

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

EXECUÇÃO DE ESTACAS EM SOLOS LATERÍTICOS

ENGº PAULO SÉRGIO BARBOSA ABREU

ORIENTADOR: PROF. JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO G.DM-235/13

BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2013

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

EXECUÇÃO DE ESTACAS EM SOLOS LATERÍTICOS

ENGº PAULO SÉRGIO BARBOSA ABREU

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS.

APROVADA POR:

Prof. JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr. (UnB)
(ORIENTADOR)

Prof. MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DsC (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

Prof. NELSON AOKI, Dr. (UFSC)
(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA/DF, 03 DE DEZEMBRO DE 2013

FICHA CATALOGRÁFICA

ABREU, PAULO SÉRGIO BARBOSA.

Execução de Estacas em Solos Lateríticos [Distrito Federal] 2013

xvii, 122 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2013)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil

1. Fundações

2. Estacas

3. Solos lateríticos

4. Capacidade de carga

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABREU, P. S. B. (2013). Execução de estacas em solos lateríticos, Publicação G.DM-235/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Paulo Sérgio Barbosa Abreu

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Execução de estacas em solos lateríticos.

GRAU: Mestre em Ciências

ANO: 2013

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Paulo Sérgio Barbosa Abreu
AOS 05, Bloco D, Apartamento 502
CEP: 70.660-054
Brasília – DF – Brasil
E-mail: paulos-abreu@uol.com.br

DEDICATÓRIA

“Portanto, todo aquele que ouve estas minhas palavras e as pratica, será semelhante ao homem prudente, que edificou a sua casa sobre a rocha. Desceu a chuva, transbordaram os rios, sopraram os ventos e deram contra aquela casa; contudo, ela não caiu, porque estava edificada sobre a rocha.”

(Mt., 7. 24-25)

Aos meus pais, *in memoriam*.
À minha esposa, Maria Cláudia.
Aos meus filhos Pedro Henrique e Luís Felipe.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que sempre esteve comigo.

A minha esposa, pelo incentivo e amor que sempre me deu.

Aos meus filhos, pela abdicação compulsória do tempo que a eles deveria ter sido dedicado ao longo da minha vida profissional.

Ao meu irmão, Eng^o Hermanes Barbosa Abreu, pelo apoio que me deu ao longo da minha vida.

Ao amigo João Mathias de Souza Filho, um dos grandes profissionais de engenharia com quem convivi, pela acolhida e pelos ensinamentos em fundações.

À IESPLAN, na pessoa do Engenheiro Paulo Falcão, pelo apoio que me foi dado.

Aos colegas do DNIT, em especial os Engenheiros Edimarques P. Magalhães, Alexandre Gil Medeiros e Paula Passos, pelo apoio ao meu objetivo.

Ao Professor José Camapum de Carvalho, pela orientação e inesgotável paciência na elaboração deste trabalho e pelos ensinamentos em sala de aula.

Ao Engenheiro Nelson Aoki, pelo apoio que me foi dado em muitas obras.

Ao Engenheiro Luciano Décourt pelo grande incentivo e inestimável colaboração.

Aos colegas e professores da Geotecnia da UnB e a todos os meus professores que, ao longo da minha vida, contribuíram para a minha formação.

À SONDA ENGENHARIA LTDA., em especial ao já citado amigo João Mathias, pelo aprendizado adquirido em engenharia de fundações, ao longo dos 22 anos em que lá estive.

Aos colegas Daniel Guimarães da SONDA, Cláudio Gonçalves da SOTEF, Bárbara Nardi Melo e Laura Maria Goretti Motta (COPPE-UFRJ) pelo apoio a este trabalho.

