Campus de São Carlos

DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE
CARGA ÚLTIMA DE ESTACA CRAVADA EM
ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DE
ENERGIA CRESCENTE

NELSON AOKI

Orientador: Prof. Dr. José Carlos A. Cintra.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

**DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA
DE ESTACA CRAVADA EM ENSAIO DE CARREGAMENTO
DINÂMICO DE ENERGIA CRESCENTE**

DEDALUS - Acervo - EESC

31100016846

NELSON AOKI

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil: Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. José Carlos A. Cintra

São Carlos
1997

Class. TESE
Cott. 0400
Tombo 206197

st 0934347

Aoki, Nelson

A638d Determinação da capacidade de carga última de
estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de
energia crescente / Nelson Aoki.
São Carlos, 1997

Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São
Carlos-Universidade de São Paulo, 1997
Orientador: Prof. Dr. José Carlos A. Cintra

1. Fundações. 2. Estaca cravada. I. Título

Le savant doit ordonner; on fait la science avec des faits comme une maison avec des pierres; mais une accumulation de faits n'est pas plus une science qu'un tas de pierres n'est une maison. Et avant tout le savant doit prévoir.

Henri Poincaré

À minha querida Gullene e aos jovens Cláudio, Roberto e Paulo Cezar.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. José Carlos A. Cintra pela amizade, apoio e orientação.

Ao Professor Dr. Dirceu de Alencar Velloso a quem admiro e respeito.

Ao Professor Dr. Victor Froilano Bachmann de Mello meu *guru* e amigo.

Ao Professor Dr. José Henrique Albiero que me honra com sua amizade.

Ao Professor Dr. Faíçal Massad pelo total apoio recebido.

Ao Professor Dr. João Cyro André que alumiou meu caminho.

Ao Dr. Sussumu Niyama pioneiro na difícil arte de monitorizar estacas.

Ao Engenheiro José Antonio Salamoni velho amigo e fiel conselheiro.

Aos colegas Engenheiros Valmir Merighi, Marcelo Araújo da Silva, Rosana

Abrantes Correia e Paulo Cezar Aoki pelo constante apoio e incentivo.

Aos meus familiares e aos amigos espalhados neste imenso Brasil.

A todos agradeço.

Muito obrigado !

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	iii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	iv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	v
RESUMO.....	x
<i>ABSTRACT</i>	xi
1 INTRODUÇÃO	
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivo da tese.....	5
1.3 Organização da tese.....	6
2 PROVA DE CARGA ESTÁTICA	
2.1 Carga estática	8
2.2 Metodologia de ensaio de carregamento estático	9
2.2.1 Ensaio de carregamento em um único ciclo de carga e descarga	9
2.2.2 Ensaio de carregamento com vários ciclos de carga e descarga.....	12
2.3 Carga última na prova de carga estática.....	16
2.3.1 Formas da curva carga - deslocamento.....	16
2.3.2 Definição de carga última a partir da curva carga - deslocamento.....	19
2.4 Conclusões	23
3 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DE ENERGIA CONSTANTE	
3.1 Revisão bibliográfica	25
3.1.1 Modelo da fórmula dinâmica de cravação.....	25
3.1.2 Modelo da equação de propagação da onda unidimensional.....	30

3.1.3	Outros aspectos relacionados à capacidade de carga última.....	37
3.2	Resistência do solo desenvolvida durante o impacto do martelo.....	40
3.2.1	Resistência do solo na solução da equação da onda de SMITH	45
3.2.2	Resistência do solo calculada no sistema <i>PDA</i>	48
3.2.2.1	Resistência estática calculada no método <i>CASE</i>	49
3.2.2.2	Resistência estática calculada pelo método <i>CAPWAPC</i>	51
3.3	Aplicação do princípio de HAMILTON ao impacto do martelo.....	52
3.4	Analogia entre a resistência do solo no carregamento estático e dinâmico.....	56
3.5	O ensaio de carregamento dinâmico de energia constante.....	57
3.6	Conclusões	60
 4 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DE ENERGIA CRESCENTE		
4.1	Generalidades	61
4.2	Revisão bibliográfica.....	62
4.3	Metodologia do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.....	69
4.4	Determinação da capacidade de carga última na prova de carga dinâmica.....	73
4.5	Resultados de ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente.....	76
4.5.1	Ruptura comandada pela resistência do solo (caso 1).....	76
4.5.2	Ruptura comandada pela resistência do solo (caso 2).....	81
4.5.3	Caso de ruptura do solo mal definida (caso 3).....	87
4.5.4	Caso de provável ruptura do elemento estrutural de fundação (caso 4)	92
 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS		
5.1	Conclusões da tese	97
5.2	Sugestões para futuras pesquisas	99
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		100

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Curva carga - recalque no ensaio de carregamento estático.....	09
FIGURA 2.2 - Curva carga - recalque do ciclo de carregamento 1.....	12
FIGURA 2.3 - Curva carga - recalque do ciclo de carregamento 2.....	13
FIGURA 2.4 - Curva carga - recalque do ciclo de carregamento 3.....	13
FIGURA 2.5 - Prova de carga cíclica crescente: origem variável.....	14
FIGURA 2.6 - Prova de carga cíclica crescente: origem única.....	15
FIGURA 2.7 - Modelo ideal de curva carga - deslocamento elástico - plástico.....	16
FIGURA 2.8 - Curva carga - recalque real.....	17
FIGURA 2.9 - Curva carga - recalque estaca de atrito em solo argiloso.....	18
FIGURA 2.10 - Curva carga - recalque estaca de ponta em solo resistente.....	19
FIGURA 2.11 - Curva carga - recalque: energia e carga de ruptura física.....	21
FIGURA 3.1 - Esquema do impacto do martelo de queda livre.....	41
FIGURA 3.2 - Modelo de SMITH da curva resistência de atrito - deslocamento....	46
FIGURA 3.3 - Modelo de SMITH da curva resistência na ponta - deslocamento...	47
FIGURA 3.4 - Curva resistência total - deslocamento dinâmico no impacto.....	54
FIGURA 3.5 - Relação entre a resistência e a penetração durante o impacto.....	56
FIGURA 3.6 - Carregamento dinâmico cíclico energia constante:origem variável.	58
FIGURA 3.7 - Carregamento dinâmico cíclico energia constante: origem única....	59
FIGURA 4.1 - Curva resistência - deslocamento dinâmico no impacto.....	70
FIGURA 4.2 - Curva resistência estática - deslocamento dinâmico: origem única.	72
FIGURA 4.3 - Curva resistência estática - deslocamento dinâmico: estaca E119...	77
FIGURA 4.4 - Curva resistência total - deslocamento dinâmico: estaca E119.....	78
FIGURA 4.5 - Curvas da variação de T , T_c e V_c com a resistência R : estaca E119..	78
FIGURA 4.6 - Curvas da variação de T , T_c , V_c e R com H : estaca E119.....	79

FIGURA 4.7 - Curvas da variação de R e F_{max} com D : estaca E119.....	79
FIGURA 4.8 - Relação de T , ΔT e ΔW_a no pós - ruptura: estaca E119.....	80
FIGURA 4.9 - Curva resistência estática - deslocamento dinâmico: estaca E142...	82
FIGURA 4.10 - Curva resistência total - deslocamento dinâmico: estaca E142.....	83
FIGURA 4.11 - Curvas da variação de T , T_c , V_c e R com H : estaca E142.....	83
FIGURA 4.12 - Curvas da variação de T , T_c e V_c com a resistência R : estaca E142..	84
FIGURA 4.13 - Transformações de energia na prova de carga dinâmica: E142.....	85
FIGURA 4.14 - Curvas da variação de R e F_{max} com D : estaca E142.....	85
FIGURA 4.15 - Relação de T , ΔT e ΔW_a no pós - pico de resistência: estaca E142..	86
FIGURA 4.16 - Curva resistência estática - deslocamento dinâmico: estaca P5D....	88
FIGURA 4.17 - Curva resistência total - deslocamento dinâmico: estaca P5D.....	89
FIGURA 4.18 - Curvas da variação de T , T_c , V_c e R com H : estaca P5D.....	89
FIGURA 4.19 - Curvas da variação de T , T_c e V_c com a resistência R : estaca P5D...	90
FIGURA 4.20 - Transformações de energia na prova de carga dinâmica: P5D.....	91
FIGURA 4.21 - Curvas da variação de R e F_{max} com D : estaca P5D.....	91
FIGURA 4.22 - Curva resistência estática - deslocamento dinâmico: estaca E117...	93
FIGURA 4.23 - Curva resistência total - deslocamento dinâmico: estaca E117.....	94
FIGURA 4.24 - Curvas da variação de T , T_c , V_c e R com H : estaca E117.....	94
FIGURA 4.25 - Curvas da variação de T , T_c e V_c com a resistência R : estaca E117..	95
FIGURA 4.26 - Transformações de energia na prova de carga dinâmica: E117.....	96
FIGURA 4.27 - Curvas da variação de R e F_{max} com D : estaca E117.....	96

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 - Negas e encurtamentos no final da cravação.....	39
TABELA 3.2 - Coeficiente de amortecimento J_c do método <i>CASE</i>	50
TABELA 4.1 - Características do maciço de solos: estaca E119.....	76
TABELA 4.2 - Resultados da prova de carga dinâmica: estaca E119.....	77
TABELA 4.3 - Incrementos de energia e trabalho no pós - ruptura: E119.....	80
TABELA 4.4 - Características do maciço de solos: estaca E142.....	81
TABELA 4.5 - Resultados da prova de carga dinâmica: estaca E142.....	82
TABELA 4.6 - Energia e trabalho dos impactos crescentes: E142.....	84
TABELA 4.7 - Incrementos de energia e trabalho no pós - ruptura: E142.....	86
TABELA 4.8 - Características do maciço de solos: estaca P5D.....	87
TABELA 4.9 - Resultados da prova de carga dinâmica: estaca P5D.....	88
TABELA 4.10 - Energia e trabalho dos impactos crescentes: P5D.....	90
TABELA 4.11 - Características do maciço de solos: estaca E117.....	92
TABELA 4.12 - Resultados da prova de carga dinâmica: estaca E117.....	93
TABELA 4.13 - Energia e trabalho dos impactos crescentes: E117.....	95

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<i>ABNT</i>	- <i>Associação Brasileira de Normas Técnicas.</i>
<i>CASE</i>	- <i>de Case Institute of Technology.</i>
<i>CAPWAP</i>	- <i>Case Pile Wave Analysis Program.</i>
<i>CAPWAPC</i>	- <i>Case Pile Wave Analysis Program Continuous Version.</i>
<i>CEBTP</i>	- <i>Centre d'Etudes de Bâtiment et des Travaux Publiques.</i>
<i>CLT</i>	- <i>Cyclic Load Test.</i>
<i>CRP</i>	- <i>Constant Rate of Penetration</i>
<i>DATPRO</i>	- <i>Data Processing.</i>
<i>DLT</i>	- <i>Dynamic Loading Test.</i>
<i>EFD</i>	- <i>Energia da Fórmula Dinâmica.</i>
<i>ENTHRU</i>	- <i>Energy Through.</i>
<i>MBA</i>	- <i>Multiple Blows Analysis.</i>
<i>NBR</i>	- <i>Norma Brasileira Registrada.</i>
<i>PDA</i>	- <i>Pile Driving Analyser.</i>
<i>QM</i>	- <i>Quick Mantained Test.</i>
<i>QML</i>	- <i>Quick Mantained Load Test.</i>
<i>SCT</i>	- <i>Swedish Cyclic Test.</i>
<i>SM</i>	- <i>Slow Mantained Test.</i>
<i>SML</i>	- <i>Slow Mantained Load Test.</i>
<i>WEAP</i>	- <i>Wave Equation Analysis Program.</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

c	- Velocidade de propagação da onda de tensão longitudinal.
dQ	- Incremento infinitesimal de carga.
ds	- Incremento infinitesimal de deslocamento.
dS	- Incremento infinitesimal de penetração permanente no solo.
dV	- Incremento infinitesimal de perda de energia.
e	- Eficiência do impacto.
e_1	- Eficiência do sistema de acionamento do martelo.
e_2	- Eficiência do sistema de amortecimento.
g	- Aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$).
i	- Índice ou idade da estaca.
l	- Comprimento da estaca do topo até o centro de resistência à cravação.
m	- Seção genérica da estaca.
n	- Número de incrementos de carga.
$q_s(m)$	- Deslocamento elástico limite (<i>quake</i> de atrito lateral) na seção m .
r	- Coeficiente de restituição.
s	- Deslocamento ou recalque.
s_0	- Deslocamento ou recalque que define a ruptura convencional.
s_e	- Deslocamento ou recalque elástico.
s_l	- Deslocamento ou recalque limite que define a carga limite Q_l .
s_p	- Deslocamento ou recalque permanente.
s_{pic}	- Deslocamento ou recalque na carga de pico.
s_u	- Deslocamento elástico correspondente à carga última.
t	- Tempo.
t_a	- Tempo correspondente à velocidade de partícula zero.

t_1	- Tempo correspondente ao início do impacto.
t_2	- Tempo correspondente ao final do impacto.
v	- Velocidade.
v_m	- Velocidade média.
v_p	- Velocidade máxima na ponta da estaca.
$v(m,t)$	- Velocidade na seção m no instante t .
$v(x,t)$	- Velocidade na seção x no instante de tempo t .
$v(t)$	- Velocidade na seção com sensores no instante de tempo t .
$w(z,t)$	- Deslocamento da seção z no instante t .
z	- Ordenada da seção transversal da estaca.
A	- Área da seção transversal da estaca.
B	- Diâmetro ou lado da estaca.
C	- Constante que leva em conta as perdas de energia.
C_1	- Compressão temporária do sistema de amortecimento.
C_2	- Compressão ou encurtamento temporário do fuste da estaca.
C_3	- Compressão ou encurtamento temporário do solo sob a ponta da estaca (<i>quake</i> na ponta).
$C(m,t)$	- Encurtamento na seção m que ocorre no intervalo de tempo Δt .
D	- Deslocamento dinâmico ou penetração máxima da estaca no impacto.
D_p	- Deslocamento máximo da ponta.
D_u	- Deslocamento dinâmico limite correspondente a R_u .
$D(m,t)$	- Deslocamento na seção m no instante t .
DMX	- Deslocamento máximo na seção com sensores no impacto.
E	- Módulo de elasticidade do material da estaca.
EFD	- Energia definida pela expressão (3.45).
EMX	- Energia cinética máxima aplicada ao sistema estaca - solo (<i>ENTHRU</i>).
$ENTHRU$	- Energia cinética definida em (3.17) e (3.18).
F	- Força na seção ou força média no topo da estaca.

F_{max}	- Força máxima na seção dos sensores.
$F(x,t)$	- Força na seção x no instante de tempo t .
$F(t)$	- Força no instante t .
H	- Altura de queda do martelo.
J	- Coeficiente de amortecimento dinâmico.
J_c	- Coeficiente de amortecimento dinâmico no método <i>CASE</i> .
J_p	- Coeficiente de amortecimento do solo na ponta da estaca.
K	- Parcela elástica do deslocamento ou penetração elástica na seção dos sensores (<i>repique elástico</i>).
K_u	- Repique elástico limite correspondente a R_u .
K_{sp}	- Coeficiente que representa perda dinâmica de energia no solo.
L	- Comprimento da estaca ou comprimento abaixo dos sensores.
M	- Massa do martelo.
N_{spt}	- Índice de resistência à penetração do amostrador padrão <i>SPT</i> .
P	- Peso da estaca.
Q	- Carga ou carregamento.
Q_i	- Carga inicial.
Q_{pic}	- Carga de pico.
Q_u	- Carga última ou de ruptura.
Q_l	- Carga limite correspondente ao deslocamento limite s_l .
Q'_d	- Resistência final sobre a reta assíntota à curva de penetração.
R	- Parcela de resistência ou capacidade de carga estática mobilizada.
R_d	- Parcela de resistência dinâmica mobilizada no impacto.
R_p	- Parcela de resistência estática mobilizada na ponta da estaca.
R_{pt}	- Parcela de resistência total (estática mais dinâmica) mobilizada na ponta da estaca.
R_s	- Parcela de resistência de atrito lateral mobilizada.
$R_s(m)$	- Parcela de resistência estática de atrito local mobilizada na seção m .

$R_{st}(m)$	- Parcela de resistência total, estática mais dinâmica, de atrito local mobilizado na seção m .
$R_{st}(m,t)$	- Parcela de resistência de atrito lateral local total mobilizado na seção m no instante t .
R_t	- Resistência mobilizada total (resistência estática mais dinâmica).
R_{tu}	- Resistência mobilizada total (resistência estática mais dinâmica) limite correspondente à mobilização de R_u .
R_u	- Resistência ou capacidade de carga estática última.
RE	- Resistência última do elemento estrutural.
RAU	- Resistência estática independente de J no método <i>CASE</i> .
$RA2$	- Resistência estática independente de J no método <i>CASE</i> .
RMX	- Resistência estática máxima no pós-pico de velocidade método <i>CASE</i> .
RMN	- Resistência estática limite inferior de resistência no método <i>CASE</i> .
RSU	- Resistência estática <i>CASE</i> atrito corrigido (trecho velocidade negativa).
$RS1$	- Resistência estática método <i>CASE</i> para o primeiro pico de velocidade.
$RS2$	- Resistência estática método <i>CASE</i> para o segundo pico de velocidade.
RSM	- Resistência estática método <i>CASE</i> para o pico máximo de velocidade.
S	- Parcela permanente do deslocamento ou penetração no solo (<i>nega</i>).
S_u	- <i>Nega</i> limite correspondente à mobilização de R_u .
T	- Energia cinética total do sistema.
T_u	- Energia cinética limite correspondente à mobilização de R_u .
T_c	- Energia cinética complementar no carregamento dinâmico idealizado.
T_{cu}	- Energia cinética complementar máxima na prova de carga dinâmica.
T_l	- Energia cinética limite.
TMX	- Intervalo de tempo após pico de velocidade correspondente a RMX .
U	- Energia potencial de posição.
V	- Energia potencial do sistema, incluindo a energia de deformação e a energia potencial de qualquer força conservativa externa.

V_c	- Energia potencial complementar no carregamento estático idealizado.
V_{cu}	- Energia potencial complementar máxima.
V_e	- Energia potencial de deformação elástica.
V_{pic}	- Energia de deformação complementar para a carga de pico.
W	- Peso do martelo.
$W_d \downarrow$	- Onda descendente (<i>wave down</i>).
$W_u \uparrow$	- Onda ascendente (<i>wave up</i>).
W_a	- Trabalho das forças dinâmicas não conservativas de amortecimento material e de radiação.
W_{au}	- Trabalho das forças de amortecimento limite correspondente à mobilização de R_u .
W_q	- Trabalho das forças estáticas não conservativas.
W_{nc}	- Trabalho das forças não conservativas incluindo o amortecimento e quaisquer cargas externas.
Z	- Impedância da estaca definida em (3.32).
α	- Coeficiente de forma da curva carga - recalque.
δ	- Símbolo de variação ocorrida no intervalo de tempo indicado.
η	- Parâmetro definido na equação (3.8).
ρ	- Densidade de massa do material da estaca.
ΔQ	- Incremento finito de carga.
Δl	- Deslocamento definido pela expressão (3.38).
Δs	- Incremento finito de deslocamento.
Δt	- Intervalo de tempo de duração do impacto.
ΔT	- Incremento finito de energia cinética que excede T_u .
ΔV	- Incremento finito de energia de deformação.
ΔW_a	- Incremento finito de trabalho das forças de amortecimento que excede W_{au} .

RESUMO

AOKI, N. *Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente*. São Carlos, 1997. 100 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Esta tese aplica o conceito de energia *complementar* para a determinação da capacidade de carga última de estaca cravada no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. O ensaio de carregamento dinâmico com impactos de energia constante só permite obter a resistência estática mobilizada do modelo de *CASE* ou de *SMITH* com base na teoria da equação da onda e no *Pile Driving Analyzer*. A aplicação de impactos de energia crescente mostra que a curva de resistência estática - deslocamento dinâmico apresenta: a) trecho linear crescente seguido de trecho que se curva até que a tangente se torna vertical ou; b) trecho crescente quase linear até um pico de resistência, seguido de uma curva de descarga até um determinado valor que corresponde à tangente vertical ou, c) trecho linear crescente seguido de trecho curvo cuja tangente não se verticaliza e onde a resistência volta a crescer. A ruptura do sistema estaca - maciço de solos é caracterizada pela energia complementar que passa em um máximo sempre que a resistência mobilizada atinge um pico. No pós-ruptura o excesso de energia aplicada e o excesso de trabalho das forças de amortecimento do impacto, em relação ao pico máximo, crescem linearmente com o nível de energia cinética aplicada.

Palavras-chave: Estaca cravada; carga última; carregamento dinâmico; energia crescente; energia complementar.

ABSTRACT

AOKI, N. *The evaluation of the ultimate bearing capacity of driven piles by using increasing energy dynamic load tests*. São Carlos, 1997. 100 p. Thesis (Doctorate) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This thesis suggests how to evaluate the ultimate bearing capacity of driven piles by using dynamic load tests with increasing energy. The dynamic load test with constant energy blows only allows the determination of the mobilized static resistance (*CASE* and *SMITH's* model), by using the wave equation theory and the *Pile Driving Analyzer*. The application of increasing energy blows shows that this static resistance: a) increases with increasing energy and then becomes constant or; b) increases with increasing energy up to a peak resistance and thereafter first decreases and then becomes constant or, c) starts to increase with increasing energy, then remains constant and after some blows starts to increase again. It is shown that the rupture of the pile-soil system is characterized by the kinetic complementary energy reaching an upper limit when the impact mobilizes the maximum static pile capacity. All the energy or work done by damping forces, in excess of this maximum or peak situation, increases linearly with increasing energy.

Keywords: Driven piles; ultimate bearing capacity; dynamic loading; increasing energy blows; complementary energy.

1 INTRODUÇÃO.

1.1 Generalidades

A arte de cravar estacas é tão antiga quanto a história do Homem como comprovam as fundações em palafitas das construções lacustres pré-históricas. Naquela época, a ruptura da fundação, pelo escoamento do solo ou por esmagamento da madeira cravada, ameaçando a estabilidade da habitação, constituía um problema a mais a ser enfrentado por nossos ancestrais. Portanto este perigo pode ser considerado parte de nossa memória genética.

Nesta tese, o termo estaca cravada refere-se à estaca pré-fabricada de eixo vertical, cravada com impactos de martelo de queda livre, e considera-se a palavra carregamento sinônima de carga vertical axial de compressão. A fundação em estaca cravada é um sistema complexo constituído por um elemento estrutural pré-moldado e pelo maciço de solos. Cada estaca cravada pode ser considerada um indivíduo, devido à grande variabilidade natural do maciço de solos e aos diferentes graus de perturbação causados pela cravação. O processo de penetração da estaca, durante a cravação, é um ensaio de carregamento dinâmico contínuo, onde cada impacto rompe a estrutura do solo, gerando deformações elásticas, permanentes e residuais, resultando uma fundação de características únicas e adequadas a este tipo de ensaio. Este é o aspecto essencial que diferencia a estaca cravada da estaca moldada *in situ*, que só tem condições de suportar um carregamento após a cura do concreto.

A capacidade de carga última ou de ruptura, de uma estaca cravada, pode ser mobilizada em ensaio de carregamento estático ou dinâmico e sua determinação permite avaliar a segurança da fundação em relação à carga de serviço. Assim, nas obras onde predominam as cargas permanentes, a carga última representativa é aquela determinada no primeiro carregamento da estaca, visto que os ensaios devem reproduzir a condição de trabalho. Sob ação da carga estática última ou de ruptura o

sistema estaca - maciço de solos apresenta uma *reação* ou resistência, que se denomina capacidade de carga estática última ou de ruptura, de mesmo valor e de sentido oposto.

Atualmente a metodologia de ensaio do carregamento estático, ou prova de carga estática, encontra-se bem estabelecida. Por exemplo, no tradicional *ensaio* lento de carga mantida, aplica-se a carga em estágios crescentes e, em cada estágio, ela é *mantida* até ocorrer a estabilização do recalque. A energia de deformação do sistema aumenta, quando um acréscimo de carga conduz a um novo carregamento e a um novo valor de recalque. Para cada carga mede-se o deslocamento do topo, obtendo-se um ponto da curva de carregamento da estaca. A origem do sistema de referência é o topo da estaca descarregada. Quando um pequeno acréscimo de carga provoca um grande aumento de recalque, a trajetória da curva de carregamento tende para a assíntota vertical que determina a carga estática última ou de ruptura. Entretanto, a definição desta carga, a partir dos pontos da curva carga-recalque, que descreve a trajetória do carregamento obtida no ensaio, ainda é polêmica.

O ensaio do carregamento dinâmico tradicional consiste na aplicação de um ciclo de impactos, normalmente 10 golpes de energia aproximadamente constante de um martelo, no conjunto de amortecimento colocado sobre o sistema estaca-solo. Admite-se que a energia de cada impacto seja constante e cada carregamento uma carga transiente, com duração de dezenas de milissegundos, de características repetitivas. A análise é feita para um carregamento, neste caso *um* impacto de energia constante representativo do ensaio cíclico. No evento impacto, o sistema encontra-se em estado de equilíbrio dinâmico, com aparecimento de forças não conservativas de inércia e de amortecimento, sendo válida a aplicação do princípio da conservação de energia de HAMILTON. Nesta tese entende-se por capacidade carga estática última ou de ruptura *a capacidade de carga 'estática' última ou de ruptura, definida no modelo do impacto*, como base para prever e interpretar o comportamento da estaca sob ação do carregamento dinâmico. Os modelos básicos considerados foram o da tradicional fórmula dinâmica de cravação, o da teoria da equação da onda de SMITH e o do CASE.

