativa razoável, ligeiramente conservativa, das estacas raiz, hélice e ômega (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

Tabela 3 – Coeficientes  $F_1$  e  $F_2$  (CINTRA *et al*, 2010)

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada	1+D/0,8	3,50
Escavada	3,00	6,00
Raiz, Hélice cont., Ômega	2,00	4,00

Para regiões ou formações geotécnicas específicas, Cintra *et al* (2010) sugerem o uso da formulação geral do método, substituindo as correlações originais, abrangentes, por correlações regionais, que tenham validade comprovada.

Quanto ao fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível, os autores adotam igual a 2.

Tabela 4 – Coeficiente  $K_f$  e razão de atrito  $\alpha$ .

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

### 3.7.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

As parcelas de resistência ( $R_L$  e  $R_p$ ) da capacidade de carga ( $R$ ) de um elemento de fundação por estaca são expressas por:

$$R_L = r_L U L \quad (11)$$

$$R_p = r_p A_p \quad (12)$$

A estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral ( $r_L$ ) é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste ( $N_L$ ), de acordo com uma tabela apresentada pelos autores, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. Na determinação de  $N_L$ , adotam o limite  $N_{SPT} \geq 3$  e  $N_{SPT} \leq 15$  e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

A resistência lateral, em  $\text{tf/m}^2$ , é dada por:

$$r_L = \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (13)$$

A capacidade de carga junto à ponta ou base da estaca ( $r_p$ ) é estimada pela equação:

$$r_p = C N_p \quad (14)$$

em que:

$N_p$  - valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta da base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

$C$  - coeficiente característico do solo (Figura 5), ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto.

Tabela 5 – Coeficiente característico solo C

Tipo de solo	C (tf/m <sup>2</sup> )
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Décourt (1998) introduziu os fatores  $\alpha$  e  $\beta$  (Tabela 6) nas parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente, resultando uma capacidade de carga, em  $\text{tf}$ , de:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) U L \quad (15)$$

Para aplicação do método a estacas escavadas com lama bentonítica, estacas escavadas em geral, estacas tipos hélice contínua e raiz, e estacas injetadas sobre altas pressões.

**Tabela 6 – Valores dos fatores  $\alpha$  e  $\beta$  em função da estaca e do tipo de solo (DÉCOURT, 1998).**

Tipo de Estaca \ Tipo de Solo	Escavada a seco e Strauss	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Injetadas (Raiz)	Injetadas (sob pressão)
$\alpha$					
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Siltos	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00
$\beta$					
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Siltos	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Aplicando-se os coeficientes de segurança parciais sugeridos pelo método, tem-se que a carga admissível da estaca é dada por:

$$R_{adm} = \frac{\alpha C N_p A_p}{4,0} + \frac{\beta 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) U L}{1,3} \quad (15)$$



### 3.7.3 Método Antunes-Cabral (1996)

Esse método, específico para estacas tipo hélice contínua, sugere que as resistências de ponta e lateral em  $\text{kgf/cm}^2$  sejam, respectivamente:

$$r_p = \beta_2 N_p \leq 40 \text{kgf/cm}^2 \quad (16)$$

$$r_L = \beta_1 N_L \quad (17)$$

onde  $\beta_1$  e  $\beta_2$  são fatores que dependem do tipo de solo, conforme Tabela 7.

Tabela 7 – Valores dos coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$  (PRESA, 2004).

Tipo de Solo	$\beta_1$	$\beta_2$
Areia	4,0 – 5,0	2,0 – 2,5
Silte	2,5 – 3,5	1,0 – 2,0
Argila	2,0 – 3,5	1,0 – 1,5

A capacidade de carga será então:

$$R = U \sum \beta_1 N_L \Delta_L + \beta_2 N_p A_p \quad (18)$$

Para um fator de segurança igual a 2, a capacidade de carga admissível da estaca será:

$$R_{adm} = \frac{R}{2} \quad (19)$$

### 3.7.4 Método Pedro Paulo Velloso (1979)

Velloso (1979) definiu a capacidade de carga lateral ao longo da estaca e capacidade de carga de ponta pelas seguintes equações 20 e 21, respectivamente:

$$R_L = \alpha_L \lambda_L U \sum (C_L N L) \quad (20)$$

$$R_p = \frac{\alpha_p \lambda_p \beta A_p}{2,0} \left[ (C_p N)_{acima} + (C_p N)_{abaixo} \right] \quad (21)$$

onde:

$\alpha_p$ : coeficiente de correlação do atrito de ponta;

$\alpha_L$ : coeficiente de correlação do atrito lateral da estaca ao longo do seu comprimento;

$\lambda_L$ : coeficiente de correlação para compressão ou tração conforme solicitação lateral;

$\lambda_p$ : coeficiente de correlação para compressão ou tração conforme solicitação de ponta;

$\beta = 1,016 - 0,016 (dp/dc)$ , onde  $dp$  é o diâmetro da ponta da estaca; e  $dc$  é o diâmetro do cone holandês ( $\approx 3,6\text{cm}$ );

$(C_p N)_{acima}$  é a média dos valores  $C_p N$  calculada num intervalo de 8 vezes o diâmetro da estaca, acima da ponta da estaca;

$(C_p N)_{abaixo}$  é a média dos valores  $C_p N$  calculada num intervalo de 3,5 vezes o diâmetro da estaca, abaixo da ponta da estaca.

Segundo o método, deve-se utilizar 40 quando  $N$  (SPT) for superior 40.

**Tabela 8 – Coeficientes de  $\alpha_L$  e  $\alpha_p$  em função do tipo de estaca (MAGALHÃES, 2010).**

Tipo da Estaca	$\alpha_L$	$\alpha_p$
Pré-moldada (concreto ou aço)	1,00	1,00
Franki	1,00	1,00
Hélice Contínua	0,85	0,50
Escavadas sem revestimento	0,50	0,50
Escavadas com revestimento ou lama	0,70	0,50
Raiz	0,90	0,50

**Tabela 9 – Coeficientes de  $\lambda_L$  e  $\lambda_p$  em função da solicitação de esforços na estaca (MAGALHÃES, 2010).**

Tipo de Carregamento	$\lambda_L$	$\lambda_p$
Compressão	1,00	1,00
Tração	0,75	0,00

Tabela 10 – Parâmetros de atrito lateral e ponta  $C_L$  e  $C_p$  em função do tipo de solo (MAGALHÃES, 2010).

Tipo de Solo	$C_L$ (t/m <sup>2</sup> )	$C_p$ (t/m <sup>2</sup> )
Argila siltosa	0,63	25,00
Argila arenosa	0,63	25,00
Silte argiloso	0,70	30,00
Silte arenoso	0,80	40,00
Areia argilosa	0,85	45,00
Areia argilosa	0,85	50,00
Areia siltosa	0,50	60,00
Areia	0,50	60,00
Areia com pedregulhos	0,50	60,00

A capacidade total de carga da estaca será:

$$R = R_L + R_p \quad (22)$$

Com o fator de segurança definido pelo autor de 2,5, a capacidade de carga admissível da estaca será:

$$R_{adm} = \frac{R}{2,5} \quad (23)$$

### **3.8 Carga admissível de uma estaca**

A NBR 6122:2010 define a carga admissível de uma estaca como sendo a força adotada em projeto que, aplicada sobre a estaca atende, com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites último (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, etc.) Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores característicos.

#### ***3.8.1 Quando a capacidade de carga é calculada por método semiempírico***

Quando a resistência (capacidade de carga) de uma estaca é calculada por método semiempírico, a NBR 6122:2010 estabelece que o fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 2,0.

#### ***3.8.2 Quando a capacidade de carga é calculada por método estático***

Ainda de acordo com a NBR 6122:2010, quando se utiliza de método estático é necessário levar em conta a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de estaca, na análise das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral. No caso específico de estacas escavadas, a carga admissível deve ser no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca.

#### ***3.8.3 Quando a capacidade é aferida por interpretação de prova de carga***

Quando a carga de ruptura é determinada por provas de carga, o fator de segurança deve ser no mínimo igual a 2,0 com relação à carga de ruptura obtida na prova de carga ou por sua extrapolação (ver item 3.12.2).

### **3.9 Desempenho de fundações**

O objetivo da verificação do desempenho de uma fundação é demonstrar que o comportamento previsto no projeto está sendo confirmado na prática da execução, sendo a meta fundamental a ser atingida a de minimizar-se a probabilidade de ruptura da obra de fundação. A segurança à ruptura, ou seja, a resistência e a integridade do elemento estrutural e a resistência do solo, é o principal aspecto estrutural a ser

verificado e deve ser comprovada pelo fornecedor do serviço de fundações, durante ou após a execução.

A comprovação do valor da carga especificada no projeto pode ser feita aplicando-se métodos estáticos ou dinâmicos.

A NBR 6122:2010 prescreve que, para fundações em estacas, quando o número de estacas da obra for superior ao valor da coluna (B) da Tabela 11, deve ser executado um número de provas de carga estática igual a no mínimo 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais. A norma permite a substituição das provas de carga estática por ensaios dinâmicos na proporção de cinco ensaios dinâmicos para cada prova de carga estática em obras que tenham um número de estacas entre os valores da coluna B (Tabela 11) e duas vezes esse valor. Acima desse número de estacas será obrigatória pelo menos uma prova de carga estática, conforme ABNT NBR 12131.

Tabela 11 – Quantidade de provas de carga (NBR 6122:2010).

Tipo de estaca	A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa <sup>b c d</sup>	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga <sup>b c d</sup>
Pré-moldada <sup>a</sup>	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 $f_{yk}$	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\Phi \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz <sup>e</sup>	15,5	75
Microestaca <sup>e</sup>	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\Phi < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

### 3.10 Prova de carga estática

A prova de carga estática em estaca, regida pela NBR 12131:2006, consiste na aplicação de cargas conhecidas no topo da estaca em incrementos sucessivos e iguais (chamados de estágios de carga) com a simultânea monitoração dos respectivos recalques da cabeça da estaca (deslocamentos verticais para baixo, que compreendem o encurtamento elástico do fuste e o recalque da ponta da estaca), até que seja atingida a ruptura ou carga máxima programada, seguida do descarregamento.

A aplicação progressiva da carga no topo da estaca acarreta a *mobilização da resistência*, o suficiente para promover o equilíbrio. Essa resistência é a resistência de atrito lateral somada com a de ponta. Atingir a ruptura seria alcançar a máxima resistência mobilizável, com recalques incessantes. (CINTRA *et al*, 2013)

Para efetuar o carregamento, usa-se um macaco hidráulico que atua contra um sistema de reação, o qual é construído em torno da estaca a ser ensaiada e dimensionado para atender a carga máxima pretendida no ensaio, que é definida pela NBR 6122

(ABNT, 2010) como sendo duas vezes a carga admissível prevista em projeto, aplicada em dez estágios de carga com incrementos sucessivos e iguais. Em todos os estágios, a carga é mantida até atingir a estabilização dos recalques, respeitada a duração mínima de 30 minutos. O descarregamento é feito em quatro estágios, com recalques estabilizados e duração mínima de 15 minutos. Ao final do descarregamento, o recalque estabilizado indica o deslocamento permanente sofrido pela estaca.

Como produto principal do ensaio, obtém-se uma curva carga x recalque,  $P \times \rho$ , em que  $P$  é a carga aplicada no topo da estaca, representada no eixo das abscissas, e  $\rho$  é o recalque do topo da estaca, representado no eixo das ordenadas voltado para baixo.

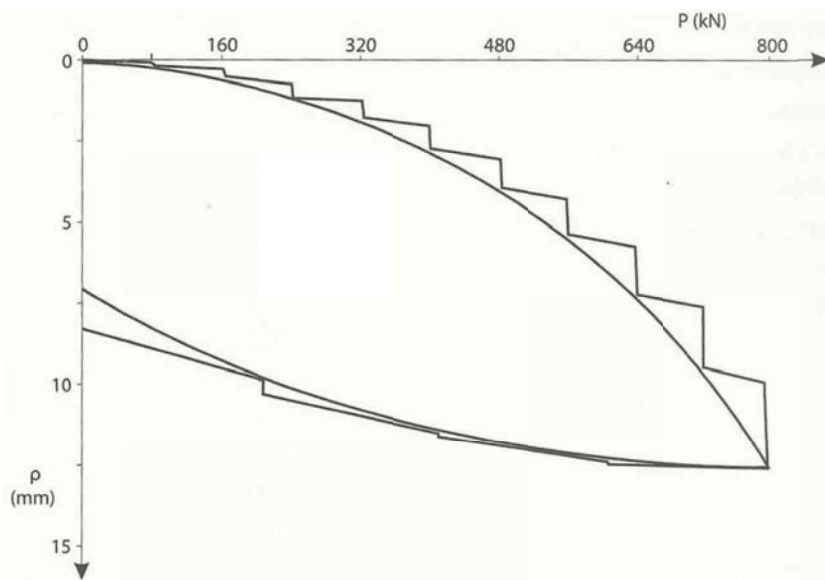


Figura 8 – Curva carga x recalque com a representação dos estágios

### 3.11 Ensaio de carregamento dinâmico

No ensaio de carregamento dinâmico, cujo procedimento executivo é especificado pela NBR 13208:2007, o comportamento da estaca submetida a um carregamento dinâmico é interpretado teoricamente com base na teoria de equação de onda (ver item 3.11.1), de modo a possibilitar a avaliação da capacidade de carga. Por meio da instrumentação utilizada na prova de carga dinâmica, também é possível verificar a integridade da estaca (item 3.11.7).

Historicamente, o controle das estacas cravadas se restringia à medida de nega devido à simplicidade deste procedimento. Posteriormente, a compreensão do fenômeno sofreu avanços significativos, principalmente a partir da solução da equação de onda por

algoritmos apresentada por Smith em 1960, que se tornou prática com os computadores, ocorrendo uma rápida difusão deste ensaio em todo o mundo.

Este ensaio, apesar de ter sido desenvolvido para estacas cravadas, pode ser empregado também em outros tipos de estacas do tipo moldadas "in loco". Neste caso, é preciso montar um sistema especial para aplicação de impactos dinâmicos e provocar deslocamentos suficientes para mobilizar as resistências.

### ***3.11.1 Teoria da equação de onda***

Na teoria da propagação unidimensional da onda, para a interpretação da resposta ao carregamento aplicado no sistema estaca-solo, considera-se inicialmente que o impacto do martelo causa uma onda de tensão descendente na estaca. A resistência por atrito lateral ou uma mudança de seção transversal da estaca (área, peso específico ou resistência) provoca reflexões ascendentes das ondas de tensão, as quais podem ser avaliadas, durante o impacto, por meio de medidas de força e velocidade em seção instrumentada no topo da estaca.

A propagação unidimensional de ondas de tensão em uma estaca sem resistência ao longo do fuste é descrita pela equação unidimensional de onda:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (24)$$

em que:

$z$  – profundidade da seção transversal

$t$  – tempo

$u(z,t)$  – deslocamento da seção da estaca na profundidade  $z$  e instante de tempo  $t$

$c$  – velocidade de propagação da onda de tensão pela estaca, dada por:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (25)$$

$E$  – módulo de elasticidade do material da estaca

$\rho$  – massa específica do material da estaca

A solução geral da equação da Eq. 25 é dada por:



$$u(z, t) = f(z - ct) + g(z = ct) \quad (26)$$

em que as funções  $f$  e  $g$  representam as duas ondas (descendente e ascendente) que se sobrepõem e se propagam com a mesma velocidade  $c$ , porém em sentidos opostos.

Por meio dessa solução, é possível obter as funções de velocidade  $v(z, t)$  e  $F(z, t)$  na seção instrumentada, que são proporcionais entre si por uma constante denominada impedância ( $Z$ ):

$$F = Zv \quad (27)$$

em que:

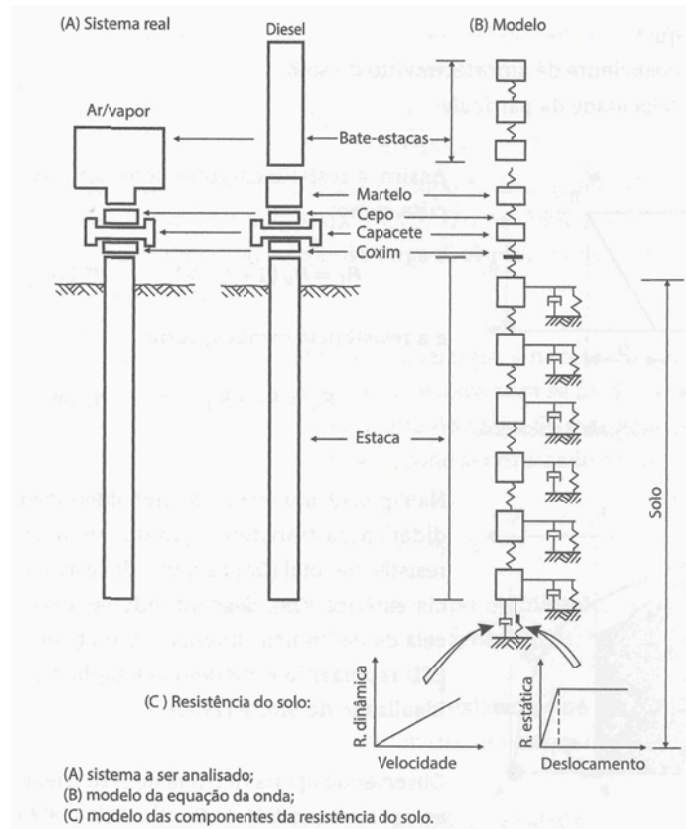
$$Z = \frac{EA}{c} \quad (28)$$

A solução geral da equação de onda é representada graficamente por uma superfície de variação de deslocamento  $u(z, t)$ , velocidades  $v(z, t)$ , força  $F(z, t)$ , energia  $E(z, t)$ , resistência mobilizada  $R_t(z, t)$  etc. ao longo do tempo e das seções da estaca. (CINTRA *et al*, 2013)

Quando as condições de contorno são simples, a equação de onda é manejável. Mas as condições de contorno complexas associadas à fundação por estaca a torna muito complexa. Smith elaborou soluções numéricas em 1951 e mais tarde (1960, 1962) refinou o seu trabalho, formando a base da moderna análise de estacas por equação de onda. (CODUTO, 2001)

### **3.11.2 Método numérico de Smith**

No modelo numérico de Smith, martelo, sistema de amortecimento, estaca e solo são representados por componentes como massas, molas e amortecedores: o peso do martelo por uma massa, a estaca por massas e molas interligadas e o solo por molas (componentes elastoplásticos) e amortecedores (componentes viscolineares, portanto dependentes da velocidade). A estaca é dividida em vários segmentos de massa, e a resistência à penetração da estaca é calculada para cada segmento, como mostrado na Figura 9.