Ao meu cunhado Luiz Augusto Casulari R. da Motta pelo incentivo ao meu mestrado.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo de execução de estacas cravadas ou escavadas em solos lateríticos. É fato conhecido que as previsões de comprimento de estacas com base em fórmulas brasileiras de capacidade de carga são muito conservadoras quando essas estacas são executadas em solos de formação laterítica. Deu-se ênfase ao comportamento dos solos lateríticos na interface estaca-solo para explicar a diferença da profundidade alcançada pelas estacas e aquela obtida pelos métodos convencionais de cálculo de capacidade de carga estática de estacas, bem como a estimativa das cargas por meio de fórmulas dinâmicas. Para tanto, foram escolhidas algumas obras nas quais foram executados ensaios de carregamento dinâmico e controle via repique elástico ou provas de carga estática. As obras foram executadas no Distrito Federal e no estado do Paraná. As estacas foram executadas em uma camada de solo argiloso cujos primeiros metros formam a camada de argila porosa do manto intemperizado superficial existente no Distrito Federal e em Londrina. São apresentados alguns métodos de cálculo de capacidade de carga estática das estacas, e fórmulas dinâmicas para estacas cravadas. São apresentados os resultados de ensaios de carregamento dinâmico e de provas de carga estáticas executadas nas obras. Os valores reais obtidos em campo para várias estacas em solos lateríticos e para uma estaca em solo não intemperizado são comparados com os respectivos valores obtidos com base em uma fórmula de capacidade de carga estática. Concluiu-se que a resistência de atrito real de estacas cravadas ou escavadas em solos lateríticos é cerca de duas vezes o valor previsto pelas fórmulas convencionais brasileiras de capacidade de carga estática e dinâmica.

ABSTRACT

This thesis presents a study on driven and bored piles in lateritic soils. It is well known that the lengths of piles predicted by Brazilian conventional static and dynamic pile load capacity methods are very conservative when these piles are driven or drilled in lateritic soil formations. Emphasis was given to lateritic behavior of soil in the pile-soil interface to explain the difference of actual smaller depth achieved by the piles and those obtained by using conventional pile load capacity methods and by dynamic formulas. Therefore, were chosen some job sites in which dynamic load tests, static load tests and elastic deformations were measured. The piles were built in a layer of clay soil whose first meters constitute the superficial weathered porous clay mantle existing in the Federal District and Londrina. The methods of static load capacity and the pile-driving formulas for estimating these ultimate bearing capacities are also presented. Results of the actual values obtained in the field to several piles in lateritic and one in not weathered soil, by using dynamic increasing energy loading tests and static loading tests are compared with the estimated bearing capacity based on static formula. It is concluded that the actual friction resistance for piles driven or bored in lateritic soil is about twice those predicted by conventional Brazilian static and dynamic formulas.

ÍNDICE

1. Introdução	1
1.1. Motivação:	1
1.2. Objetivo geral.....	2
1.3. Objetivo específico.....	2
1.4. Estrutura da dissertação	3
2. Revisão Bibliográfica	4
2.1. Introdução:	4
2.2. Histórico:	4
2.3. Capacidade de carga a partir de ensaio no elemento de fundação	6
2.3.1. Prova de carga estática	6
2.3.2. Ensaio de carregamento dinâmico	13
2.4. Capacidade de carga de estacas utilizando-se fórmulas estáticas	25
2.4.1. O método de Terzaghi:	26
2.4.2. O método de Meyerhof:.....	29
2.5. Métodos expeditos:.....	31
2.5.1. O método Aoki-Velloso:	32
2.5.2. O método Décourt-Quaresma:	33
2.6. Fórmulas dinâmicas:.....	35
2.6.1. Fórmula dos holandeses.....	37
2.6.2. Fórmula de Brix	38
2.6.3. Fórmula de Chellis	38
2.7. Solos lateríticos	41
2.7.1. Definição e formação	41
2.7.2. Classificação dos solos tropicais	49
3. Materiais e métodos	62
3.1. Introdução	62
3.1.1. Aspectos geológicos-geotécnicos do Distrito Federal.....	62
3.1.2. Aspectos geológicos-geotécnicos de Londrina	64
3.2. Descrição das obras	65
3.2.1. Obra da Cidade Satélite da Ceilândia	66
3.2.2. Obra da Cidade Satélite do Gama	69
3.2.3. Obra da Cidade satélite do Guará.....	72
3.2.4. Estaca executada em Londrina/PR	74
4. Apresentação e análise dos resultados	77
4.1 Obra da Ceilândia.....	77
4.2 Obra do Gama	87

4.3	Obra do Guará.....	94
4.4	Estaca de Londrina (Melo, 2009).....	98
4.5	Análise comparativa entre os resultados	100
5.	Conclusões e recomendações	108
5.1.	Conclusões	108
5.2.	Recomendações.....	108
	Referências.....	110
	ANEXO A	117
	ANEXO B	118
	ANEXO C	119
	ANEXO D	122