Segundo WHITAKER e BULLEN (1981), a sequência histórica da aplicação prática do impacto, para a determinação da capacidade de carga estática última de

uma estaca cravada, foi iniciada pela fórmula dinâmica de WEISBACH (1820). Anos depois, surgiram a fórmula de SANDERS (1851) do US Corps of Engineers e a fórmula de RANKINE (1862), ambas para estacas de madeira. No final do século XIX, WELLINGTON (1898) publicou sua fórmula, mais conhecida como a fórmula do Engineering News. Desde então a quantidade de fórmulas dinâmicas aumentou muito e, em 1955, a revista Engineering News Record havia cadastrado 452 fórmulas visando a determinação da capacidade de carga última de estacas cravadas. Pode-se completar afirmando que este objetivo continua a ser perseguido neste final de século XX, onde essas fórmulas foram substituídas pela teoria da equação da onda na forma de sistemas especialistas tipo *PDA* (*Pile Driving Analyzer*). Entretanto, os divulgadores deste método, GOBLE e LIKINS (1996), reconhecem que o *PDA* mede apenas a capacidade de carga mobilizada na época do ensaio e a capacidade determinada pela análise *CAPWAP* (*CAs e Pile Wave Analysis Program*) é menor que o valor da capacidade de carga última obtida na prova de carga estática, se a penetração da estaca no impacto é pequena ou igual a zero. O fato relevante é que, tanto a fórmula dinâmica tradicional quanto o *PDA*, tentam determinar o valor da capacidade de carga última a partir de **um único** impacto do martelo, representativo de uma série de impactos de energia quase constante, do ensaio de carregamento dinâmico tradicional.

O ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente foi usado por CHELLIS (1951), para determinar a altura de queda correspondente à nega igual a zero. O gráfico altura de queda x negas, resulta em pontos alinhados cujo intercepto é a altura desejada. BULLEN (1959) utilizou esta modalidade de ensaio para determinar parâmetros de sua fórmula dinâmica. LI et al. (1988) demonstraram que as tensões de cravação aumentam com a velocidade do impacto para várias alturas de queda do martelo.

O desenvolvimento do tema desta tese teve início em AOKI (1989), que propôs um novo conceito de prova de carga dinâmica, com aplicação de impactos de energia crescente, instrumentado pelo *PDA*, para traçado da curva capacidade de carga estática mobilizada x deslocamento dinâmico, semelhante à curva carga - recalque obtida em uma prova de carga estática, com o objetivo de estudar a evolução de repiques e negas com o aumento do nível de energia aplicada ao sistema.

Esta modalidade de ensaio dinâmico com energia crescente constitui parte da sistemática de ensaio do sistema *integrado FPDS-3 (Foundation Pile Diagnostic System-3)* da TNO, conforme REIDING (1992) e WEELE (1993), com interpretação do impacto de maior energia similar ao do PDA.

Considerando que os ensaios devem ser reproduzíveis e não podem alterar as características de resistência da estaca ensaiada, verifica-se que o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente não é adequado para as estacas moldadas *in loco*. De fato, a sucessão de impactos do ensaio quebra, irreversivelmente, a estrutura das ligações entre os grãos de solo e a argamassa do concreto, gerando tensões residuais que transformam estas estacas, após o ensaio dinâmico, em estacas cravadas de fustes moldados *in loco*. Um caso típico de geração de tensões residuais em estacas escavadas, onde as condições iniciais de cada ensaio estático mudaram gradualmente, transformando a estaca escavada em estaca cravada, pode ser visto em MANTILLA (1992).

Portanto, há cerca de 160 anos, o ensaio de carregamento dinâmico de energia constante tem sido usado para medir a capacidade de carga 'estática' última da modelagem de *um único* impacto do martelo e compará-lo com a carga última obtida em prova de carga estática. Por sua vez o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente tem sido mais usado para confirmar hipóteses básicas do modelo de fórmulas dinâmicas e da teoria da equação da onda, cuja comprovação depende da velocidade de aplicação da carga.

Neste panorama, a presente tese enfoca a questão da determinação da capacidade de carga última de estaca cravada, no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente proposto por AOKI (1989), medindo-se a energia total que chega ao sistema estaca-solo na instrumentação com o PDA e aplicando-se o princípio de conservação da energia de HAMILTON em cada impacto. Nesta determinação considera-se a existência de um nível de energia limite que mobiliza:

- a) a capacidade de resistência última do elemento estrutural ou,
- b) a capacidade de carga última do maciço de solos.

Ressalte-se que a unicidade, ou seja, a existência de um valor único de capacidade de carga estática última de uma estaca cravada, implica na fixação das

condições relativas ao:

- a) maciço de solos local;
- b) geometria, seção transversal e comprimento da estaca;
- c) tipo de carregamento (estático ou dinâmico) e metodologia de ensaio;
- d) tipo de ruptura (física, convencional, limite ou outra condição) e,
- e) idade da estaca (intervalo de tempo entre o final da cravação e o ensaio).

Não é demais lembrar que o intervalo de tempo durante o qual se pode considerar válida a existência desta unicidade, medido em termos de minutos, horas, dias, semanas, meses ou anos, depende da idade da estaca por ocasião do ensaio.

1.2 Objetivo da tese

A finalidade desta tese é estabelecer a metodologia para caracterizar a ocorrência de ruptura no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente para a determinação da capacidade de carga última de estaca cravada. Admite-se que os materiais deste sistema apresentam comportamento elástico - perfeitamente plástico, sob ação de carga estática e que o princípio da conservação da energia de HAMILTON é aplicável a cada impacto do martelo. O intervalo de tempo em que se pode considerar válida a análise é, no mínimo, igual ao tempo de duração do ensaio, não sendo objetivo da tese estudar a variação do comportamento na ruptura com a idade da estaca. Em resumo a tese pretende:

- 1) demonstrar que nem sempre é possível determinar a capacidade de carga última de uma estaca por meio de um único impacto;
- 2) demonstrar que a capacidade de carga última torna-se constante quando a energia complementar passa em um máximo;
- 3) analisar a condição de pós - ruptura em termos de energia e trabalho.

Esta tese decorre da experiência adquirida em ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente (*DLT, Dynamic Load Test*), aplicados desde 1988 em estacas de concreto armado centrifugado e em estacas protendidas da firma Scac Fundações e Estruturas Ltda.

1.3 Organização da tese

O capítulo 1 apresenta uma introdução ao tema abordado e trata dos objetivos e da organização da tese propriamente dita.

O capítulo 2 trata da prova de carga estática e da caracterização da carga estática última no ensaio de carregamento estático que leva o sistema estaca – solo à ruptura. Apresentam-se as metodologias correntes de ensaio de carregamento estático e as formas de apresentação da curva carga - recalque obtida nestes ensaios. Propõe-se caracterizar a ruptura física por meio da energia potencial complementar.

O capítulo 3 questiona o tradicional ensaio de carregamento dinâmico de energia constante. Analisa-se o problema da resistência do solo desenvolvida durante o impacto do martelo e sua modelagem na solução da equação da onda de SMITH, no método de *CASE* e no *CAPWAPC*. Apresenta-se o princípio de conservação da energia de HAMILTON e sua aplicação ao impacto do martelo. Propõe-se estender a noção de energia complementar para o caso do carregamento dinâmico. Discute-se a condição necessária, porém insuficiente, proposta em TERZAGHI (1943) para que resistência dinâmica à penetração mobilizada em um impacto corresponda à capacidade de carga última da estaca. A insuficiência da condição proposta mostra que nem sempre é possível determinar a capacidade de carga de ruptura física de uma estaca por meio do ensaio de carregamento dinâmico de energia constante. A capacidade de carga 'estática' última é o valor convencional expresso na modelagem do impacto e corresponde à carga estática mobilizada para aquele nível de energia aplicada ao sistema estaca – solo. Portanto, a capacidade de carga 'estática' última das fórmulas dinâmicas tradicionais ou da instrumentação baseada na teoria da equação da onda, *deduzida a partir de um impacto*, da série de impactos de energia constante da prova de carga dinâmica tradicional, é convencional, e pode ou não corresponder à carga estática última que leva a estaca cravada ao estado limite último ou de ruptura física, na prova de carga estática.

O capítulo 4 trata do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Apresenta-se a metodologia de ensaio com impactos de energia crescente e a forma de se traçar a curva resistência estática - deslocamento dinâmico. Nesta curva a carga última ou de ruptura física implica em deslocamento e energia infinitas e pode ser

melhor caracterizada pela energia complementar. Propõe-se caracterizar o estado limite último ou de ruptura física com esta energia complementar que atinge um valor máximo no impacto que mobiliza a capacidade de carga máxima.

No ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente verifica-se que a resistência estática do modelo de *CASE* ou *SMITH*: a) cresce com energias crescentes e depois se torna constante; b) cresce com energias crescentes, atinge um pico de resistência máxima e depois decresce e se estabiliza; c) cresce com energias crescentes, começa a ficar constante e volta a crescer e, d) cresce com energias crescentes até o nível de energia máximo do ensaio.

A capacidade de carga última (*upper bound*) mobilizada ocorre, para um dado valor de energia limite, no qual se atinge o limite de resistência estrutural do material da estaca ou a total mobilização da resistência do solo, ao longo e sob a base da estaca. Neste último evento, mostra-se que as sucessivas transformações da crescente energia total de impacto, em energia de deformação elástica e trabalho das forças, caracterizam o comportamento do sistema estaca - maciço de solos antes, durante e depois da ruptura.

Verifica-se no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente que a capacidade de carga 'estática' última mobilizada, a energia de deformação elástica e a energia complementar passam por um máximo que caracteriza um pico de resistência. Constata-se que no pós-ruptura ou pós-pico de resistência a diferença entre a energia aplicada e a correspondente à mobilização do máximo e, a diferença entre o trabalho das forças de amortecimento e o trabalho das forças de amortecimento correspondente à mobilização do máximo, crescem linearmente com o nível de energia crescente.

O capítulo termina com apresentação de casos típicos de obras ilustrando os comportamentos mencionados.

O capítulo 5 apresenta as conclusões da tese e as sugestões para futuras pesquisas relacionadas à aplicação do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente e da energia complementar.

2 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

2.1 Carga estática

A abordagem deste tema, nesta tese, visa salientar que o principal objetivo da prova de carga estática em estaca é conhecer o comportamento da fundação para níveis de carga crescentes, até a ruptura do sistema, em um único ciclo de carregamento. De fato a prova de carga estática busca reproduzir a história do carregamento real de uma construção, que se realiza em estágios de carga quase sempre crescentes ao longo do tempo, visando a avaliação da segurança que a fundação apresenta em relação ao estado último ou de ruptura. Neste caso não ocorre descarga da fundação e a carga é mantida constante durante a vida útil da construção salvo pequenas variações devidas à ação do vento e das carga acidentais.

A forma de aplicação de uma carga Q é dita *estática* quando se leva um tempo infinito para se atingir o valor Q em incrementos infinitesimais de carga dQ . A aplicação da carga Q é dita *instantânea* quando ela é atingida em um único estágio de carregamento e o tempo t de aplicação da carga é igual a zero.

Ao se ensaiar uma estaca com um carga estática deve-se ter em mente que o comportamento observado só vale para aquela condição peculiar de ensaio em que a *idade* da estaca, ou seja o tempo total decorrido entre o instante final da instalação e o instante do início do ensaio, é de primordial importância. De fato nos solos que se cicatrizam ou relaxam após a instalação o comportamento da estaca será variável em cada idade como pode ser comprovado pela realização de ensaios ao longo do tempo.

Existem diferentes metodologias de ensaio de carregamento estático conduzindo aos diferentes tipos de prova de carga estática. Aborda-se apenas as metodologias de ensaio estático correntes

2.2 Metodologia de ensaio de carregamento estático

2.2.1 Ensaio de carregamento em um único ciclo de carga e descarga

No ensaio de carregamento estático em um único ciclo de carga e descarga, a carga Q é aplicada em n incrementos finitos ΔQ que demandam um certo tempo de aplicação Δt tratando-se de mera aproximação do ideal de carga estática. Assim no estágio de carregamento i quando o operador aciona a bomba, incrementa a pressão sobre a área do pistão do macaco hidráulico, que reage contra o sistema de reação. O sistema de reação *impede a liberação da energia de deformação acumulada* no sistema e ao incremento de carga ΔQ corresponde um incremento ΔV de energia de deformação e um incremento Δs de deslocamento do ponto de aplicação da carga. O tempo de estabilização do recalque em cada estágio vai depender do valor da carga e das propriedades reológicas dos materiais da estaca e do maciço de solos. A velocidade de aplicação da carga é baixa e pode-se considerar que o estado de equilíbrio é estático.

A reação R do maciço é igual e de sentido oposto à ação exercida pela força Q resultante da pressão aplicada vezes a área do pistão. À carga máxima Q do ciclo corresponde um recalque s , deslocamento este referenciado à posição do topo da estaca no início do ensaio e uma energia total de deformação V .

A fig. 2.1 apresenta a forma da curva carga - recalque e os principais valores obtidos no ensaio: a carga aplicada Q e o recalque s correspondente. Ressalte-se que

FIGURA 2.1 Curva carga - recalque no ensaio de carregamento estático.

o trecho da curva de carregamento OB representa a *trajetória do deslocamento* do topo da estaca durante a fase de carga, em incrementos ΔQ até a carga máxima aplicada Q . No final do carregamento (ponto B) o sistema acumulou a *energia de deformação total* V correspondente à área OBDCO sob a curva carga - recalque, porque o topo da estaca impede a liberação desta energia ou seja mantém aplicada a carga Q . O ensaio de carregamento em um único ciclo de carga Q é na verdade um ensaio de carregamento em *estágios* de carga crescente com incrementos de carga ΔQ onde a carga é mantida sem descarga no fim de cada estágio. Nada impede que a carga Q seja alcançada em um incremento de carga $\Delta Q = Q$, caso em que o ponto I da curva corresponde à origem ($Qi=0$) e o sistema de aplicação da carga é adequado.

Assim a carga Q no final $n^{\text{ésimo}}$ incremento de carga ΔQ vale:

$$Q = \sum_{i=1}^n \Delta Q \quad (2.1)$$

O recalque s no final $n^{\text{ésimo}}$ incremento de carga Δs vale:

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta s \quad (2.2)$$

A energia total acumulada V após o $n^{\text{ésimo}}$ incremento de energia ΔV vale:

$$V = \sum_{i=1}^n \Delta V \quad (2.3)$$

Após a descarga representada pelo trecho BC, parte da energia total acumulada V se transforma em *trabalho* W_q realizado na penetração permanente s_p (correspondente à área OBCO) e parte em *energia de deformação elástica* V_e (correspondente à área BDCB), recuperada sob a forma de recalque elástico s_e . A parcela de penetração permanente s_p depende da magnitude da carga aplicada. A rigor esta penetração aumenta o comprimento cravado e muda as condições iniciais do sistema. Na prática considera-se que esta mudança *não é significativa* nem altera o comportamento da estaca, a menos que o bulbo de pressões passe a influenciar uma camada inferior, ou que a ponta da estaca penetre em outra camada de solo. No caso de estaca cravada estas mudanças são detectadas pela mudança do comportamento durante a cravação.

A área OJBO, complemento da área OBDCO, sobre a curva carga - recalque, corresponde à *energia de deformação complementar V_c* .

Os métodos de ensaio usados na execução da prova de carga estática e as interpretações dos resultados encontram-se em FELLENIUS (1980), GODOY (1983) e em MILITITSKY (1991). Todos se referem aos seguintes ensaios:

- a) carregamento lento de carga mantida *SM* ou *SML* (*Slow Maintained Load Test*);
- b) carregamento rápido de carga mantida *QM* ou *QML* (*Quick Maintained Load Test*);
- c) carregamento sob velocidade constante de penetração *CRP* (*Constant Rate of Penetration*) e.
- d) carregamento cíclico *CLT* ou *SCT* (*Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test*).

Na modalidade de carregamento lento de carga mantida este ensaio é efetuado em estágios de carga crescentes, de incrementos iguais, mantendo-se em cada estágio, a carga constante até a estabilização do recalque. No Brasil este ensaio é normalizado na NBR 12131.

Na modalidade de carregamento rápido de carga mantida este ensaio é efetuado em 30 a 40 estágios de carga crescentes, em incrementos iguais, mantidos por 5 a 15 minutos por estágio de carregamento. Este procedimento é também aceito pela atual NBR 12131, sendo especialmente recomendado para a determinação da carga última.

Na modalidade de carregamento sob velocidade constante de penetração a estaca é forçada a se deslocar penetrando no solo a uma velocidade constante, da ordem de 0,5 mm/min, medindo-se a carga e o recalque a cada 2 minutos. Este teste foi introduzido por WHITAKER & COOKE (1961) e constitui um ensaio de penetração contínua que usa a estaca como um penetrômetro de grandes dimensões.

Em todos estes ensaios o comportamento da fundação é expresso por uma curva carga - recalque, onde os deslocamentos para carregamentos crescentes são sempre referenciados à posição do topo da estaca no início da aplicação da carga.

2.2.2 Ensaio de carregamento com vários ciclos de carga e descarga

O ensaio de carregamento com vários ciclos de carga e descarga é denominado prova de carga cíclica. Em geral o carregamento cíclico é crescente podendo-se ou não aguardar a estabilização do recalque antes de se proceder a descarga em cada ciclo. Autores como WEELE (1957) recomendam a utilização do ensaio de carregamento cíclico como ferramenta que permite separar as parcelas de atrito lateral e de ponta e não para a determinação da carga última de estacas. Esta abordagem mostra que este autor considera como não significativas as mudanças que ocorrem, de um ciclo para outro, para a finalidade de separação das parcelas de resistência de atrito e ponta.

Para ilustrar um caso típico de ensaio de carregamento com vários ciclos de carga e descarga considere-se o caso de uma prova de carga cíclica em três ciclos de carga e descarga.

A figura 2.2 apresenta a curva carga - recalque do ciclo de carregamento 1.

FIGURA 2.2 Curva carga - recalque do ciclo de carregamento 1.

Ao ponto E da curva corresponde a carga Q_1 , o recalque s_1 e a energia de deformação total V_1 representada pela área OEAO e a energia de deformação complementar V_{c1} representada pela área OJ₁EO. Após a descarga a curva apresenta um recalque permanente s_{p1} indicado pelo ponto 1.

A figura 2.3 apresenta a curva carga - recalque do ciclo de carregamento 2. Ao ponto F da curva corresponde a carga Q_2 , o recalque s_2 , a energia de deformação V_2 representada pela área OE₂FBO e a energia de deformação complementar V_{c2} representada pela área OJ₂FEO. Após a descarga a curva apresenta um recalque permanente s_{p2} indicado pelo ponto 2. Não tendo ocorrido mudança nas condições

iniciais o trecho OE da curva de carregamento 2 coincide com a curva de carregamento 1 pois a área OEAO é igual à energia de deformação V_1 da fig. 2.2.

FIGURA 2.3 Curva carga - recalque do ciclo de carregamento 2.

A figura 2.4 apresenta a curva carga - recalque do ciclo de carregamento 3. Ao ponto G da curva corresponde a carga Q_3 , o recalque s_3 , a energia de deformação V_3 representada pela área OFGCO e a energia de deformação complementar V_{c3} representada pela área OJ₃GFO. Após a descarga a curva apresenta um recalque permanente s_{p3} indicado pelo ponto 3. Não tendo ocorrido mudança nas condições iniciais o trecho OF da curva de carregamento 3 coincide com a curva de carregamento 2 pois a área OFBO é igual à energia de deformação V_2 da fig. 2.3.

FIGURA 2.4 Curva carga - recalque do ciclo de carregamento 3.

A fig. 2.5 apresenta a curva carga - recalque OEFG obtida nesta prova de carga cíclica crescente. O procedimento normal para o traçado da curva carga -

recalque deste ensaio cíclico é considerar como origem a posição do topo da estaca no início do primeiro ciclo de carregamento. Os pontos de cada curva dos três ciclos são obtidos tomando-se uma origem variável em cada ciclo de carga – descarga, correspondente ao recalque permanente acumulado nos ciclos anteriores.

FIGURA 2.5 Prova de carga cíclica crescente: origem variável.

O resultado da prova de carga cíclica é representado pela curva traçada pelos pontos O , E , F e G . Assim a envoltória $O-E-F-G$ da fig. 2.5 expressa apenas a *história do carregamento* cíclico pois, em termos de energia de deformação do sistema, cada ciclo carga - descarga é *independente* do anterior e poderia ser representado de forma independente. Por outro lado, nesta curva, a área $O-E-F-G-C-O$ não representa a energia de deformação total acumulada nos três ciclos de carregamento.

No carregamento cíclico com vários ciclos de carga e descarga, a forma de apresentação da fig. 2.6 é mais correta do ponto de vista de energia de deformação. De fato não ocorrendo mudança significativa da condição inicial do sistema, após cada ciclo de carga e descarga, as curvas dos carregamentos 1, 2 e 3 podem ser referidas à mesma origem O como mostra a fig. 2.6. A energia total de deformação V_1 acumulada no carregamento 1 corresponde à área $O-E-A-O$. A energia de deformação total V_2 do carregamento 2 corresponde à área $O-F-B-O$ e a energia total V_3 do carregamento 3 à área $O-G-C-O$. Como se supõe que o sistema volta ao estado original após cada descarga, para se passar do ponto E para o ponto G , correspondente ao carregamento Q_3 , passa-se pelo ponto F . As áreas $A-E-F-B-A$ e

BFGCB correspondem aos acréscimos de energia acumulados no trajeto EF e FG. A curva envoltória OEFG coincide com a curva OG do carregamento 3. A área OJ₃GFE é igual à energia de deformação complementar V_{c3} do carregamento 3.

FIGURA 2.6 Prova de carga cíclica crescente: origem única.

Portanto, se não ocorrer mudanças na condição inicial de cada ciclo, a curva do carregamento de maior energia de deformação e de maior energia de deformação complementar contém as curvas de carregamento dos ciclos de menor energia e tudo se passa como no ensaio de um só ciclo, com vários incrementos de carga ΔQ de valores Q_1 , $(Q_2 - Q_1)$, $(Q_3 - Q_2)$, etc., que atendem às expressões 2.1, 2.2 e 2.3.

O ponto comum destas metodologias de ensaio de carregamento estático, em um único ou vários ciclos de carga e descarga, é o fato do carregamento ser aplicado de forma *crescente* e ser representado em uma curva que relaciona a carga aplicada com o recalque correspondente.

Conclui-se que no ensaio de carregamento estático com vários ciclos de carga e descarga, não havendo mudança nas condições iniciais de cada ciclo do ensaio (caso de estacas cravadas), é mais correto, do ponto de vista de energia de deformação (total ou complementar), adotar-se a origem única para representar a curva carga - recalque do ensaio. Neste caso a curva carga - recalque do ciclo de maior carregamento é a envoltória das curvas carga - recalque dos ciclos de carga de menor carga.

2.3 Carga última na prova de carga estática

O comportamento de uma estaca na prova de carga estática é normalmente representado pela curva carga - recalque, desde a carga zero até a carga de ruptura do elo mais fraco do sistema, que pode ser o maciço de solos ou o elemento estrutural que constitui o fuste. Em geral, o solo é o elo mais fraco.

A determinação da carga estática última exige um sistema de reação adequado para levar o sistema à ruptura. O número de casos de ensaios em que se leva a estaca até a situação de ruptura é pequeno. PINTO et al. (1974) enfatizam a dificuldade de se interpretar as provas de carga de estacas ensaiadas até 1,5 vezes a carga de trabalho, sem romper, situação inadequada em uma época em que o coeficiente de segurança era igual a dois. MASSAD (1994a e 1994b) trata da representação matemática da forma da curva carga - recalque de estacas verticais e da extrapolação destes testes não levados até a ruptura incluindo as curvas exponencial de Van der VEEN (1953), a hipérbole de KEE (1970) e a parábola de MASSAD (1991).

A própria definição de carga última é tema controvertido talvez porque só considere as variáveis carga e recalque na sua definição.

2.3.1 Formas da curva carga - deslocamento

A fig. 2.7 apresenta o modelo ideal de curva carga - recalque no caso onde todos materiais do sistema estaca - maciço de solos apresentam comportamento

FIGURA 2.7 Modelo ideal de curva carga - deslocamento elástico - plástico.

reológico elástico - perfeitamente plástico. A trajetória da curva de carregamento OA é linear até o ponto A, onde ao deslocamento s_u corresponde a carga última Q_u . A partir deste ponto esgota-se a capacidade de reação do sistema e a curva de carregamento é descrita pela reta AB assíntota vertical à curva carga - recalque. O deslocamento s_p , sob ação da carga constante igual a Q_u , é permanente. Se o sistema for descarregado no ponto B a trajetória da curva de descarregamento é BC e a energia total de deformação V (área $OABDO$) transforma-se em trabalho W_q (área $OABCO$) e em energia de deformação elástica V_e (área $BDCB$). A energia de deformação complementar máxima V_{cu} corresponde à área $OJAO$. Portanto no modelo ideal onde todos os materiais tem comportamento elástico perfeitamente plástico a energia de deformação elástica V_e é igual à energia de deformação complementar máxima V_{cu} .

A fig. 2.8 apresenta uma curva carga - recalque típica onde se verifica um trecho OE aproximadamente linear, seguido do trecho EF de curvatura variada devido ao comportamento não linear, função da geometria da estaca, das propriedades reológicas dos materiais e da proximidade da superfície indeslocável, para as condições de carga aplicada.

FIGURA 2.8 Curva carga - recalque real.

O ponto A determina a carga limite Q_l de IMPE (1991) correspondente ao recalque limite s_l . A carga Q_u correspondente ao trecho FB pode ser considerado sobre a assíntota vertical à curva carga - recalque. Se o sistema for descarregado no ponto B a trajetória da curva de descarregamento é BC e a energia total de

deformação V (área OABDO) transforma-se em trabalho W_q (área OABCO) e em energia de deformação elástica V_e (área BDCB). A energia de deformação complementar V_{cu} corresponde à área OJBFAEO.