**Figura 9 – Representação da estaca e do sistema de cravação proposta por Smith (1960).**

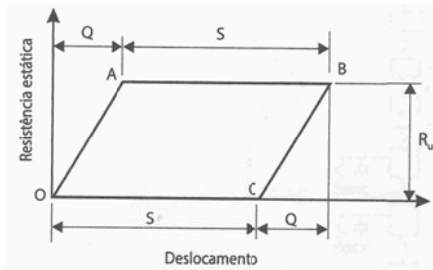
Uma vez montado, o modelo numérico simula o impacto do martelo conferindo uma velocidade ao martelo igual à velocidade de impacto. Isso gera um impulso de tensão que percorre até a ponta da estaca, gerando deslocamentos e ativando resistências pelo caminho. Após atingir a ponta, o impulso é refletido e percorre de volta ao topo da estaca. A onda eventualmente é dissipada devido a perdas de energia.

Normalmente, as ondas refletidas são de compressão, o que faz com que a estaca esteja submetida somente a tensões de compressão. Porém, se a estaca está envolta em um maciço duro e a ponta embasada em solo bem mais mole, a onda refletida pode ser de tração. Isso é extremamente importante para estacas de concreto, porque sua resistência à tração é bem menor que sua resistência à compressão e, portanto, a onda de tensão pode danificar a estaca.

O modelo de Smith (1960) considera que a resistência à penetração da estaca ( $R_t$ ) possui uma parcela estática ( $R_u$ ) e uma parcela dinâmica ( $R_d$ ):

$$R_t = R_u + R_d \quad (29)$$

sendo a parcela estática admitida com comportamento elastoplástico, como mostra o diagrama da, em que Q é o *quake* do solo (ou compressão elástica do solo) e S, a *nega* (ou deslocamento permanente da estaca no golpe).



**Figura 10 – Diagrama da resistência x deslocamento na ponta da estaca proposto por Smith (1960).**

Para a resistência dinâmica ( $R_d$ ), que representa uma resistência adicional decorrente do amortecimento do solo, Smith (1960) estabelece a equação:

$$R_d = J_s + v + R_u \quad (30)$$

em que:

$J_s$  – coeficiente de amortecimento do solo

$v$  – velocidade da partícula

Assim, a resistência total pode ser reescrita como:

$$\underline{R_t = R_u (1 + J_s v)} \quad (31)$$

e a resistência estática, como:

$$\underline{R_u = R_t - R_d} \quad (32)$$

Na Figura 11, apresenta-se uma ilustração didática da transformação da curva de resistência total (OA) na curva de resistência estática (OB), descontando-se a parcela de resistência dinâmica. O diagrama EFD representa o modelo elastoplástico idealizado por Smith (1960).

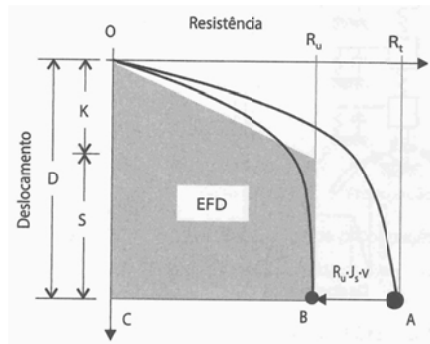


Figura 11 – Transformação da curva de resistência total na curva de resistência estática (CINTRA et al, 2013).

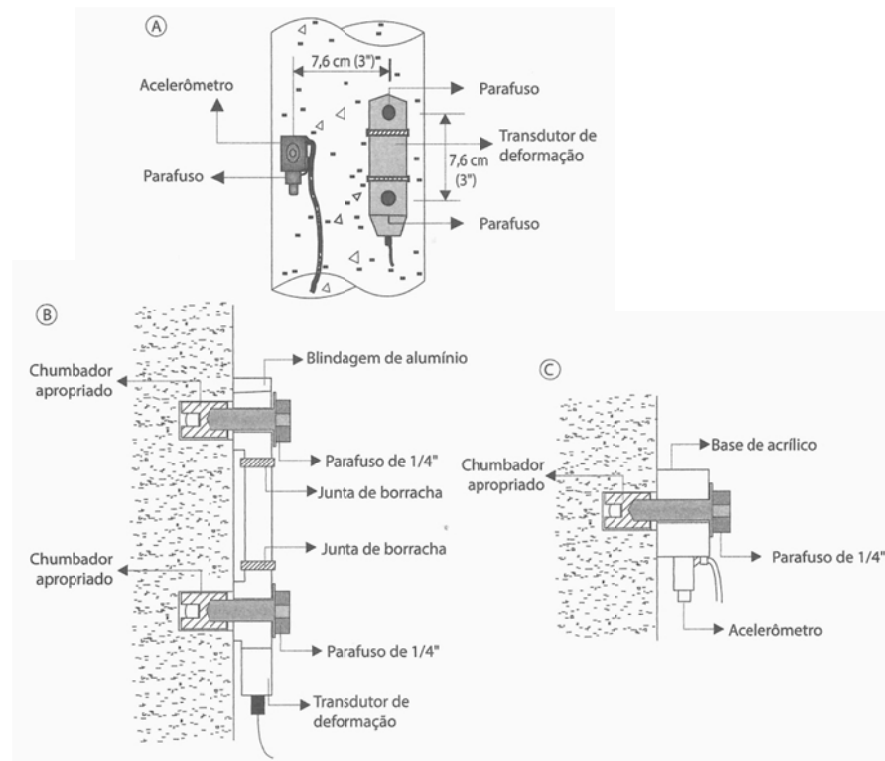
### 3.11.3 Equipamento e instrumentação

O ensaio realizado em estacas do tipo “Hélice Contínua Monitorada” é feito através do impacto de um martelo, em que seu peso é determinado a partir do diâmetro e da carga especificada em projeto para a estaca. Quando determinado o peso do martelo, é realizada a queda livre desse martelo sobre a estaca a partir de alturas crescentes, o que corresponde ao procedimento de ensaio de energia crescente, incluído na revisão de 2007 da NBR 13208.

A aquisição dos registros gerados, quando da aplicação do carregamento dinâmico axial, é realizada através da prévia fixação, em uma seção próxima ao topo da estaca, de um par de transdutores de deformação específica e de um par de acelerômetros dispostos de forma diametralmente oposta para que haja a compensação de eventuais efeitos de flexão e excentricidade durante a aplicação do golpe do martelo.

Os medidores de deformação são constituídos de quatro extensores elétricos (“strain-gages”) tipo película de 350 ohms, montados em um arranjo tipo ponte de Wheatstone completa, para amplificar o efeito de variação da resistência proporcional à deformação da estaca e colocados nos pontos de concentração de tensão das armações de alumínio. (GONÇALVES *et al*, 2001)

Os acelerômetros utilizados (Figura 12) são do tipo piezoelétricos com amplificador incorporado, para reduzir problemas de ruído, e são lineares até pelo menos 1000 g e 7500 Hz para estacas de concreto.



**Figura 12 – Transdutores de deformação e aceleração: (A) detalhes de instalação dos transdutores; (B) vista lateral do transdutor de deformação; (C) vista lateral do acelerômetro (CINTRA et al, 2013).**

Conhecendo-se o módulo de elasticidade dinâmico e a deformação medida pelo transdutor instalado na estaca, obtém-se a força na seção instrumentada. Pela integração da aceleração medida pelos acelerômetros são obtidos a velocidade e o deslocamento do ponto instrumentado, durante o impacto.

Para a aquisição dos registros e o processamento dos sinais obtidos pela instrumentação, é utilizado um equipamento portátil denominado PDA (*pile driving analyser*). Os sinais obtidos são transferidos ao equipamento PDA por meio de cabos conectados aos transdutores ou por transmissão *wireless*, dependendo do modelo e dos sensores. A Figura 13 exibe o PDA modelo PAX, da *Pile Dynamics, Inc.*

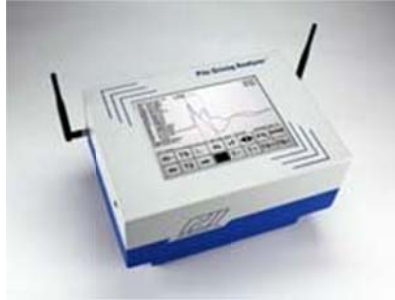


Figura 13 – Equipamento PDA modelo PAX (BROCHURE,2010)

O PDA contém um processador que utiliza a teoria de propagação de ondas para calcular resultados de:

- Força máxima de impacto (FMX);
- Energia máxima do golpe (EMX);
- Eficiência do sistema de cravação;
- Verificação do dano estrutural e sua posição;
- Valores máximos de tensão e deslocamento (DMX);
- Resistência estática mobilizada (RMX), usando o método CASE, desenvolvido pelo Case Institute of Technology (ver item 3.11.5).

De acordo com a NBR13208, “os dados obtidos e processados pelo método simplificado do tipo CASE devem ser confirmados e calibrados por meio de análise numérica rigorosa, do tipo CAPWAP, e/ou por uma prova de carga estática” (ABNT, 2007). CAPWAP é a sigla para “Case Pile Wave Analysis Program” e é descrito no item 3.11.6.

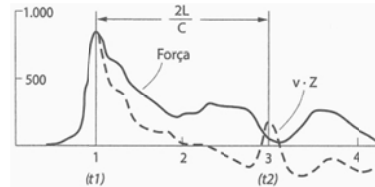
#### ***3.11.4 Interpretação dos resultados***

Os sinais coletados em campo são interpretados, na seção instrumentada, como curvas de força, velocidade x impedância, deslocamento e energia.

A energia que efetivamente atinge a cabeça da estaca é chamada energia transferida. A máxima energia transferida é computada pelo PDA a partir dos registros de força e velocidade medidas e equivale ao trabalho realizado na estaca (PDI, 2009):

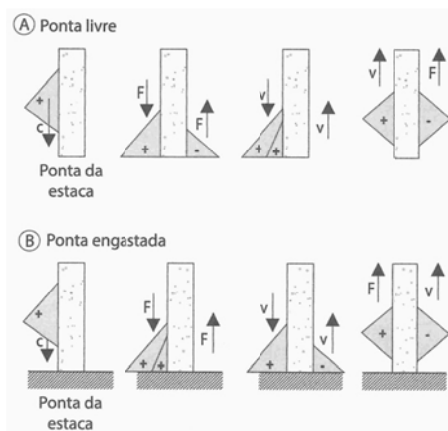
$$\underline{EMX = \int F(t)V(t)dt} \quad (32)$$

Quando a onda viaja no sentido descendente, ela é refletida no sentido ascendente cada vez que é oferecida resistência ao longo da estaca. Como a onda de força medida na seção da estaca é a sobreposição da onda descendente com a onda ascendente, a curva de força afasta-se da curva de velocidade x impedância após o momento de máxima intensidade do impacto ( $t=t_1$ ) e pela diferença é definida a resistência por atrito lateral que provocou as ondas refletidas. Após o tempo  $2L/c$ , entretanto, a diferença decorre também da resistência de ponta da estaca Figura 14.



**Figura 14 – Registro típico de força e de velocidade x impedância (CINTRA et al, 2013).**

Se a resistência de ponta da estaca for pequena ou nula, a onda refletida é de tração e soma-se à onda descendente, de modo que a velocidade aumenta e a força diminui ao longo do tempo  $2L/c$ . No caso de estaca com resistência de ponta elevada, a onda refletida é de compressão, o que provoca o aumento do sinal da força e diminui o sinal da velocidade. A Figura 15 ilustra os dois exemplos.



**Figura 15 – Ondas de força e velocidade refletidas na ponta da estaca (CINTRA et al, 2013).**

De acordo com PDI (2012, apud CINTRA et al, 2013), a superposição das ondas só é razoavelmente correta se:

- a estaca for uniforme e elástica;
- a estaca não tiver fissuras;

- a onda não se alterar significativamente entre a região instrumentada e o local de máxima tensão.

### 3.11.5 Método CASE

O CASE é um método simplificado que possibilita a estimativa imediata da resistência estática para uma estaca submetida ao impacto dinâmico, por meio da interpretação das medidas de força e velocidade em seu topo. Ele foi elaborado usando-se a solução fechada da equação da onda por intermédio de correlações empíricas com resultados de provas de carga estática. (CINTRA et al, 2013)

De acordo com PDA-W (2009), a derivação da capacidade da estaca requer que esta seja uniforme (elasticamente linear com seção constante ao longo de seu comprimento).

A resistência total  $R_t$  mobilizada no golpe de martelo é dada pela soma do atrito lateral e resistência de ponta através da fórmula:

$$R_t = \frac{1}{2}[F(t_1) + F(t_2)] + \frac{1}{2}[v(t_1) - v(t_2)] \quad (33)$$

em que:

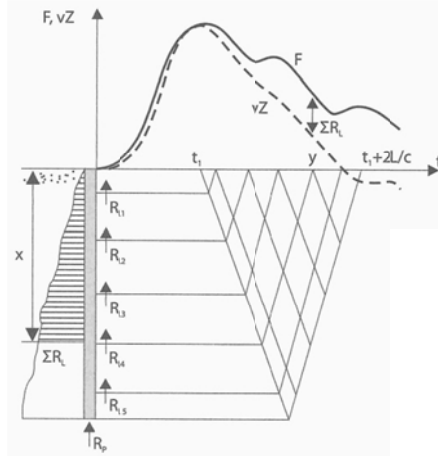
$t_1$  – tempo de maior intensidade do golpe;

$t_2 = t_1 + 2L/c$ ;

$F(t_1)$  e  $v(t_1)$  – força e velocidade no tempo  $t_1$ ;

$F(t_2)$  e  $v(t_2)$  – força e velocidade no tempo  $t_2$ ;





**Figura 16 – Registros de força e velocidade vezes impedância e sua relação com o comprimento da estaca e as resistências encontradas (CINTRA et al, 2013).**

A hipótese de Smith (1960), pela qual a resistência total é composta por uma parcela estática e outra dinâmica (Eq. 29), é adotada. Porém, como geralmente o amortecimento é maior na ponta das estacas, o método CASE, por simplificação, considera a parcela dinâmica como sendo igual a:

$$\underline{R_d = J_c Z v_p} \quad (34)$$

em que:

$v_p$  – velocidade da ponta da estaca;

$J_c$  – fator de amortecimento, que depende do tipo de solo da ponta da estaca.

Assim, a resistência estática resulta em:

$$\underline{R_u = R_t - J_c Z v_p} \quad (35)$$

De acordo com PDA-W (2009), a velocidade da ponta da estaca é estimada a partir da velocidade do topo da estaca da seguinte maneira:

$$\underline{v_p = v(t_1) + \frac{F(t_1) - R_t}{Z}} \quad (36)$$

Na Tabela 12 são apresentados os valores de  $J_c$  sugeridos por Rausche, Goble e Likins (1985 apud CINTRA et al, 2013).

Tabela 12 – Valores de  $J_c$  sugeridos.