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1-	Gráfico de rigidez para estacas pré-moldadas (Décourt, 1996).....	9
Figura 2.2 –	Gráfico de rigidez para uma sapata (Décourt, 1996).....	10
Figura 2.3-	Carregamento lento e rápido (Décourt, 2008)	10
Figura 2.4 –	Correlações para determinar o domínio da ponta (Décourt, 2008)	12
Figura 2.5-	Correlações para determinar o domínio do atrito lateral (Décourt, 2008).....	13
Figura 2.6 –	Acelerômetros e transdutores de deformação específica.	16
Figura 2.7 –	PDA [®]	16
Figura 2.8 -	Sinal típico (Gonçalves <i>et al</i> , 2007)	17
Figura 2.9 -	Cargas Estática e Dinâmica (Alonso, 1991)	18
Figura 2.10 –	Deslocamento do topo e do pé da estaca (Alonso, 1991)	19
Figura 2.11 –	Modelo simplificado CAPWAP [®] (Alonso, 1991).....	21
Figura 2.12 –	Prova de carga estática x Ensaio dinâmico (Modificado. Oliveira <i>et al</i> , 2013) .	22
Figura 2.13 -	(a) Carga x Recalque Carregamento Estático (b) Carga x Recalque carregamento Dinâmico.....	23
Figura 2.14 –	Simulação prova de carga no tempo (Modificado. Gonçalves <i>et al</i> , 1996)	24
Figura 2.15 -	Análise do atrito lateral.....	24
Figura 2.16-	Modelo de ruptura (Modificado. Terzaghi <i>et al</i> , 1996).....	27
Figura 2.17 –	Prova de carga em placa (Indicação da Zona III)	29
Figura 2.18 -	Modelo proposto por Meyerhof (1951)	30
Figura 2.19 -	N_c , N_q e N_γ (Tschebotarioff <i>apud</i> Meyerhof, 1978)	31
Figura 2.20 –	Dispositivo para se obter a “nega” e o “repique” (Alonso, 1991).....	36
Figura 2.21 -	Valores do coeficiente α (Velloso, 1985)	38
Figura - 2.22	(a) Dispositivo para a medir C_3 (b) Esquema (Souza Filho e Abreu, 1990)	40
Figura 2.23 –	Aumento da superfície específica (Toledo <i>et al</i> , 2010)	43
Figura 2.24 –	Congelamento da água em fissuras (Toledo <i>et al</i> , 2010).....	44
Figura 2.25 –	Formação de juntas de alívio (Toledo <i>et al</i> , 2010).....	44
Figura 2.26 –	Dipolos de moléculas de água (Toledo <i>et al</i> , 2010).	47