A figura 2.9 apresenta a curva carga - recalque típica de estaca de atrito em solo argiloso. Neste caso a curva de carregamento apresenta um trecho OF aproximadamente linear até o ponto F, onde ocorre um pico de carga máxima mobilizada Q_{pic} para o recalque s_{pic} , a partir do qual ocorre uma redução de resistência por atrito lateral, com diminuição da carga mobilizada que se estabiliza no valor da carga Q_u sobre a assíntota vertical AB da curva carga - recalque.

FIGURA 2.9 Curva carga - recalque estaca de atrito em solo argiloso.

Se o sistema for descarregado no ponto F a trajetória da curva de descarregamento é FABC e a energia total de deformação V (área OFABDO) transforma-se em trabalho W_q (área OFABCO) e em energia de deformação elástica V_e (área BDCB). A energia de deformação complementar V_{pic} corresponde à área OJFO. A área FGBAF corresponde à energia elástica devolvida ao sistema devida à redução de atrito igual a $(Q_{pic} - Q_u)$.

A fig. 2.10 apresenta a curva carga - recalque típica de estacas com ponta em solo resistente, nas quais predomina a resistência pela ponta. O trecho inicial OE é quase linear, seguido do trecho EAF de curvatura variada. A partir do ponto F, a trajetória da curva de carregamento FB é uma reta inclinada crescente a cada acréscimo de carga ΔQ . Não havendo caracterização da assíntota vertical à curva carga - recalque adota-se a carga limite Q_l correspondente ao recalque limite s_l . Se o sistema for descarregado no ponto B a trajetória da curva de descarregamento é BCO

e a energia total de deformação V (área OABDO) transforma-se em trabalho W_q (área OABCO) e em energia de deformação elástica V_e (área BDCB). A energia de deformação complementar V_c corresponde à área OJBAO.

FIGURA 2.10 Curva carga - recalque estaca de ponta em solo resistente.

A definição do termo carga última causa discussões porque a curva de carregamento apresenta muitas formas diferentes, algumas das quais apresentadas nas figuras 2.8, 2.9 e 2.10. Verifica-se que diferentes autores adotam diferentes definições de estado limite de ruptura. Por isso REESE (1972) propõe o abandono deste conceito e a adoção da *forma* da curva carga - recalque como melhor parâmetro de medida do comportamento de uma estaca.

2.3.2 Definição de carga última a partir da curva carga - deslocamento

A carga aplicada é equilibrada pela reação do solo cujo valor é representado pela capacidade de carga. A determinação da carga última ou de ruptura do maciço é feita a partir da curva carga - recalque obtida na prova de carga estática. Para uma dada curva de carregamento a carga última Q_u depende do modo como este valor é definido. Na prática, determina-se a carga última para uma limitação do valor, natureza ou taxa de variação do recalque, originando um deslocamento de valor finito na definição desta carga.

Assim, de acordo com VESIC (1975), esta carga é determinada:

- 1) limitando-se o recalque total, absoluto ou relativo;
- 2) limitando-se o recalque permanente;

- 3) limitando-se a relação recalque permanente/recalque elástico;
- 4) pela relação máxima entre o incremento de recalque elástico para o incremento de recalque permanente;
- 5) limitando-se a relação recalque/carga, total ou incremental;
- 6) limitando-se a relação recalque permanente/carga, total ou incremental;
- 7) pela relação máxima entre o incremento de recalque/incremento de carga;
- 8) pela máxima curvatura da curva $\log(\text{recalque})/\log(\text{carga})$;
- 9) pelo postulado de Van der VEEN (1953).

De acordo com VEEN a curva carga - recalque é definida pela expressão:

$$Q = Q_u (1 - \exp^{-\alpha s}) \quad (2.4)$$

onde s = deslocamento correspondente à carga aplicada Q ;

Q_u = carga última correspondente à assíntota vertical da curva;

α = coeficiente que define a curvatura da curva.

Van IMPE (1991) define apenas três tipos de carga de ruptura:

- a) a carga de ruptura física do solo, correspondente à condição:

$$\frac{\Delta s}{\Delta Q} = \infty \quad (2.5)$$

onde Δs = acréscimo de deslocamento provocado pelo acréscimo de carga ΔQ .

Portanto a carga de ruptura física implica a ocorrência de recalque infinito ou seja a disponibilidade infinita de energia de deformação.

- b) a carga de ruptura convencional, correspondente à condição:

$$\frac{s_0}{B} = 10 \% \quad (2.6)$$

onde s_0 = deslocamento que define a carga de ruptura convencional.

B = diâmetro ou lado da estaca cravada e,

- c) a carga limite Q_l , correspondente à condição :

$$\frac{s_l}{B} = 2,5\% \quad (2.7)$$

onde s_l = deslocamento limite que define a carga limite Q_l .

recalque s provocado pela carga Q e a área OAEQ corresponde à energia total de deformação acumulada pelo sistema até o ponto A. Verifica-se que o acréscimo de carga ΔQ provoca o acréscimo de deslocamento Δs enquanto a curva descreve o trajeto AB. A figura mostra que nas imediações da ruptura física ao acréscimo de carga ΔQ corresponde um acréscimo de energia de deformação ΔV (área ABDEA), que tende para o infinito. Portanto a carga Q_u corresponde à carga última sobre a reta JB assíntota vertical da curva carga - deslocamento.

Admitindo-se que a curva carga - recalque da figura 2.11 corresponde à expressão (2.4) de Van der VEEN, pode-se obter o valor da energia de deformação V acumulada no trajeto OA correspondente ao recalque s , pela expressão:

$$V = Q_u \left[s - \frac{(1 - \exp^{-\alpha s})}{\alpha} \right] \quad (2.11)$$

Verifica-se que no limite $s \rightarrow \infty$ resulta $V \rightarrow \infty$, ou seja para um recalque infinito a energia de deformação é infinita, situação inatingível na prática e, portanto, não adequada para fins de engenharia.

A figura 2.11 mostra que o funcional *energia complementar* V_c representada pela área OFAO, complementar à área OAEQ correspondente à energia de deformação V acumulada no trajeto OA, vale:

$$V_c = Q \cdot s - V \quad (2.12)$$

Considerando-se as expressões (2.4) e (2.11) resulta:

$$V_c = \frac{Q_u}{\alpha} \left[1 - (1 + \alpha s) \cdot \exp^{-\alpha s} \right] \quad (2.13)$$

No limite $s \rightarrow \infty$, a energia complementar tende para o valor constante:

$$V_{cu} = \frac{Q_u}{\alpha} \quad (2.13)$$

Verifica-se que a energia complementar V_c tende para um valor constante V_{cu} quando a energia de deformação total V e o recalque s tendem para o *infinito* e pode ser utilizado como *novo parâmetro de valor finito* para definir a carga última ou de ruptura Q_u . De modo geral a função Q atinge um máximo ou um mínimo quando o funcional energia complementar V_c atende à seguinte condição:

$$\frac{\partial V_c}{\partial Q} = 0 \quad (2.14)$$

No caso da prova de carga estática, onde não se mede nem se calcula a energia de deformação a partir da curva carga - recalque, esta vantagem não é tão evidente quanto no ensaio de carregamento dinâmico.

A definição da carga última na prova de carga estática depende apenas das variáveis recalque e carga porque no ensaio de carregamento estático tradicional só se medem estes valores, salvo os casos de prova de carga especialmente instrumentadas que permitem separar as parcelas resistentes de atrito e ponta. Cumpre observar que nos problemas complexos envolvendo muitas variáveis é importante identificar as que comandam o fenômeno estudado e as que traduzem o comportamento observado. Na prova de carga estática em que se medem apenas a carga Q e o recalque s , a energia de deformação imposta ao sistema é uma terceira variável de grande valia na definição da carga de ruptura do sistema estaca - solo.

2.4 Conclusões

No ensaio de carregamento estático atinge-se o valor Q em estágios de carga crescentes que provocam acúmulo de energia de deformação no sistema estaca - solo, resultando no deslocamento crescente do ponto de aplicação da carga. Estes deslocamentos são referidos ao topo da estaca que se mantém continuamente pressionado contra o sistema de reação da prova de carga. Deste ensaio resulta a curva carga - deslocamento da prova de carga.

A reação ou resistência do solo é numericamente igual à carga aplicada e a área sob a curva ($Q - s$) é numericamente igual à energia de deformação acumulada pelo sistema estaca - maciço de solos.

A condição de ruptura física do sistema estaca - solo relaciona-se com o carregamento denominado *carga última ou de ruptura* Q_u para o qual um acréscimo infinitesimal de carga ocasiona um acréscimo de deslocamento infinito, implicando um acréscimo de energia de deformação infinito.

Por outro lado esta mesma definição corresponde à carga sobre a reta assíntota vertical à curva de carregamento. A polêmica sobre o conceito de carga última talvez seja causada pelo duplo sentido que a definição implica. Nas curvas que satisfazem à expressão de Van der VEEN a carga última Q_u é melhor caracterizada pela energia complementar V_c , que tende para o valor constante (Q_u/α) quando a energia de deformação tende para o infinito. Esta expressão demonstra também que a carga última se relaciona diretamente com a *forma* da curva carga - deslocamento representada pelo valor α .

Considerando o princípio da ação e reação pode-se também dizer que o sistema estaca - solo atinge a ruptura quando se esgota a capacidade de carga última R_u (resistência máxima que o sistema pode oferecer) devido:

- a) à resistência última do elemento estrutural ou,
- b) à capacidade de carga última das camadas de solo.

A prova de carga estática cíclica não é usada para determinar a carga última de estacas por não representar o modo usual de carregamento das obras prediais correntes, nas quais a carga cresce até atingir o valor final de trabalho e se mantém mais ou menos constante após a construção. Cada carregamento do ensaio cíclico é independente do anterior e o traçado da curva carga - deslocamento, partindo de uma origem única para contagem dos recalques, representa melhor o comportamento do sistema do ponto de vista de energia de deformação.

Considera-se que a energia de deformação complementar é o terceiro parâmetro que caracteriza a carga última sem os inconvenientes da definição de ruptura física que exige deslocamento ou energia de deformação infinitos. De fato, a energia de deformação complementar pode ser avaliada no ensaio de carregamento crescente pelas expressões (2.12) ou (2.13) e, a análise de sua variação com o carregamento, permite saber quão próximo se encontra a ruptura, uma vez que a *taxa de variação* deste parâmetro se anula quando a capacidade de reação ou resistência do sistema atinge um extremante.

Esta vantagem torna-se patente no caso do ensaio de carregamento dinâmico de energia cinética crescente, em que a medida desta energia faz parte da rotina do ensaio, como será visto nos capítulos que se seguem.

3 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DE ENERGIA CONSTANTE

3.1 Revisão bibliográfica

Esta revisão limita-se a enfocar a variada forma de definição dos parâmetros para o cálculo da capacidade de carga estática R de uma estaca cravada, que **se supõe igual** à capacidade de carga estática última R_u , no ensaio de carregamento cíclico dinâmico de energia constante. O dado básico para a análise de um ciclo de carregamento é a curva ($R-D$) de carga - penetração devido ao impacto do martelo de peso W caindo de uma altura constante H .

Nesta revisão o termo capacidade de carga R deve ser entendido como a *suposta* capacidade de carga estática última R_u do modelo de cálculo do autor citado e cuja definição se encontra no próprio comentário do texto.

No passado esta capacidade de carga estática era calculada pelo modelo da tradicional fórmula dinâmica de cravação, hoje usada apenas como um meio de se verificar a homogeneidade do estaqueamento.

Na atual modalidade de aplicação do carregamento dinâmico com impactos de energia constante a capacidade de carga estática R é calculada a partir da interpretação dos sinais medidos durante a aplicação destes impactos com o modelo de impacto da teoria da propagação da onda.

3.1.1 Modelo da fórmula dinâmica de cravação.

Na primeira fase histórica (1820-1950), a capacidade de carga estática para a ação de um impacto, da série de impactos de energia constante, era calculada com o modelo das fórmulas dinâmicas de cravação, baseadas no impacto Newtoniano, no princípio da conservação da energia e na hipótese de mobilização instantânea da

capacidade de resistência do solo ao longo da estaca. A definição de capacidade de carga estática nem sempre era claramente exposta pelo autor da fórmula e o dado básico a ser medido no impacto era a nega. As fórmulas ditas completas exigiam ainda a medida das compressões elásticas temporárias do sistema de amortecimento, da estaca e do solo sob a estaca, para a avaliação das perdas de energia elástica. Como é do conhecimento geral do meio técnico de fundações, foi enorme a quantidade de fórmulas dinâmicas usadas até a década de 1950.

Deve-se a WEISBACH (1820), conforme citação de WHITAKER e BULLEN (1981), a primeira fórmula dinâmica da história, baseada em certas considerações fundamentais de energia. Com a notação de CHELLIS (1951) esta fórmula se escreve:

$$R = \frac{S.AE}{l} + \sqrt{\left[\frac{2WHAE}{l} + \left(\frac{S.AE}{l} \right)^2 \right]} \quad (3.1)$$

onde R = carga de ruptura das fórmulas estáticas teóricas clássicas;

S = nega final da estaca, média dos cinco últimos impactos para martelos de queda livre;

A = área média da seção transversal;

l = comprimento da estaca contado do topo até a profundidade do centro de resistência à cravação;

A fórmula de SANDERS é de 1851 e aplica-se às estacas de madeira com um coeficiente de segurança igual a 8:

$$R = \frac{W.H}{S} \quad (3.2)$$

onde R = resistência oferecida pelo solo;

S = penetração permanente da estaca.

RANKINE (1856) define a capacidade de carga estática de sua fórmula clássica como a maior carga que a estaca suportará sem afundar indefinidamente. Recomenda coeficientes de segurança de 3 a 10 para o afundamento no solo e 10 para a ruptura estrutural (estacas de madeira).

A fórmula de RANKINE se escreve:

$$R = \sqrt{\left(\frac{4.E.A.W.H}{L} + \frac{4.E^2.A^2.S^2}{L^2} \right)} - \frac{2.E.A.S}{L} \quad (3.3)$$

onde R = maior carga que a estaca suporta sem afundar indefinidamente.

L = comprimento da estaca;

S = profundidade que a estaca penetra no último golpe.

TERZAGHI (1943) examina a possibilidade de determinação da capacidade de carga estática de uma estaca sob ação de um impacto, por meio das fórmulas dinâmicas, a partir da curva resistência mobilizada - penetração da estaca apresentada por CUMMINGS (1940).

Por analogia com a curva de resistência à penetração sob ação de carga estática, concluiu que o termo '*resistência dinâmica à penetração*' não tem sentido definido a menos que seja aplicado à '*resistência final*' representada pela carga correspondente à assíntota vertical da curva de penetração. Esta é a condição fundamental e necessária para que um único impacto do martelo leve o sistema estaca - solo à condição de ruptura.

KERISEL (1948) comenta sobre a possibilidade de dedução da capacidade de carga estática a partir da penetração obtida na cravação e observa que, por não se medir a dissipação de energia do choque, qualquer fórmula dinâmica só pode ser checada por comparação com outras fórmulas ou pela prova de carga estática direta. Não definiu o que denominou de capacidade de carga.

CHELLIS (1951) define a capacidade de carga da fórmula dinâmica como a resistência última que ela apresenta na cravação. Aparentemente esta carga corresponderia à carga de ruptura dada pelas tradicionais fórmulas estáticas teóricas de capacidade de carga.

COSTA NUNES (1956) denomina a capacidade de carga da fórmula dinâmica simplesmente resistência dinâmica R , sem definir seu significado. Argumenta que as fórmulas dinâmicas de sua época, aplicadas a um impacto, podem ser postas sob a forma geral:

$$eWH = \int_s R.dS + \int_s dV \quad (3.4)$$

onde, e = eficiência do golpe do martelo;

R = resistência dinâmica;

dS = incremento infinitesimal de penetração permanente;

dV = incremento infinitesimal de perda de energia.

A fórmula (3.4) mostra que esta resistência dinâmica R se desenvolve durante a penetração compreendida entre (S) e $(S + dS)$ onde dV é o incremento de perda de energia correspondente ao incremento infinitesimal de penetração permanente. COSTA NUNES conclui que as fórmulas dinâmicas carecem de sentido prático porque não se sabe o valor da nega S que corresponde ao valor da resistência R "característica" da estaca.

SORENSEN e HANSEN (1957) adimensionalizam as parcelas que compõem as fórmulas de EYTELWEIN, JANBU e HILEY. A partir da comparação com os resultados de 78 provas de carga estáticas, propõem uma nova fórmula hoje conhecida como fórmula Dinamarquesa. Esta nova fórmula despreza a resistência de atrito lateral e supõe um comportamento elasto-plástico para o solo na base da estaca. Os materiais da estaca e do sistema de amortecimento são supostos elásticos e as forças de inércia na massa de solo e perdas de energia outras que não a do solo são desprezadas. Na análise adotam a definição de ruptura correspondente à carga estática que conduz ao recalque total de 10% do diâmetro da estaca.

A questão da unicidade do valor da capacidade de carga estática calculada pela fórmula dinâmica é exposta de forma concisa em BULLEN (1959) que postulou:

- a) *"The calculated bearing capacity of the pile must be constant whatever hammer, hammer-drop, or other variable test is applied to the pile";*
- b) *"The calculated bearing capacity of the pile must be equal to the measured bearing capacity of the pile within the limits of experimental error".*

BULLEN adota a definição de carga de ruptura convencional de TERZAGHI (1943). Suas corretas premissas mostram o alto grau de percepção do problema e

sintetizam o estado da arte nos anos finais de aplicação intensiva das fórmulas dinâmicas de cravação. Sua fórmula de cálculo da resistência de ponta é coerente com seu questionamento, fornece o mesmo valor de resistência para impactos de energia crescente que provocam a condição $S \geq 0$ e pode ser considerada a fórmula dinâmica mais coerente com a definição de ruptura adotada.

WHITAKER e BULLEN (1981) apresentam as fórmulas de WELLINGTON de 1898, mais conhecida como fórmula do Engineering News Record (*ENR*), e de HILLEY, largamente utilizadas na primeira metade do século XX. Com formato simplificado a fórmula do ENR se escreve:

$$R = \frac{W \cdot H}{S + C} \quad (3.5)$$

onde R = resistência;

S = nega final por impacto;

C = constante

A fórmula de HILLEY reduz-se a:

$$R = \frac{W \cdot H \cdot \eta}{S + C} + W + P \quad (3.6)$$

onde W = peso do martelo;

P = peso da estaca;

$$C = (C_1 + C_2 + C_3) \quad (3.7)$$

onde C_1 = compressão temporária do sistema de amortecimento;

C_2 = compressão temporária da estaca;

C_3 = compressão temporária do solo sob a estaca (ou *quake* da ponta);

$$\eta = \frac{(W + r^2 P)}{(W + P)} \quad (3.8)$$

onde r = coeficiente de restituição.

Os mesmos autores sugerem que o valor R deva ser comparado com a definição de carga de ruptura da Norma Inglesa CP4 correspondente à carga que conduz ao recalque de 10% do diâmetro da estaca.

3.1.2 Modelo da equação de propagação da onda unidimensional.

A solução da clássica equação de propagação da onda longitudinal leva a uma família de curvas, relacionando os deslocamentos no tempo, ao longo das seções transversais da estaca. A nega S , ou seja, a parcela de penetração permanente da estaca no solo, é igual ao deslocamento ao final do impacto, da seção da base da estaca. Adicionalmente, podem ser obtidas as curvas de velocidade, força, resistência estática e outras variáveis, em qualquer instante após o início do impacto, ao longo das seções da estaca.

LOWERY et al. (1968, 1969) do *Texas A&M University* pesquisaram o problema da cravação de estacas desenvolvendo um programa computacional baseado na solução de SMITH (1960) da equação da onda. Na comparação entre resultados obtidos com a teoria da equação da onda e com diversas fórmulas dinâmicas, referem-se ao termo capacidade de carga prevista pela fórmula dinâmica e resistência à penetração fornecida pela teoria da equação da onda.

GOBLE e seus colaboradores (1975) foram pioneiros no desenvolvimento da tecnologia de monitoração da cravação de estacas. O êxito da tecnologia de monitoração do impacto e de outras tecnologias envolvendo a aplicação da teoria da equação da onda, pode ser medido pelo enorme volume de artigos apresentados nas cinco Conferências Internacionais sobre a aplicação da equação da onda em estacas, realizadas em 1980, 1984, 1988, 1992 e 1996. A carga de ruptura, inferida a partir de um impacto de energia conhecida e medida pelo sistema *PDA* corresponde à carga limite de DAVISSON (1973), sendo aceita sem grandes restrições por ser conservadora quando comparada com a carga de ruptura física.

GOBLE et al. (1981) afirmavam que os métodos analíticos e experimentais, baseado na interpretação de um impacto pela teoria da equação da onda, foram desenvolvidos para responder uma ou mais das seguintes questões:

- a) Qual a capacidade de carga estática da estaca sendo conhecidas as observações obtidas durante a cravação ?
- b) Conhecida a completa descrição da estaca, solo e propriedades do martelo, pode-se prever se uma estaca é passível de ser cravada (cravabilidade) ?

- c) A estaca encontra-se estruturalmente íntegra (integridade) ?
- d) Que tensões se desenvolvem na estaca durante a cravação ?
- e) Qual a eficiência do sistema de cravação ?

Verifica-se que a capacidade de carga estática inferida pelo método *CASE* e *CAPWAP* são comparáveis aos valores de carga de ruptura obtidos com o procedimento de *DAVISSON* conforme *PECK et al. (1974)*. O programa *CAPWAP* também simula a curva de penetração da prova de carga estática para diversos níveis de carga na ponta da estaca a partir da instrumentação de um impacto.

CHENG, S. S. M. & AHMAD, S. A. (1988) comparam resultados de provas de carga estáticas e dinâmicas interpretadas pelo critério de *DAVISSON* e concluem que o impacto deve produzir uma penetração permanente no solo da ordem de 2 mm para aplicação do método. Se a penetração for menor a análise dinâmica poderia subestimar a capacidade de carga da estaca. Ressaltam que o critério de *DAVISSON* pode ou não ser conservador dependendo da forma da curva carga - recalque da estaca e do solo.

BROMS e CHOO (1988) apresentam uma espécie de fórmula dinâmica simplificada que combina a fórmula de *HILEY (1898)* com medidas da energia máxima *ENTHRU* transmitida ao sistema estaca - solo pelo impacto. Esta fórmula se escreve:

$$R = \frac{T}{S + \frac{1}{2}K} \quad (3.9)$$

onde R = carga de ruptura estática do modelo de *SMITH*.

$$T = \int_0^{t_a} F(t) \cdot v(t) \cdot dt \quad (3.10)$$

onde $T = EMX$ = energia líquida que chega ao sistema (*ENTHRU*);

t_a = tempo correspondente à velocidade de partícula igual a zero, que ocorre no instante em que o deslocamento DMX é máximo;

$F(t)$ = força na seção do topo no instante t ;

$v(t)$ = velocidade de partícula da seção do topo no instante t ;

K = repique elástico (parcela elástica do deslocamento máximo do topo).

Os autores frisam que em Singapura faz-se o registro do repique em todas as obras e que a fórmula apresenta uma variação de $\pm 25 \%$ em relação à resistência prevista pelo método de *CAPWAP*. Ressaltam que a força do impacto deve ser suficiente para mobilizar a máxima capacidade de carga da estaca. Quanto à capacidade de carga ao longo do tempo confirmam que o atrito lateral cresce nos solos argilosos moles o que não é de esperar nas areias. A resistência de ponta é afetada pela velocidade do impacto e os solos siltosos apresentam altos valores de pressão neutra.

HORVATH e KILLEAVY (1988) analisam o problema da variabilidade dos resultados do *CAPWAP* com os impactos selecionados para análise. Normalmente a análise *CAPWAP* é efetuada escolhendo-se as medições de somente um ou dois impactos perto do final da cravação ou do início da recravação. Verificaram três estacas com o objetivo específico de produzir um levantamento estatístico da variação natural entre impactos de *igual* energia, de resultados *CAPWAP* de estacas individuais. Concluem que a variação em torno do valor correto é de $\pm 10 \%$ e que esta variação pode ser reduzida a $\pm 5 \%$ se for usado o bom senso do engenheiro.

FUJITA e KUSAKABE (1988) discutem a avaliação da capacidade de carga estática de estacas por meio de ensaios de carregamento dinâmico de energia constante. Seus argumentos se baseiam na revisão de 144 artigos publicados dos quais 53 casos comparam resultados de prova de carga estática e de ensaio dinâmico.

Questionam os seguintes tópicos:

- a) a falta de definição sobre a forma de avaliar a capacidade de carga estática de provas de carga estáticas;
- b) a falta de critério na escolha do impacto a ser analisado que depende da seleção de um conjunto de dados entre os vários obtidos na série de impactos;
- c) os resultados dinâmicos são conservativos.

Consideram que os problemas não resolvidos, relacionados à estimativa da capacidade de carga estática a partir de dados de ensaios dinâmicos de cravação, são:

- a) o tempo entre a cravação e a prova de carga estática;
- b) a metodologia da prova de carga estática;

- c) o método de determinação da capacidade de carga a partir da curva carga - recalque da prova de carga estática;
- d) a comparação entre a penetração dinâmica e o deslocamento estático;
- e) o comportamento da pressão neutra durante e após a cravação.

Citam TAKADA (1987) cujos experimentos evidenciam que o modo de ruptura do solo na base da estaca muda com a magnitude da energia de impacto que chega ao pé da estaca e que a figura de ruptura estática e dinâmica são diferentes. Portanto, dizem, como pode ser possível avaliar a capacidade de carga estática pelo ensaio dinâmico quando a magnitude das deformações no pé da estaca ou o movimento relativo entre a estaca e o solo são tão pequenos ? Concluem que, no presente estágio, a aplicabilidade das análises tipo equação da onda permanece semelhante ao das fórmulas dinâmicas existentes e propõem a coleta de dados mais confiáveis para a reavaliação dos métodos.