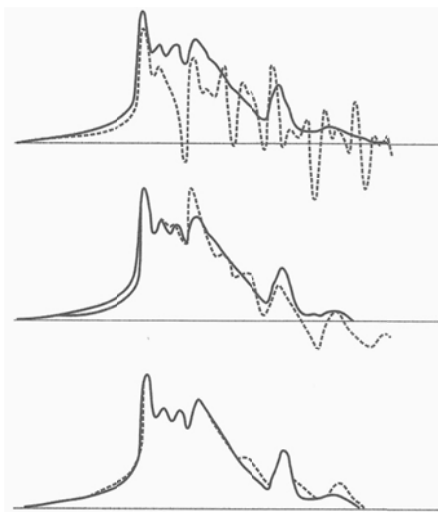
Tipo de solo	Variacao de $J_c$	Valor sugerido de $J_c$
Areia	0,05 - 0,20	0,05
Areia siltosa ou silte arenoso	0,15 - 0,30	0,15
Silte	0,20 - 0,45	0,30
Argila siltosa ou silte argiloso	0,40 - 0,70	0,55
Argila	0,60 - 1,10	1,10

O método CASE, enquanto útil, é uma simplificação da verdadeira resposta dinâmica da estaca e do solo adjacente. O fator de amortecimento empírico  $J_c$  calibra a análise e o resultado final é tão bom quanto a habilidade do engenheiro em selecionar seu valor apropriado. Em contraste, uma análise baseada na equação de onda utiliza um modelo numérico muito mais preciso, mas sofre de uma fraca estimativa da energia que de fato é transmitida pelo martelo. Felizmente, os pontos fortes e fracos desses dois métodos são complementares e a combinação de ambos produz uma melhor análise. Essa combinação é o conhecido programa CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program). (CODUTO,2001)

### 3.11.6 CAPWAP

O modelo numérico CAPWAP é essencialmente o mesmo da figura 5.10, mas o martelo e acessórios são substituídos por dados de  $F(t)$  e  $v(t)$  registrados pelo PDA. A reação do solo é representada por componentes elastoplásticos e viscolineares. Assim, o modelo do solo possui para cada ponto três incógnitas: a resistência estática limite, a deformação elástica máxima (“quake”) e as constantes de amortecimento de Smith (“damping”).

A análise é iterativa, atribuindo-se valores para os parâmetros do solo e estaca, e a mesma é prosseguida até a obtenção de suficiente concordância entre as curvas calculada e medida. Pode-se utilizar tanto os registros de força quanto os de velocidade como função imposta para a verificação dos parâmetros. Na Figura 17 é exemplificada a sequência de ajuste de um sinal pelo método CAPWAP.



**Figura 17 – Sequência de ajuste de um sinal pelo método CAPWAP: linha cheia = sinal medido; linha tracejada = solução pela equação de onda (CINTRA et al, 2013).**

A partir dessa análise também pode ser feita a aferição do valor correto de  $J_c$  utilizado no modelo simplificado do método de CASE.

A Figura 18 mostra um resultado típico da análise CAPWAP para um golpe de um ensaio de carregamento dinâmico. Dá-se ênfase aqui para a curva carga x deslocamento na cabeça da estaca (Figura 18C), que simula o resultado de uma prova de carga estática.

Um dos aspectos de maior relevância na avaliação correta da capacidade de carga, dinamicamente, é a aplicação de uma energia do martelo suficiente para mobilizar toda a resistência disponível no sistema estaca-solo, o que equivale no modelo tipo Smith à mobilização total do “quake” (máximo deslocamento elástico do solo). Normalmente a resistência medida cresce com a energia aplicada até se atingir um determinado limite de resistência na interação estaca-solo. Por essa razão, iniciou-se no Brasil a prática de aplicar golpes de martelo com energias crescentes para verificar a tendência de saturação da resistência disponível no sistema estaca-solo. Só é possível ser executada essa prática mais satisfatoriamente com martelos de queda livre. (VÁRIOS AUTORES, 1998)

A energia crescente foi incluída na revisão de 2007 da NBR 13208.

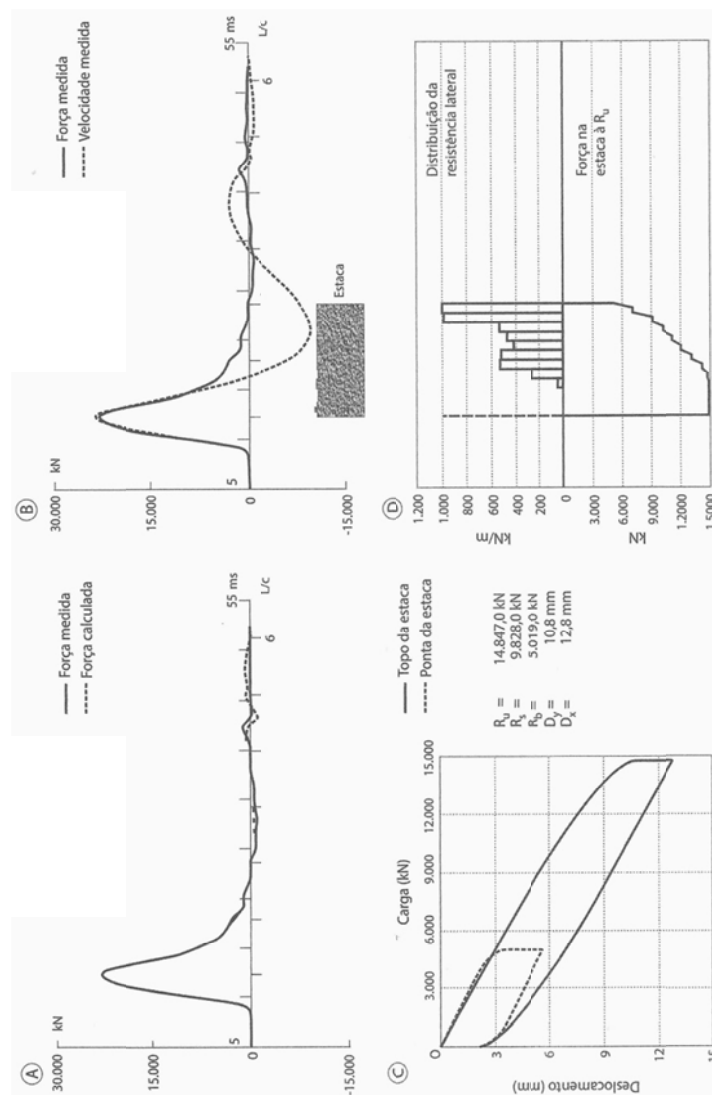


Figura 18 – Resultado típico de análise CAPWAP após iteração: (A) comparação da força medida com a força calculada na seção instrumentada; (B) curvas de força e de velocidade obtidas pelo PDA no campo; (C) curvas carga x deslocamento na cabeça e na ponta da estaca; (D) gráfico de barras referente à distribuição de resistência por atrito lateral e diagrama de esforços normais ao longo da estaca (CINTRA et al, 2013).

### 3.11.7 Controle de integridade da estaca

Quando a onda sofre uma reflexão ao encontrar uma variação de impedância (possível dano), é causada uma mudança na força e na velocidade medida no topo da estaca.

Quando existe uma diminuição da seção da estaca em uma profundidade  $x$ , é gerada uma onda de tração antes da ponta da estaca, que é sobreposta à onda inicial.

Como resultado, após u intervalo de tempo  $2x/c$ . a velocidade aumenta e a força diminui no topo da estaca, como ilustra a Figura 19.

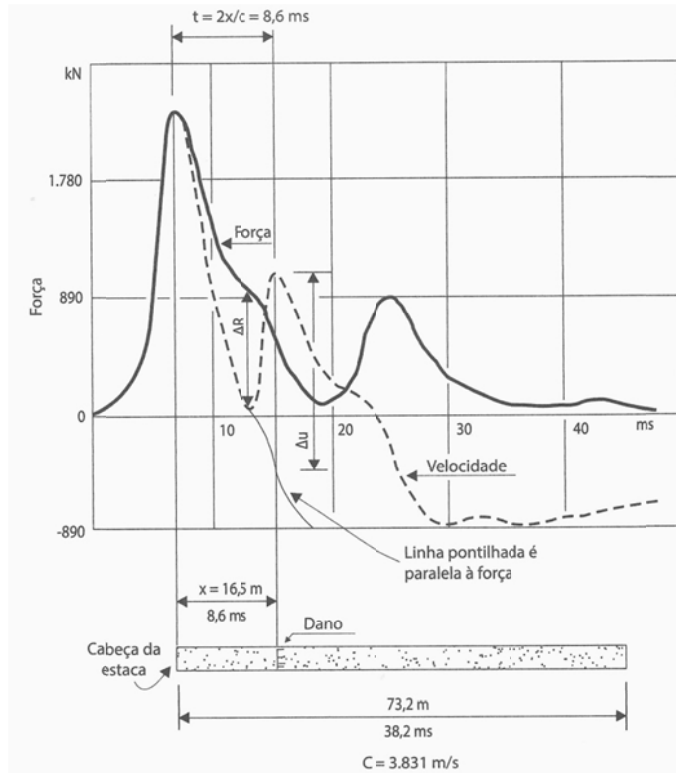


Figura 19 – Exemplo de registro de um problema na integridade da estaca pelo PDA (CINTRA et al, 2013).

O PDA calcula um fator de integridade  $\beta$  com base nessa alteração da impedância. O fator  $\beta$  é calculado pela seguinte equação:

$$\beta = \frac{1 - \alpha}{1 + \alpha} \quad (37)$$

com:

$$\alpha = \frac{\Delta u}{2(F_i - \Delta R)} \quad (37)$$

em que:

$\Delta u$  - aumento na velocidade x impedância devido ao dano da estaca;

$F_i$  - força no impacto;

$\Delta R$  - decréscimo total da força no impacto em razão do atrito lateral acima do dano.

Os valores de  $\beta$  indicam, de acordo com Tabela 13, o nível do dano na estaca

Tabela 13 – Nível do dano na estaca (RAUSCHE E GOBLE, 1979 apud CINTRA et al, 2013).

$\beta$	Nível do dano
1,0	Íntegra
0,8 - 1,0	Levemente danificada
0,6 a 0,8	Danificada
Abaixo de 0,6	Quebrada

### 3.12 Interpretação de provas de carga

A interpretação de provas de carga é uma questão ainda controversa, com diferentes visões do processo de ruptura (ver, p. ex., Aoki, 1997). Nesse ponto vale lembrar as palavras de Davisson (1970): "Provas de carga não fornecem respostas, apenas dados para interpretar". (VELLOSO E LOPES, 2010)

#### 3.12.1 . Modos de ruptura

São estes os três possíveis modos de ruptura geotécnica em provas de carga estática em estacas, considerando que as estacas sejam suficientemente resistentes, sem dano estrutural ou estrangulamento do fuste: ruptura nítida; ruptura física e ruptura convencional.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), a capacidade de carga de estaca de prova deve ser considerada definida quando ocorrer **ruptura nítida** caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga.

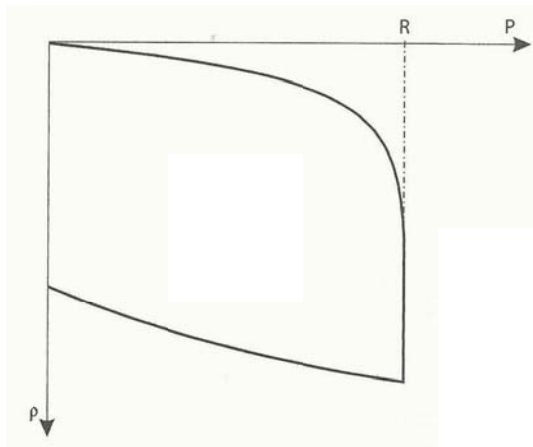


Figura 20 – Ruptura nítida

O comportamento de uma estaca, quando submetido à prova de carga, pode não apresentar ruptura nítida. Isso ocorre em duas circunstâncias:

- quando a capacidade de carga da estaca é superior à carga que se pretende aplicar (por exemplo, por limitação do sistema de reação da prova de carga);
- quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida como descrito.

Nessas duas circunstâncias, para avaliar a carga de ruptura, pode-se tentar uma extrapolação da curva carga x recalque, baseada numa equação matemática ajustada ao trecho que se dispõe da curva carga x recalque. Uma função muito utilizada no Brasil é a exponencial de Van der Veen (ver item 3.12.2). Essa forma ruptura obtida é a denominada **ruptura física**.

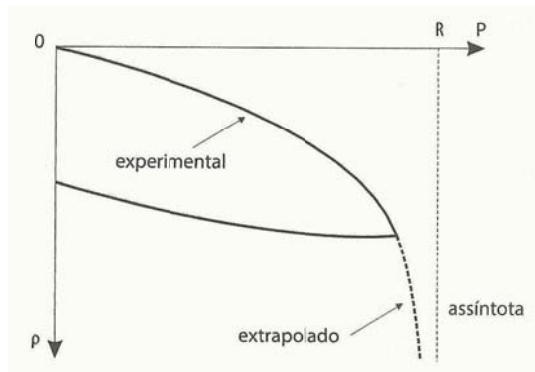


Figura 21 – Ruptura física

Para determinação da **ruptura convencional**, a NBR 6122:2010 recomenda o critério que caracteriza (ou convencion) a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca somado a uma porcentagem da largura da base (deformação viscoplástica) igual a B/30 (este método pode ser enquadrado no grupo ou categoria dos métodos baseados no recalque limite, dentre os quais cabe salientar o de Davisson (1972)).

### 3.12.2 Critérios de ruptura física

O critério de ruptura física de Van der Veen (1953) associa à curva carga x deslocamento a seguinte função exponencial:

$$P = R(1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (24)$$

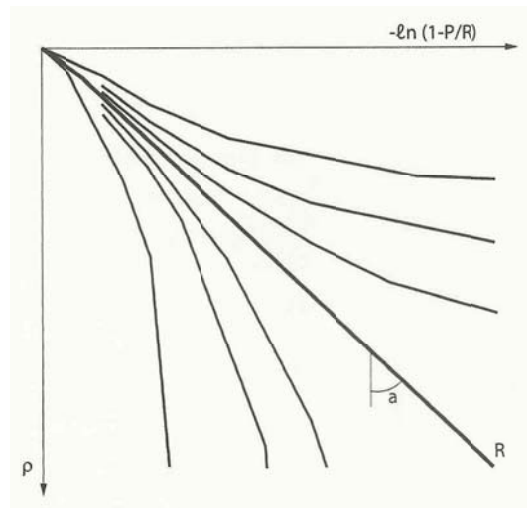
Em que  $\alpha$  é o coeficiente que define a forma da curva;  $e$  é a base dos logaritmos naturais;  $R$  indica a interseção da assíntota vertical com o eixo das cargas.

Reescrevendo a expressão, obtém-se a equação de uma reta:

$$\alpha\rho + \ln(1 - P/R) = 0 \quad (25)$$

Em que  $\alpha$  e  $R$  são duas incógnitas constantes determinadas em um processo de tentativas, adotando-se valores para  $R$  e desenhando os respectivos gráficos  $\ln(1 - P/R)$ .

O gráfico que mais se aproximar de uma reta indicará o valor procurado de  $R$ , bem como o valor do coeficiente angular,  $\alpha$ .



**Figura 22 – Solução gráfica**

Porém, Décourt e Niyama (1994 apud VÁRIOS AUTORES, 1998, p.738) recomendam a utilização deste método somente quando as estacas são de deslocamento, o carregamento é monotônico e a carga máxima do ensaio atinge pelo menos dois terços do valor da carga de ruptura convencional.

Aoki (1976) propõe uma alteração no método de Van der Veen, deixando de impor que a curva ajustada passe pela origem do sistema de coordenadas. Com esse artifício, pode-se obter um valor de  $r^2$  mais próximo de 1, proporcionando melhor ajuste com os pontos intermediários e finais do carregamento, apesar de não haver significado físico nenhum. A equação é modificada para:



$$P = R(1 - e^{-(a\rho+b)}) \quad (26)$$

### 3.12.3 . Critérios de ruptura convencional

A determinação da carga de ruptura pela fórmula proposta pela norma brasileira é baseada no estabelecimento de que o recalque limite correspondente à ruptura é igual a  $D/30$  acrescido do encurtamento elástico da estaca:

$$\delta = \frac{D}{30} + \frac{PL}{AE} \quad (27)$$

$P_r$  = carga de ruptura convencional;

$L$  = comprimento da estaca;

$A$  = área da seção transversal da estaca;

$E$  = módulo de elasticidade da estaca;

$D$  = diâmetro da estaca.