Figura 2.27 - Alteração de um feldspato potássico em presença de água e ácido carbônico, com a entrada de H ⁺ na estrutura do mineral, substituindo K ⁺ , (Toledo <i>et al</i> , 2010).....	47
Figura 2.28 - A alteração intempérica de um mineral com Fe ²⁺ resulta, por oxidação do Fe ²⁺ para Fe ³⁺ , na formação de um oxi-hidróxido, a goethita, (Toledo <i>et al</i> , 2010).....	49
Figura 2.29 – Representação dos resultados dos ensaios (Nogami e Vilibor, 1981).....	53
Figura 2.30 – Gráfico para classificação de solos (Nogami e Vilibor, 1981).....	55
Figura 2.31 – (a) aparelhagem (b) espatulação (c) moldagem das pastilhas (d) medida da contração (e) absorção de água (f) penetração. Fortes <i>et al</i> (2002).....	57
Figura 2.32 – Carta de Classificação do método das pastilhas (Nogami e Vilibor, 1994).....	58
Figura 2.33 – Correlações <i>NSPT</i> x <i>G0</i> (Barros e Pinto, 1997).....	59
Figura 2.34 – Curvas de compactação (Hachich <i>et al</i> , 1996 <i>apud</i> Nogami <i>et al</i> , 1985).....	60
Figura 2.35 - Curvas normalizadas (Ignatius, 1991).....	61
Figura 3.1 – O Distrito Federal (Fonte: Google Earth).....	62
Figura 3.2 – Mapa esquemático dos solos do Terceiro Planalto Paranaense (Nakashima e Nóbrega, 2003).....	65
Figura 3.3 – Localização de Ceilândia – DF (Fonte: Google Earth).....	66
Figura 3.4 – Sondagem SP 01 da obra da Ceilândia.....	67
Figura 3.5 – Cálculo da capacidade de carga – Ceilândia (a) Estaca 42 cm (b) Estaca 33 cm (Décourt e Quaresma, 1982).....	68
Figura 3.6 – Localização do Gama – DF (Fonte: Google Earth).....	69
Figura 3.7 – Sondagem da obra Gama.....	70
Figura 3.8 – Cálculo da capacidade de carga – Gama (a) Estaca 42 cm (b) Estaca 33 cm (Décourt e Quaresma, 1982).....	71
Figura 3.9 – Localização da obra do Guará (Silva, 2011).....	72
Figura 3.10 - Cálculo da capacidade de carga, Guará estaca de diâmetro 40 cm, (Décourt e Quaresma, 1982).....	74
Figura 3.11 - Cálculo da capacidade de carga, Londrina estaca de diâmetro 20 cm, (Décourt e Quaresma, 1982).....	76
Figura 4.1– Influência do período decorrido entre a cravação e o ensaio no valor de k_e estimado.....	81
Figura 4.2– Variação do k_e estimado com o comprimento da estaca ensaiada.....	82
Figura 4.3 - Sinal obtido para as estacas (a) E104a e (b) E208B. (Ceilândia). (GEOMECC)....	83
Figura 4.4 – Carga x Deslocamento. (a) Estaca E104a.e (b) Estaca 208 B (Ceilândia).(GEOMECC).....	83
Figura 4.5 – Relação $C2$ vs k_e	84
Figuras 4.6– a) Variação de β_L com o comprimento da estaca; b) Variação de β_L com a área lateral da estaca.....	87
Figura 4.7 - Influência do período decorrido entre a cravação e o ensaio no valor de k_e estimado.....	89
Figura 4.8 - Variação do k_e estimado com o comprimento da estaca ensaiada.....	90
Figura 4.9- Sinal obtido para as estacas (a) E53B e (b) E43D. (Gama). (Modificado. GEOMECC, 2008).....	90
Figura 4.10– Carga x Deslocamento. (a) Estaca E53B.e (b) Estaca E43D (Gama).(GEOMECC).....	91
Figura 4.11 - Relação $C2$ vs k_e	91
Figuras 4.12– β_L em função do comprimento da estaca.....	93
Figura 4.13– Gráfico carga x recalque da estaca PCCI (Modificado. Silva, 2011).....	94
Figura 4.14– Transferência de carga ao longo do fuste da estaca PCCI (Silva, 2011).	95
Figura 4.15 - a) Curvas tempo vs deslocamento vertical b) Carga vs coeficiente de recalque (Silva, 2011).....	96