SKOV et al. (1988) comparam resultados de estacas instrumentadas interpretadas pelos métodos *CASE* e *CAPWAP* com diversas fórmulas dinâmicas e observam que os diferentes pesquisadores, desafortunadamente, adotam diferentes critérios de ruptura quando usam fórmulas dinâmicas. Concluem que a capacidade de carga estimada pelos métodos de *CASE* e *CAPWAP* é superior pois apresenta desvio padrão de 10 % a 20 % enquanto as fórmulas dinâmicas apresentam desvios padrões superiores a 30 %. Atribuem a diferença a:

- a) dificuldade de medir a nega, para um único impacto, para ser usada na fórmula dinâmica, o que poderia ser resolvido com a técnica de medição com laser;
- b) a não medição da eficiência do martelo ou estimativa incorreta para uso na fórmula dinâmica;
- c) o alto custo das medidas e análises com o método da equação da onda pode ter induzido os usuários a selecionar para publicação apenas os casos de obras com resultados satisfatórios.

AOKI e ALONSO (1989) apresentam a correlação obtida, em 19 provas de carga em estacas de concreto armado centrifugado, submetidas à prova de carga estática tipo *SML* e a prova de carga dinâmica de um único impacto, interpretada por

diferentes métodos baseados em medidas de repique elástico e nos métodos de *CASE* e *CAPWAP*. Concluem que a comparação entre as cargas interpretadas pelo método *CASE* e *CAPWAP* a partir de um impacto, são conservadoras, em média 16 a 20 % a menos, se comparadas com a carga de ruptura estática extrapolada a partir das curvas carga - recalque pelo método de van der VEEN (1957).

De BEER (198) apresenta um estudo crítico sobre a aplicabilidade dos métodos de *CASE* e *CAPWAP* e conclui que estes métodos não permitem prever com precisão o comportamento da estaca sob ação de carregamento estático para deslocamentos da ponta maiores do que aqueles que ocorrem durante o impacto.

Observa que, de fato:

- a) a análise pelo método da equação da onda, durante a cravação da estaca, não permite uma previsão precisa do comportamento da estaca para deformações maiores do que aquelas impostas durante o impacto;
- b) no caso de cravação difícil, o que ocorre geralmente no final da cravação, o deslocamento total (nega + repique) raramente atinge 10% do diâmetro da estaca; a dedução da carga de ruptura convencional de estacas com alta resistência pela ponta será então duvidosa, tal como ocorre com a extrapolação de uma prova de carga estática que termina com pequeno deslocamento;
- c) na maioria dos casos a penetração total (nega + repique) para um impacto, no final da cravação, pode atingir 1 ou 2 % do diâmetro da estaca; assim, no caso de uma estaca onde predomina o atrito, a análise da equação da onda pode fornecer uma boa previsão da carga de ruptura e, no caso em que predomina a resistência pela base, uma boa previsão da carga limite;
- d) deveria sempre ser mencionado o valor da penetração máxima durante o impacto para o qual foi previsto o valor de resistência pelo método dinâmico.

NIYAMA (1991) conceitua que a prova de carga dinâmica é um ensaio em que se aplica um carregamento dinâmico axial de qualquer espécie com o objetivo de obter a estimativa de sua capacidade de carga, pela aplicação da equação da onda durante o processo de cravação ou recravação de uma estaca. Apresenta os

fundamentos básicos, a instrumentação e as metodologias analíticas envolvidas na estimativa de capacidade de carga.

AOKI (1991) opina que a aplicação de um único impacto do martelo para a determinação da capacidade de carga estática última de uma estaca cravada é comparável à tentativa de se determinar a carga estática última a partir de um único ponto da curva carga - recalque da prova de carga estática realizada na mesma estaca.

NIYAMA (1992) apresenta estudos sobre os mecanismos de interação da coluna de solo interno (*bucha*) numa estaca cravada de ponta aberta e sua influência no comportamento destas estacas. A distribuição de resistências principalmente a resistência de ponta é o aspecto central do seu trabalho.

PAIKOWSKY e CHERNAUSKAS (1992) propõem a fórmula simplificada baseada em energia, para a avaliação da capacidade de carga de estacas cravadas:

$$R_t = \frac{T}{S + \frac{(D - S)}{2}} \quad (3.11)$$

onde R_t = resistência máxima;

$$D = \int_0^t v(t).dt \quad (3.12)$$

Segundo os autores a fórmula considera somente as perdas de energia elasto-plástica do sistema estaca-solo e deve ser vista como o máximo valor de resistência possível. A correlação com a carga de ruptura estática é feita pela fórmula:

$$R = K_{sp} \cdot R_t \quad (3.13)$$

onde R = carga de ruptura estática.

K_{sp} = coeficiente de capacidade de carga estática que representa todas as perdas dinâmicas de energia no solo.

Os valores obtidos com estas fórmulas são comparados com resultados de provas de carga estática interpretadas com as definições de carga de ruptura citadas por FELLENIUS (1980).

BERNARDI et al. (1992) abordam os fundamentos básicos do ensaio de

carregamento dinâmico. Os autores reconhecem que este ensaio é apropriado para estacas cravadas embora possa ser realizado em estacas moldadas *in loco* onde é necessário fabricar um sistema para aplicação de impactos capazes de provocar deslocamentos suficientes para mobilizar as resistências.

WEELE (1993) é o autor que apresenta as críticas mais contundentes ao atual estado do conhecimento. Inicialmente se pergunta "o que é capacidade de carga última de uma estaca (*ultimate bearing capacity of a pile*) ?". Mostra que um carregamento estático com reação em estacas de tração ou cargueira conduz a distintos valores de carga de ruptura, fato já observado por TSCHEBOTARIOFF (1957). Comenta ainda que a mesma curva carga-recalque de uma prova de carga estática, mostrada para diferentes especialistas, resultam em diferentes interpretações sobre o valor da carga de ruptura. Apesar disso, diz o autor, a capacidade de carga estática "última" é sempre a base para se calibrar o valor da capacidade de carga dinâmica observada, seja qual for o significado deste termo. Os pesquisadores, acrescenta, querem nos fazer crer que sua definição de capacidade de carga dinâmica está em perfeita harmonia com a capacidade de carga estática. Contudo, completa, ambos os termos não estão definidos e representam para a maioria dos leitores diferentes valores. Sobre a prova de carga dinâmica observa que ela é comparável à cravação de uma estaca por meio de um único golpe, com a diferença que se omite o conjunto de amortecimento e se mede a energia aplicada pelo martelo. Observa que alguns sistemas limitam o teste a um único golpe de grande energia, enquanto outros aplicam uma sucessão de impactos de energia crescente, até que se evidencie que a estaca apresenta um recalque permanente evidente. Finalmente observa que todas as fórmulas dinâmicas de cravação de formato antigo usam, sem exceção, a penetração (permanente) no impacto, enquanto no teste com instrumentação dinâmica este parâmetro não é usado na formulação. A razão poderia ser, pelo que ele sabe, da quase impossibilidade de se determinar o deslocamento final da estaca (penetração permanente após o impacto e o repique elástico no final do impacto), a partir das acelerações medidas. A razão de não se usar a nega não pode ser atribuída ao fato de sua pouca importância, comenta com ironia !

3.1.3 Outros aspectos relacionados à capacidade de carga última.

A revisão bibliográfica sobre a aplicação do ensaio de carregamento dinâmico, com impactos de energia constante, com a finalidade de se determinar a carga de ruptura estática de uma estaca, mostra que as dúvidas suplantam, e muito, as certezas. Tal fato se deve às questões não totalmente esclarecidas que antecedem a discussão sobre a aplicabilidade do método de carregamento estático ou dinâmico.

A questão central se relaciona à existência ou não de um valor único (unicidade) de carga de ruptura de uma estaca, principalmente porque a resistência evolui (pouco ou muito) ao longo do tempo após a cravação, ou seja, com a idade da estaca. Esta questão se refere diretamente ao intervalo de tempo durante o qual se pode considerar válida esta unicidade. Por exemplo considere-se uma estaca cravada em argila mole, com 5 minutos de idade, submetida a uma prova de carga estática *QML*, até a ruptura convencional: por quanto tempo esta carga de ruptura medida poderá ser considerada imutável? E qual seria a resposta se o mesmo ensaio fosse realizado na mesma estaca, aos 5 anos de idade? Qualquer que seja a resposta verificar-se-á que ela estará diretamente relacionada com o intervalo de tempo que o investigador considera adequado à finalidade do experimento. Portanto não há unicidade de valor ou só se pode falar de unicidade se a considerarmos válida apenas para uma idade da estaca e para um dado intervalo de validade desta unicidade.

Outra questão refere-se a diferença entre o comportamento sob ação de carga estática e dinâmica. HOLEYMAN (1984), SIMONS & RANDOLPH (1985) e NGUYEN (1987) consideram que esta é uma dificuldade suplantável com adequada modelagem geométrica do maciço e modelos reológicos representativos dos materiais que compõem o maciço de solos, sob ação das cargas dinâmicas. Esta adequação faz com que o termo capacidade de carga R deva ser entendido como a *suposta* capacidade de carga estática última R_u do modelo de cálculo de cada autor. Portanto, na prática atual de ensaios de carregamento dinâmico aplicado na determinação da capacidade de carga última deve-se considerar não apenas a múltipla definição do termo carga e capacidade de carga estática última como, também, os diferentes modelos para a análise das forças de inércia e de amortecimento presentes no impacto analisado.

Os usuários do ensaio de energia constante questionam pouco as várias definições de carga de ruptura, ocorrendo uma quase unanimidade na aceitação da carga limite de DAVISSON. Conforme FELLENIUS (1980), a carga limite de DAVISSON corresponde ao recalque que excede a parcela de deformação elástica do elemento estrutural de fundação de um valor igual a $(0,15+D/120)$ polegadas. Comparando-se este valor com a NBR 6122-1996 e a Norma Canadense verifica-se que a carga limite de Davisson é conservadora e muito mais ainda se comparada com a definição de carga de ruptura convencional. Este aparente conservadorismo pode justificar sua grande aceitação no meio técnico internacional.

Quanto à nega a maior parte é devida às deformações plásticas do solo sob a ponta enquanto o repique decorre das deformações elásticas do elemento estrutural e da camada de solo sob a ponta da estaca. A ação de vários impactos de energia constante produz a penetração crescente do elemento estrutural de fundação no maciço de solo, existindo, aparentemente, uma altura de queda mínima a partir da qual a penetração permanente se inicia. A penetração crescente com os vários golpes de energia constante representaria uma condição de ruptura. Por esta razão, no ensaio de carregamento dinâmico com impactos de energia constante, analisa-se apenas um impacto ou a média como é feito no programa denominado *DATPRO*.

CHELLIS (1951) e SMITH (1960) indicam que o máximo valor do deslocamento elástico da ponta (*quake* da ponta) é de 2,5 mm e para estes autores a partir deste valor de *quake*, a carga de ponta mantém-se constante para penetrações crescentes da estaca. Assim, ao final da cravação, a penetração permanente da estaca no solo, para cada impacto, é muito pequena, não correspondendo à condição de ruptura convencional que exige deslocamentos mínimos de 20 a 50 mm para as estacas de dimensões usuais. Portanto a capacidade de carga estática última determinada a partir de fórmulas dinâmicas corresponde apenas à capacidade de carga estática mobilizada para aquele nível de energia aplicada ao sistema estaca - maciço de solos.

A tabela 3.1 resume os valores usuais das negas e encurtamentos no final da cravação, em diversos países, apresentados pelos autores em referência. Verifica-se que a nega no final da cravação é inferior a 2,5 mm por golpe que coincide com a

experiência brasileira. Para este nível de deslocamento a capacidade de carga mobilizada corresponde ao valor da carga limite e não da carga de ruptura.

TABELA 3.1: Negas e encurtamentos no final da cravação.

País	Referência	Nega no final da cravação (mm/golpe)	C_2 , C_3 e limites de variação da nega (mm/golpe)
Suécia	BREDENBERG (1985)	0,5 a 1,8	---
Nigéria	AJAYI (1985)	---	$5 < S < 7$
México	AVELAR-LÓPEZ (1985)	---	$C_3 = 1\text{mm/ml}$
Japão	YOKOYAMA & KUSAKABE (1985)	2,0	$2 < S < 10$
Itália	APPENDINO (1985)	2,5	$2,5 < S < 5$
Índia	KETKAR (1985)	1,6	$1,6 < S < 8$
França	GONIN (1985)	Fórmula dinâmica não vale próximo à nega absoluta.	$C_2 = v_m L / c$ (encurtamento)
Finlândia	SLUNGA (1985)	0,5 a 2,2	---
China	LU (1985)	1,0	$1 < S < 5$
Bélgica	ACACIA et al. (1985)	Nega não fornece dados significativos sobre a carga de ruptura convencional.	$S = 4$ (Kallo)

Verifica-se que a definição de ruptura adotada em SMITH (1960) corresponde a carga limite e não a carga de ruptura convencional. A exceção a esta regra seria o caso de solos que apresentam C_3 (*quake da ponta*) excepcionalmente elevados, podendo atingir valores de até 30 mm.

É importante assinalar que para TERZAGHI (1943) o nível de energia do impacto do martelo sempre provoca grandes deslocamentos. Neste caso a parcela permanente S (nega) é muitas vezes maior que a parcela elástica K (repique) e, portanto, a capacidade de carga calculada pela fórmula dinâmica corresponderia à carga de ruptura convencional.

Esta revisão permite concluir que:

a) a meta básica do ensaio de carregamento dinâmico com impactos de

- energia constante é a determinação da capacidade de carga estática última da estaca;
- b) a terminologia é confusa e os termos carga, capacidade de carga e resistência são usados de modo indiscriminado;
 - c) não existe uma definição única para o termo capacidade de carga estática última ou uma caracterização clara do fenômeno de ruptura do sistema estaca - solo, no ensaio de carregamento dinâmico com impactos de energia constante;
 - d) muitos concordam que o deslocamento usual da estaca durante o impacto não é suficiente para mobilizar a capacidade de reação máxima do solo que corresponde à capacidade de carga última da estaca.
 - e) não se reconhece que o nível de energia aplicada é a variável independente que comanda o fenômeno da ruptura do sistema estaca - solo sob ação do impacto;
 - f) não se reconhece que a idade da estaca ou seja, o intervalo de tempo decorrido entre o instante do final da instalação da estaca no maciço de solos e o instante do ensaio, é uma variável independente;
 - g) não se reconhece que o intervalo de tempo durante o qual se pode considerar válido o valor da capacidade de carga é outra variável independente.

3.2 Resistência do solo desenvolvida durante o impacto do martelo.

O choque ou impacto de um martelo, sobre o conjunto sistema de amortecimento + sistema estaca - maciço de solos, é um tipo de carregamento dinâmico que pode ser tratado como carga transiente ou como carga instantânea, conduzindo a uma modelagem mais ou menos precisa do evento.

A carga é dita *transiente* quando a função carregamento, de valor máximo Q , é aplicada em um certo intervalo de tempo de duração finita Δt . A carga é instantânea quando $\Delta t=0$. A carga é dita *periódica, pulsante ou alternada*, quando esta função é cíclica apresentando elevado número de ciclos. De modo geral o carregamento é dito

dinâmico quando as forças atuantes variam ao longo do tempo.

O esquema do impacto do martelo de queda livre é apresentado na fig. 3.1. O sistema de acionamento levanta o martelo de massa M e peso W até a altura H , sobre o sistema de amortecimento constituído pelo cepo, capacete e coxim.

Sob ação da gravidade g a energia potencial de posição U do martelo, antes da queda do martelo, vale:

$$U = M g H = W H \quad (3.14)$$

Ao liberar o freio do tambor do guincho, o martelo de peso W cai. A queda não é livre pois uma série de resistências se opõem ao movimento: a inércia do tambor e do cabo de suspensão, o atrito do cabo nas roldanas e a resistência do ar.

FIGURA 3.1 Esquema do impacto do martelo de queda livre

A energia cinética T que deveria ser igual a U , ao fim do percurso de altura

H , atinge o sistema de amortecimento reduzido de um valor T_1 representado pela eficiência $e_1 \leq 1$, de modo que:

$$T_1 = e_1 WH \quad (3.15)$$

Esta energia cinética chega ao sistema de amortecimento e a onda de choque gerada, ao se propagar ao longo deste sistema, sofre transformações à medida que a energia se dissipa na forma de energia de vibração sonora, energia térmica (acumulada principalmente no cepo) e energia de deformação elástica no cepo e coxim, que pode ser representado pela eficiência $e_2 \leq 1$. A energia cinética líquida real que chega ao sistema estaca - solo reduz-se ao valor:

$$T = e_1 e_2 WH \quad (3.16)$$

A onda de choque se desloca pela estaca e a energia cinética T se transforma em energia de deformação potencial e em trabalho, à medida que se dissipa pelo maciço de solo, ao longo do tempo Δt de duração do impacto. Na figura 3.1 a resistência máxima mobilizada pelo maciço de solos está representada de forma simplificada pela força R_t . A fórmula dinâmica supõe a mobilização instantânea da resistência total do solo R_t enquanto a teoria clássica da equação da onda longitudinal modela o impacto como carga transiente. Segundo GOBLE et al. (1985), esta forma de tratar o impacto elimina as limitações básicas das fórmulas dinâmicas, tendo sua aplicação facilitada em programas tipo *WEAP (Wave Equation Analysis Program)*. Nesta capítulo considera-se que os termos resistência do solo e capacidade de carga do solo são sinônimos.

Para dirimir a questão das perdas de energia nos sistemas de acionamento e de amortecimento e tentar estabelecer a validade do grande número de fórmulas dinâmicas existentes no final dos anos 50, foi criada a *Michigan State Highway Commission* no início da década de 1960. Esta comissão pesquisou e criou a instrumentação para medir o valor da energia T realmente aplicada sobre o sistema estaca - solo, incógnita maior da fórmula dinâmica, iniciando uma nova etapa na história do desafio de se avaliar a resistência estática do solo com aplicação de

impactos de energia constante. Os relatórios desta comissão foram publicados em 1965. Definiu-se nestas pesquisas que a energia potencial disponível V equivalia à uma energia cinética máxima T denominada *ENTHRU*, considerando-se todas as transformações intermediárias de energia, determinada, na época, pelo somatório:

$$ENTHRU = \sum F \Delta s \quad (3.17)$$

onde F = força média no topo da estaca durante um curto intervalo de tempo, medida em uma célula de carga especialmente projetada e,
 Δs = deslocamento incremental do topo da estaca durante este intervalo de tempo, obtido com transdutores de deslocamento e/ou deduzido a partir de medidas de aceleração.

GOBLE e seus colaboradores (1975) continuaram e deram um cunho prático aos resultados destas pesquisas na Case Western University, num desenvolvimento que resultou nos atuais sistemas especialistas que medem a aceleração e a deformação específica de uma seção próxima ao topo da estaca e determinam a carga de ruptura estática a partir da interpretação destes sinais pela teoria da equação da onda. É interessante observar que, apesar de sofisticado, o equipamento não mede a carga que é obtida com o procedimento de CHELLIS (1951).

Nesta nova tecnologia determina-se a capacidade de carga estática a partir de um impacto representativo de uma série de impactos de energia aproximadamente constante. Assim o equipamento denominado *PDA (Pile Driving Analyzer)* determina a capacidade de carga limite de DAVISSON através dos métodos *CASE* e *CAPWAP*, interpretando os sinais de aceleração e deformação específica medidos durante o impacto.

Ao interpretar o ensaio de carregamento dinâmico de energia constante, o programa *DATPRO* que faz parte do sistema *PDA* e utiliza o método *CASE* para calcular a capacidade de carga estática do solo, considera o valor médio da série de sinais, devido às pequenas variações que ocorrem durante a ação da série de impactos de energia constante. A experiência mostra que os valores do deslocamento dinâmico e da capacidade de carga mobilizada em cada impacto isolado são praticamente iguais mostrando que as condições iniciais de cada impacto são iguais.

A energia cinética transferida para o sistema estaca - solo em um impacto é o valor máximo da função:

$$ENTHRU = \int_{t_1}^{t_2} F(x,t) \cdot v(x,t) \cdot dt \quad (3.18)$$

onde $F(x,t)$ = força na seção x no tempo t .

$v(x,t)$ = velocidade na seção x no tempo t .

$\Delta t = (t_2 - t_1)$ = intervalo de tempo de duração do impacto.

No sistema *PDA* esta energia cinética T é denominada E_{max} ou EMX sendo medido na seção dos sensores, portanto após todas as perdas de energia nos sistemas de acionamento e de amortecimento e, na própria estaca, entre o topo e os instrumentos de medição. Esta é a energia total que chega ao sistema estaca - solo, abaixo da região dos sensores e, se transforma ou se dissipa na forma de:

- a) energia radiante da onda de choque que se propaga pelo maciço de solos;
- b) energia de deformação do conjunto estaca - solo, abaixo dos sensores;
- c) trabalho das forças atuantes, abaixo dos sensores.

Na teoria da equação da onda, o trabalho efetuado pelas forças não conservativas, que atuam no sistema estaca - solo durante o impacto, inclui:

- a) o amortecimento material (SIMONS, 1985) medido pela energia interna, devida ao efeito viscoso (dependente da velocidade) e histerético (independente da velocidade), devido ao atrito entre partículas e,
- b) o amortecimento por radiação (ou amortecimento geométrico), devido à atenuação da energia de vibração pelo maciço de solo, que diminui à medida que a onda se afasta da fonte (LYSMER & RICHART, 1966).

Esta tese considera conhecida a energia cinética T que atua sobre o sistema estaca - solo medida pela instrumentação de cada impacto, de modo que não há preocupação em se estimar os valores das eficiências e_1 e e_2 , fundamentais no caso das fórmulas dinâmicas tradicionais.

3.2.1 Resistência do solo na solução da equação da onda de SMITH.

O modelo mais real da ação de *um* impacto foi inicialmente tratado em ISAACS (1931), FOX (1932) e GLANVILLE et al. (1938) pela clássica equação diferencial da onda unidimensional:

$$c^2 \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0 \quad (3.19)$$

onde c = velocidade da onda de tensão;

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.20)$$

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

ρ = densidade de massa do material da estaca;

t = tempo;

A solução geral desta equação tem a forma:

$$w(z,t) = g(z + ct) + f(z - ct) = W_d \downarrow + W_u \uparrow \quad (3.21)$$

onde $w(z,t)$ = deslocamento da seção z no instante t .

As duas funções componentes g e f são denominadas onda descendente W_d (*wave down*) e onda ascendente W_u (*wave up*), que deslocam a uma velocidade c , sem mudar de forma, para baixo e para cima. Pode-se demonstrar que as ondas de força descendente e ascendente em uma dada seção da estaca, podem ser determinadas conhecendo-se a força F e a velocidade v nesta seção, por meio das expressões:

$$W_d = \frac{(F + Zv)}{2} \quad (3.22)$$

$$W_u = \frac{F - Zv}{2} \quad (3.23)$$

$$\text{onde } Z = EA/c \quad (3.24)$$

Z = impedância da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

F = força na seção.

v = velocidade na seção.

A solução desta equação diferencial foi desenvolvida em SMITH (1960) pelo método das diferenças finitas e permite avaliar os deslocamentos, velocidades, acelerações e forças na seção (m) da estaca, ao longo do tempo (t), substituindo com vantagens a fórmula dinâmica.

No modelo de SMITH a capacidade de carga estática oferecida pelo solo, no caso de atrito lateral, é representada pelo valor $R_s(m)$ da figura 3.2. A curva OHBCIEFJ apresenta a relação entre a resistência total (estática mais dinâmica) mobilizada e o deslocamento $D(m,t)$ da seção (m) da estaca, no instante (t). A curva OABCDEFGG representa a curva ideal onde todos materiais do sistema estaca - maciço de solos apresentam comportamento reológico elástico - perfeitamente plástico sob ação de carga estática, como indicado na fig. 2.3.

Portanto $R_s(m)$ é a parcela de capacidade de carga estática limite correspondente ao *quake de atrito* lateral ou seja, o deslocamento elástico limite $q_s(m)$, ou seja a resistência estática de atrito local mobilizada para este deslocamento. O coeficiente de amortecimento J relaciona o valor do pico de resistência de atrito apresentado pelo solo no ensaio dinâmico, com o valor do pico de resistência apresentado no ensaio de carregamento estático.

FIGURA 3.2 Modelo de SMITH da curva resistência de atrito - deslocamento.

A resistência de atrito lateral local total $R_{st}(m,t)$ é a soma das parcelas de resistência estática e dinâmica e vale:

$$R_{st}(m,t) = R_s(m) \cdot [1 + J \cdot v(m,t)] \quad (3.25)$$

A curva resistência - deslocamento na seção da ponta da estaca, no modelo de SMITH, acha-se representada na fig. 3.3. Segundo este modelo a resistência estática da ponta R_p é totalmente mobilizada quando o deslocamento, devido às deformações elásticas do solo sob a ponta da estaca, atinge o valor C_3 denominado *quake de ponta*. O deslocamento máximo da ponta D_p é constituído desta parcela e da parcela S , denominada *nega*, devido às deformações plásticas do solo sob a ponta.

O trecho de curva OHBC representa a trajetória da curva de deslocamento da ponta durante o impacto. O valor da resistência total R_{pt} mobilizada na ponta vale:

FIGURA 3.3 Modelo de SMITH da curva resistência na ponta - deslocamento.

$$R_{pt} = R_p (1 + J_p \cdot v_p) \quad (3.26)$$

onde J_p = coeficiente de amortecimento do solo na ponta da estaca.

O deslocamento máximo da seção do topo da estaca D é igual a:

$$D = C_2 + C_3 + S \quad (3.27)$$

onde C_2 = parcela de deslocamento devido aos encurtamentos elásticos do fuste:

$$C_2 = \sum C(m,t) \quad (3.28)$$

onde $C(m,t) = D(m,t) - D(m+1,t)$ = encurtamento no intervalo de tempo Δt .