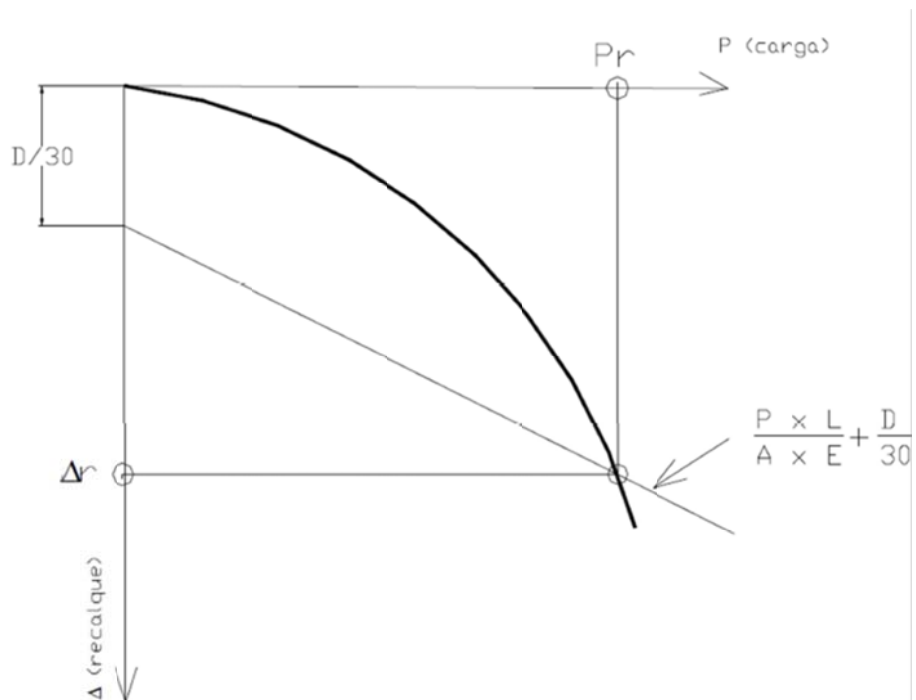


Figura 23 – Ruptura convencional de acordo com a NBR 6122:2010

Já Davisson define a ruptura convencional (ruptura admitida para um determinado recalque normalizado) em uma prova de carga estática como a carga que corresponde a um recalque igual a:

$$\delta = \frac{PL}{AE} + \frac{D}{120} + 4,0mm \quad (28)$$

## **4 Metodologia**

### **4.1 Levantamento de dados**

O presente estudo teve como base uma obra de em Divinópolis, Minas Gerais, com área edificada em planta de 3610 m<sup>2</sup>. O projeto de fundações fornecido utilizou estacas de concreto do tipo hélice contínua monitorada com seções de 300 mm; 500 mm; 600 mm; 700 mm; e 800 mm, com comprimentos entre 8 m e 19 m, tendo 248 estacas no total. A planta do projeto de fundação (ANEXO A) também apresentou as curvas topográficas do terreno e a localização dos furos de sondagem. Cabe ressaltar que o memorial de cálculo do projeto não foi fornecido e, por isso, a planta foi consultada exaustivamente. Os seguintes dados necessários a esse trabalho foram fornecidos:

- Relatório das 10 sondagens de simples reconhecimento de subsolo realizadas (ANEXO B);
- Relatório dos ensaios de carregamento dinâmico (ANEXO C) realizados em 10 estacas:
  - duas com seção de 500 mm: E46/47C e E96/97C;
  - duas com seção de 600 mm: E13A e E36A;
  - três com seção de 700 mm: E16A, E95B e E29B;
  - e três com seção de 800 mm: E02A, E104A e E91.
- Relatório de uma prova de carga estática (ANEXO D) realizado na estaca E43/55C, que apresenta seção de 600 mm.

Definiu-se como critério de seleção das estacas ensaiadas por carregamento dinâmico a serem usadas nas análises a confirmação da integridade do elemento estrutural pelo programa PDA-W.

### **4.2 Interpretação das curvas carga x deslocamento**

Para a extrapolação tanto para a curva obtida diretamente da prova de carga estática, quanto para as curvas simuladas pelo programa CAPWAP a partir dos modelos ajustados dos ensaios de carregamento dinâmico, utilizou-se uma planilha de Excel

cedida pelo engenheiro civil Malachias Filho<sup>4</sup> que implementa o método de Van der Veen modificado por Aoki. A Figura 24 mostra a solução Van der Veen modificado por Aoki para a Estaca E02A, com valor de R igual a 540 tons.

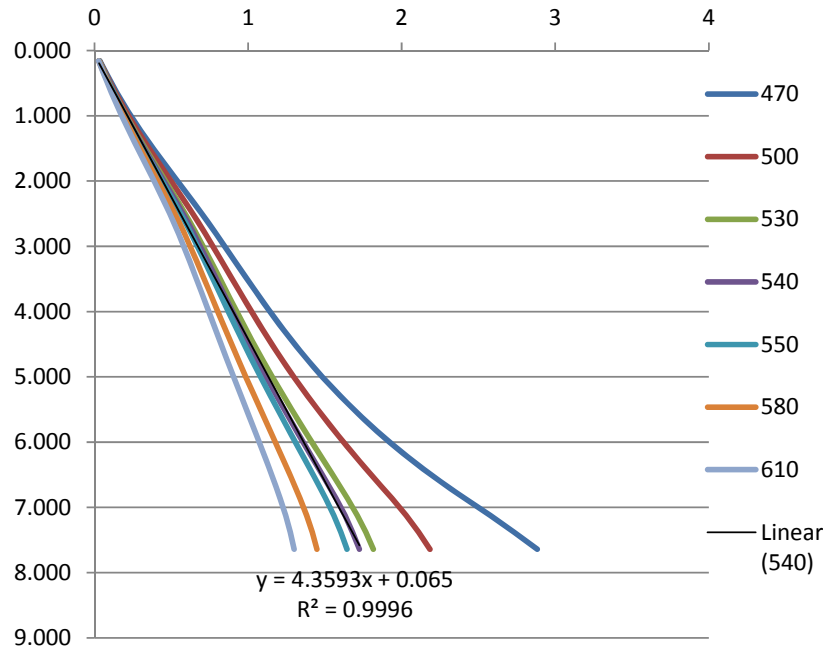


Figura 24 – Solução Van der Veen modificado por Aoki para a estaca E02A

Em seguida, aplicou-se o critério de ruptura convencional da NBR 6122 (ABNT:2010). Nos casos em que a carga máxima do ensaio atingiu pelo menos dois terços do valor da carga de ruptura convencional (ver item 3.12.2), adotou-se a mesma como a capacidade de carga da estaca. A carga admissível foi então calculada dividindo a capacidade de carga pelo fator de segurança 2,0 prescrito na norma brasileira (ver item 3.8.3).

### 4.3 Métodos semiempíricos

Os quatro métodos estáticos brasileiros baseados em resultados de SPT descritos nos itens de 3.7.1 a 3.7.4 foram utilizados, adotando os coeficientes e fatores recomendados pelos autores para estacas do tipo hélice contínua. A carga admissível foi

<sup>4</sup>MALACHIAS FILHO, C. A. **Planilha Van der Veen modificado por Aoki**. Belo Horizonte, 2014. Não publicado.

calculada utilizando os fatores de segurança sugeridos pelos autores e as recomendações da norma brasileira (itens 3.8.1 e 3.8.2), adotando-se a menor delas.

Uma planilha foi adaptada de Oliveira (2009)<sup>5</sup> para a implementação dos métodos semiempíricos. A Figura 25 mostra a aba de entrada dos dados da estaca e das informações do solo obtidas pelas sondagens.

SONDAGEM			N. A.	FUSTE DA ESTACA	DADOS DA ESTACA			
Profundidade (m)	N <sub>SP7</sub>	Composição da Camada	23		Moldagem	Tipo	Diâmetro (cm)	Cota de apoio (m)
1	0	Argila arenosa		1	Moldada In-Loco	Hélice Contínua	80	19.0
2	7	Argila arenosa		2				
3	7	Argila arenosa		3				
4	6	Argila arenosa		4				
5	5	Argila arenosa		5				
6	9	Argila arenosa		6				
7	13	Argila arenosa		7				
8	17	Silte arenoso		8				
9	19	Silte arenoso		9				
10	21	Silte arenoso		10				
11	26	Silte arenoso		11				
12	37	Silte arenoso		12				
13	45	Silte arenoso		13				
14	52	Silte arenoso		14				
15	56	Silte arenoso		15				
16	59	Silte arenoso		16				
17	57	Silte arenoso		17				
18	57	Silte arenoso		18				
19	57	Silte arenoso		19				
20	57	Silte arenoso		20				
21	57	Silte arenoso		21				
22	57	Silte arenoso		22				
23				23				

Método de Cálculo			
		Área (cm <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)
		5026.55	251.33

Figura 25 – Aba para a entrada de dados da estaca e do solo.

<sup>5</sup>OLIVEIRA, B. **Planilha métodos semiempíricos**. Viçosa, 2009. Não publicado.

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)									
Dados do Cálculo									
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)					
Moldada in-loco	Hélice Contínua	80	19	2					
% Resistência de ponta		% Resistência lateral							
100		100							
RESULTADOS									
Profundidade (m)	K (kPa)	$\alpha$	F1	F2	$R_p$ na camada (kN)	$R_L$ por metro (kN)	$R_L$ acumulada (kN)	$R_{Total}$ do solo (kN)	$P_{Adm}$ (kN)
1	350	0.024	2	4	615.75	0.00	0.00	615.75	307.88
2	350	0.024	2	4	615.75	36.95	36.95	652.70	326.35
3	350	0.024	2	4	527.79	36.95	73.89	601.68	300.84
4	350	0.024	2	4	439.82	31.67	105.56	545.38	272.69
5	350	0.024	2	4	791.68	26.39	131.95	923.63	461.81
6	350	0.024	2	4	1143.54	47.50	179.45	1322.99	661.49
7	350	0.024	2	4	2349.91	68.61	248.06	2597.97	1298.99
8	550	0.022	2	4	2626.37	129.25	377.31	3003.68	1501.84
9	550	0.022	2	4	2902.83	144.45	521.76	3424.59	1712.29
10	550	0.022	2	4	3593.98	159.66	681.41	4275.39	2137.70
11	550	0.022	2	4	5114.51	197.67	879.08	5993.59	2996.80
12	550	0.022	2	4	5220.35	281.30	1160.38	7380.73	3690.37
13	550	0.022	2	4	5911.50	342.12	1502.50	8414.00	4207.00
14	550	0.022	2	4	5911.50	395.34	1897.84	8809.34	4404.67
15	550	0.022	2	4	5911.50	425.75	2323.58	9235.09	4617.54
16	550	0.022	2	4	5911.50	448.56	2772.14	9683.65	4841.82
17	550	0.022	2	4	5911.50	433.35	3205.49	10117.00	5058.50
18	550	0.022	2	4	5911.50	433.35	3638.84	10550.35	5275.17
19	550	0.022	2	4	6911.503838	433.35	4072.20	10983.70	5491.85

Figura 26 – Aba do método Aoki-Velloso.

MÉTODO DÉCOURT QUARESMA (1978)										
DADOS PARA CÁLCULO										
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	$A_p$ (m <sup>2</sup> )	$U$ (m)	Comprimento (m)					
Moldada in-loco	Hélice Contínua	80	0.5027	2.513	19					
AJUSTES DO MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA										
Coef. Solo (kPa)		% Resistência de ponta ( $\alpha$ )			% Resistência lateral ( $\beta$ )					
Variável de acordo com o Solo*		30			100					
RESULTADOS										
Profundidade (m)	$N_p$	$N_L$	Coef. solo	$R_p$ (kN)	$R_L$ (kN)	$R_L$ acumulada (kN)	$R_{Total}$ (kN)	$P_{Adm}$ (kN)	Verificação	
									$R/2$	$(R/1.3)+(R_p/4)$
1	4.67	3.00	120.00	84.45	50.27	50.27	134.71	59.78	67.36	59.78
2	6.67	3.00	120.00	120.64	100.53	100.53	221.17	107.49	110.58	107.49
3	6.00	5.00	120.00	108.57	201.06	201.06	309.64	154.82	154.82	181.81
4	6.67	5.67	120.00	120.64	290.42	290.42	411.06	205.53	205.53	253.56
5	9.00	5.75	120.00	162.86	366.52	366.52	529.38	264.69	264.69	322.65
6	13.00	5.60	120.00	235.24	432.28	432.28	667.53	333.76	333.76	391.34
7	16.33	6.17	250.00	615.75	537.56	537.56	1153.11	567.45	576.66	567.45
8	19.00	7.14	250.00	716.28	679.78	679.78	1396.06	698.03	698.03	701.98
9	22.00	8.13	250.00	829.38	838.81	838.81	1668.19	834.09	834.09	852.58
10	28.00	8.89	250.00	1055.58	996.00	996.00	2051.58	1025.79	1025.79	1030.05
11	36.00	9.50	250.00	1357.17	1151.92	1151.92	2509.09	1225.38	1254.54	1225.38
12	44.67	10.00	250.00	1683.89	1306.90	1306.90	2990.80	1426.28	1495.40	1426.28
13	51.00	10.42	250.00	1922.65	1461.19	1461.19	3383.84	1604.66	1691.92	1604.66
14	55.67	10.77	250.00	2098.58	1614.94	1614.94	3713.52	1766.91	1856.76	1766.91
15	57.33	11.07	250.00	2161.42	1768.27	1768.27	3929.68	1900.56	1964.84	1900.56
16	57.67	11.33	250.00	2173.98	1921.26	1921.26	4095.24	2021.39	2047.62	2021.39
17	57.00	11.56	250.00	2148.85	2073.97	2073.97	4222.82	2111.41	2111.41	2132.58
18	57.00	11.76	250.00	2148.85	2226.47	2226.47	4375.11	2187.66	2187.66	2249.88
19	57.00	11.94	250.00	2148.85	125.20	2351.66	4500.51	2250.26	2250.26	2346.18

Figura 27 – Aba do método Décourt-Quaresma.



<b>MÉTODO ANTUNES-CABRAL (1996)</b>									
Profundidade (m)	$\beta_1$	$\beta_2$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$q_p$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$q_i$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	R <sub>P</sub> na camada (kN)	R <sub>L</sub> por metro (kN)	R <sub>L</sub> acumulada (kN)	R <sub>Total</sub> do solo (kN)	P <sub>Adm</sub> (kN)
1	0.0275	1.25	0	0	439.82	0.00	0.00	439.82	219.911
2	0.0275	1.25	8.75	0.1925	439.82	47.46	47.46	487.28	243.642
3	0.0275	1.25	8.75	0.1925	376.99	47.46	94.92	471.91	235.957
4	0.0275	1.25	7.5	0.165	314.16	40.68	135.60	449.76	224.881
5	0.0275	1.25	6.25	0.1375	565.49	33.90	169.50	734.99	367.496
6	0.0275	1.25	11.25	0.2475	816.81	61.02	230.53	1047.34	523.67
7	0.0275	1.25	16.25	0.3575	1281.77	88.14	318.67	1600.44	800.219
8	0.03	1.5	25.5	0.51	1432.57	125.74	444.41	1876.98	938.488
9	0.03	1.5	28.5	0.57	1583.36	140.53	584.95	2168.31	1084.15
10	0.03	1.5	31.5	0.63	1960.35	155.33	740.27	2700.63	1350.31
11	0.03	1.5	39	0.78	2010.62	192.31	932.58	2943.20	1471.6
12	0.03	1.5	40	1.11	2010.62	273.67	1206.26	3216.88	1608.44
13	0.03	1.5	40	1.35	2010.62	332.85	1539.10	3549.72	1774.86
14	0.03	1.5	40	1.56	2010.62	384.62	1923.72	3934.34	1967.17
15	0.03	1.5	40	1.68	2010.62	414.21	2337.93	4348.55	2174.28
16	0.03	1.5	40	1.77	2010.62	436.40	2774.33	4784.95	2392.47
17	0.03	1.5	40	1.71	2010.62	421.60	3195.93	5206.55	2603.28
18	0.03	1.5	40	1.71	2010.62	421.60	3617.54	5628.16	2814.08
19	0.03	1.5	40	1.71	2010.62	421.60	4039.14	6049.76	3024.88

Figura 28 – Aba do método de Antunes-Cabral.

<b>MÉTODO P. P. VELLOSO (1979)</b>												
Profundidade (m)	N	Cp (t/m <sup>2</sup> )	Cl (t/m <sup>2</sup> )	Cl . N . L	Cp . N	acima	abaixo	Qpu (t)	Q <sub>Lu</sub> por metro (t)	Q <sub>Lu</sub> acumulada (t)	Q <sub>u</sub> Total do solo (t)	Q <sub>Adm</sub> (t)
1	0	25	0.6	0.0	0.0	0.0	156.7	13.8	0.00	0.00	13.8	5.53
2	7	25	0.6	4.4	175.0	87.5	150.0	19.7	9.42	9.42	29.1	11.65
3	7	25	0.6	4.4	175.0	116.7	156.7	23.5	9.42	18.84	42.4	16.94
4	6	25	0.6	3.8	150.0	125.0	225.0	29.0	8.08	26.92	56.0	22.39
5	5	25	0.6	3.2	125.0	125.0	410.0	44.4	6.73	33.65	78.0	31.22
6	9	25	0.6	5.7	225.0	141.7	588.3	60.6	12.11	45.76	106.3	42.54
7	13	25	0.6	8.2	325.0	167.9	750.0	77.0	17.50	63.26	140.3	56.10
8	17	40	0.8	13.6	680.0	265.0	880.0	95.0	29.05	92.31	187.3	74.93
9	19	40	0.8	15.2	760.0	348.6	1120.0	121.9	32.47	124.78	246.7	98.67
10	21	40	0.8	16.8	840.0	443.6	1373.3	150.8	35.89	160.67	311.5	124.58
11	26	40	0.8	20.8	1040.0	570.7	1560.0	176.8	44.43	205.10	381.9	152.78
12	37	40	0.8	29.6	1480.0	764.3	1600.0	196.2	63.23	268.34	464.6	185.82
13	40	40	0.8	32.0	1600.0	960.7	1600.0	212.5	68.36	336.70	549.2	219.69
14	40	40	0.8	32.0	1600.0	1142.9	1600.0	227.6	68.36	405.06	632.7	253.08
15	40	40	0.8	32.0	1600.0	1274.3	1600.0	238.5	68.36	473.42	712.0	284.79
16	40	40	0.8	32.0	1600.0	1394.3	1600.0	248.5	68.36	541.78	790.3	316.12
17	40	40	0.8	32.0	1600.0	1502.9	1600.0	257.5	68.36	610.14	867.7	347.06
18	40	40	0.8	32.0	1600.0	1582.9	1600.0	264.2	68.36	678.50	942.7	377.07
19	40	40	0.8	32.0	1600.0	1600.0	1600.0	265.6	68.36	746.87	1012.4	404.98

Figura 29 – Aba do método de Pedro Paulo Velloso.