Figura 4.16 – a) Carga vs recalque imediato acumulado b) Carga vs recalque secundário (Silva, 2011).....	96
Figura 4.17 - Determinação de PL pelo método da rigidez (obra do Guará).....	97
Figura 4.18 – Estaca apiloada de 20 cm de diâmetro (Melo, 2009).....	98
Figura 4.19 – Curva carga x recalque para a PC25 (Melo 2009).....	99
Figura 4.20 – Curva carga x recalque gerada pela equação de regressão (Melo, 2009)	99
Figura 4.21- (Porcentagem de estaca imersa em solo laterítico vs β_L)	102
Figura 4.22 – Curva carga x recalque (Modificado. Alonso, 2007).....	103
Figura 4.23 - Capacidade de carga estaca metálica em Santos (Alonso, 2007).....	104
Figura 4.24- Atrito lateral estaca metálica de Santos, São Paulo.....	105
Figura B.1 - Características das estacas pré-moldadas (INCOPRE, 2013)	118
Figura B.2 - Diagrama de iteração (INCOPRE, 2013).....	118
Figura C.1- Detalhe ensaio das pastilhas. (a) Secagem ao ar (b) Medição dos anéis (c) absorção (d) Ensaio de penetração.	119
Figura C.2 - Identificação Metodologia MCT	120
Figura C.3 - Determinação do Grupo MCT.....	121
Figura D.1- Exemplo de repique obtido na obra.....	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1– Valores de J_c (Rausche <i>et al</i> , 1985).....	20
Tabela 2-2 - Valores de F1e F2 (Aoki e Velloso, 1975)	33
Tabela 2-3 - Valores de K e α (Aoki e Velloso, 1975).....	33
Tabela 2-4 - Valores de C	35
Tabela 2-5 - Valores de β , função do tipo de estaca e do solo. (Os valores marcados com asteriscos são orientativos pois o número de ensaios é reduzido). (Hachich <i>et al</i> , 1996)	35
Tabela 2-6 - Valores de α , função do tipo de estaca e do solo. (Os valores marcados com asteriscos são orientativos pois o número de ensaios é reduzido). (Hachich <i>et al</i> , 1996).....	35
Tabela 2-7 – Valores de C_3 segundo Souza Filho e Abreu (1990)	40
Tabela 2-8 – Dados obtidos do ensaio Mini-MCV para um teor de unidade H_i . Nogami e Vilibor (1981).....	52
Tabela 2-9 – Grupos de solos (Nogami e Vilibor, 1981)	55
Tabela 3-1- Sondagem Guará (Silva, 2011)	73
Tabela 3-2 – Sondagem típica do CEEG/UEL	75
Tabela 4-1 - Resultados dos ensaios MCT (Ceilândia)	77
Tabela 4-2 – Dados das estacas monitoradas na obra da Ceilândia. (GEOMECC)	78
Tabela 4-3 – Resultados obtidos para as estacas ensaiadas na obra da Ceilândia. (GEOMECC)	78
Tabela 4-4– Resultados da análise CAPWAP [®] da obra da Ceilândia. (GEOMECC).....	79
Tabela 4-5 - Tensões laterais estimadas	79
Tabela 4-6 - Cálculo da parcela de atrito lateral (Ceilândia)	83
Tabela 4-7 - Dados das estacas controladas pelo repique (Ceilândia).	85
Tabela 4-8 – Relação entre o comprimento da estaca (L) e βL . (Ceilândia).	85
Tabela 4-9 – Resultados dos ensaios MCT (Gama).	87
Tabela 4-10 - Dados das estacas ensaiadas na obra do Gama. (GEOMECC).....	88
Tabela 4-11 - Resultados obtidos das estacas ensaiadas na obra do Gama.(GEOMECC)	88
Tabela 4-12 - Resultados da análise CAPWAP [®] da obra do Gama. (GEOMECC).....	88
Tabela 4-13- Tensões laterais estimadas	89
Tabela 4-14 - Cálculo da parcela de atrito lateral (Gama).....	92

Tabela 4-15 - Dados das estacas controladas pelo repique (Gama).	92
Tabela 4-16 - Relação entre a profundidade da estaca (L) e βL . (Gama).	93
Tabela 4-17 – Valor de βL para a estaca PCCI.....	98
Tabela 4-18 - Valor de βL para a estaca PC 25	100

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

A	Área, areia
ABNT	Associação Brasileira de Norma Técnicas
A.i	Altura do corpo de prova i
Ap	Área da ponta da estaca
A'	Solo arenoso
B	Largura de uma fundação
BTSSP	Bacia terciária sedimentar de São Paulo
C	Correlação entre o SPT e a resistência de ponta de uma estaca
C ₂	Deformação elástica do material da estaca
C ₃	Deformação elástica do solo na ponta da estaca
CAPWAP®	Case Pile Wave Analysis Program
CBR	California Bearing Ratio
CPT	Cone Penetration Test
D	Resistência dinâmica
Das.i	Densidade aparente seca da amostra i
Df	Profundidade de uma fundação
DIET	Dynamic Increasing Energy Test
DMX	Deslocamento total
E	Módulo de elasticidade
EMX	Energia mobilizada
F	Força, coeficientes de correlação CPT/Estaca
G ₀	Módulo de cisalhamento do solo para pequenas deformações
G'	Solo siltoso
H.i	Umidade de um corpo de prova i
J _c	Damping
K	Correlação entre o tipo de solo e a resistência do solo
L	Comprimento, solo laterítico, índice de laterização
MCT	Miniatura Compactada Tropical
MCV	Moisture Condition Value
N	Índice SPT, solo não laterítico
NA	Nível d'água em uma sondagem
NBR	Norma brasileira