Ao deslocamento D corresponde a resistência total R_t de valor:

$$R_t = R_{pt} + \sum R_{st}(m) \quad (3.29)$$

Ao mesmo deslocamento corresponde a capacidade de carga estática do solo R igual à soma das parcelas estáticas de resistência de ponta e de atrito lateral ao longo da estaca, mobilizadas durante o impacto, ou seja:

$$R = R_p + \sum R_s(m) \quad (3.30)$$

3.2.2 Resistência do solo calculada no sistema *PDA*.

De acordo com GOBLE et al. (1981), no caso da instrumentação do impacto pelo sistema *PDA* (*Pile Driving Analyzer*), determina-se esta resistência do solo, a partir das características da estaca e dos valores medidos de força e velocidade ao longo do tempo para uma dada seção da estaca, a partir do método *CASE* (*de Case Institute of Technology*), local de seu desenvolvimento, e da análise *CAPWAP* (*Case Pile Wave Analysis Program*) que utiliza o modelo de solo de SMITH.

A condição de ruptura adotada é a de DAVISSON para quem a ruptura ocorre para um "quake" de ponta igual a $(0,15 + D/120)$ ". O manual do *CAPWAP* ressalta que o deslocamento do topo, correspondente à ruptura do solo na ponta da estaca, é igual a este valor mais a compressão elástica do fuste, ignorando-se o efeito do atrito lateral. Se a nega é maior que o valor do "quake" de ponta, considera-se que a ruptura foi, provavelmente, atingida. Neste caso a ruptura corresponderia a um deslocamento da ponta igual a 0,1" (2,5 mm) mais o C_3 (quake) da ponta. Contudo no caso de um comportamento não linear o critério de DAVISSON não se aplica. Esta limitação também é válida para o caso em que o solo apresenta "quake" da ponta elevado atingindo valores superiores a 25 mm no caso de solos excepcionais.

3.2.2.1 Resistência estática calculada no método CASE.

No método *CASE* considera-se que todas as reflexões da onda são devidas somente à resistência do solo e que este se comporta como um corpo rígido perfeitamente plástico. Neste caso a resistência total R_t mobilizada pelo solo vale:

$$R_t = 1/2 \{ [F(t_1) + F(t_2)] + Z.[v(t_1) - v(t_2)] \} \quad (3.31)$$

onde F e v são a força e a velocidade nos instantes t_1 , em que o golpe atinge a maior intensidade na estaca e t_2 é dado pela expressão:

$$t_2 = t_1 + 2L/c \quad (3.32)$$

onde L = comprimento da estaca abaixo dos sensores;

O valor da resistência total mobilizada R_t da expressão (3.31) pode ser decomposta em uma parcela estática R e uma parcela dinâmica R_d , ou seja:

$$R_t = R + R_d \quad (3.33)$$

O método *CASE* admite que a resistência dinâmica está inteiramente concentrada na ponta da estaca, sendo válida a expressão:

$$R_d = J_c v_p = J_c Z v_p \quad (3.34)$$

onde J_c = coeficiente de amortecimento dinâmico no método *CASE*;

v_p = velocidade na ponta da estaca.

Substituindo-se a expressão (3.34) em (3.33) e (3.31), obtém-se a parcela de resistência estática R do método *CASE*:

$$R = (1 - J_c) \frac{F(t_1) + Z.v(t_1)}{2} + (1 + J_c) \frac{F(t_2) - Z.v(t_2)}{2} \quad (3.35)$$

A expressão (3.35) calcula o valor da resistência estática que, no sistema *PDA*, é denominada *RS1*, *RS2* ou *RSM*, se o instante t_1 for o do primeiro pico de velocidade, o segundo pico ou o pico máximo. O valor J_c ou simplesmente J é escolhido pelo operador em função do tipo de solo sob a ponta da estaca conforme os valores sugeridos na tabela 3.2.

O sistema *PDA* calcula, ainda, outros valores de resistência, que procuram

corrigir as hipóteses simplificadoras admitidas pela expressão (3.35), denominadas *RMX* e *RSU*. O valor *RMX* obtido no método da máxima resistência admite que o comportamento do solo é elástico - perfeitamente plástico, como indicado nas figuras 3.2 e 3.3. Se o valor do *quake* for pequeno o método é aproximadamente correto.

TABELA 3.2: Coeficiente de amortecimento J_c do método CASE.

Granulometria do solo	Valor de J_c
Areia	0,05 a 0,20
Areia siltosa ou silte arenoso	0,15 a 0,30
Silte	0,20 a 0,45
Argila siltosa ou silte argiloso	0,40 a 0,70
Argila	0,60 a 1,10

Quando o deslocamento no instante t_1 do pico de velocidade na expressão (3.35) de R for menor que o valor do *quake* torna-se importante considerar um instante posterior para este instante. O sistema *PDA* calcula valores de R para diversos instantes t posteriores ao pico de velocidade, mantendo fixo o tempo $2L/c$. O valor máximo de R encontrado é denominado *RMX*. O intervalo de tempo medido a partir de t_1 é chamado *TMX*. Neste sistema o deslocamento dinâmico máximo D é chamado *DMX*. Aplica-se o valor *RMX* nas estacas com grande deslocamento ou onde a coluna de solo interno (*bucha*) veda a ponta da estaca. Esta última condição é discutida em NIYAMA (1992).

O método *CASE* considera que as reflexões devidas à resistência máxima do solo R estão presentes entre t_1 e $(t_1 + 2L/c)$. No caso das estacas longas, com muito atrito lateral, pode ocorrer que o deslocamento se inverta e a estaca suba (velocidade se torna negativa), antes de decorrer o tempo $2L/c$. No trecho de velocidade negativa não há reflexão devido ao atrito e esta resistência não é computada pelo método. Neste caso o *PDA* estima o valor desconsiderado e o adiciona ao valor de R convencional sendo o novo valor denominado *RSU*. O valor *RMN* é um limite inferior de resistência, calculado pelo sistema *PDA*, fazendo-se variar $2L/c$ em $\pm 20\%$ mantendo-se fixo o valor t_1 . Os valores denominados *RAU* e *RA2* independem da escolha de um valor J , sendo corretos para estacas com pouca ou nenhuma resistência de atrito.

3.2.2.2 Resistência estática calculada pelo método CAPWAPC.

A análise CAPWAPC (*C*ase *P*ile *W*ave *A*nalysis *P*rogram *C*ontinuous *V*ersion) é um programa de computador que utiliza os registros da variação ao longo do tempo de duas grandezas independentes, a força e a velocidade na região dos sensores, obtidas com o PDA. Os dados da estaca são conhecidos e os parâmetros do solo são inicialmente admitidos. O programa resolve a equação da onda com o algoritmo de SMITH (1960), utilizando como condição de contorno uma das variáveis (por exemplo a velocidade medida), para a obtenção da outra variável da qual se possui um registro (por exemplo a força medida). Os sinais medidos e calculados são comparados e em sucessivas modificações dos parâmetros do solo chega-se à solução correspondente à coincidência destes sinais. No modelo CAPWAPC estendido, o solo lateral e sob a ponta da estaca, normalmente suposto indeslocável no modelo de SMITH, é substituído por uma massa e um amortecedor, simulando o amortecimento por radiação (amortecimento geométrico ou *radiation damping*), onde parte da energia aplicada é consumida.

A vantagem principal do método CAPWAPC é que ele fornece não só o valor da resistência estática R como também as parcela de resistência pela ponta R_p e atrito lateral local $R_s(m)$ de cada segmento de solo. Todos os parâmetros modelados para obtenção do melhor ajuste com os valores medidos de força, de velocidade ou da onda ascendente W_u , tais como *quakes*, coeficientes de amortecimento, tabelas de valores máximos das funções força, energia, velocidade e deslocamento, são fornecidos em tabelas e gráficos.

O método apresenta ainda os valores do método CASE (*RSI*, *RMX*, *RSU* e *RAU*) e, o correspondente coeficiente de amortecimento de CASE, que faz com que esta resistência coincida com o valor R do CAPWAPC. Finalmente o método fornece a curva carga - recalque do topo e da ponta da estaca, sob a denominação de análise estática, obtida a partir do deslocamento (*quake*) de ponta e parcela de carga de ponta e correspondentes deslocamento do topo e carga máxima R , eliminando-se na análise o componente de amortecimento a cada instante t da análise.

3.3 Aplicação do princípio de HAMILTON ao impacto do martelo.

O estudo do equilíbrio de um sistema físico sob a ação de um carregamento dinâmico transiente é o ponto de partida para entender o impacto de um martelo de queda livre. Neste caso, em cada instante entre o início e o fim do impacto, o sistema apresenta-se em equilíbrio dinâmico e a *energia* envolvida no processo é um parâmetro mais abrangente do que deslocamentos, tensões ou deformações.

Energia é a propriedade de um sistema que lhe permite realizar trabalho. Ela pode se apresentar sob as formas de energia cinética, potencial, radiante, térmica, eletromagnética, elétrica, mecânica e química, transformáveis umas nas outras. Cada tipo de energia é capaz de provocar fenômenos bem determinados e característicos nos diferentes tipos de sistemas físicos existentes. Pelo primeiro princípio da termodinâmica, em todas as transformações de energia há completa conservação de seu valor, ou seja, ela não pode ser criada ou destruída mas apenas transformada.

A aplicação deste princípio no caso da dinâmica de sistemas estruturais conforme CLOUGH & PENZIEN (1975), pode ser sintetizada no conceito variacional expresso pelo princípio de HAMILTON que se escreve:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta (T - V) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta (W_{nc}) dt = 0 \quad (3.36)$$

onde T = energia cinética total do sistema

V = energia potencial do sistema, incluindo a energia de deformação e a energia potencial de qualquer força conservativa externa.

W_{nc} = trabalho efetuado pelas forças não conservativas que atuam no sistema, incluindo o amortecimento e quaisquer cargas externas.

δ = variação ocorrida durante o intervalo de tempo indicado.

O princípio da conservação da energia, na forma variacional apresentada por HAMILTON, aplicado ao caso de um sistema estrutural em equilíbrio dinâmico, estabelece que a variação, que ocorre dentro do sistema, da energia cinética e potencial, *mais* a variação do trabalho efetuado pelas forças não conservativas atuantes durante qualquer intervalo de tempo ($t_2 - t_1$), é igual a zero.

No caso do carregamento estático o termo correspondente à energia cinética T desaparece e o princípio de HAMILTON se reduz a :

$$\delta(V - W_{nc}) = 0 \quad (3.37)$$

que é o conhecido princípio da energia potencial mínima.

No caso ideal de uma haste vertical, simplesmente apoiada na superfície indeformável, de comprimento L , área de seção transversal A e módulo de elasticidade E , sujeita à uma carga estática axial de compressão Q , o deslocamento vertical do ponto de aplicação da carga vale:

$$\Delta l = \frac{Q \cdot L}{A \cdot E} \quad (3.38)$$

Neste caso a energia total de deformação acumulada pelo sistema, sob ação do carregamento estático Q , vale:

$$V = \frac{Q^2 \cdot L}{2 \cdot A \cdot E} \quad (3.39)$$

Para um material perfeitamente elástico a curva de descarga se dá pela mesma reta do carregamento. A energia potencial de deformação acumulada é reversível e o deslocamento após total descarga, é igual a zero, resultando em uma variação de energia igual a zero, conforme a equação (3.37).

O princípio de HAMILTON pode ser aplicado ao caso de carregamento de qualquer sistema estrutural, em equilíbrio estático ou dinâmico e, em particular, ao caso do sistema estaca - maciço de solos, submetido à ação de um impacto de energia cinética total T que mobiliza a resistência R e provoca a penetração máxima D .

Na figura 3.4 apresenta-se a curva OHBC de resistência total mobilizada - deslocamento dinâmico (ou penetração) da seção dos sensores. Nesta curva a área OHBC mede a energia cinética total (T) que chega à seção dos sensores. A curva idealizada OABC representa a resistência estática e a área OABCO o trabalho realizado pela resistência estática (R). A área triangular CBDC representa a parcela de energia de deformação elástica (V_e) do sistema.

Neste caso o princípio de HAMILTON permite escrever que:

$$[(T - V_e) - (W_q + W_a)] = 0 \quad (3.40)$$

onde T = energia cinética total do sistema

V_e = energia potencial de deformação elástica liberada pela força estática R ;

W_q = trabalho das forças estáticas não conservativas;

W_a = trabalho das forças dinâmicas não conservativas de amortecimento material e de radiação.

FIGURA 3.4 Curva resistência total - deslocamento dinâmico no impacto.

A energia potencial de deformação elástica liberada pela força estática R vale:

$$V_e = (R \cdot K/2) \quad (3.41)$$

O trabalho das forças estáticas não conservativas vale:

$$W_q = (R \cdot S) \quad (3.42)$$

Portanto:

$$[(T - R \cdot K/2) - (R \cdot S + W_a)] = 0 \quad (3.43)$$

onde T = energia cinética total medido pelo PDA;

R = resistência estática do modelo de análise do impacto;

K = parcela elástica da penetração;

S = parcela permanente da penetração;

O trabalho W_a realizado pelas forças dinâmicas não conservativas, de amortecimento material e de radiação durante o impacto, é igual à diferença entre a

energia cinética total aplicada T e a energia total de deformação das forças estáticas não conservativas e pode ser calculado pela expressão:

$$W_a = (T - W_q - V_e) \quad (3.44)$$

onde W_q = trabalho das forças estáticas;

V_e = energia de deformação potencial elástica do sistema.

No contexto de análise pelo método *CASE* a energia da tradicional fórmula dinâmica de cravação corresponde à expressão de BROMS e CHOO (1988):

$$EFD = R.K/2 + R.S = R(D + S)/2 \quad (3.45)$$

onde EFD = energia da fórmula dinâmica tradicional;

D = deslocamento máximo calculado pelo *PDA*.

O valor EFD é igual à área OABDO e representa a energia total de deformação das forças estáticas no modelo ideal da curva carga estática - deslocamento onde todos os materiais tem comportamento elástico - perfeitamente plástico e cuja curva carga - recalque encontra-se na figura 2.7.

O deslocamento $D = DMX$ da figura 3.4 é medido ou calculado no *PDA* pela expressão (3.12) e vale:

$$D = S + K \quad (3.46)$$

A parcela elástica da penetração K inclui o encurtamento elástico do elemento estrutural C_2 e a compressão elástica (*quake*) do solo sob a ponta C_3 e vale:

$$K = C_2 + C_3 \quad (3.47)$$

A curva resistência total - deslocamento dinâmico para um impacto de energia cinética T da figura 3.4 é análoga à curva carga - recalque da prova de carga estática (vide figuras 2.1 e 2.11). Neste caso a área OIHO complementa a área OHBD que mede a energia cinética total T . Por analogia com o conceito de energia complementar V_c do ensaio de carregamento estático esta área passa a denominar-se energia cinética complementar T_c do ensaio de carregamento dinâmico.

Neste caso pode-se escrever que:

$$T_c = \text{área } \text{OIHO} \cong (R_t \cdot K/2) \quad (3.48)$$

ou no método *CASE*, quando o valor de *RMX* para $J_c = 0$ se denomina *RX0* :

$$T_c \cong (RX0 \cdot K/2) \quad (3.49)$$

A energia complementar V_c da curva idealizada de resistência estática - deslocamento dinâmico é igual à área OJAO que vale:

$$V_c = V_e = (R \cdot K/2) \quad (3.50)$$

3.4 Analogia entre a resistência do solo no carregamento estático e dinâmico.

Conforme TERZAGHI (1943), as fórmulas dinâmicas são equações que se supõem capazes de expressar a relação entre a penetração permanente $\Delta\rho$ da estaca, para um impacto do martelo, e a resistência à penetração correspondente. A fig. 3.5 mostra a analogia, entre a resistência à penetração no carregamento estático e no impacto, que é comentada com as seguintes palavras:

"By analogy with the resistance to the penetration of piles under a static load, it is assumed that the relation between the depth of penetration of a pile under a single blow of a hammer and the corresponding resistance Q of the soil is

FIG. 40. Relation between resistance Q_d and penetration of pile under a blow of the hammer (a) into sand and (b) into clay. (After A. E. Cummings 1940.)

FIGURA 3.5 Relação entre a resistência e a penetração durante o impacto.

approximately as indicated by the line oeb in each of the two diagrams of Figure 40. The resistance of sand may increase consistently with increasing penetration, as shown in Figure 40a, whereas that of clay probably passes through a maximum, as shown in Figure 40b. Since the resistance against penetration under the blow of a

hammer changes with increasing penetration the word 'dynamic resistance against penetration' has no definite meaning unless this term is applied to the final resistance, represented by the abscissa Q'_d of the vertical asymptote to the penetration curve ".

Conclui-se que o termo '*resistência dinâmica à penetração*' não tem sentido definido a menos que seja aplicado ao valor da '*resistência final*' representado pela abscissa Q'_d sobre a reta assíntota vertical à curva de penetração. A *magnitude* da energia cinética T que leva à mobilização desta '*resistência final*' não é cogitada. Como saber se a '*resistência dinâmica à penetração*' mobilizada no impacto, se encontra sobre a assíntota vertical à curva de penetração, é a grande questão que não tem resposta no ensaio de carregamento dinâmico de energia constante !

A '*resistência final*', representada pela abscissa Q'_d sobre a reta assíntota vertical à curva de penetração dinâmica, na analogia de TERZAGHI entre as curvas de penetração no carregamento estático e dinâmico, corresponderia à carga última ou ruptura do ensaio estático, representado pela carga limite de DAVISSON. A atual possibilidade de se medir a *magnitude* da energia que leva à mobilização de *qualquer* '*resistência dinâmica à penetração*' faz toda diferença em relação ao estado da arte nos tempos de TERZAGHI.

3.5 O ensaio de carregamento dinâmico de energia constante.

No ensaio de carregamento dinâmico com impactos de energia constante aplica-se uma série de impactos de igual energia, geralmente 10 golpes de altura constante do martelo, sobre o sistema de amortecimento + estaca + maciço de solos. Em cada impacto registra-se o deslocamento na seção próxima do topo da estaca com papel e lápis, segundo o procedimento de CHELLIS (1951) e/ou procede-se a instrumentação com o sistema *PDA*, na qual se registra a aceleração e as deformações específicas da mesma seção, ao longo do tempo de duração do evento.

O procedimento de ensaio de carregamento dinâmico com o sistema *PDA* é o mesmo usado no caso de aplicação da fórmula dinâmica, deixando a impressão que se trata de uma forma mais sofisticada de fórmula dinâmica na qual os problemas de

inadequação do modelo e consideração das perdas de energia foram resolvidos e, portanto, os resultados obtidos seriam mais exatos. Este raciocínio é válido no contexto desta tese uma vez que, tal como ocorria com a aplicação da fórmula dinâmica, estes sistemas especialistas visam primordialmente responder ao antigo desafio de se tentar avaliar a carga de ruptura estática submetendo-se a estaca a impactos de energia constante.

Na interpretação do impacto pela fórmula dinâmica considera-se que a carga de ruptura é igual à força R de reação do solo correspondente à penetração máxima ($S+K$) da estaca no maciço de solos. Neste caso a caracterização da ruptura corresponde à ocorrência de uma penetração permanente da estaca ou seja à condição $S > 0$ exigido pelo modelo de comportamento elástico - perfeitamente plástico da curva carga - penetração da fórmula dinâmica.

A figura 3.6 apresenta a curva do ensaio de carregamento dinâmico cíclico correspondente a três impactos de energia T constante com origem variável:

FIGURA 3.6 Carregamento dinâmico cíclico energia constante: origem variável.

A curva OABC do primeiro impacto de energia T apresenta deslocamento máximo D e resistência estática R . A nega S ao final do impacto corresponde ao ponto C da curva. A curva CDEF do segundo impacto de mesma energia T foi traçado com origem em C . Não tendo ocorrido mudança na condição inicial do ensaio repete-se o deslocamento máximo D e a resistência R . A nega S ao final do

impacto corresponde ao ponto F da curva. A curva FGHI do terceiro impacto de mesma energia T foi traçado com origem em F. Não tendo ocorrido mudança na condição inicial do ensaio repete-se novamente o deslocamento máximo D e a resistência R . A nega S ao final do impacto corresponde ao ponto I da curva. O ciclo pode ser repetido até que as condições do solo apresentem mudanças.

Assim, no ensaio de carregamento dinâmico de energia constante, a cada impacto de energia T a estaca penetra de um valor S e apresenta sempre a mesma resistência R indicando, aparentemente, ser esta a resistência última do solo. Os pontos B, E e H correspondentes à resistência $R=RMX$ do modelo de *CASE* se encontra, aparentemente, sobre a assíntota vertical da curva resistência estática - deslocamento indicado na figura 3.4, que caracteriza a ruptura.

A figura 3.7 mostra o mesmo ensaio de carregamento dinâmico cíclico com três impactos de energia T constante da figura 3.6 com as curvas referenciadas a uma origem única.

FIGURA 3.7 Carregamento dinâmico cíclico energia constante: origem única.

Esta forma de apresentação é mais correta do ponto de vista de energia. De fato os carregamentos são independentes e as condições iniciais não mudam de um impacto para outro. Como a energia cinética T correspondente à área OABJO é a mesma nos três ciclos as três curvas OABC, ODEF, OGHI coincidem. Sendo repetitivos os impactos equivalem a um só impacto e não importa que se ensaie a estaca com um ou vários golpes de energia constante.

O ensaio de carregamento dinâmico de energia constante é análogo à uma prova de carga estática cíclica onde se aplica sempre a mesma carga e se obtém

sempre o mesmo recalque para a mesma energia de deformação. O fato de se medir a energia do impacto não implica que a resistência medida corresponda à 'resistência final' de TERZAGHI (1943). O máximo que se pode obter deste ensaio são os valores medidos e nada mais.

No Brasil o método de ensaio de carregamento dinâmico é normalizado pela NBR 13208.

3.6 Conclusões.

No ensaio de carregamento dinâmico de energia constante, só se pode garantir que a capacidade de carga estática, determinada com fórmula dinâmica ou em sistemas baseados na teoria da equação da onda, corresponde *ao valor da capacidade de carga R definido no modelo* do impacto. Os parâmetros básicos que se podem obter no ensaio de carregamento dinâmico de energia constante são:

- a) a resistência estática R calculada de acordo com o modelo adotado;
- b) o deslocamento dinâmico máximo D correspondente;
- c) a energia cinética total T ;
- d) a força máxima F_{max} ;
- e) valores de interesse no estudo do modelo.

A *magnitude* da energia é a *incógnita* e o princípio de HAMILTON a *ferramenta* de análise para compreender a transformação de energia no impacto do martelo, que leva à mobilização da carga sobre a assíntota vertical à curva de penetração que define a capacidade de carga última da estaca.

Conclui-se que o ensaio de carregamento dinâmico de energia constante não permite determinar a capacidade de carga estática última R_u da estaca cravada porque só se mede **um** valor de energia T , que seria suficiente se fosse infinito ou provocasse um deslocamento dinâmico D infinito.

4 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DE ENERGIA CRESCENTE

4.1 Generalidades.

Na prova de carga estática o equilíbrio é estático e a energia de deformação do carregamento, variável que mede a capacidade de reação do sistema estaca - maciço de solos, se transforma em energia de deformação elástica e em trabalho das forças estáticas, após o descarregamento. A capacidade de reação do sistema é finita e o valor máximo é a capacidade de carga estática última que depende das características do maciço de solos, do comprimento e da idade da estaca.

No ensaio de carregamento dinâmico o equilíbrio é dinâmico e após o impacto a energia cinética aplicada-se transforma em energia de deformação elástica e em trabalho das forças estáticas e de amortecimento dinâmico. De modo análogo ao caso estático a energia de deformação elástica e o trabalho das forças estáticas e de amortecimento são limitados pela capacidade de carga estática última do sistema. Quando o comportamento é comandado pela resistência do solo o trabalho das forças de amortecimento continua a crescer no pós - ruptura.

O objetivo declarado do ensaio de carregamento estático e do ensaio de carregamento dinâmico de energia constante é a determinação da capacidade de carga última ou de ruptura do sistema estaca - maciço de solos. Em ambos os ensaios verifica-se a impossibilidade de se atingir a carga de ruptura física que implica na disponibilidade de energia infinita. Como contrapartida as definições de carga de ruptura utilizadas na prática são relacionadas à energias de deformação finitas. Assim a carga de ruptura convencional e a carga limite de IMPE (1991), no caso de prova de carga estática e, a 'resistência final' de TERZAGHI (1943) e o critério de ruptura de DAVISSON, no caso do impacto de martelo, correspondem à capacidade de carga mobilizada para um deslocamento finito do ponto de aplicação da carga.

Este capítulo mostra que o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente permite determinar a capacidade de carga última ao estabelecer a condição de suficiência para que a '*resistência dinâmica à penetração*' mobilizada no impacto, corresponda à '*resistência final*' de TERZAGHI (1943), representada pela carga sobre a reta assíntota vertical à curva de penetração para energias crescentes.

O ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente tem sido usado para fins diversos, seja na aplicação de fórmulas dinâmicas de cravação seja na pesquisa do efeito da velocidade de aplicação da carga, para fins de estudo do amortecimento da onda de choque, conforme a revisão bibliográfica que se segue.

4.2 Revisão bibliográfica.

CHELLIS (1951) cita o método de CRANDALL (1931) para determinar a altura máxima correspondente à nega igual a zero que consiste na aplicação de alturas de queda crescentes e no registro das negas correspondentes. O gráfico resulta em pontos alinhados cujo intercepto é a altura desejada. Esta altura é uma medida das perdas de energias devidas às compressões elásticas temporárias, do sistema de amortecimento (capacete + cepo + coxim), da estaca e do solo, a serem usadas nas fórmulas dinâmicas tradicionais como a de HILEY (1930).