#### 4.4 Cálculo dos fatores de segurança dos métodos

A análise do fator de segurança que será feita para cada um dos métodos semiempíricos parte da hipótese de que a carga de trabalho das estacas é igual à carga admissível calculada pelo método para os comprimentos e diâmetros efetivamente executados. Na realidade, sabe-se que a carga de trabalho de cada estaca advém das cargas características calculadas no projeto estrutural (listadas na planta do Anexo A). O fator de segurança para cada estaca é obtido dividindo-se a carga de ruptura obtida por interpretação da curva carga x recalque simulada com resultados do ensaio de

carregamento dinâmico pela carga de trabalho (adotada como igual à carga admissível obtida pelo método semiempírico).

## 5 Resultados e discussões

A estaca E13A apresentou índice de integridade  $\beta$  igual a 0,57 de 2,10 a 3,10 metros de profundidade, o que corresponde a uma estaca quebrada. A análise CAPWAP confirmou o dano estrutural nessa estaca. Portanto, ela foi excluída das análises posteriores.

A curva carga x deslocamento da estaca E29B simulada pelo CAPWAP foi a única que não permitiu o uso da extrapolação de Van der Veen para obtenção da carga de ruptura convencional da NBR 6122. Para essa estaca, a capacidade de carga adotada foi o valor máximo alcançado pelo golpe analisado.

A proximidade das estacas E36A e E43/55C tanto em posição quanto em comprimento, além de apresentarem o mesmo diâmetro de 600 mm, permitiu que a curva carga x deslocamento fornecida pelo CAPWAP para a primeira pudesse ser comparada com a curva proveniente da prova de carga estática na segunda.

Algumas dificuldades encontradas na previsão da capacidade de carga foram:

- Ausência de especificação das cotas em alguns relatórios, sendo preciso recorrer às curvas de níveis da planta fornecida e às fotos de documentação dos ensaios;
- Especificação pelo projeto de fundações de profundidades de estaca que ultrapassam a profundidade de término das sondagens próximas, ficando a critério de decisão qual índice de resistência à penetração utilizar para a camada de solo dali em diante. A decisão foi a de reproduzir os resultados da última cravação, o que é razoável considerando que se trata de um solo residual.

A seguir, são apresentados os resultados de cada estaca. Em seguida, os resultados serão apresentados e discutidos por método.



## 5.1 Estaca E02A

Tabela 14 – Dados da estaca E02A

Sondagem próxima:	SP-09
Seção (mm):	800
Comprimento cravado (m):	18,10
Comprimento abaixo dos sensores (m):	18,75
Carga de trabalho à compressão (kN)	2168,01

Tabela 15 – Resultados dos métodos semiempíricos.

	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Antunes-Cabral	P. P. Velloso
Carga lateral (tf)	407.2	235.2	403.9	746.9
Carga de ponta (tf)	691.2	214.9	201.1	265.6
Carga total (tf)	1098.4	450.1	605.0	1012.4
Carga admissível (tf)	509.0	225.0	302.5	405.0

Tabela 16 – Resultado do ensaio de carregamento dinâmico

Carga de ruptura convencional (tf)	Carga admissível (tf)
539.6	269.8

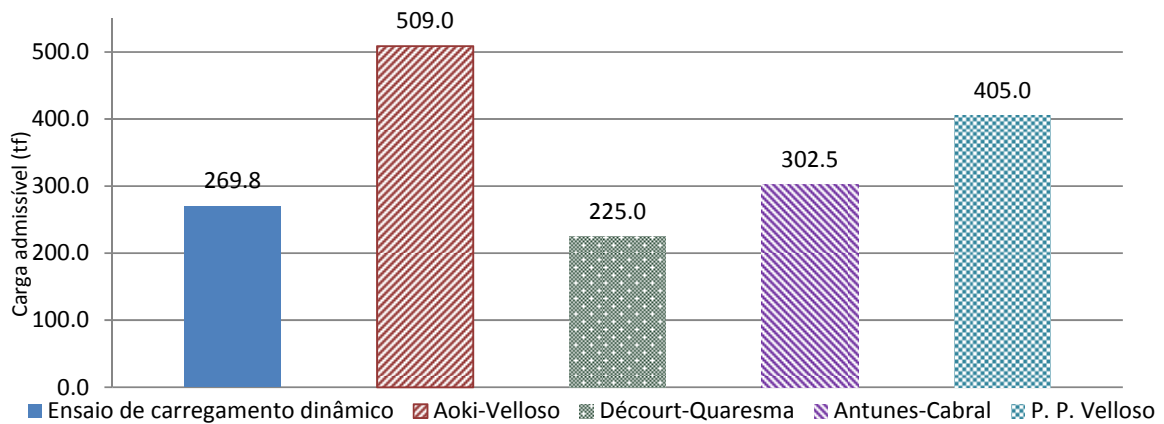


Figura 30 – Resultados obtidos para a carga admissível da estaca E02A.

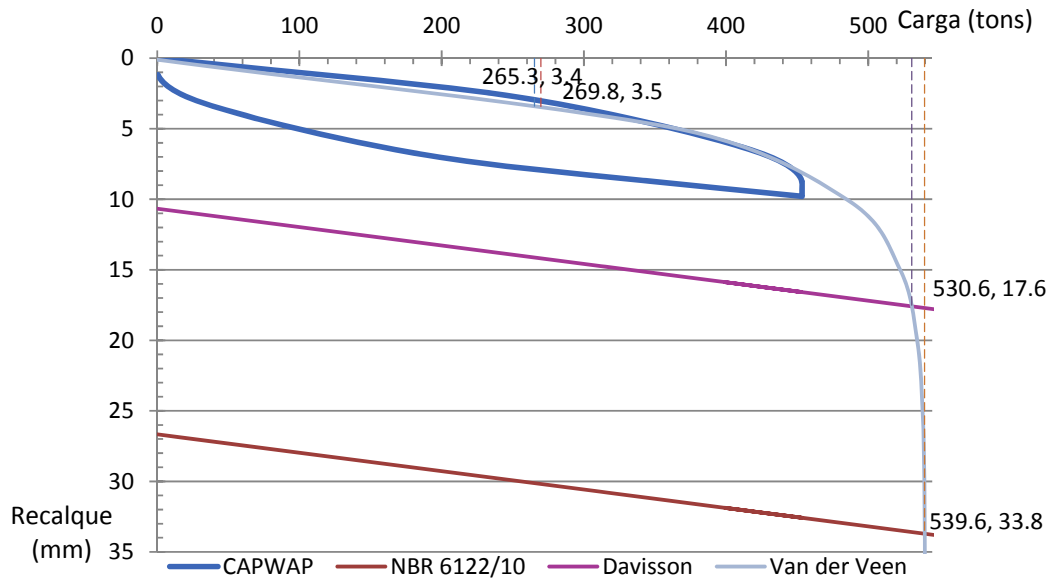


Figura 31 – Curva carga x deslocamento da estaca E02A simulada pelo CAPWAP e critérios de ruptura.

## 5.2 Estaca E16A

Tabela 17 – Dados da estaca E16A

Sondagem próxima:	SP-09
Seção (mm):	700
Comprimento cravado (m):	17,10
Comprimento abaixo dos sensores (m):	17,85
Carga de trabalho à compressão (kN)	1854,09

Tabela 18 – Resultados dos métodos semiempíricos

	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Antunes-Cabral	P. P. Velloso
Carga lateral (tf)	318.4	194.8	316.5	593.7
Carga de ponta (tf)	529.2	164.5	153.9	217.0
Carga total (tf)	847.6	359.3	470.5	810.7
Carga admissível (tf)	398.0	179.7	235.2	324.3

Tabela 19 – Resultado do ensaio de carregamento dinâmico

Carga de ruptura convencional (tf)	Carga admissível (tf)
648.5	324.3

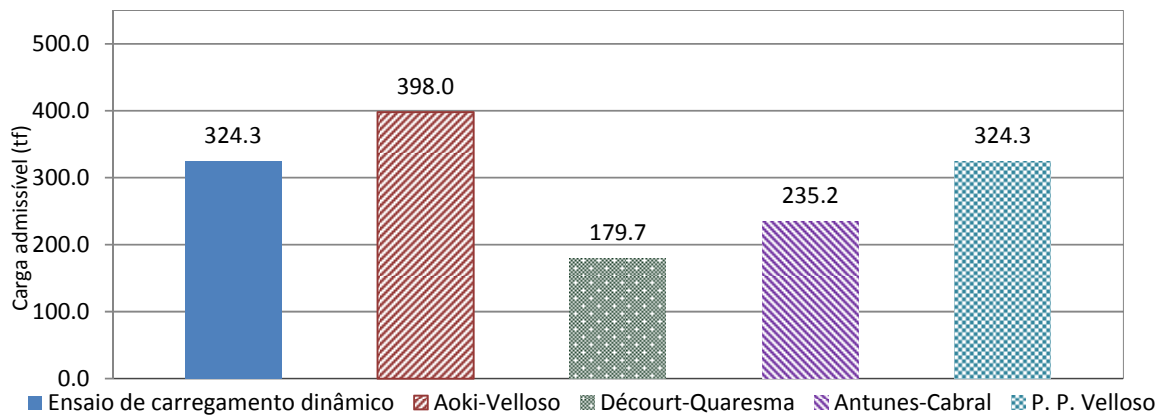


Figura 32 – Resultados obtidos para a carga admissível da estaca E16A.

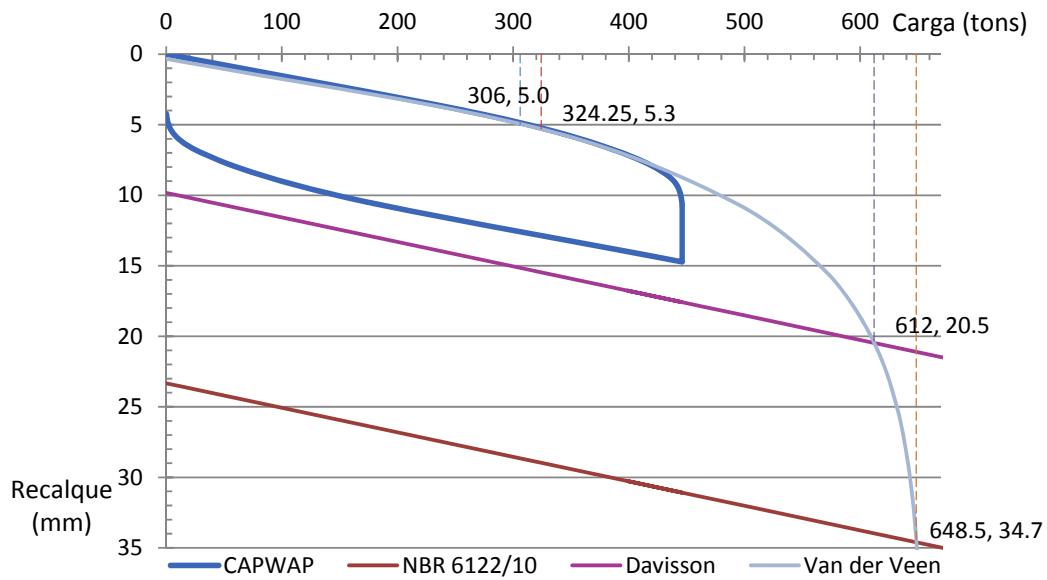


Figura 33 – Curva carga x deslocamento da estaca E16A simulada pelo CAPWAP e critérios de ruptura.

### 5.3 Estaca E95B

Tabela 20 – Dados da estaca E95B

Sondagem próxima:	SP-03
Seção (mm):	700
Comprimento cravado (m):	14,60
Comprimento abaixo dos sensores (m):	15,25
Carga de trabalho à compressão (kN)	1736,37

Tabela 21 – Resultados dos métodos semiempíricos.

	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Antunes-Cabral	P. P. Velloso
Carga lateral (tf)	286.2	180.6	283.5	563.1
Carga de ponta (tf)	529.2	158.7	153.9	217.0
Carga total (tf)	815.4	339.4	437.5	780.1
Carga admissível (tf)	357.8	169.7	218.7	312.1

Tabela 22 – Resultado do ensaio de carregamento dinâmico.

Carga de ruptura convencional (tf)	Carga admissível (tf)
579.5	289.8

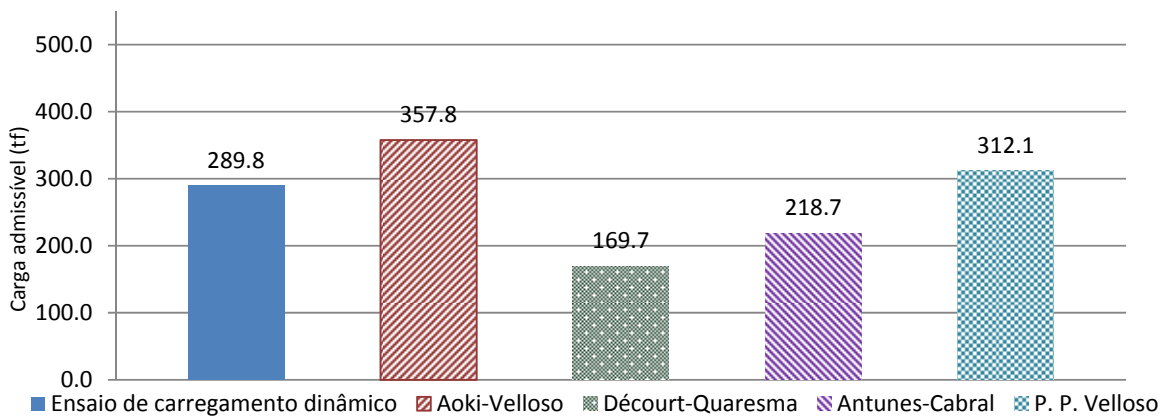


Figura 34 – Resultados obtidos para a carga admissível da estaca E95B.

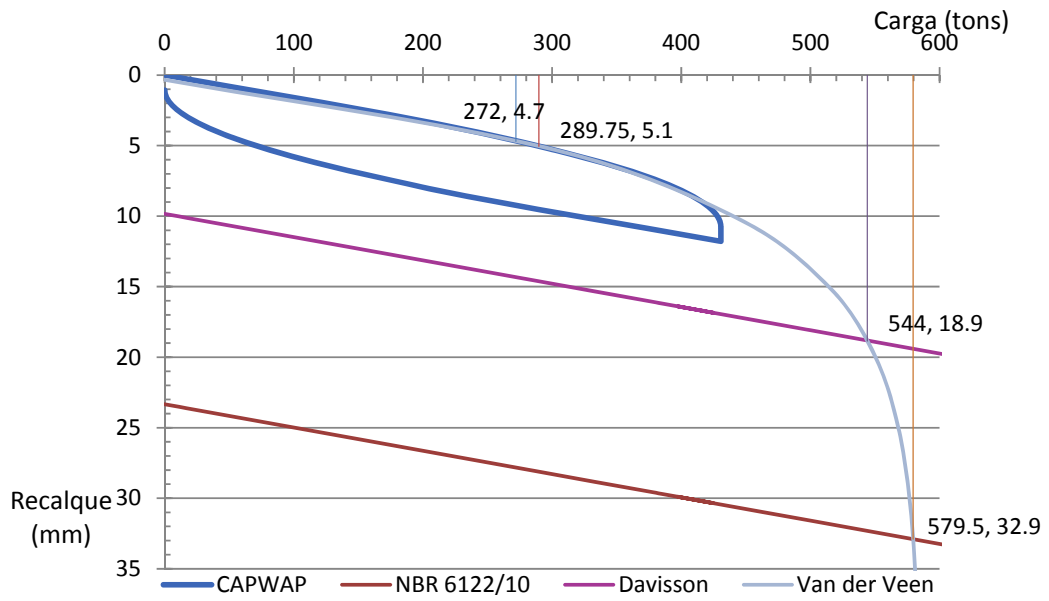


Figura 35 – Curva carga x deslocamento da estaca E95B simulada pelo CAPWAP e critérios de ruptura.

## 5.4 Estaca E104A

Tabela 23 – Dados da estaca E104A.

Sondagem próxima:	SP-01
Seção (mm):	800
Comprimento cravado (m):	16,60
Comprimento abaixo dos sensores (m):	14,25
Carga de trabalho à compressão (kN)	1952,19

Tabela 24 – Resultados dos métodos semiempíricos.

	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Antunes-Cabral	P. P. Velloso
Carga lateral (tf)	314.7	214.5	306.2	620.4
Carga de ponta (tf)	691.2	196.0	201.1	252.3
Carga total (tf)	1005.9	410.6	507.3	872.7
Carga admissível (tf)	393.4	205.3	253.6	349.1

Tabela 25 – Resultado do ensaio de carregamento dinâmico.

Carga de ruptura convencional (tf)	Carga admissível (tf)
739.5	369.8

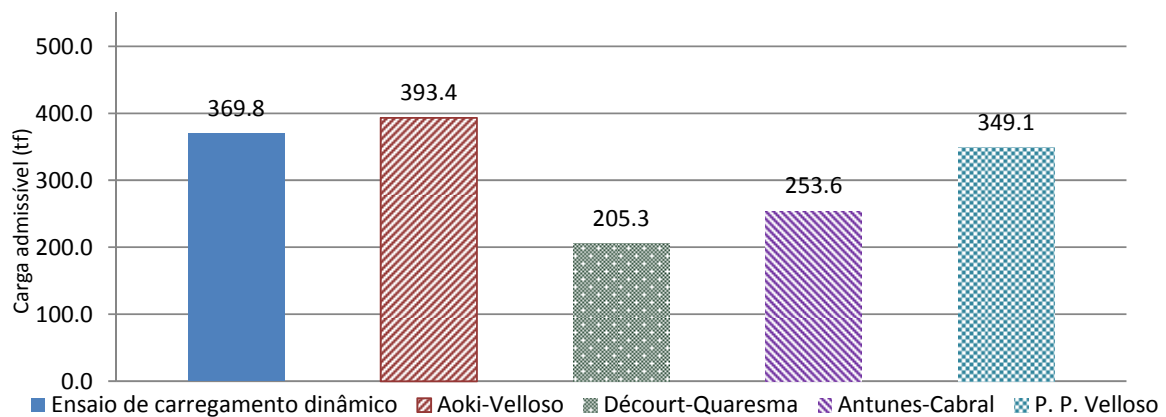


Figura 36 – Resultados obtidos para a carga admissível da estaca E104A.

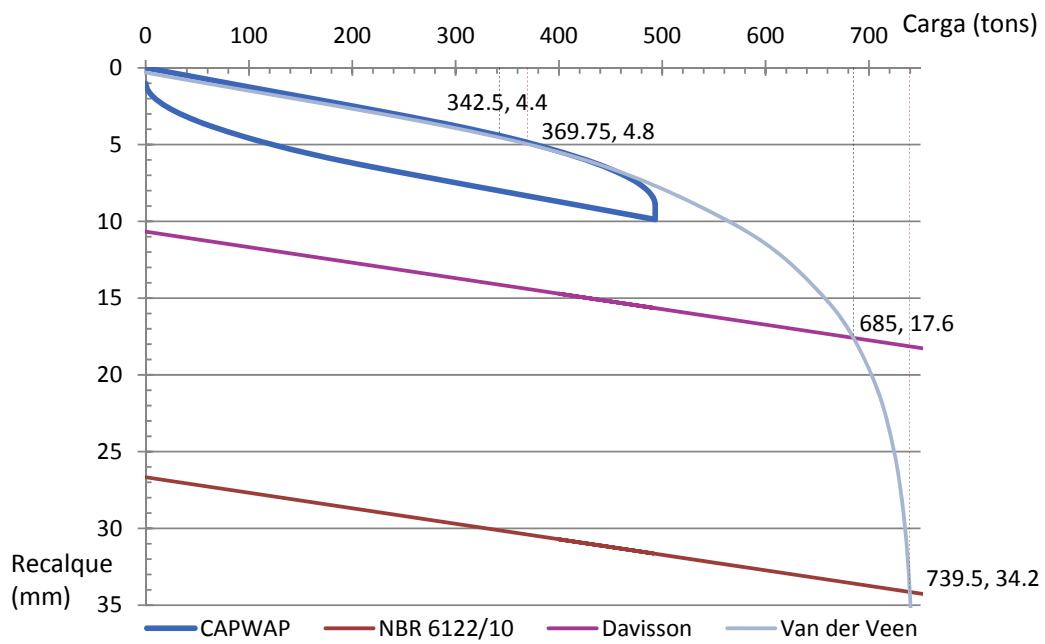


Figura 37 – Curva carga x deslocamento da estaca E104A simulada pelo CAPWAP e critérios de ruptura.



## 5.5 Estaca E29B

Tabela 26 – Dados da estaca E29B.

Sondagem próxima:	SP-10
Seção (mm):	700
Comprimento cravado (m):	15,00
Comprimento abaixo dos sensores (m):	15,50
Carga de trabalho à compressão (kN)	1520,55

Tabela 27 – Resultados dos métodos semiempíricos.

	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Antunes-Cabral	P. P. Velloso
Carga lateral (tf)	140.1	154.8	154.8	316.4
Carga de ponta (tf)	497.4	140.5	153.9	174.1
Carga total (tf)	637.5	295.3	308.8	490.5
Carga admissível (tf)	175.1	147.6	154.4	196.2

Tabela 28 – Resultado do ensaio de carregamento dinâmico.

Máxima carga alcançada pelo ensaio (tf)	Carga admissível (tf)
384.5	192.3

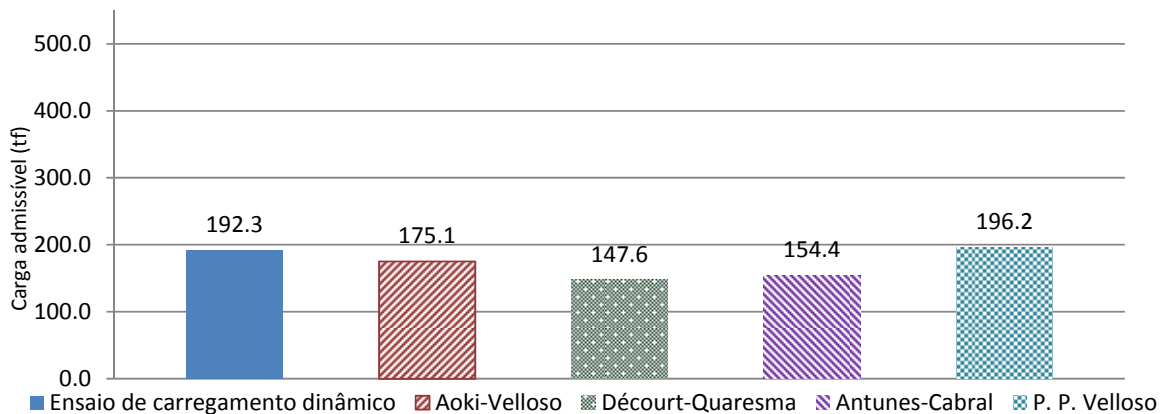


Figura 38 – Resultados obtidos para a carga admissível da estaca E29B.

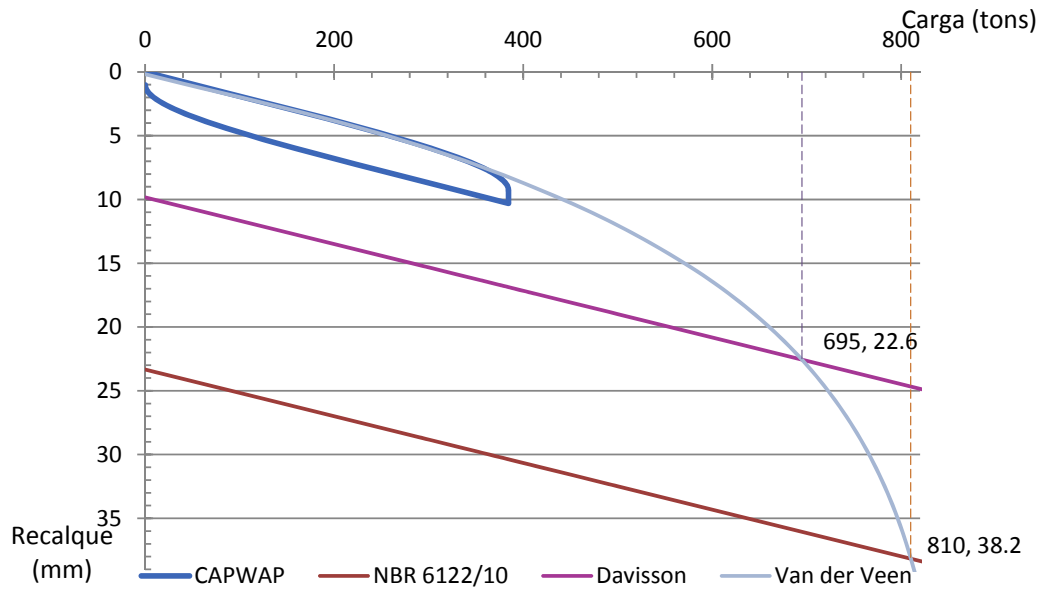


Figura 39 – Curva carga x deslocamento da estaca E29B simulada pelo CAPWAP e critérios de ruptura.

## 5.6 Estaca E91

**Tabela 29 – Dados da estaca E91.**

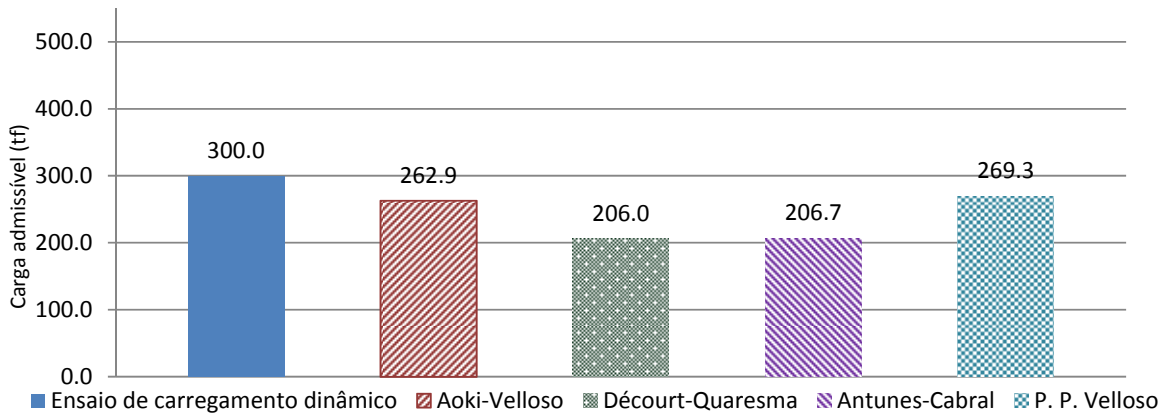
Sondagem próxima:	SP-06
Seção (mm):	800
Comprimento cravado (m):	18,60
Comprimento abaixo dos sensores (m):	19,25
Carga de trabalho à compressão (kN)	2432,88

**Tabela 30 – Resultados dos métodos semiempíricos.**

	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Antunes-Cabral	P. P. Velloso
Carga lateral (tf)	210.3	214.6	212.3	459.7
Carga de ponta (tf)	691.2	197.3	201.1	213.4
Carga total (tf)	901.5	411.9	413.4	673.2
Carga admissível (tf)	262.9	206.0	206.7	269.3

**Tabela 31 – Resultado do ensaio de carregamento dinâmico.**

Carga de ruptura convencional (tf)	Carga admissível (tf)
600.0	300.0



**Figura 40 – Resultados obtidos para a carga admissível da estaca E91.**

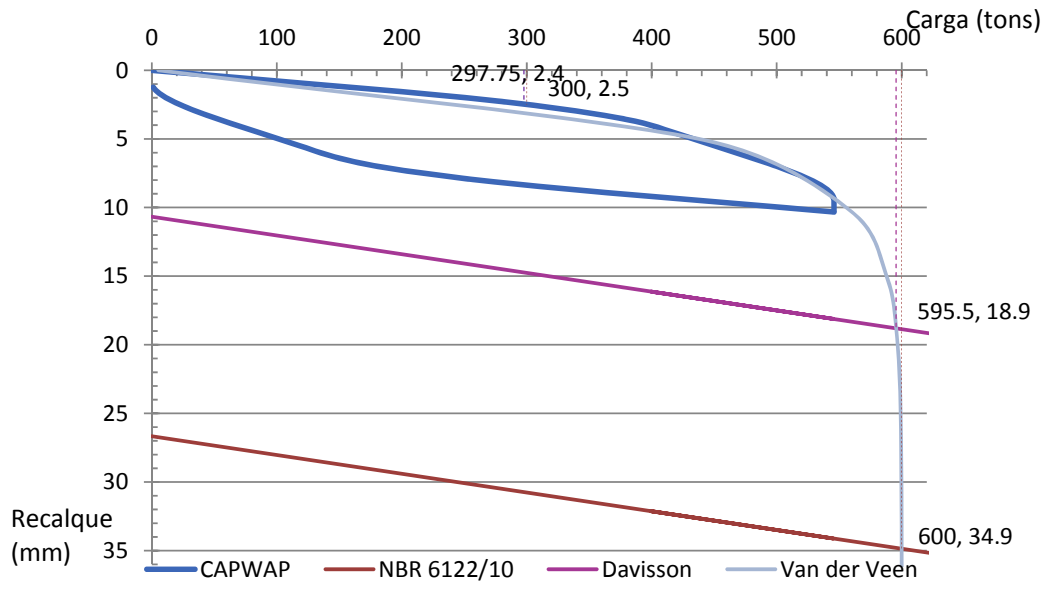


Figura 41 – Curva carga x deslocamento da estaca E91 simulada pelo CAPWAP e critérios de ruptura.

## 5.7 Estaca E36A

Tabela 32 – Dados da estaca E36A.

Sondagem próxima:	SP-07
Seção (mm):	600
Comprimento cravado (m):	15,60
Comprimento abaixo dos sensores (m):	16,10
Carga de trabalho à compressão (kN)	1255,68

Tabela 33 – Resultados dos métodos semiempíricos.

	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Antunes-Cabral	P. P. Velloso
Carga lateral (tf)	125.9	194.8	136.7	294.2
Carga de ponta (tf)	349.9	97.5	113.1	143.6
Carga total (tf)	475.8	292.4	249.8	437.9
Carga admissível (tf)	157.4	121.5	124.9	175.2

Tabela 34 – Resultado do ensaio de carregamento dinâmico.

Carga de ruptura convencional (tf)	Carga admissível (tf)
439.6	219.8

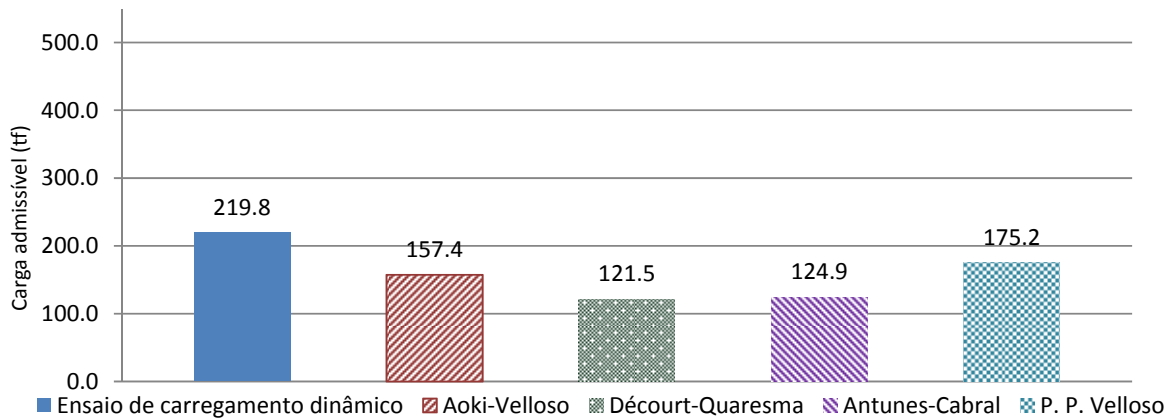
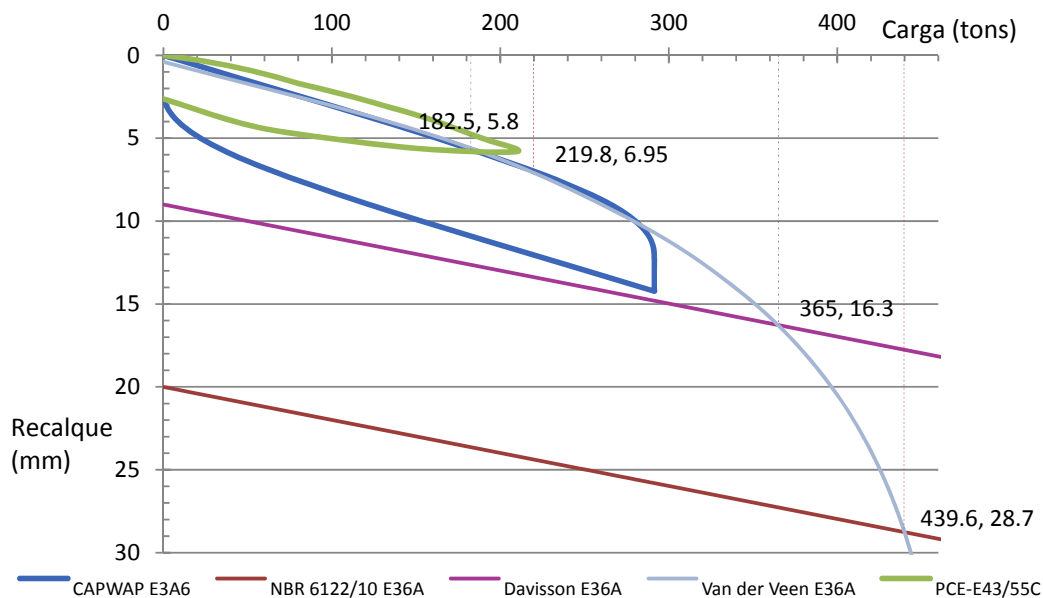


Figura 42 – Resultados obtidos para a carga admissível da estaca E36A.



**Figura 43 – Curva carga x deslocamento da estaca E36A simulada pelo CAPWAP e critérios de ruptura.**

Na Figura 43, observa-se também a curva carga x recalque que reproduz a prova de carga estática realizada de acordo com a NBR 12131 (ABNT, 2006) na estaca E43/55C, de mesmo diâmetro (600 mm), executada com mesmo comprimento (16,0 m) e distante apenas 10 m da estaca E36A. A sondagem mais próxima à estaca E43/55C, porém, é a SP-05, que apresenta valores de  $N_{SPT}$  mais elevados do que os da SP-07 em qualquer cota. As duas curvas têm caimento razoavelmente parecidos, com diferença da ordem de apenas 1 mm para uma mesma carga.