BUISSON e CHAPON (1953) examinam o problema de negas de uma estaca submetida a alturas crescentes e concluem que existe uma altura crítica a partir da qual a relação entre a resistência estática e a resistência dinâmica torna-se sensivelmente constante. Esta relação seria dependente da tixotropia e em grau menor da natureza da estaca. Uma vez mais se observa que não se define o termo resistência estática conforme COSTA NUNES (1953).

BULLEN (1959) apresenta sua fórmula dinâmica que adota a definição de carga de ruptura convencional de Terzaghi (1942) e a premissa fundamental de ser esta carga *única e independente* do tipo de martelo, da altura de queda ou de outra variável do teste aplicado na estaca. Consequentemente, sua fórmula se caracteriza por fornecer *um único valor de carga de ruptura convencional*, para impactos de níveis de energia crescente, para qualquer valor de nega maior que zero. Observe-se

que para fins de determinação de certos parâmetros sua fórmula exige a aplicação de energias crescentes do martelo.

WHITAKER e BULLEN (1981), em um encontro de especialistas, voltam a recomendar a fórmula dinâmica proposta por BULLEN (1959) que tem a peculiaridade de fornecer um único valor de carga de ruptura convencional para qualquer altura de queda enquanto fórmulas clássicas como a de Hiley e Engineering News fornecem valores variáveis com o aumento da energia aplicada na estaca. Estas idéias mostram o alto grau de percepção dos problemas básicos que envolvem a utilização de uma fórmula dinâmica e sintetizam o estado da arte nos anos finais de aplicação intensiva destas fórmulas, já na aurora do nascimento da tecnologia baseada na equação da onda. Aparentemente a questão da unicidade do valor da carga de ruptura convencional de uma estaca só foi postulada em TERZAGHI (1943) e em BULLEN (1959).

GOBLE et al. (1981) comparam os métodos *CASE* e *CAPWAP* com o método *TNO*. A diferença, segundo estes autores, está na hipótese básica que a força de impacto é uma carga de teste para a qual se mede a penetração permanente. Para cargas cada vez maiores (maiores velocidades de impacto do martelo) plotam-se as negas e se obtém uma curva carga - deformação. Observam que este método foi desenvolvido para uso em equipamento especial de aplicação do impacto enquanto o método *CASE* avalia o impacto de qualquer tipo de equipamento de cravação.

LI et al. (1988) analisam o problema da seleção de martelos utilizando os métodos tradicionais da análise pela equação da onda e demonstram que as tensões de cravação aumentam com a velocidade do impacto para várias alturas do martelo. Seu critério de ruptura é o de DAVISSON.

KOTEN et al. (1988) realizaram ensaios estáticos e dinâmicos em duas estacas modelo de 11mm de diâmetro e 800 mm de comprimento, cravadas em areia saturada. O teste dinâmico mostrou que as cargas de atrito e ponta se mobilizam com o aumento da altura de queda, a máxima resistência foi atingida quando a estaca se deslocou cerca de 0,5% de seu diâmetro (5% durante o teste estático). Os testes mostraram que a carga de atrito atingiu um valor quase constante para alturas de

queda acima de um dado valor, e todo crescimento posterior de resistência era devido somente ao crescimento da resistência de ponta.

YAO et al. (1988) relatam sua experiência em Taiwan mostrando que a curva carga - deslocamento da prova de carga estática (*Quick Load test Method*) e da prova de carga dinâmica foram muito próximas. Todos os resultados estáticos aparentaram ser maiores que os dinâmicos. Não fornecem informações sobre a metodologia utilizada na obtenção da curva carga - deslocamento dinâmico.

AOKI (1989) propõe um novo conceito de prova de carga dinâmica com aplicação de impactos de energia (*EMX*) crescente possibilitando o traçado de uma curva carga estática (*RMX*) mobilizada - deslocamento dinâmico (*DMX*) semelhante à curva carga - recalque obtida em uma prova de carga estática cíclica. Conclui que:

- a) a partir de um determinado nível de energia limite T_{lim} a nega (S) cresce linearmente com o crescimento do nível de energia aplicada;
- b) a relação entre a carga estática mobilizada e a parcela de encurtamento elástico do fuste é constante para qualquer nível de energia e,
- c) pode-se extrapolar a carga de ruptura a partir da curva (*RMX - DMX*) utilizando-se os mesmos procedimentos de extrapolação da curva carga - recalque da prova de carga estática.

LAPSHIN (1989) apresenta curva relacionando valores de nega e repiques obtidos para níveis crescentes de energia aplicada. Mostra que o repique elástico K cresce linearmente até um máximo e então se torna constante. A nega S é igual a zero até um dado nível de energia e, então, começa a crescer linearmente com o aumento da energia aplicada. Aparentemente não foram realizadas medidas das energias aplicadas com instrumentação e as negas e repiques foram obtidos pela metodologia citada em CHELLIS (1951).

HERITIER (1989) apresenta um resumo do método do CEBTP (Centre d'Etudes de Bâtiment et des Travaux Publics) para a previsão da curva carga-recalque de estacas a partir de testes de carregamento dinâmico com golpes de martelo de energia crescente. Não faz referência da metodologia de obtenção da curva carga - deslocamento no ensaio dinâmico.

BERNARDES (1989) realizou ensaios de carregamento estático e dinâmico em estacas - modelo de alumínio cravadas em areia compacta. O comportamento sob ação de carga dinâmica foi observado a várias profundidades, tendo sido usado alturas de queda variáveis de 10, 30, 50 e 70 cm. Na interpretação das provas de carga estáticas foram adotadas as definições de ruptura de DAVISSON e a carga de ruptura convencional. Conclui que:

- a) As capacidades de carga estáticas calculadas a partir dos ensaios dinâmicos não coincidiram com os valores obtidos nas provas de carga estáticas apesar de ter sido correta a previsão da resistência do solo pela fórmula dinâmica de JANBU e pelo método *CASE*;
- b) para o presente modelo de estaca a reação mobilizada pelo solo mostrou-se dependente do deslocamento da estaca e foi necessário aplicar 70 cm de altura de queda para obter um deslocamento grande para mobilizar totalmente a resistência do solo.

DANZIGER (1991) observa que a prova de carga dinâmica de energias crescentes proposta por AOKI (1989) é útil na prática quando o equipamento é capaz de cravar as estacas até a profundidade de projeto, porém, face à recuperação do solo, não é suficiente para caracterizar a carga de ruptura por ocasião da recravação.

AOKI (1991) examina a questão da determinação da carga admissível de estacas através de ensaios dinâmicos e observa que:

- a) a definição de carga de ruptura de uma estaca, sob ação de carga estática ou dinâmica, é controversa e antecede a discussão sobre a correlação entre os resultados obtidos nesses dois tipos de ensaios;
- b) a caracterização da ruptura implica a ocorrência de grandes deslocamentos e, logo, alguns milímetros de penetração da estaca no solo não é suficiente para definir a ruptura.

Resulta que a condição de ruptura deve ser associada a negas abertas e a carga de ruptura só é mobilizada no ensaio dinâmico se a energia aplicada resultar em grandes deslocamentos, por exemplo 10% do diâmetro da estaca, propiciando a formação de um mecanismo de ruptura no maciço de solo que envolve a estaca.

NIYAMA e AOKI (1991) concluem ser boa a correlação entre a curva carga mobilizada - deslocamento dinâmico acumulado, obtido em prova de carga dinâmica de energia crescente AOKI (1989) e a curva carga - recalque da prova de carga estática rápida (QML), realizada em duas estaca de concreto armado centrifugado de 50 cm de diâmetro e 7,40m de comprimento cravado com e sem pré-furo, em solo residual de gnaiss, no Campo Experimental da EPUSP.

AOKI e de MELLO (1992) apresentam resultados de curvas de carregamento dinâmico em ensaios de energia crescente e concluem que:

- a) a capacidade de carga obtida na monitoração de estacas, a partir de um único impacto, resulta de um conceito errado, crescentemente errado à medida do crescimento do diâmetro das estacas, fornecendo resultados correspondentemente questionáveis;
- b) os níveis de microdeformações nos ensaios dinâmicos correntes com o *PDA* parecem ser análogos aos das provas de carga estáticas fornecendo indicações no limiar da microplastificação.

HUSSEIN et al. (1992) apresentam resultados de ensaio de carregamento dinâmico crescente em três estacas de concreto protendido, quadradas de 25 cm de lado e 7,6 m de comprimento, cravadas com martelo de queda livre de 14 kN e alturas variáveis de 0,3 a 4,6 metros, em solo arenoso. Concluem que:

- a) o deslocamento do topo da estaca e a energia transferida crescem quase linearmente com o crescimento da altura de queda;
- b) as forças são proporcionais ao produto velocidade medida vezes a impedância;
- c) acima de 1,5m de altura a eficiência na transferência de energia foi essencialmente independente da altura;
- d) a relação entre a resistência dinâmica calculada pelo *CAPWAP* e a velocidade máxima do topo foi linear;
- e) a capacidade de carga estática foi completamente ativada e relativamente constante para impactos acima de 2,7m.

REIDING (1992) apresenta o sistema integrado *FPDS-3 (Foundation Pile Diagnostic System-3)* da *TNO*, com equipamentos e programas que cobrem todos os aspectos do diagnóstico de estacas:

- a) Teste de integridade *TNO*.
- b) Análise da cravação de estacas e monitoração.
- c) Prova de carga dinâmica.
- d) Prova de carga *STATNAMIC*.
- e) Monitoração de vibrações.
- f) Monitoração de estacas.

AOKI e ALONSO (1993) apresentam correlação entre a curva da prova de carga estática lenta (*SML*) para uma estaca de concreto armado centrifugado de 50 cm de diâmetro externo e 16,2m cravados em solo residual de gnaiss e a prova de carga dinâmica de energia crescente e concluem que a curva carga mobilizada x deslocamento dinâmico é mais conservadora, atribuindo esta diferença ao *set up* ocorrido entre a data do ensaio dinâmico e o estático.

WEELE (1993) apresenta resultados do ensaio *PSPT (Pseudo-static Pile Tester)* do sistema especial de cravação da Berminghammer da *TNO*, que REIDING (1992) denomina prova de carga dinâmica. O equipamento montado sobre guindaste, é capaz de operar com martelos de queda livre de até 250 kN que cai várias vezes sobre a estaca, com altura crescente, capaz de exercer uma força máxima de até 5000 kN. A duração de todos os impactos é o mesmo e a força máxima cresce com a raiz quadrada da altura de queda. Entre a estaca e o martelo interpõe-se uma pesada mola que diminui as tensões na estaca e prolonga a duração do impacto para até 200 ms. Como vantagem do ensaio dinâmico da *TNO* este autor acentua a rapidez e o baixo custo embora reconheça a existência do problema de indefinição de carga de ruptura a partir dos resultados da curva carga - deslocamento dinâmico acumulado obtido neste ensaio.

BEIM e AOKI (1996) concluem que a curva carga - deslocamento dinâmico, obtida no ensaio dinâmico de energia crescente, não tem sentido:

- a) quando o tempo $2L/c$ é grande em relação ao tempo de duração do pulso de força do impacto;

- b) para valores *RMX* do método *CASE*, quando ocorre descarregamento no primeiro ciclo de $2L/c$, caso em que deve-se recorrer à análise *CAPWAP* e,
- c) nos solos que exibem relaxação ao longo do tempo.

Esta pesquisa mostra que o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente tem sido utilizada para diversos fins e a determinação da capacidade de carga estática última é tratada como se fosse um assunto perfeitamente esclarecido.

4.3 Metodologia do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.

O ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente é um ensaio cíclico análogo à prova de carga estática cíclica crescente, onde cada ciclo de carregamento corresponde à um impacto de energia crescente. Na prática adotam-se incrementos de energia correspondentes à incrementos de altura de queda do martelo de 10 ou 20 centímetros, resultando alturas de queda crescentes múltiplos destes números.

Na prova de carga estática cíclica crescente aplicam-se vários ciclos de carga (Q) crescente que provocam recalques (s) e energias de deformação (V) crescentes.

No ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente, utilizando o sistema *PDA*, aplicam-se vários impactos de energia cinética (T) crescente que mobilizam resistências (R) e resultam em deslocamentos (D) crescentes. A cada impacto aplicam-se os mesmos modelos e interpretações vistos no capítulo 3, o que permite a análise da evolução do comportamento do sistema estaca - maciço de solos sob ação de energia cinética crescente. Por exemplo, no caso de interpretação pelo método *CASE*, dos impactos de energia cinética crescente *EMX*, analisa-se a evolução da resistência mobilizada *RMX* e do deslocamento dinâmico *DMX*.

Quanto ao procedimento para efetuar um carregamento dinâmico do ciclo nada muda em relação ao procedimento adotado no ensaio de carregamento dinâmico de energia constante, exceto o fato de serem variáveis os valores medidos devido à variação crescente da energia cinética de cada impacto.

No ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente a curva ($R-D$) de resistência mobilizada - deslocamento dinâmico, análoga à curva ($Q-s$) carga - recalque da prova de carga estática, relaciona a resistência estática do modelo elástico perfeitamente plástico (R) mobilizada pelo impacto de energia cinética (T) ao deslocamento dinâmico (D) do topo da estaca. No caso de interpretação pelo *CASE* à cada ponto ($RMX-DMX$) da curva corresponde uma energia cinética (*EMX*).

Por simplicidade o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente pode ser denominado *prova de carga dinâmica* ou *DLT (Dynamic Loading Test)* e a curva resistência 'estática' mobilizada - deslocamento dinâmico simplesmente *curva carga - deslocamento dinâmico*.

Tratando-se de um ensaio no qual a condição inicial do sistema em cada ciclo de carga (impacto de energia crescente) não muda substancialmente, pode-se adotar uma origem única para a curva carga - deslocamento dinâmico como foi visto na prova de carga estática cíclica crescente (vide figura 2.6). Este procedimento é mais correto sob o enfoque de energia e adequado ao fato de ser este um dos parâmetros medidos na prova de carga dinâmica.

A figura 4.1 apresenta a curva de resistência total - deslocamento dinâmico real OEGC e idealizada OHBC, para um impacto de energia cinética total T (igual à área OEGDO). Nesta figura a curva de resistência estática - deslocamento dinâmico real OFBC é substituída pela curva idealizada OABC correspondente ao modelo elástico perfeitamente plástico de SMITH (1960).

Considera-se que cada impacto mobiliza a resistência total R_t (ponto G da curva real e H da curva idealizada) e a resistência estática R (ponto B da curva real e idealizada), para o deslocamento dinâmico máximo D . No final do impacto o deslocamento ou penetração permanente é a nega S e a parcela elástica é o repique K .

A energia complementar na curva de resistência total - deslocamento dinâmico real é igual à área OIHGEO e na curva idealizada é igual à área OIHO. A energia de deformação complementar na curva de resistência estática - deslocamento dinâmico real é igual à área OJABFO e na curva idealizada é igual à área OJAO.

FIGURA 4.1 Curvas resistência - deslocamento dinâmico no impacto.

No ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente de estaca cravada, não ocorrendo mudança na condição inicial de cada impacto, a curva de penetração do impacto de maior energia cinética contém as curvas dos impactos dos ciclos de menor energia e tudo se passa como na prova de carga estática cíclica crescente onde as curvas de cada ciclo podem ser superpostas a partir de uma origem única.

O princípio de Hamilton aplica-se a qualquer impacto de energia cinética T do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente representado pelas curvas de resistência - deslocamento dinâmico da figura 4.1.

A energia cinética complementar T_c na curva idealizada de resistência total - deslocamento dinâmico pode ser estimada pela expressão aproximada:

$$T_c \cong (R_t \cdot K/2) \quad (4.1)$$

onde R_t = resistência total mobilizada no impacto;

K = parcela elástica do deslocamento ou penetração.

A energia potencial complementar V_c na curva idealizada de resistência estática - deslocamento dinâmico corresponde a:

$$V_c = (R \cdot K/2) \quad (4.2)$$

onde R = resistência estática mobilizada no impacto.

Neste caso a energia potencial de deformação elástica V_e (área BDCB) é igual à energia de deformação complementar e portanto:

$$V_e = V_c = (R \cdot K/2) \quad (4.3)$$

A figura 4.2 apresenta a curva resistência estática - deslocamento dinâmico, com origem única, do ensaio de carregamento dinâmico cíclico de energia crescente. Neste caso foram aplicados três impactos de energia T_1 , T_2 e T_3 crescentes que mobilizaram as resistências estáticas R_1 , R_2 e R_3 para os deslocamentos dinâmicos D_1 , D_2 e D_3 . Os deslocamentos máximos (D_1 , D_2 e D_3) e as parcelas de penetração elástica (repiques K_1 , K_2 e K_3) e permanente (negas S_1 , S_2 e S_3), correspondentes encontram-se indicados na figura.

A curva OAG do impacto de energia T_1 tem origem em O e apresenta deslocamento máximo D_1 e resistência estática R_1 no ponto A da curva. A nega S_1 ao final do impacto corresponde ao ponto G.

A curva OBH do impacto de energia T_2 tem mesma origem e como a condição inicial do ensaio não mudou a curva passa no ponto A do impacto anterior de menor energia e atinge o deslocamento máximo D_2 e a resistência R_2 no ponto B. A nega S_2 ao final do impacto corresponde ao ponto H.

A curva OCI do impacto de energia T_3 tem origem em O e não tendo ocorrido mudança na condição inicial do ensaio a curva passa nos pontos A e B dos impactos

FIGURA 4.2 Curva resistência estática - deslocamento dinâmico: origem única.

anteriores de menor energia e atinge o deslocamento máximo D_3 e a resistência R_3 no ponto C. A nega S_3 ao final do impacto corresponde ao ponto I.

A energia de deformação total da curva resistência estática - deslocamento dinâmico no terceiro carregamento que engloba os dois anteriores, correspondente ao ponto C, é igual à área OABCD. A energia potencial de deformação elástica é igual à área CDIC e a energia de deformação complementar é igual à área OJCBAO. O trabalho da força de reação estática corresponde à área OABCIO.

O ensaio prossegue até que se caracterize a ruptura do sistema estaca - maciço de solos que é o tema tratado no item que se segue.

4.4 Determinação da capacidade de carga última na prova de carga dinâmica.

No ensaio de carregamento estático a fundação em estaca cravada atinge a ruptura quando a energia de deformação total da carga estática aplicada mobiliza a máxima capacidade de reação do sistema (resistência ou capacidade de carga última).

No ensaio de carregamento dinâmico a fundação em estaca cravada atinge a ruptura quando a energia cinética do impacto aplicado mobiliza a máxima capacidade de reação do sistema (resistência ou capacidade de carga última).

A resistência ou capacidade de carga última do sistema estaca - maciço de solos corresponde à capacidade resistente do elo mais fraco que pode ser a do elemento estrutural (resistência estrutural RE) ou do maciço de solos (capacidade de carga última R_u).

Na prova de carga estática de ciclo único ou na cíclica crescente a capacidade de carga estática (ou resistência) última R_u é numericamente igual à carga estática última Q_u e a ruptura física se caracteriza quando o acréscimo de carga ΔQ causa um acréscimo de recalque Δs e um acréscimo de energia de deformação, que tendem para o infinito. Esta definição de carga última de IMPE (1991) equivale à carga última da expressão de Van der VEEN (1953) e ao termo 'resistência final' da assíntota vertical à curva resistência - penetração no impacto do martelo de TERZAGHI (1943).

A energia potencial complementar V_c no caso da prova de carga estática ou a energia cinética complementar T_c no caso do carregamento dinâmico podem, alternativamente, ser usados para definir a capacidade de carga estática última R_u .

No ensaio de carregamento dinâmico de energia constante considera-se que a carga estática última Q_u é igual à resistência estática última R_u definida no modelo *idealizado* de resistência do solo de SMITH, CASE ou CAPWAP, para um impacto do martelo. Entretanto, para ter sentido, esta carga estática última Q_u deveria corresponder à 'resistência final' da reta assíntota vertical à curva de penetração dinâmica na analogia de TERZAGHI (1943).

Contudo o ensaio de carregamento dinâmico de energia constante não permite caracterizar se a *magnitude* da energia cinética do impacto aplicado preenche esta

condição de ruptura. Logo, neste ensaio, a carga estática Q , igual à resistência estática R do modelo idealizado, corresponde apenas à *resistência mobilizada* pelo impacto de energia cinética T e pode ou não corresponder à carga estática última Q_u de TERZAGHI (1943).

Esta tese caracteriza a ruptura do solo no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente quando um determinado impacto, correspondente a um ponto sobre a curva idealizada de resistência estática - deslocamento dinâmico evidenciar que:

- a) a capacidade de carga estática mobilizada R passa por um máximo R_u ;
- b) a energia cinética complementar T_c do impacto passa por um máximo T_{cu} e,
- c) a energia potencial complementar V_c passa por um máximo V_{cu} .

A energia cinética complementar à qual corresponde a total mobilização da capacidade de carga ou resistência estática última R_u vale:

$$T_{cu} \cong (R_u \cdot K_u/2) \quad (4.4)$$

onde T_{cu} = energia cinética complementar máxima;

K_u = parcela elástica (repique) limite;

R_u = resistência total (estática mais dinâmica) limite;

O princípio de HAMILTON aplicado ao impacto de energia limite T_u resulta:

$$[(T_u - R_u \cdot K_u/2) - (R_u \cdot S_u + W_{au})] = 0 \quad (4.5)$$

onde T_u = energia cinética limite;

S_u = parcela permanente (nega) limite;

W_{au} = trabalho das forças de amortecimento limite.

Esta forma peculiar de caracterizar a ruptura do sistema estaca - maciço de solos, no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente, implica na existência de uma situação pós - ruptura onde qualquer incremento ΔT de energia cinética que excede o valor T_u , se transforma em incremento de trabalho ΔW_a das forças de amortecimento material e de radiação. Neste caso pode-se escrever que:

$$\Delta T = (T - T_u) = \Delta W_a \quad (4.6)$$

$$\Delta W_a = R_u (D - D_u) = (W_a - W_{au}) \quad (4.7)$$

onde D = deslocamento correspondente medido no *PDA*;

W_a = trabalho das forças de amortecimento material e de radiação.

Naturalmente a evolução dos valores T_c , V_c (ou V_e), ΔW_a e ΔT , com energias cinéticas crescentes aplicadas após a caracterização da ruptura ou seja na situação de pós - ruptura, depende do comportamento do sistema estaca - maciço de solos.

No estado atual a experiência tem mostrado que a curva resistência estática - deslocamento dinâmico pode apresentar quatro formas típicas de comportamento:

- a) ruptura caracterizada pela resistência estática constante sob ação de energia cinética crescente com assíntota vertical bem definida (caso 1);
- b) ruptura caracterizada por um pico de resistência e pós ruptura caracterizada pela redução da resistência estática sob ação de energia cinética crescente (caso 2);
- c) ruptura mal definida seguida de aumento da resistência estática sob ação de energia cinética crescente, caracterizando aumento de resistência da estaca que penetra em camadas mais resistentes (caso 3) e,
- d) resistência estática mobilizada R crescente sob ação de energia cinética crescente, caracterizando a possibilidade de ruptura do elemento estrutural que ocorre quando a força F_{max} atinge o valor da resistência RE do elemento estrutural (caso 4).

O caso 2 pode ocorrer nas estacas em que o atrito lateral se desmobiliza progressivamente. O caso 4 pode ocorrer quando a resistência do maciço de solos é maior que a resistência do elemento estrutural, geralmente nas estacas muito longas, onde predomina a resistência de atrito lateral, ou em estacas curtas com a ponta sobre material rígido e de alta resistência.

Conclui-se que a capacidade de carga última corresponde ao valor máximo R_u da capacidade de carga estática mobilizada R caracterizado quando a energia cinética complementar T_c e a energia potencial complementar V_c passam pelo valor máximo T_{cu} e V_{cu} . A este impacto corresponde a energia cinética limite T_u e o deslocamento dinâmico limite D_u .

4.5 Resultados de ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente.

4.5.1 Ruptura comandada pela resistência do solo (caso 1).

Neste item apresentam-se os resultados de prova de carga dinâmica na qual a ruptura é comandada pelo solo e a curva resistência estática - deslocamento dinâmico exibe um patamar de escoamento, caracterizando a assíntota vertical à curva de penetração, similar à curva carga - recalque da prova de carga estática da figura 2.8.

O ensaio foi realizada na estaca pré-moldada E119 de concreto armado centrifugado, diâmetro externo 42 cm, parede 8 cm, comprimento total 12,0 m, comprimento abaixo dos sensores 10,9 m e comprimento cravado de 10,1 m.

A idade da estaca na ocasião do ensaio era de 6 dias.

O maciço de solo residual de gnaiss é descrito na tabela 4.1:

TABELA 4.1 CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO DE SOLOS: ESTACA E119.

Profundidade da camada (m)	Descrição do solo
0 a 1,90	Aterro de argila siltosa média, marrom, $N_{spt} = 5/30$ cm.
1,90 a 3,30	Argila orgânica, média, marrom, $N_{spt} = 5/30$ cm.
3,30 a 10,30	Solo residual de silte arenoso com veios de pedregulhos finos, pouco compacto a muito compacto, rosa e amarela, $N_{spt} = 10/30$ cm.
10,30 a 16,10	Alteração de rocha arenosa, muito compacta, amarela e cinza, $N_{spt} = 43/30$ cm
Solo na ponta da estaca	Alteração de gnaiss, areia muito compacta, $N_{spt} = 37/30$ cm.

Os impactos foram aplicados com martelo de queda livre de 30 kN e alturas de queda de 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 250 e 300 cm. O sistema de amortecimento consiste de capacete de aço de 1 kN, cepo de madeira dura de 30 cm de altura e coxim de madeira compensada de 6 cm de espessura.