Outra observação interessante o alcance de carregamento dos ensaios. A prova de carga estática, de alto custo e que demandou 15 horas e 30 minutos, carregou a estaca E43/55C até uma carga 28% menor do que a atingida pelo ensaio de carregamento dinâmico na E36A, que foi realizado em poucos minutos. Além disso, a carga de ruptura convencional da NBR 6122 sobre uma extrapolação de Van der Veen não poderia ser adotada como a capacidade de carga da estaca, por ser maior do que a máxima carga atingida pelo ensaio (210 tf) vezes 1,5 (ver Figura 44).

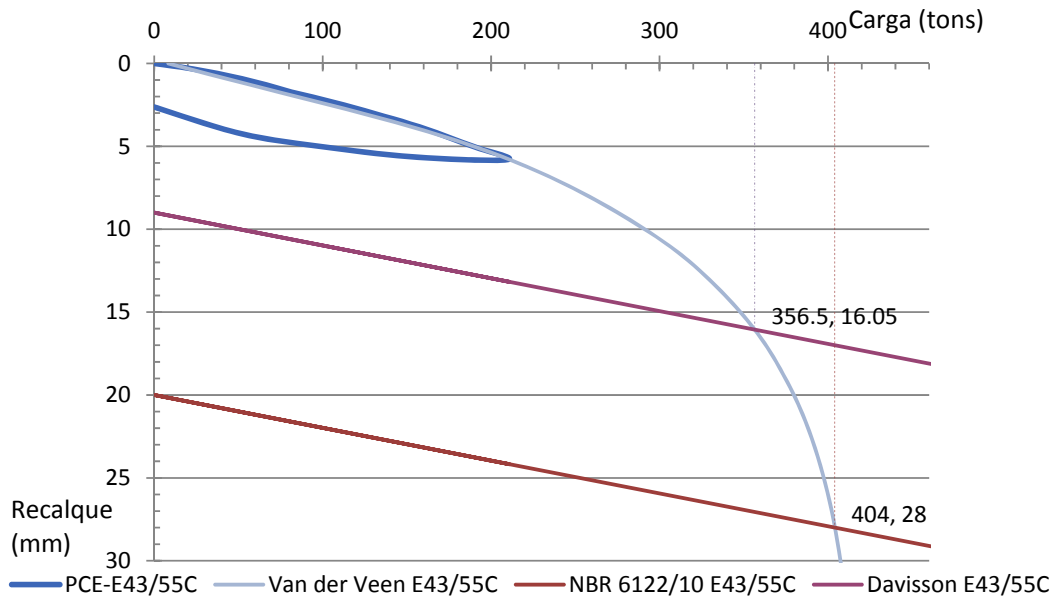


Figura 44 – Curva carga x deslocamento da estaca E43/45C obtida pela PCE e critérios de ruptura.

## 5.8 Estaca E46/47C

Tabela 35 – Dados da estaca E46/47C.

Sondagem próxima:	SP-05
Seção (mm):	500
Comprimento cravado (m):	14,60
Comprimento abaixo dos sensores (m):	15,50
Carga de trabalho à compressão (kN)	961,38

Tabela 36 – Resultados dos métodos semiempíricos.

	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Antunes-Cabral	P. P. Velloso
Carga lateral (tf)	184.7	133.5	193.9	395.9
Carga de ponta (tf)	270.0	76.1	78.5	124.7
Carga total (tf)	454.7	209.6	272.5	520.6
Carga admissível (tf)	227.4	104.8	136.2	208.2

Tabela 37 – Resultado do ensaio de carregamento dinâmico.

Carga de ruptura convencional (tf)	Carga admissível (tf)
427.0	213.5

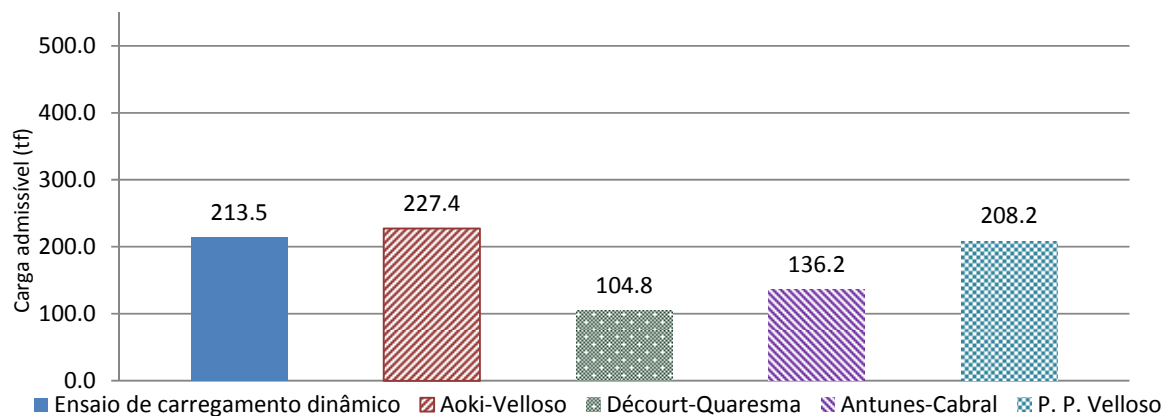


Figura 45 – Resultados obtidos para a carga admissível da estaca E46/47C.



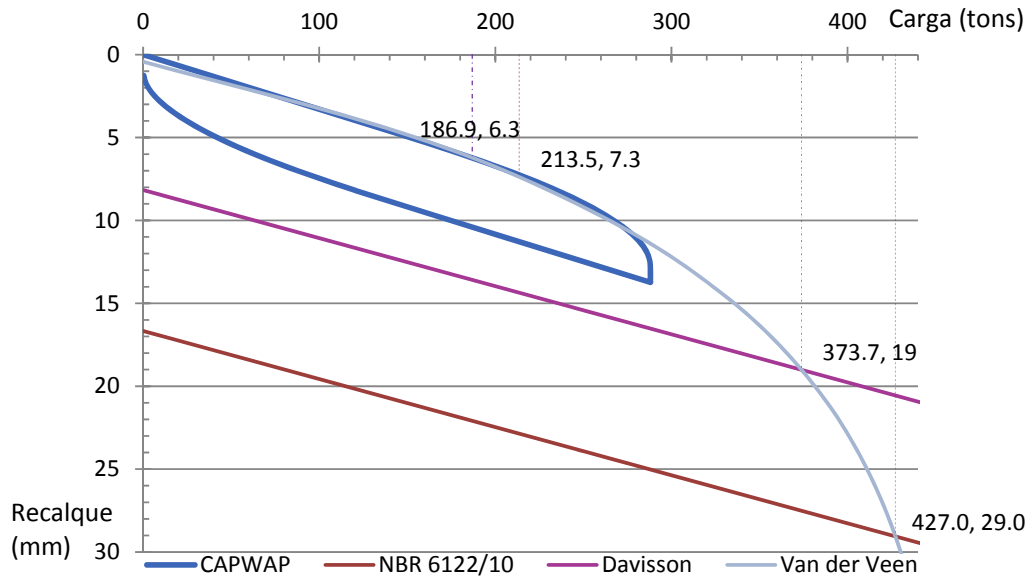


Figura 46 – Curva carga x deslocamento da estaca E46/47C simulada pelo CAPWAP e critérios de ruptura.

## 5.9 Estaca E96/97C

Tabela 38 – Dados da estaca E96/97C.

Sondagem próxima:	SP-03
Seção (mm):	500
Comprimento cravado (m):	12,60
Comprimento abaixo dos sensores (m):	13,25
Carga de trabalho à compressão (kN)	941,76

Tabela 39 – Resultados dos métodos semiempíricos.

	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Antunes-Cabral	P. P. Velloso
Carga lateral (tf)	156.0	114.0	156.4	325.2
Carga de ponta (tf)	270.0	78.5	78.5	124.7
Carga total (tf)	425.9	192.6	234.9	449.9
Carga admissível (tf)	195.0	96.3	117.5	179.9

Tabela 40 – Resultado do ensaio de carregamento dinâmico.

Carga de ruptura convencional (tf)	Carga admissível (tf)
443.0	221.5

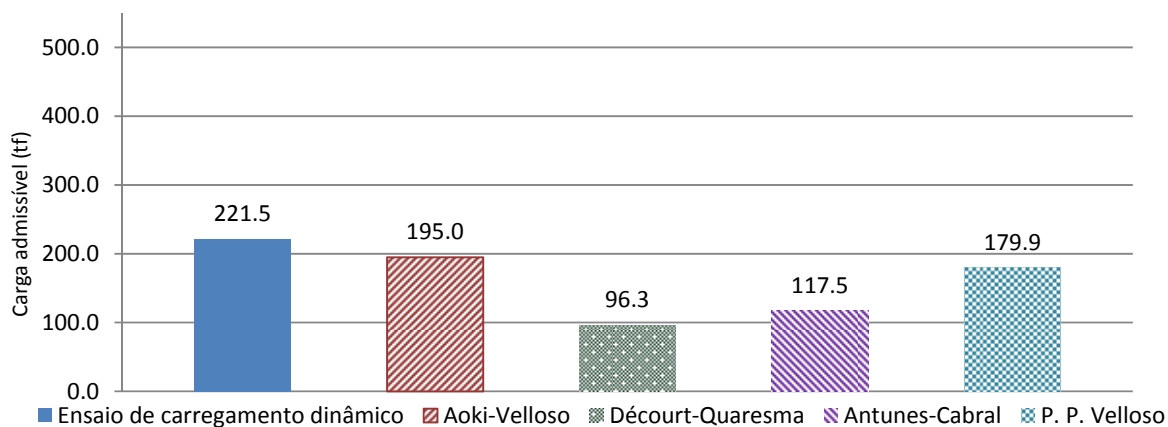


Figura 47 – Resultados obtidos para a carga admissível da estaca E96/97C.

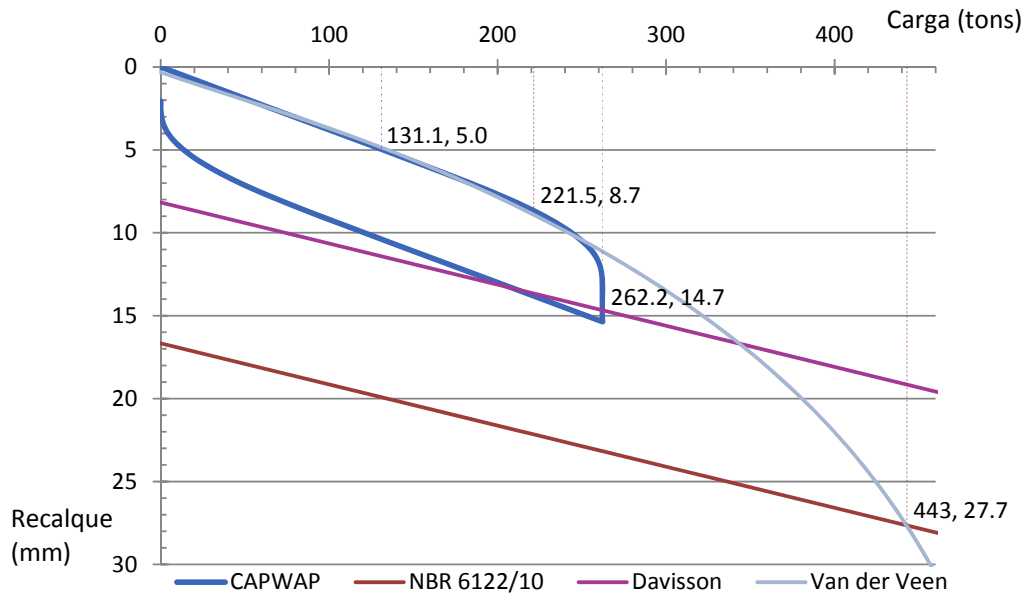


Figura 48 – Curva carga x deslocamento da estaca E96/97C simulada pelo CAPWAP e critérios de ruptura.

## 5.10 Dispersões dos métodos semiempíricos

A seguir são apresentados os gráficos de dispersão percentual dos valores de cargas admissíveis obtidos pelos métodos semiempíricos em relação às cargas admissíveis obtidas por interpretação das curvas carga x deslocamento simuladas a partir de resultados dos ensaios de carregamento dinâmico.

Resultados com sinal negativo representam carga admissível do método inferior à obtida nos ensaios. Resultados com sinal positivo representam carga admissível do método superior à obtida nos ensaios e, portanto, contra a segurança.

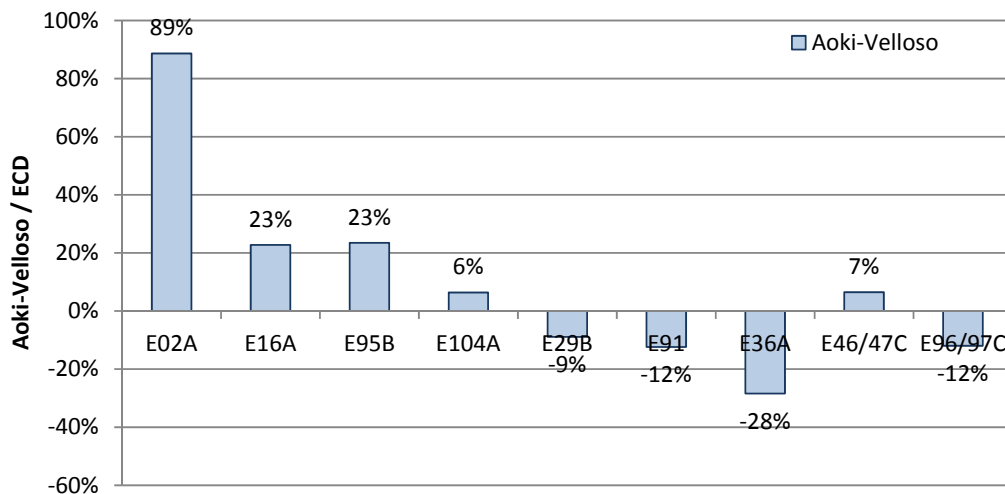
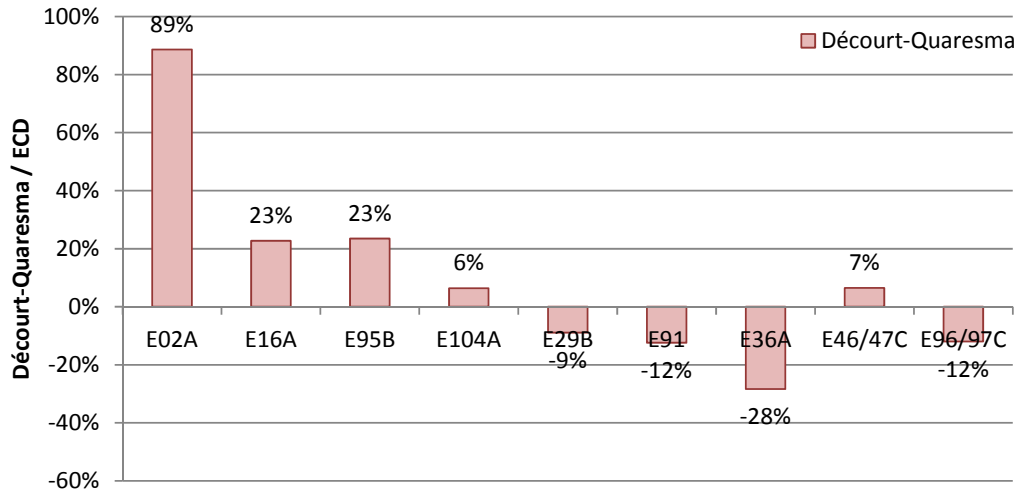


Figura 49 – Dispersão percentual dos valores obtidos para as cargas admissíveis pelo método Aoki-Velloso (1975) em relação às cargas admissíveis obtidas por interpretação dos ensaios de carregamento dinâmico.

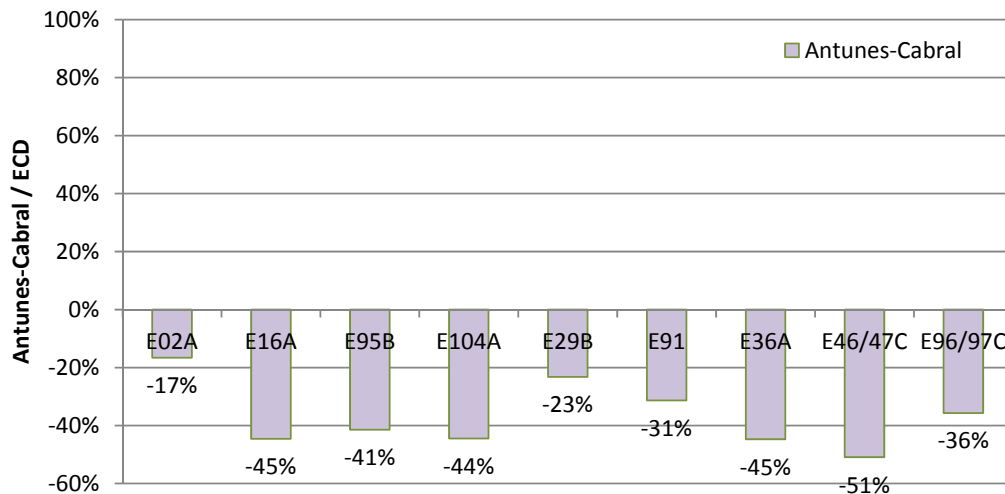
O erro percentual da previsão de carga admissível pelo Método de Aoki-Velloso (1975) ficou no intervalo  $\pm 30\%$ , com exceção da estaca E02A, para a qual o método superestimou a carga em 89% (Figura 49).