Os resultados obtidos no ensaio foram interpretados segundo o método *CASE* com $J_c = 0,30$ para todos os impactos. Este valor corresponde à análise do impacto de 200 cm de altura pelo método *CAPWAP*. Ressalta-se que a adoção de um coeficiente de amortecimento de *CASE* constante para todas as alturas de queda é uma aproximação prática uma vez que ele varia com o nível de energia cinética T , conforme foi observado em AOKI e de MELLO (1992) em estaca cravada em maciço de solo de características semelhantes.

Na tabela 2 apresenta-se os resultados desta prova de carga dinâmica:

TABELA 4.2 RESULTADOS DA PROVA DE CARGA DINÂMICA: ESTACA E119

H (cm)	R (kN)	D (mm)	S (mm)	K (mm)	T (kJ)	$*F_{max}$ (kN)	R_t (kN)	T_c (kJ)	V_c (kJ)
20	810	3,5	0	3,5	1,9	670	850	1,49	1,42
40	950	5,1	0	5,1	3,0	780	1010	2,58	2,42
60	1070	5,4	0	5,4	3,9	870	1140	3,08	2,89
80	1240	7,2	0	7,2	5,8	1040	1330	4,79	4,46
100	1430	8,2	0	8,2	7,3	1140	1530	6,27	5,86
120	1610	11,1	0	11,1	11,8	1290	1730	9,60	8,94
140	1730	13,2	2	11,2	15,9	1410	1930	10,81	9,69
160	1770	14,7	3	11,7	18,6	1550	2010	11,76	10,35
180	1790	15,8	4	11,8	21,1	1640	2060	12,15	10,56
200	1800	16,0	5	11,0	21,8	1700	2080	11,44	9,90
250	1790	17,8	6	11,8	24,7	1780	2110	12,45	10,56
300	1810	20,3	9	11,3	29,9	1940	2180	12,32	10,23

* o máximo não ocorre na seção dos sensores.

A figura 4.3 apresenta a curva resistência estática - deslocamento dinâmico da prova de carga dinâmica correspondente aos resultados mostrados na tabela 4.2.

FIGURA 4.3 Curva resistência estática - deslocamento dinâmico: estaca E119.

Observa-se que a forma da curva (R - D) é análoga à da curva da prova de carga estática da fig. 2.8 que apresenta um patamar de escoamento indicado pela reta assíntota à curva a partir de $R_u = 1790$ kN, dentro da precisão da medida do ensaio.

A tabela 4.2 mostra que para este valor de resistência mobilizada a energia complementar T_c da curva estática passa por um máximo e se mantém constante.

A figura 4.4 apresenta a curva resistência total mobilizada - deslocamento dinâmico da estaca E119.

FIGURA 4.4 Curva resistência total - deslocamento dinâmico: estaca E119.

A figura 4.5 mostra as curvas de variação de T , T_c e V_c com a resistência R .

FIGURA 4.5 Curvas da variação de T , T_c e V_c com a resistência R : estaca E119.

Na figura 4.6 apresentam-se as curvas de variação da resistência R , da energia cinética T , da energia complementar V_c e da energia cinética complementar T_c com a altura de queda H . A figura indica que para a altura de 180 cm a energia complementar passa pelo máximo ao mesmo tempo que a resistência mobilizada

torna-se constante e com valor em torno de 1790 kN que corresponde á capacidade de carga última da estaca. Esta conclusão é confirmada ao se examinar as curvas de

FIGURA 4.6 Curvas da variação de T , T_c , V_c e R com H : estaca E119.

variação da energia total T , da energia complementar T_c e da energia complementar V_c com o valor da resistência mobilizada R da figura 4.5.

Na figura 4.7 apresenta-se a curva de variação da capacidade de carga R e da força F_{max} em função do deslocamento D para a mesma estaca. Pode-se observar que

FIGURA 4.7 Curvas da variação de R e F_{max} com D : estaca E119.

no pós ruptura o valor da força é maior que o valor da capacidade de carga mobilizada pelo solo e que a continuação do ensaio com aplicação de impactos de maior energia pode romper também o elemento estrutural.

Observa-se que neste caso a análise *CAPWAP* do golpe de 200 cm de altura mostrou que a força máxima se deu na seção a 5,40 m abaixo dos sensores e seu valor foi de 1918 kN ao invés dos 1700 kN da tabela. O *quake* de ponta foi 9,4 mm.

Conclui-se que a capacidade de carga ou resistência estática última R_u da estaca E119 é de 1790 kN, mobilizada no impacto de 180 cm de altura com energia cinética limite T_u igual a 21,1 kJ, correspondente ao deslocamento dinâmico limite D_u igual a 15,8 mm, à energia cinética complementar T_{cu} igual a 12,15 kJ e à energia potencial complementar V_{cu} igual a 10,56 kJ.

Tomando-se os valores de T_u igual 21,1 kJ e D_u igual a 15,8 mm como ponto de partida para o cálculo de ΔT e ΔW_a chega-se à tabela 4.3:

TABELA 4.3 INCREMENTOS DE ENERGIA E TRABALHO NO PÓS-RUPTURA: E119

H (cm)	R (kN)	D (mm)	T (kJ)	$(D-D_u)$ (mm)	ΔW_a (kJ)	ΔT (kJ)
180	1790	15,8	21,1	0	0	0
200	1800	16,0	21,8	0,2	0,4	0,7
250	1790	17,8	24,7	2,0	3,6	3,6
300	1810	20,3	29,9	4,5	8,2	8,9

A figura 4.8 mostra a relação entre o incremento ΔW_a das forças de amortecimento e o incremento ΔT de energia cinética para valores de T maior que T_u . Verifica-se que as curvas de variação dos incrementos de energia e trabalho são praticamente iguais confirmando a ruptura da fundação no impacto anterior.

FIGURA 4.8 Relação T , ΔT e ΔW_a no pós - ruptura: estaca E119.

4.5.2 Ruptura comandada pela resistência do solo (caso 2).

Neste item apresentam-se os resultados de prova de carga dinâmica na qual a ruptura é comandada pelo solo e a forma da curva resistência estática - deslocamento dinâmico mostra um pico de reação seguido de redução da capacidade de carga e estabilização em uma assíntota vertical similar à curva carga - recalque da prova de carga estática da figura 2.9.

A prova de carga dinâmica refere-se à estaca pré-moldada E142 de concreto armado centrifugado, diâmetro externo 42 cm, parede 8 cm, comprimento total 15,8 m, comprimento abaixo dos sensores 14,3 m e comprimento cravado de 13,5 m.

Na ocasião do ensaio a idade da estaca era de 3 horas.

A tabela 4.4 descreve as características da sondagem mais próxima.

TABELA 4.4 CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO DE SOLOS: ESTACA E142.

Profundidade da camada (m)	Descrição do solo
0 a 4,70	Camadas alternadas de argila arenosa e areia argilosa, variegada, média, $N_{spt} = 11/30$ cm.
4,70 a 6,45	Areia média pouco argilosa, amarela, $N_{spt} = 15/30$ cm.
6,45 a 7,30	Argila plástica muito arenosa, cinza, média, $N_{spt} = 10/30$ cm.
7,30 a 15,60	Areia média pouco argilosa com pedregulhos, pouco a medianamente compacta, variegada, cinza clara, $N_{spt} = 10/30$ cm.
15,60 a 15,83	Silte arenoso pouco argiloso, micáceo, variegado (amarelo), compacto, N_{spt} variando de 7/30 cm até impenetrável a percussão.
Solo na ponta da estaca	Areia média pouco argilosa com pedregulhos, pouco a medianamente compacta, variegada, cinza clara, $N_{spt} = 9/30$ cm.

O ensaio foi realizado com um martelo de queda livre de 28,6 kN aplicando-se impactos de energia crescente correspondentes às alturas de queda de 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 170, 180, 190, 200 e 210 cm.

O sistema de amortecimento consiste de um capacete de aço de 2 kN provido de um cepo de madeira dura de 20 cm de altura e um coxim de madeira compensada de 10 cm de espessura.

Os valores medidos no ensaio com o *PDA* foram interpretados de acordo com o método de *CASE* adotando-se um coeficiente de amortecimento $J_c = 0,6$ para todos os impactos. Este coeficiente de amortecimento foi determinado a partir da análise de uma estaca próxima pelo método *CAPWAPC*.

Na tabela 4.5 apresenta-se os resultados desta prova de carga dinâmica:

TABELA 4.5 RESULTADOS DA PROVA DE CARGA DINÂMICA: ESTACA E142.

H (cm)	R (kN)	D (mm)	S (mm)	K (mm)	T (kJ)	F_{max} (kN)	R_t (kN)	T_c (kJ)	V_c (kJ)
20	480	3,7	0	3,7	1,2	450	540	1,00	0,89
40	690	5,2	0	5,2	2,4	590	810	2,11	1,79
60	920	7,3	0	7,3	4,6	800	1080	3,94	3,36
80	1150	9,6	0	9,6	7,6	980	1380	6,62	5,52
100	1300	10,8	0	10,8	9,6	1080	1560	8,42	7,02
120	1370	11,7	1,0	10,7	11,1	1120	1690	9,04	7,33
140	1400	13,8	2,0	11,8	15,3	1310	1880	11,09	8,26
160	1350	15,5	5,0	10,5	18,8	1440	1910	10,03	7,09
170	1350	15,9	5,5	10,4	19,5	1500	1910	9,93	7,02
180	1270	17,5	7,5	10,0	22,7	1620	1960	9,80	6,35
190	1260	18,7	9,5	9,2	24,7	1690	1990	9,15	5,80
200	1270	19,6	9,5	10,1	26,8	1770	2030	10,25	6,41
210	1270	22,1	12,5	9,6	31,6	1930	2100	10,08	6,10

A figura 4.9 apresenta a curva resistência estática - deslocamento dinâmico da prova de carga dinâmica correspondente aos resultados mostrados na tabela 4.5.

FIGURA 4.9 Curva resistência estática - deslocamento dinâmico: estaca E142.

Observa-se que a forma da curva (R - D) apresenta um pico de resistência para $R_{pic} = 1400$ kN. O quadro 4.5 mostra que para este valor a energia complementar T_c da curva estática passa pelo máximo e depois oscila com valores menores. A capacidade de carga última se estabiliza em torno de $R_u = 1270$ kN.

A figura 4.10 apresenta a curva resistência total mobilizada - deslocamento

FIGURA 4.10 Curva resistência total - deslocamento dinâmico: estaca E142.

Na figura 4.11 encontra-se as curvas de variação da resistência mobilizada R , da energia cinética T e da energia complementar T_c com a altura de queda H . O gráfico indica que para a altura de 140 cm a energia complementar passa pelo

FIGURA 4.11 Curvas da variação de T , T_c , V_c e R com H : estaca E142.

máximo ao mesmo tempo que a resistência mobilizada atinge um pico de resistência e depois cai e torna-se constante com valor em torno de 1270 kN que é a capacidade de carga última da estaca.

Esta conclusão torna-se mais clara ao examinar as curvas de variação da energia total T , da energia complementar T_c e da energia complementar estática V_c com o valor da resistência mobilizada R indicadas na figura 4.12.

Verifica-se que no pós - pico de mobilização da capacidade de carga com aplicação de energia cinética crescente, a energia cinética complementar tendo passado em um máximo diminui e tende a se tornar constante tal como acontece com o valor da carga mobilizada e com a energia complementar estática.

FIGURA 4.12 Curvas da variação de T , T_c e V_c com a resistência R : estaca E142.

Aplicando-se o princípio da conservação de energia de HAMILTON para todos os impactos resulta a tabela de valores da tabela 4.6:

TABELA 4.6 ENERGIA E TRABALHO DOS IMPACTOS CRESCENTES: E142

H (cm)	EFD^* (kJ)	W (kJ)	W_a (kJ)	T (kJ)	V_c (kJ)
20	0,89	0	0,31	1,2	0,89
40	1,79	0	0,61	2,4	1,79
60	3,36	0	1,24	4,6	3,36
80	5,52	0	2,08	7,6	5,52
100	7,02	0	2,58	9,6	7,02
120	8,70	1,37	2,40	11,1	7,33
140	11,06	2,80	4,24	15,3	8,26
160	13,84	6,75	4,96	18,8	7,09
170	14,45	7,43	5,05	19,5	7,02
180	15,88	9,53	6,82	22,7	6,35
190	17,77	11,97	6,93	24,7	5,80
200	18,48	12,07	8,32	26,8	6,41
210	21,97	15,88	9,62	31,6	6,10

* vide expressão (3.41).

Na figura 4.13 apresenta-se o gráfico representativo das transformações de energia para todas as alturas de queda H do martelo.

FIGURA 4.13 Transformações de energia na prova de carga dinâmica: E142.

Na figura 4.14 apresenta-se a curva de capacidade de carga R e força F_{max} em função do deslocamento D para estaca E142. Pode-se observar que no pós - ruptura

FIGURA 4.14 Curvas da variação de R e F_{max} com D : estaca E142.

o valor da força é maior que o valor da capacidade de carga mobilizada.

Conclui-se que para a estaca E142 a capacidade de carga ou resistência estática última R_u foi de 1270 kN, mobilizada após a ocorrência de um pico de resistência R_{pic} igual a 1400 kN, correspondente a para um impacto de energia cinética limite T_{pic} igual 15,3 kJ, um deslocamento dinâmico limite D_{pic} de 13,8 mm e energia complementar T_{pic} de 11,1 kJ, correspondentes à $H = 140$ cm.

Tomando-se os valores de T_{pic} igual 15,3 kJ e D_{pic} igual a 13,8 mm como ponto de partida para o cálculo de ΔT e ΔW_a chega-se à tabela 4.7:

TABELA 4.7 INCREMENTOS DE ENERGIA E TRABALHO NO PÓS-RUPTURA: E142.

H (cm)	R (kN)	D (mm)	T (kJ)	$(D-D_u)$ (mm)	ΔW_a (kJ)	ΔT (kJ)
140	1400	13,8	15,3	0	0	0
160	1350	15,5	18,8	1,7	2,30	3,5
170	1350	15,9	19,5	2,1	2,84	4,2
180	1270	17,5	22,7	3,7	4,70	7,4
190	1260	18,7	24,7	4,9	6,17	9,4
200	1270	19,6	26,8	5,8	7,37	11,5
210	1270	22,1	31,6	8,3	10,54	16,3

A figura 4.15 mostra a relação entre os incrementos do trabalho ΔW_a das forças de amortecimento material e de radiação e os incrementos ΔT de energia cinética que para valores de T que excedem o valor T_u , na análise pós - ruptura ou seja para os impactos de altura superiores a 140 cm de altura.

FIGURA 4.15 Relação T , ΔT e ΔW_a no pós - pico de resistência: estaca E142.

Observa-se que o incremento de trabalho é menor que o incremento de energia após o pico de resistência e que ambas as curvas crescem linearmente com o crescimento da energia cinética. Na descarga há liberação de energia potencial.

4.5.3 Caso de ruptura do solo mal definida (caso 3).

Apresentam-se os resultados de prova de carga dinâmica no qual a ruptura do solo é mal definida devido ao crescimento gradual de resistência. A assíntota vertical não chega a ser definida e a curva muda de inclinação e passa a se comportar como se a ruptura fosse comandada pela resistência do elemento estrutural.

O ensaio foi realizado na estaca pré-moldada P5D de concreto armado centrifugado, diâmetro externo 70 cm, parede de 12 cm, comprimento total de 20,8 m, comprimento abaixo dos sensores de 19,5 m e comprimento cravado de 16,4 m.

A idade da estaca na ocasião do ensaio era de 21 dias.

As características do maciço de solos local encontra-se na tabela 4.8:

TABELA 4.8 CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO DE SOLOS: ESTACA P5D

Profundidade da camada (m)	Descrição do solo
0 a 3,70	Aterro de argila arenosa, média, marrom e vermelha, $N_{spt} = 4/30$ cm.
3,70 a 9,50	Argila silto arenosa, média, amarela e vermelha com variações $N_{spt} = 6/30$ cm.
9,50 a 11,85	Silte argiloso pouco arenoso, rijo, variegado (solo residual), $N_{spt} = 11/30$ cm
11,85 a 13,90	Silte arenoso, pouco compacto, rosa e branca (solo residual), $N_{spt} = 8/30$ cm
13,90 a 17,34	Alteração de rocha areno siltosa, muito compacta, cinza com variações, $N_{spt} = 69/30$ cm (impenetrável a percussão em 17.34m)
17,34 a 19,50	Rocha alterada, (gnaisse ?), $N_{spt} > 40/10$ cm
Solo na ponta da estaca	Alteração de rocha areno siltosa, muito compacta, cinza com variações, $N_{spt} = 44/30$ cm

A prova de carga foi feita com um martelo de queda livre de 80 kN e impactos de energia crescente correspondentes às alturas de queda de 20, 30, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 250, 300 e 400 cm. O sistema de amortecimento consiste de um capacete de aço de 8 kN provido de um cepo de madeira dura de 35 cm de altura e um coxim de madeira compensada de 8 cm de espessura.

Na tabela 4.9 constam os valores da resistência estática R para $J_c = 0,40$, dos deslocamentos D , da nega S , da energia cinética T , da força medida na seção dos sensores F_{max} , da resistência total R_t , da energia complementar cinética T_c e da energia de deformação complementar estática V_c . O coeficiente de amortecimento de

CASE foi determinado a partir de análise *CAPWAP* em estaca de mesmo comprimento e diâmetro.

TABELA 4.9 RESULTADOS DA PROVA DE CARGA DINÂMICA: ESTACA P5D

H (cm)	R (kN)	D (mm)	S (mm)	T (kJ)	F_{max} (kN)	R_t (kN)	T_c (kJ)	V_c (kJ)
20	3250	11,2	0	25,6	2980	3700	20,72	18,20
30	3500	12,2	0	28,0	2740	4100	25,01	21,35
40	3710	13,0	0	32,7	3080	4440	28,86	24,12
60	3910	13,8	0	38,4	3330	4780	32,98	26,98
80	3940	14,2	1,0	38,3	3250	4720	31,15	26,00
100	4210	15,5	2,0	47,6	3700	5130	34,63	28,42
120	4420	16,4	3,0	53,8	4040	5460	36,58	29,61
140	4500	17,1	4,0	58,8	4140	5670	37,14	29,48
160	4670	17,7	5,0	64,3	4470	5960	37,85	29,65
180	4630	18,2	5,0	68,0	4560	5990	39,53	30,56
200	4690	19,9	6,5	79,6	4890	6180	41,41	31,42
250	4850	20,3	7,5	84,4	5250	6570	42,05	31,04
300	4830	22,5	10,0	97,3	5460	6520	40,75	30,19
400	5120	29,0	15,0	143,4	6450	7360	51,52	35,84

Na figura 4.16 encontra-se a curva resistência estática - deslocamento dinâmico da prova de carga dinâmica correspondente aos resultados mostrados na

FIGURA 4.16 Curva resistência estática - deslocamento dinâmico: estaca P5D.

tabela 4.9. A curva desta prova de carga dinâmica é análoga à curva da prova de carga estática da fig. 2.10 (ponta da estaca em solo residual de alta resistência).

Na figura 4.17 encontra-se a curva de resistência total mobilizada - deslocamento dinâmico da estaca P5D.

FIGURA 4.17 Curva resistência total - deslocamento dinâmico: estaca P5D.

As figuras 4.16 e 4.17 e o quadro 4.9 mostram que a energia complementar apresenta uma ligeira tendência de estabilização e logo volta a crescer com o aumento da energia cinética do impacto e o mesmo ocorre com a resistência estática. A ruptura não é definida.

Na figura 4.18 apresentam-se as curvas de variação da energia cinética T , da energia complementar T_c e da energia complementar estática V_c com o valor da

FIGURA 4.18 Curvas da variação de T , T_c , V_c e R com H : estaca P5D.

altura de queda H . A figura indica que as energias complementares crescem lentamente e a resistência mobilizada não se torna constante indicando que a ruptura não foi atingida e não é definida.

Esta conclusão torna-se mais clara ao examinar as curvas de variação da energia total T e das energias complementares T_c e V_c com o valor da resistência mobilizada R conforme mostradas na figura 4.19. Verifica-se que com aplicação de energia cinética crescente as energias complementares apresentam crescimento lento e a seguir tendência de aumento com o valor da carga mobilizada.

FIGURA 4.19 Curvas da variação de T , T_c e V_c com a resistência R : estaca P5D.

Aplicando-se o princípio de HAMILTON aos impactos aplicados nesta estaca resultam os valores indicados na tabela 4.10.

TABELA 4.10 ENERGIA E TRABALHO DOS IMPACTOS CRESCENTES: P5D

H (cm)	EFD (kJ)	W (kJ)	W_a (kJ)	T (kJ)	V_c (kJ)
20	18,20	0	7,40	25,6	18,2
30	21,35	0	6,65	28,0	21,35
40	24,12	0	8,58	32,7	24,12
60	26,98	0	11,42	38,4	26,98
80	29,94	3,94	8,36	38,3	26,00
100	36,84	8,42	10,76	47,6	28,42
120	42,87	13,26	10,93	53,8	29,61
140	47,48	18,00	11,32	58,8	29,48
160	53,00	23,35	11,30	64,3	29,65
180	53,71	23,15	14,29	68,0	30,56
200	61,91	30,49	17,69	79,6	31,42
250	67,42	36,38	16,98	84,4	31,04
300	78,49	48,30	18,81	97,3	30,19
400	112,64	76,80	30,76	143,4	35,84

Na figura 4.20 apresenta-se o gráfico representativo das transformações de energia para todos os níveis de energia aplicada.

FIGURA 4.20 Transformações de energia ao longo da prova de carga dinâmica: P5D

Na figura 4.21 apresenta-se a curva capacidade de carga R e força F_{max} com o deslocamento D . Pode-se observar que as forças são maiores que a reação do solo o que é um indício que a resistência estrutural pode comandar a ruptura da estaca.

FIGURA 4.21 Curvas da variação de R e F_{max} com D : estaca P5D.

Conclui-se que a prova de carga dinâmica não levou a estaca P5D até a ruptura. Entretanto existem indícios de que a estaca começa a penetrar em camada mais resistente na ponta e sua capacidade de carga começa a aumentar resultando a condição $R_u > F_{max}$ ou seja a capacidade de carga comandada pela resistência do elemento estrutural que é o elo mais fraco do sistema estaca - maciço de solos.

4.5.4 Caso de provável ruptura do elemento estrutural de fundação (caso 4).

Apresentam-se os resultados de prova de carga dinâmica onde a ruptura é comandada pelo elemento estrutural de fundação e a forma da curva apresenta uma trajetória de carregamento similar à da figura 2.10. A prova de carga foi realizada na estaca pré-moldada E117, de concreto armado centrifugado, 42 cm de diâmetro externo e parede de 8 cm, comprimento total de 23,6 m, comprimento abaixo dos sensores de 22,69 m e comprimento cravado de 22,0 m. A estaca foi cravada no maciço de solo litorâneo com as características descritas na tabela 4.11.

TABELA 4.11 CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO DE SOLOS: ESTACA E117.

Profundidade da camada (m)	Descrição do solo
0 a 2,85	Aterro de silte, pouco argilo-arenoso, marrom, fofo, $N_{spt} = 3/30$ cm.
2,85 a 3,77	Areia fina pouco argilosa, micácea, cinza escura, fofo, $N_{spt} = 2/30$ cm.
3,77 a 4,00	Areia com turfa e detritos vegetais, cinza escura, fofo, $N_{spt} = 2/30$ cm.
4,00 a 4,85	Areia fina argilosa com detritos vegetais, amarela e cinza escura, medianamente compacta, $N_{spt} = 6/30$ cm.
4,85 a 5,35	Argila marinha com areia fina, cinza escura, mole, $N_{spt} = 1/30$ cm.
5,35 a 6,65	Areia fina argilosa, amarela, $N_{spt} = 3/30$ cm.
6,65 a 7,94	Areia fina a média pouco argilosa, micácea, cinza escura, medianamente compacta, $N_{spt} = 6/30$ cm.
7,94 a 9,27	Areia grossa, cinza escura, fofo, $N_{spt} = 2/30$ cm.
9,27 a 19,78	Argila marinha, cinza escura, mole, $N_{spt} = 1/30$ cm.
19,78 a 22,63	Solo de alteração de rocha arenosa, cinza e amarela, medianamente compacta a compacta, $N_{spt} = 12/30$ cm.
Solo na ponta da estaca	Solo de alteração de rocha arenosa, cinza e amarela, medianamente compacta a compacta, $N_{spt} = 45/5$ cm.

O ensaio foi realizado com martelo de queda livre de 50 kN e impactos de energia crescente correspondentes às alturas de queda de 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100 e 120 cm. O sistema de amortecimento consiste de capacete de aço de kN provido de cepo de madeira dura de 30 cm de altura e um coxim de madeira compensada de 20 cm de espessura.

A idade da estaca na ocasião do ensaio era de 3 dias.

Na tabela 4.12 constam os valores obtidos no ensaio aplicando-se o método *CASE* para $J_c = 0,45$ em todos os impactos. Este coeficiente de amortecimento foi obtido a partir da análise pelo método *CAPWAPC* do golpe de 120 cm de altura.

TABELA 4.12 RESULTADOS DA PROVA DE CARGA DINÂMICA: ESTACA E117

H (cm)	R (kN)	D (mm)	S (mm)	T (kJ)	$*F_{max}$ (kN)	R_t (kN)	T_c (kJ)	V_c (kJ)
10	880	5,7	0	3,9	880	960	2,74	2,51
20	1055	7,3	0	6,0	990	1200	4,38	3,85
30	1140	8,2	0	7,3	1050	1310	5,37	4,67
40	1255	9,6	0	9,3	1140	1460	7,01	6,02
50	1340	10,4	0	10,7	1200	1550	8,06	6,97
60	1520	12,2	0	14,4	1360	1790	10,92	9,27
70	1625	13,8	0	17,8	1490	1950	13,46	11,21
80	1665	14,2	1	19,0	1550	2010	13,27	10,99
90	1780	16,0	2	23,5	1700	2200	15,40	12,46
100	1840	17,5	3	27,3	1810	2300	16,68	13,34
120	1930	19,1	4	32,0	1960	2460	18,57	14,57

A figura 4.22 apresenta a curva carga estática - deslocamento dinâmico da prova de carga dinâmica correspondente aos resultados mostrados na tabela 4.12.

FIGURA 4.22 Curva resistência estática - deslocamento dinâmico: estaca E117.

A figura 4.22 indica que a resistência estática mobilizada é crescente com o nível de energia aplicada. A energia complementar cinética e estática são também crescentes com o nível de energia aplicada. Conclui-se que o ensaio não levou a estaca à ruptura do solo.

A figura 4.23 apresenta a curva de resistência total - deslocamento dinâmico da estaca E117. Verifica-se que a resistência total é crescente com a energia aplicada.

FIGURA 4.23 Curva resistência total - deslocamento dinâmico: estaca E117.

Na figura 4.24 encontram-se as curvas de variação da resistência mobilizada R , da energia cinética T , da energia cinética complementar T_c e da energia

FIGURA 4.24 Curvas da variação de T , T_c , V_c e R com H : estaca E117.

complementar V_c com a altura de queda H . A figura indica que todos os valores são crescentes com o nível de energia cinética aplicada.

Esta conclusão torna-se mais clara ao examinar as curvas de variação da energia total T , da energia complementar T_c e complementar V_c com o valor da resistência mobilizada R da figura 4.25. Verifica-se que com a aplicação de energia cinética crescente a energia complementar é sempre crescente o mesmo acontecendo com o valor da carga mobilizada.

FIGURA 4.25 Curvas da variação de T , T_c e V_c com a resistência R : estaca E117.

Aplicando-se o princípio de HAMILTON aos impactos crescentes resultam os valores da tabela 4.13:

TABELA 4.13 ENERGIA E TRABALHO DOS IMPACTOS CRESCENTES: E117.

H (cm)	EFD (kJ)	W (kJ)	W_a (kJ)	T (kJ)	V_c (kJ)
10	2,51	0	1,39	3,9	2,51
20	3,85	0	2,15	6,0	3,85
30	4,67	0	2,63	7,3	4,67
40	6,02	0	3,28	9,3	6,02
50	6,97	0	3,73	10,7	6,97
60	9,27	0	5,13	14,4	9,27
70	11,21	0	6,59	17,8	11,21
80	12,65	1,67	6,34	19,0	10,99
90	16,02	3,56	7,48	23,5	12,46
100	18,86	5,52	8,44	27,3	13,34
120	22,29	7,72	9,71	32,0	14,57

Na figura 4.26 apresenta-se o gráfico representativo das transformações de energia para todos os níveis de energia aplicada.

A figura mostra que nenhum parâmetro tende a se estabilizar.

Na figura 4.27 apresenta-se a curva capacidade de carga R e força F_{max} em função do deslocamento D para a mesma estaca.

FIGURA 4.26 Transformações de energia na prova de carga dinâmica: estaca E117.

A figura 4.27 mostra que a força máxima começa a ultrapassar o valor da resistência mobilizada que por sua vez é crescente.

FIGURA 4.27 Curvas da variação de R e F_{max} com D : estaca E117.

Conclui-se que a estaca E117 apresenta resistências mobilizadas crescentes e forças crescentes e seu comportamento pode ser comandado pela resistência do elemento estrutural a menos que a resistência do solo pare de crescer para níveis de energia maiores que os alcançados no ensaio.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 Conclusões da tese.

As principais conclusões da tese são:

- a) A energia complementar é o novo parâmetro para determinar a capacidade de carga última do sistema estaca - maciço de solos.
- b) A energia complementar cresce com o nível de energia cinética imposta ao sistema estaca - solo e sua taxa de variação se anula quando a capacidade de reação, ou seja, a resistência do sistema atinge um extremante.
- c) A tese mostra que a curva resistência estática - deslocamento dinâmico até a ruptura, apresenta duas formas básicas, similares às curvas carga - recalque da prova de carga estática. Estas formas de curva são descritas a seguir:
 - 1) trecho inicial linear seguido de trecho onde a curvatura muda e de um segmento final em que a curva tende para uma assintota vertical bem definida;
 - 2) trecho inicial linear seguido de trecho onde a curvatura pouco muda e atinge um pico de carga máxima onde a curva apresenta uma inflexão; segue-se um trecho de descarregamento onde a resistência cai até um determinado valor; no final a curva tende para uma assintota vertical bem definida;
- d) No primeiro caso a capacidade de carga última é a resistência estática correspondente ao primeiro máximo de energia complementar. A variação do incremento de energia cinética e do incremento de trabalho das forças de amortecimento, no pós - ruptura, é linear. As retas coincidem e o excesso de energia cinética aplicada no pós-ruptura é igual ao trabalho das forças de amortecimento.
- e) No segundo caso a capacidade de carga última corresponde à resistência estática do primeiro mínimo de energia complementar que ocorre após o pico de resistência.

No pós - pico de resistência a variação do incremento de energia cinética e do incremento de trabalho das forças de amortecimento é também linear. As duas retas divergem e a diferença se deve à parcela de energia potencial do descarregamento.

f) Quando a energia complementar é sempre crescente com o nível de energia aplicada a capacidade de carga última é indefinida. A curva resistência estática - deslocamento dinâmico pode apresentar as seguintes formas:

1) trecho inicial linear seguido de trecho onde a curvatura muda até um ponto onde a carga oscila e logo volta a crescer com menor curvatura;

2) crescimento contínuo quase linear com inclinação variável.

g) Em qualquer caso se a força máxima ultrapassar o valor da resistência do elemento estrutural pode ocorrer a ruptura deste elemento.

h) A fundação em estaca cravada é um sistema cuja resistência é comandada pela resistência do solo ou do elemento estrutural e a ruptura se dá pelo elo mais fraco: ou o solo se rompe ou a estaca se rompe. A simultaneidade é um acaso.

i) A resistência estática medida no sistema *PDA* corresponde ao patamar de escoamento da curva resistência estática - deslocamento dinâmico *idealizado* de um sistema onde todos os materiais tem comportamento elástico - perfeitamente plástico.

j) A resistência estática medida em um impacto no ensaio de carregamento dinâmico de energia constante raramente corresponde à capacidade de carga última e, na maioria das vezes, corresponde apenas à resistência mobilizada para aquela energia.

5.2 Sugestões para futuras pesquisas.

O ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente é uma técnica nova que precisa ser aprimorada e tem a seu favor o baixo custo e a rapidez de execução.

Sugerem-se os seguintes temas para futuras pesquisas:

- a) Formular um modelo de resistência do solo compatível com a forma da curva resistência - deslocamento expressa por uma função do tipo VEEN (1953).
- b) Analisar a influência das tensões residuais sobre a energia potencial elástica e o trabalho com o *CAPWAPC* que realiza o *MBA (Multiple Blows Analysis)*.
- c) Verificar a possibilidade de extrapolação das curvas de resistência estática - deslocamento dinâmico nos casos em que a energia foi insuficiente para levar o sistema à ruptura.
- d) Analisar a variação da resistência com o tempo decorrido após a instalação da estaca no maciço de solos.
- e) Analisar o comportamento pós-ruptura de sistemas em que a ruptura é comandada pelo elemento estrutural.
- f) Reexaminar a fórmula dinâmica de BULLEN à luz da energia complementar.
- g) Reexaminar o modelo de SMITH e *CASE* sob o enfoque de energia variável.
- h) Correlacionar resultados de provas de carga estática com resultados de ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente, na mesma estaca.
- i) Formular novas expressões para o funcional energia complementar considerando a forma real das curvas de resistência - deslocamento dinâmico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

ABNT (1995) - NBR 12131: *Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio.*

ABNT (1996) - NBR 13208: *Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico - Método de ensaio.*

ACACIA, A.; CARPENTIER, R.; D'HEMRICOURT, J.; HOLEYMAN, A.;
MAERTENS, J.; RAEDSCHELDERS, H.; Van WAMBEKE, A.; WALLAYS,
M.; WINAND, A., (1985) - *Penetrability and Drivability of Piles - Belgian
National Draft*. Proceedings of International Symposium on Penetrability and
Drivability of Piles. San Francisco, Vol. 1, p. 3-10.

AJAYI, L.A. (1985) - *Nigerian Practice*. International Symposium on Penetrability
and Drivability of Piles. San Francisco, Vol. 1, p.51- 62.

AOKI, N.; ALONSO, U.R. (1989) - *Correlation Between Different Evaluation
Procedures of Static and Dynamic Load Tests and Rebound*. XII International
Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro. Vol. 2,
p. 1115-1116.

AOKI, N. (1989) - *A New Dynamic Load Test Concept*. Japanese Society of Soil
Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Drivability of Piles, Vol.1,
p. 1-4,

AOKI, N.; ALONSO, U.R. (1993) - *Previsão e Comprovação da Carga Admissível
de Estacas*. Engenharia no. 496, Instituto de Engenharia de São Paulo, p.17-26

AOKI, N. (1991) - *Carga admissível de estacas através de ensaios dinâmicos*. SEFE

II - 2º Seminário Engenharia Fundações Especiais. São Paulo. Vol. 2, p. 269-292.

AOKI, N. e de MELLO, V. F. B. (1992) - *Dynamic loading test curves*. Fourth International Conference on Application of Stress-Wave Theory to Piles., The Hague, Barends, p. 525-530

APPENDINO, M. (1985) - *Italian Report*. International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles. San Francisco, Vol. 1, p. 37-40.

AVELAR-LÓPEZ, R. (1985) - *Mexican National Draft Report*. International Symposium Penetrability and Drivability of Piles. San Francisco, Vol. 1, p. 47-50.

BEER, E. E. de (198) - *Wave Equations Analyses during Pile Driving*. p. 73-92.

BEIM, J. W. & AOKI, N. (1996). *Dynamic Load Test Method with Variable Energy*. Proceedings Fifth International Conference on Application of Stress-Wave Theory to Piles. Orlando, Townsend et ali., p. 274-281,

BERNARDES, G. P. (1989) - *Dynamic and Static Testing of Large Model Piles in Sand*. Doctor of Engineering Thesis, Department of Civil Engineering., Norwegian Institute of Technology, Trondheim,

BERNARDI, E.;CAMPOS,G.C.;MACHADO, J.R.A. (1991) - *O Método CAPWAPC e sua Aplicação no Caso do Campo Experimental da EPUSP/ABEF*. SEFE II - 2º Seminário Engenharia Fundações Especiais. São Paulo. Vol.1, p.31-39.

BERNARDI, E.; ALVIM, F. M.; CAMPOS, G. C. C.; RAMIRES, R.S.; NIYAMA, S. (1992) - *Ensaio de carregamento dinâmico em estacas*. Feira da Dinâmica em Construção Civil. IPT, ABMS e ABEFSG. São Paulo. Separata, 20 p.

BREDENBERG, H. (1985) - *Swedish Pile Driving Practice*. International

Symposium Penetrability and Drivability of Piles. San Francisco. Vol.1, p. 63- 66.

BROMS, B.B.; CHOO, L.P. (1988) - *A Simple Pile Driving Formula Based on Stress-Wave Measurements*. Third International Conference on Application of Stress - Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, p. 591-600.

BUISSON, M. & CHAPON, M. (1953) - *Relation entre les résistances statiques et dynamiques des pieux*. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Switzerland. Berichthaus Zurich. Vol. II, p.16-21.

BULLEN, F.R. (1959) - *A New Calculation for Bearing Capacity of Driven Piles*. ICE - Institution Civil Engineers, 13, p. 47-72.

CHELLIS, R.D. (1951) - *Pile Foundations*. McGraw-Hill Book Company, Inc.

CHENG, S.M.; AHMAD, S.A. (1988) - *Dynamic Testing versus Static Loading test: Five Case Histories*. Third International Conference on Application of Stress - Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, p. 477-489.

CLOUGH, R. W. & PENZIEN, J. (1975). *Dynamics of Structures*. 629 p., USA, McGraw-Hill.

COSTA NUNES, A.J. da (1953) - *Discussão do artigo de Buisson e Chapon*. Sessão 5. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Switzerland. Berichthaus Zurich. Vol. III, p.177-178.

COSTA NUNES, A. J. da (1956) - *Curso de Mecânica dos Solos e Fundações*. Editora Globo. Rio de Janeiro. 314 p.

CUMMINGS, A. E. (1940) - *Dynamic Pile Driving Formulas*. Journal Boston Society Civil Engineers. Vol. 27, p. 6-27.

- DANZIGER, B.R. (1991) - *Análise Dinâmica da Cravação de Estacas*. Tese para obtenção do grau de Doutor em Ciências em Engenharia Civil, COPPE - Universidade Federal Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 555 p.
- DAVISSON, M.T. (1973) - *High Capacity Piles*. Lecture Series Innovations in Foundation Construction, Jan-May, Chicago.
- FELLENIUS, B.T. (1980) - *The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests*. Ground Engineering, September, p. 19-31.
- FOX, E.N. (1932) - *Stress Phenomena occurring in Pile Driving*. Engineering, no. 134, p. 263-265.
- FUJITA, K.; KUSAKABE, O. (1988) - *On the Evaluation of Static Bearing Capacity*. Third International Conference on Application of Stress- Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, p. 525-534.
- GLANVILLE, W.H.; GRIME, G.; FOX, E.N. & DAVIES, W.W. (1938) - *An Investigation of the Stresses in Reinforced Concrete Piles during Driving*. British Building Research Board Tech., Paper no. 20, DSIR, London.
- GOBLE, G.G.; LIKINS Jr., G.E., RAUSCHE, F. (1975) - *Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements*. Final Report, Department of Civil Engineering, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio, March.
- GOBLE, G.G.; LIKINS Jr. (1996) - *On the Application of PDA Dynamic Pile Testing*. Fifth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. Orlando, Florida. Edited by F.C. Townsend, p. 263-272.
- GOBLE, G.G.; RAUSCHE, F.; LIKINS, G.E. (1985) - *Dynamic Determination of Pile Capacity*. Journal ASCE, March.

- GOBLE, G.G.; RAUSCHE, F.; LIKINS, G.E. (1981) - *The analysis of pile driving - A state-of-the-art*. Proceedings of the International Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles. Bredenberg, Stockholm, p. 131-161.
- GODOY, N. S. (1983) - *Interpretação de Provas de Carga em Estacas*. Encontro Técnico Sobre Capacidade de Carga de Estacas Pré-moldadas. ABMS-NRSP, São Paulo, p. 25-60.
- GONIN, H. (1985) - *Rapport Général sur la Pénétrabilité et le Fonçage des Pieux. Penetrability and Drivability of Piles*. Proceedings of International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles. San Francisco, Vol. 1, p. 25-32.
- HÉRITIER, B. (1989) - *Capacité Portante des Pieux par Chargement Dynamique- La Méthode C.E.B.T.P.* Proceedings of XII ICSMFE, Rio de Janeiro. Vol.2, p. 1139-1140.
- HOLEYMAN, A.E. (1984) - *Contribution a l'Etude du Comportement Dynamique Non-Lineaire des Pieux lors de leur Battage*. Doctoral Thesis. Université Libre de Bruxelles. Brussels.
- HORVATH, R.G. & KILLEVY, M. (1988) - *Variation of "CAPWAP" results with blows selected for analysis*. Third International Conference on Application of Stress - Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, p. 735-747.
- HUSSEIN, M.; RAUSCHE, F.; LIKINS, G. (1992)- *Dynamics of pile driving as a function of ram drop height*. Fourth International Conference on Application of Stress-Wave Theory to Piles, The Hague, Barends, p. 421-428.
- IMPE, W. F. Van (1991) - *Deformations of Deep Foundations*. Proceedings Tenth European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 3, p. 1031-1062, Firenze, Balkema.

ISAACS, D.V. (1931) - Reinforced Concrete Pile Formulae. Transactions Institution of Engineers, Australia. Paper no. 370, Vol. XII, p. 305-323.

KEE, C. F. (1970) - *Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests not carried to Failure*. 2nd. Southeast Asian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. June, p. 81-91.

KERISEL, J. L. (1948) - *General Report on Pile Foundations, Pile loading Tests*. Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 6, p. 119-134.

KETKAR, D.J. (1985) - *Indian Experiences with Drivability/Penetrability of Driven Piles*. Proceedings of International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles. San Francisco, Vol.1, p. 33-36.

KOTEN, H. van; SANDBERGEN, R.; STARINK, T.W. (1988) - *Model Tests on Static and Dynamic Bearing Capacity of Piles*. Third International Conference on Application of Stress - Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, p. 368-376.

LAPSHIN, F.K. (1989) - *The Definition of Bearing Pile Capacity with Regard for Elastic Deformations*. Proceedings for the Discussion Session 14, XII ICSMFE, Technical Committee on Pile Driving. Drivability of Piles, Vol. 2, p. 18-19

LI, J. C.; YAO, H. L.; ONG, B. (1988) - *Hammer selection and Stress-wave behaviour of Piles*. Third International Conference on Application of Stress-Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, p. 601-612.

LYSMER, J. & RICHART, F.E. (1966) - *Dynamic Response of Footings to Vertical Loading*. ASCE, Vol. 92, SM1, p. 65-91.

LOWERY, L.L.; EDWARDS, T.C.; HIRSCH, T.J. (1968) - *Use of the Wave*

Equation to predict Soil Resistance on a Pile during Driving. Research Report 33-10, Texas Transportation Institute, 32 p.

LOWERY, L.L.; FINLEY, J.R.; HIRSCH, T.J. (1968) - *A Comparison of Dynamic Pile Driving Formulas with the Wave Equation*. Research Report 33-12, Texas Transportation Institute, 16 p.

LOWERY, L.L.; HIRSCH, T.J.; EDWARDS, T.C.; COYLE, H.M.; SAMSON, C.H. (1969) - *Pile Driving Analysis State of the Art*. Research Report 33-13, Texas Transportation Institute, 79 p.

LU, S.S. (1985) - *Pile Driving Practice in China*. Penetrability and Drivability of Piles. Proceedings of International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles. San Francisco, Vol. 1, p. 13-20.

MANTILLA, J. N. R. (1992) - *Comportamento de estacas escavadas instrumentadas à compressão*. Tese para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil: Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

MASSAD, F. (1991) - *Comportamento de estacas escavadas de elevadas compressibilidades*. SEFE II 2o. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo. Vol. 1, p. 245-254.

MASSAD, F. (1994a) - *Limites das extrapolações em provas de carga verticais, interrompidas prematuramente*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Foz do Iguaçu. Vol. 1, p. 247-254.

MASSAD, F. (1994b) - *Sobre algumas representações matemáticas da curva carga - recalque de estacas solicitadas axialmente*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Foz do Iguaçu. Vol. 1, p. 287-294.

MICHIGAN STATE HIGHWAY COMMISSION (1965) - *A Performance*

Investigation of Pile Driving Hammers and Piles. Office of Testing and Research.

MILITITSKY, J . (1986) - *Relato do Estado Atual de Conhecimento: Fundações.*

Anais do VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de

Fundações, Porto Alegre, Vol. VII, p. 191-260.

MILITITSKY, J . (1991) - *Provas de carga estáticas.* SEFE II, 2º Seminário de

Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo. Vol.2, p. 203-228.

NAKAO, R. (1983) - *Aplicação da Equação de Onda na Análise do Comportamento*

de Estacas Cravadas. Tese para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.),

COPPE - Universidade Federal Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

NGUYEN, T.T. (1987) - *Dynamic and static behaviour of driven Piles.* Thesis

submitted to School of Civil Engineering Chalmers University of Technology for

the Doctor of Philosophy degree. Swedish Geotechnical Institute. Report no.33.

NIYAMA, S. (1983) - *Medições Dinâmicas na Cravação de Estacas- Fundamentos,*

Instrumentação e Aplicações Práticas. Dissertação para obtenção do título de

Mestre em Engenharia, Escola Politécnica Universidade de São Paulo, São Paulo.

NIYAMA, S. (1985) - *Provas de Carga Dinâmicas.* Seminário de Engenharia de

Fundações Especiais, São Paulo. Vol. II , p. 113-136.

NIYAMA, S. (1985) - *Report on Penetrability and Drivability of Piles in Brazil.*

Proceedings of International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles.

San Francisco, Vol.1, p.11.

NIYAMA, S. (1991) - *Provas de carga dinâmicas em estacas.* SEFE II - 2º

Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. São Paulo. Vol.2, p. 229-268.

- NIYAMA, S. (1992) - *Contribuição para o estudo do embuchamento em estacas cravadas de ponta aberta*. Tese apresentada à Escola Politécnica da USP para a obtenção do título de Doutor em Engenharia, São Paulo, 298 p.
- NIYAMA, S.; AOKI, N. (1991) - *Correlação entre Provas de Carga Dinâmica e Estática no Campo Experimental da EPUSP-ABEF*. SEFE II - 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. São Paulo. Vol. 1, p. 285-293.
- PAIKOWSKY, S.G. & CHERNAUSKAS, L.R. (1992) - *Energy approach for capacity evaluation of driven piles*. Fourth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. The Hague. Edited by Barends. Balkema. p. 595-603.
- PECK, R.B., HANSON, W.E. & THORNBURN, T.H. (1974) - *Foundation Engineering*. 2nd Edition, Wiley & Sons.
- PINTO, C.S.; MASSAD, F.; ZVEIBIL, H. (1974) - *Fórmulas dinâmicas para estacas de concreto em São Paulo e Piaçaguera*. V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. São Paulo. Vol. II, p. 247-254.
- POULOS, H. G., DAVIS, E. H. (1980) - *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons, 397 pp.
- RANKINE, W. J. M. (1856) - *A Manual of Civil Engineering*. Charles Griffin and Co. 786 p., 12a. edição, 1877, Glasgow.
- RAUSCHE, F., GOBLE, G.G., LIKINS Jr., G.E., (1985) - *Dynamic Determination of Pile Capacity*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, no. 3, March.
- REESE, L. C. (1972) - *Axial Capacity*. Proceedings Speciality Conference on Performance of Earth and Earth-supported Structures. Purdue University and

ASCE, p. 210-210.

REIDING, F. J. (1992) - *Computer-integrated pile test equipment*. Fourth International Conference on Application of Stress-Wave Theory to Piles. The Hague, Barends, p. 311-317,

SILVA, A.B.; MARTINS, J.A.; VALVERDE, S. (1986) - *Provas de Carga Estática "versus" Dinâmicas: Confrontações de Alguns Resultados*. Anais do VII COBRAMSEF, Porto Alegre, Vol. VI, p. 123-130.

SIMONS, H.A. (1985) - *A Theoretical Study of Pile Driving*. PhD Thesis, Cambridge University.

SIMONS, H.A. & RANDOLPH, M.F. (1985) - *A new approach to one-dimensional pile driving analysis*. Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya.

SKOV, R. ; DENVER, H. (1988) - *Investigation of the stress-wave method by instrumented piles*. Third International Conference on Application of Stress - Wave Theory to Piles. Ottawa, Canada, p. 613-625.

SLUNGA, E. (1985) - *Guide-Lines on Piling Practice in Finland*. Penetrability and Drivability of Piles. Proceedings of International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles. San Francisco, Vol. 1, p. 21-24.

SMITH, E.A.L. (1960) - *Pile Driving Analysis by the Wave Equation*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 86, SM4, p. 35-61.

SMITH, E.A.L. (1962) - *Pile Driving Analysis by the Wave Equation*. Transactions ASCE, Vol. 127, p. 1145-1193.

- SORENSEN, T. ; HANSEN, B. (1957). *Pile Driving Formulae - An Investigation based on Dimensional Considerations and a Statistical Analysis*. Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. London. Vol. II, p. 61-65.
- SOUZA Filho, J.M.; ABREU, P.S.B. (1990) - Procedimentos para Contrôlo de Cravação de Estacas Pré-moldadas de Concreto. 6o.CBGE e IX COBRAMSEF, Salvador, Vol.2, pp. 309-320.
- TERZAGHI, K. (1943) - *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, p. 137-143.
- TRINDADE, O.A. (1989) - Determinação da Capacidade de Carga das Estacas Cravadas Através da "Unidade de Contrôlo de Cravação de Estacas" (U.C.C.E). Revista de Engenharia FAAP, ano VII, No.18, pp. 21-23.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P. (1957) - *Foundations, Retaining and Earth Structures*. McGraw Hill Kogakusha Ltd., p. 242-244.
- VEEN, C. Van der (1953) - *The Bearing Capacity of a Pile*. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Switzerland, Vol. II, p. 84-90.
- VESIC, A. S. (1975) - *Principles of Pile Foundation Design*. Duke University, School of Engineering. Soil Mechanics Series No. 38,
- VELLOSO, P.P.C. (1987) - Fundações - Aspectos Geotécnicos. Publicação do Dep.Engenharia Civil da PUC-RJ, Vol.2/3, pp. 300C-300H.
- WEELE, A. F. (1957) - *A Method of separating the Bearing Capacity of a Test Pile into Skin-friction and Point-resistance*. 4th International Conference on Soil

Mechanics and Foundation Engineering. London. Vol. 2, p. 76-80.

WEELE, A. F. (1993) - *Quality assessment foundation piles after installation*. 2nd. International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles-BAP II. Ghent , Belgium, p.459-467.

WHITAKER, T.; BULLEN, F.R. (1981) - *Pile Testing and Pile-Driving Formulae*. Piles and Foundations, edited by F.E.Young. Thomas Telford Ltd., p. 121-134.

WHITAKER, T.; COOKE, R. W. (1961) – *A new approach to pile testing*. Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Paris, Vol. 2, p. 171-176.

YAO, H.L.; SHIH, C.S.; KAO, T.C.; WANG, R.F. (1988) - *Experiences of Dynamic Pile Loading Tests in Taiwan*. Proceedings of Third International Conference on Application of Stress - Wave Theory to Piles. Ottawa, Canada, p. 805-813.