Percebeu-se, na utilização do método de Aoki-Velloso (1975), que os resultados são muito sensíveis à classificação do solo. Porém, na prática, muitas vezes não se consegue uma perfeita caracterização do tipo de solo.



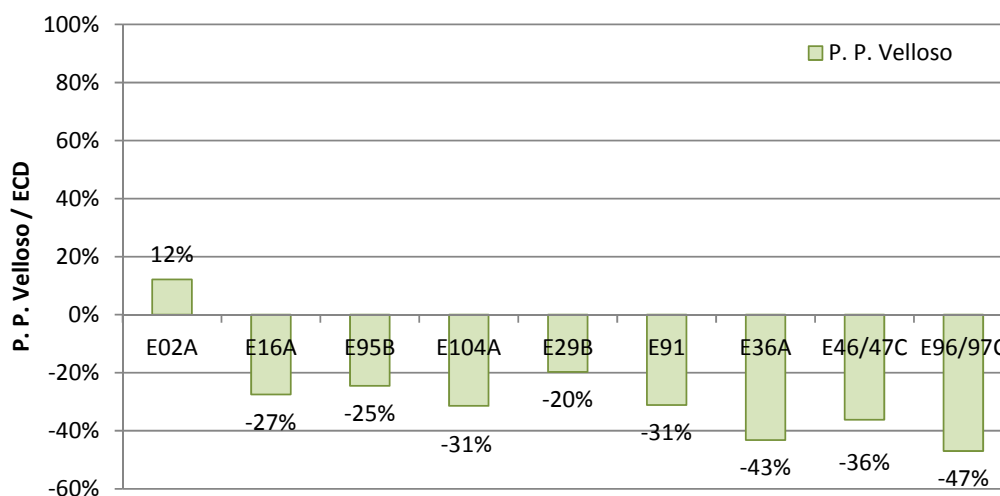
**Figura 50 – Dispersão percentual dos valores obtidos para as cargas admissíveis pelo método Décourt-Quaresma (1978) em relação às cargas admissíveis obtidas por interpretação dos ensaios de carregamento dinâmico.**

O erro percentual da previsão de carga admissível pelo Método de Décourt-Quaresma (1978) foi sempre negativo e o maior erro foi o de -51%, para a estaca E46/47C (Figura 50). Esses resultados apresentam um lado positivo, que é um maior fator de segurança, mas também podem ser visto negativamente ao pensar que o método subdimensionou as cargas admissíveis.



**Figura 51 – Dispersão percentual dos valores obtidos para as cargas admissíveis pelo método Antunes-Cabral (1996) em relação às cargas admissíveis obtidas por interpretação dos ensaios de carregamento dinâmico.**

O erro percentual da previsão de carga admissível pelo Método de Antunes-Cabral (1996) foi sempre negativo com exceção da estaca E02A (Figura 51).



**Figura 52 – Dispersão percentual dos valores obtidos para as cargas admissíveis pelo método Pedro Paulo Velloso (1979) em relação às cargas admissíveis obtidas por interpretação dos ensaios de carregamento dinâmico.**

O erro percentual da previsão de carga admissível pelo Método de Pedro Paulo Velloso (1979) ficou no intervalo  $\pm 20\%$ , com exceção da estaca E02A, para a qual o método superestimou a carga em 50% (Figura 49).

### 5.11 Fatores de segurança

Os fatores de segurança individuais e globais são listados na Tabela 41. Cada fator de segurança individual foi obtido dividindo-se a carga de ruptura obtida por interpretação da curva carga x recalque simulada com resultados do ensaio de carregamento dinâmico pela carga de trabalho (adotada como igual à carga admissível obtida pelo método semiempírico).

Da Tabela 41, percebe-se que para os quatro métodos, mesmo tendo alguns fatores de segurança individuais menores que 2,0, a exigência da norma brasileira de se ter um coeficiente global de pelo menos 2,0 foi satisfeita. O método Décourt-Quaresma foi o único que não apresentou fator individual menor que 2,0. Em compensação, pode-se argumentar, com base no fator global de 3,3, que o uso desse método seria conservador demais para esse conjunto de estacas.

As quatro figuras a seguir apresentam os gráficos de dispersão dos fatores de segurança individuais para cada método.

Tabela 41 – Fatores de segurança individuais e globais cada método.

Estaca	Método semiempírico			
	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Antunes-Cabral	P. P. Velloso
E02A	1.1	2.4	1.8	1.3
E16A	1.6	3.6	2.8	2.0
E95B	1.6	3.4	2.6	1.9
E104A	1.9	3.6	2.9	2.1
E29B	2.2	2.6	2.5	2.0
E91	2.3	2.9	2.9	2.2
E36A	2.8	3.6	3.5	2.5
E46/47C	1.9	4.1	3.1	2.0
E96/97C	2.3	3.1	3.8	2.5
FS Global	2.0	3.3	2.9	2.1

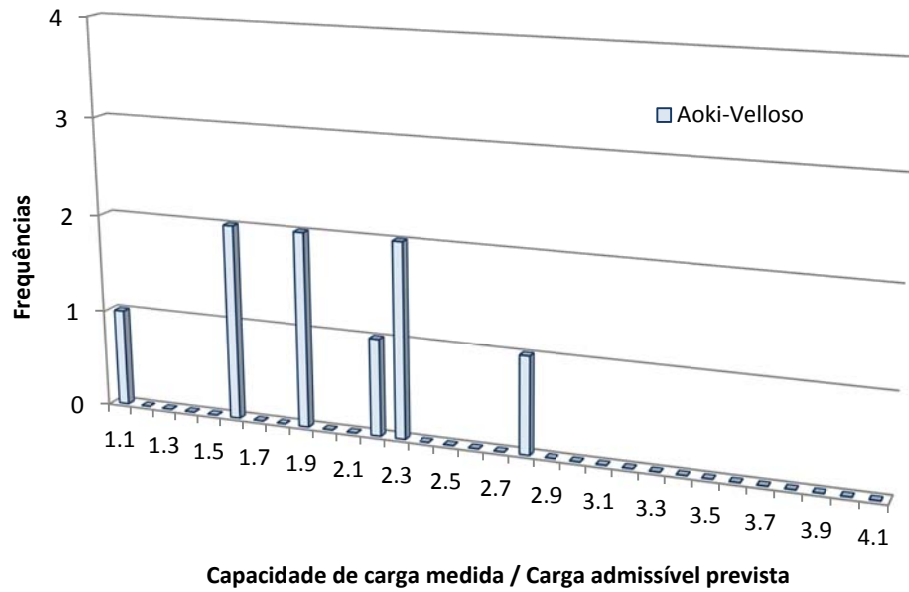


Figura 53 – Dispersão dos fatores de segurança individuais no emprego do método Aoki-Velloso.

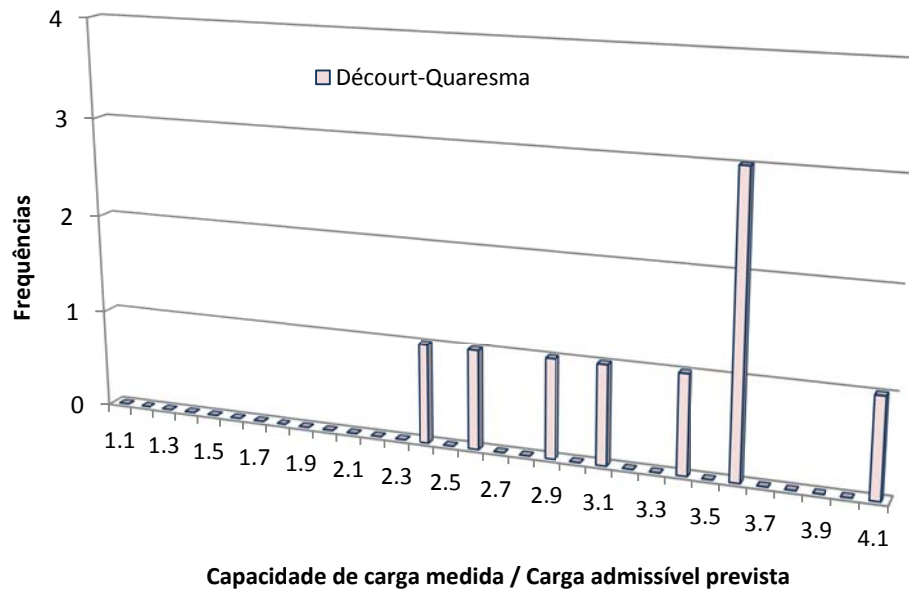


Figura 54 – Dispersão dos fatores de segurança individuais no emprego do método Décourt-Quaresma.

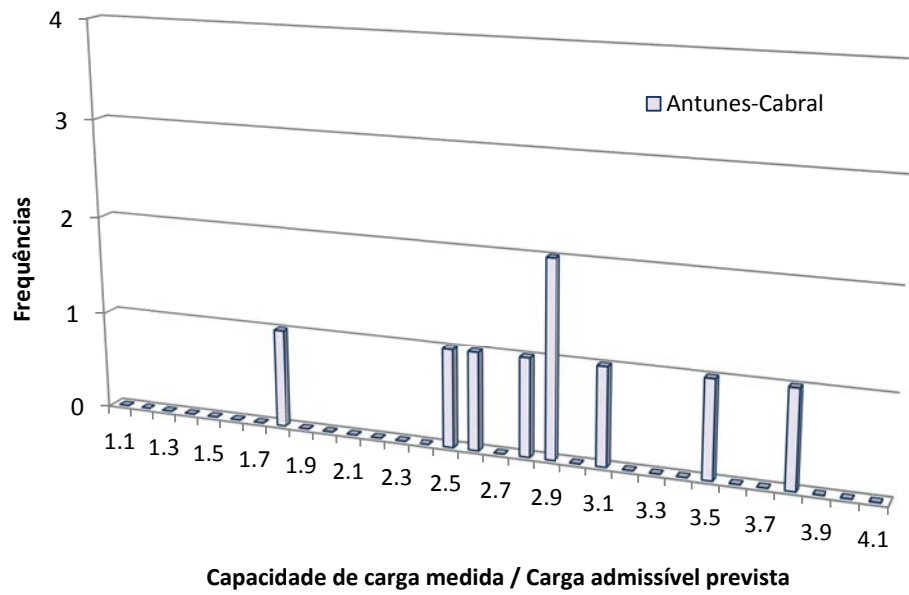


Figura 55 – Dispersão dos fatores de segurança individuais no emprego do método Antunes-Cabral.



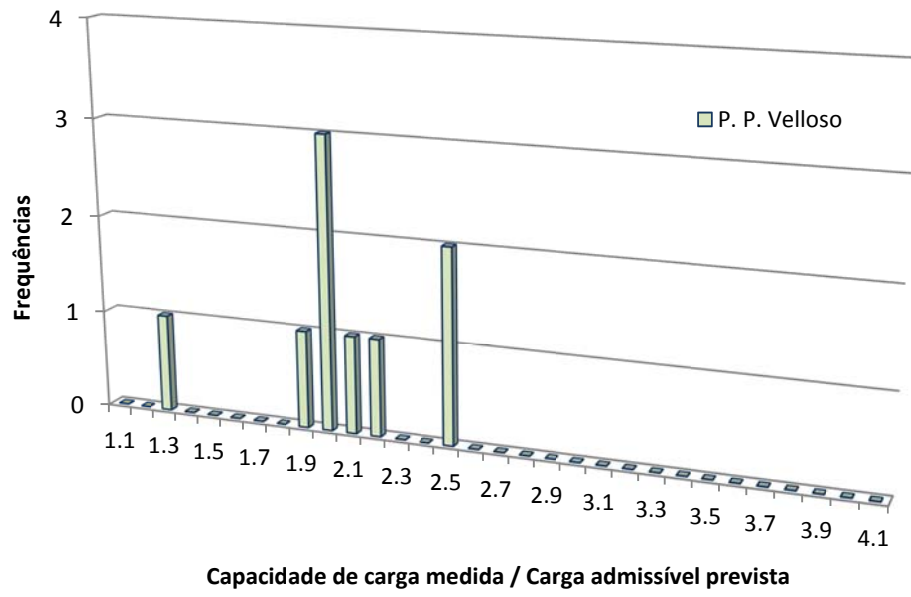


Figura 56 – Dispersão dos fatores de segurança individuais no emprego do método Pedro Paulo Velloso.

## 6 Conclusões

O ensaio de carregamento dinâmico pode ser convenientemente aplicado a estacas hélice contínua monitorada. A comparação feita no item 5.7 entre uma prova de carga estática e o ensaio de carregamento dinâmico em estacas próximas, de mesmo diâmetro e comprimento contribuiu para proporcionar maior credibilidade e reforçar a competitividade do ensaio de carregamento dinâmico. O ensaio dinâmico é significativamente mais rápido, mais barato e fornece mais informação do que a prova de carga estática.

A estaca E02A, com seção de 800 mm, foi a que mais destoou para todos os métodos utilizados. Como para esta estaca foi necessário estimar o índice de penetração e a composição do solo nos quatro metros mais profundos, faz-se uma alerta aos riscos que se corre ao projetar em profundidades não inspecionadas.

No caso desse conjunto de estacas analisadas, todos os quatro métodos estáticos semiempíricos para previsão de capacidade de carga apresentaram fator de segurança global maior ou igual a 2,0, de acordo com a prescrição da norma brasileira. Os métodos Aoki-Velloso e P. P. Velloso foram os mais racionais, no sentido de que não foram mais conservadores que o critério de segurança mínimo. O método Décourt-Quaresma foi o que apresentou mais homogeneidade dos resultados, porém pode-se argumentar que o seu fator de segurança global de 3,3 representa uma solução muito conservadora.

A utilização do método de Aoki-Velloso (1975) exige uma perfeita caracterização do tipo de solo.

Os resultados desse trabalho não podem por si só determinar a eficiência ou ineficiência dos métodos testados para a avaliação da carga admissível de estacas hélice contínua monitorada. No entanto, podem ser tomados como referência para a região ou o tipo de solo.

Os métodos de cálculo de capacidade de carga mais utilizados baseiam-se em dados de sondagens. O projetista deve prestar uma atenção especial à qualidade das sondagens, já que, por esse procedimento de sondagem à percussão ser realizado em campo sem supervisão permanente do engenheiro e depender de vários detalhes de operação.

Para estacas escavadas, é difícil caracterizar a *ruptura física* e, em geral, adota-se uma *ruptura convencional* após extrapolação da curva carga x deslocamento fornecida pelo ensaio. Existem vários critérios de extrapolação e o mais utilizado no Brasil, que é

o de van der veen, tem suas peculiaridades de uso. Nesse ponto vale lembrar as palavras de Davisson (1970): "Provas de carga não fornecem respostas, apenas dados para interpretar".

No processo executivo de estaca em hélice contínua não há apiloamento do fundo da estaca nem retirada de material solto, uma vez que a concretagem da estaca se dá imediatamente após o término do processo de perfuração, simultaneamente à retirada do trado. O debate sobre esse assunto no meio técnico pode ser comprovado pela forma distinta usada por cada autor na estimativa da capacidade da ponta da estaca. Há um consenso de que a resistência de ponta é pequena nesse tipo de estaca e deve ser considerada com cautela.

Os resultados do trabalho confirmam a visão dos experientes profissionais que atuam em fundações, que é a de que esse setor da engenharia não é exato, devendo-se tomar todas as precauções ao atuar nessa área. Confirma-se, também, a importância do controle de execução das fundações e a realização da verificação do desempenho do estaqueamento.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6484:** Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001. 17 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 8036:** Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – Procedimento. Rio de Janeiro, 1983. 3 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 12131:** Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 13208:** Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007. 4 p.

BROCHURE.Pile Driving Analyser Model PAX. Cleveland: Pile Dynamics, Inc., 2010, 2 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos.** São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 144 p.

CODUTO, D. P. **Foundation design: principles and practices.** 2nd ed. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall, Inc., 2001. 883 p.

GONÇALVES, C. et al. **Controle de fundações profundas através de métodos dinâmicos.** [S.l.]: Claudio Gonçalves, 2000. 252 p.

MACEDO, C. G. **Avaliação de métodos semi-empíricos para determinação de capacidade de carga em estacas "hélice contínua monitorada" comparando com os resultados de prova de carga dinâmica.** 2013. 136 p. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil) – Faculdade de Ciências Exatas e de Tecnologia, Belo Horizonte, MG, 2013.

MAGALHÃES, C. M. **Estudo comparativa por análise computacional de fundações constituídas por diferentes elementos metálicos em aço.** 2010. 335 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2010.

PDA-W Manual of operation. Cleveland: Pile Dynamics, Inc., 2009, 364 p.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

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

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

SMITH, E. A. L. Pile driving analysis by the wave equation. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE**, v.86, n. SM4. p. 36-61, Agosto, 1960.

VARIOS AUTORES. Fundações: teoria e prática. In: NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. **Verificação de desempenho**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda., 1998. cap. 20, p. 723-751

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 569 p.