N_c, N_q, N_γ	Fatores de capacidade de carga
\bar{N}_l	SPT médio ao longo do fuste
\bar{N}_p	SPT médio na ponta da estaca
PDA [®]	Pile Driving Analyzer
Pi	Porcentagem de perda por imersão
PL	Parcela resistida pelo atrito lateral
PP	Parcela resistida pela ponta
Padm	Carga admissível em uma estaca
Pp	Peso da porção de solo seco
PR	Carga de ruptura
Q	Carga
Qs	Carga de atrito lateral
R	Rigidez, reação do solo
R ²	Coefficiente de correlação linear
Rd	Resistência dinâmica
Rl	Resistência lateral do cone
RMX	Resistência mobilizada
Rp	Resistência de ponta do cone
RU	Resistência última
S	Resistência estática
S'	Solo siltoso
SPT	Standard Penetration Test
SPT-T	Standard Penetration Test com medida de torque
U	Perímetro de uma estaca
UnB	Universidade de Brasília
V	Velocidade
Vp	Velocidade da ponta de uma estaca
W _H	Peso do martelo
W _P	Peso da estaca
WS	Velocidade de propagação de onda
Z	Impedância, perda de energia
a	Coefficiente linear
b	Coefficiente angular

a_1	Coeficiente linear
b_1	Coeficiente angular
c	Coesão
c'	Coesão efetiva, parâmetro do MCT
d'	Inclinação da curva de compactação de 12 golpes no ramo seco
e	Penetração permanente da estaca, índice de vazios
e'	Parâmetro do MCT
g	Aceleração da gravidade
h	Altura de queda do martelo, teor de umidade
$h_{ót.}$	Teor de umidade ótimo
k	Repique elástico
k_e	Coeficiente de empuxo do solo atuante na estaca
l	Comprimento
l_i	Trecho de fuste submetido a atrito unitário
m_H	Massa do martelo
m_p	Massa da estaca
p_h	Pressão horizontal
q	Quake, tensão
q_c	Resistência da ponta do cone
q_l	Atrito lateral no fuste da estaca
q_{l_i}	Atrito lateral em um trecho de fuste de comprimento l_i
q_p	Capacidade de carga unitária na ponta da estaca
q_u	Tensão última
r	Raio de uma seção circular
r_l	Atrito lateral no fuste da estaca
r_p	Capacidade de carga unitária na ponta da estaca
s	Recalque
t	Tempo
u	Deslocamento
v	Velocidade
v_p	Velocidade da ponta da estaca
x	Abcissa
z	Profundidade

α	Correlação tipo de solo/resistência do cone, correlação tipo de estaca/resistência da ponta, fator de adaptação.
β	Correlação tipo de estaca/atrito lateral
β_L	Razão entre cargas medida e prevista
γ	Peso específico
γ_n	Peso específico do solo natural
γ_s	Peso específico do solo seco
$\gamma_{smáx}$	Peso específico máximo do solo seco
ρ	Massa específica
τ	Trabalho
ϕ	Ângulo de atrito interno
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo

1. INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO:

Historicamente, Brasília teve a sua imagem, no que diz respeito à engenharia de fundações, associada à tubulões a céu aberto. Algumas obras foram executadas em estacas tipo “franki”, outras em estacas tipo “strauss”, mas predominantemente até a década de 1980 a solução em tubulões a céu aberto era muito utilizada. Tal opção era devida, sobretudo, à constituição do perfil de solo por um manto de intemperismo quase sempre espesso composto na parte superior por um solo profundamente intemperizado, poroso, colapsível, sobrepondo-se a um solo residual jovem com maior capacidade de suporte.

A partir do final da década de 1980, Brasília passou por um processo de transformação no mercado de construções no que diz respeito à engenharia de fundações, quando houve um afluxo de equipamentos de cravação de estacas pré-moldadas de concreto, estacas escavadas e, ultimamente, hélice contínua monitorada.

Àquela época, a ideia de paralisação da cravação das estacas com base em fórmulas dinâmicas, no caso de estacas pré-moldadas, prevalecia e muitas vezes levava a cravações excessivas e, em casos extremos, a quebra das estacas. Outras estacas, como as estacas escavadas, eram paralisadas de acordo com as fórmulas estáticas. Faltava, no entanto, e talvez ainda falte, um maior entendimento das propriedades e do comportamento dos solos regionais. A título de exemplo, os solos porosos, colapsíveis, do estado de São Paulo, em termos de comportamento, respondem à cravação de estacas de modo distinto dos solos do Distrito Federal, pois enquanto aqueles apresentam geralmente matriz arenosa esses apresentam de um modo geral matriz argilosa. Sendo assim, os primeiros tendem, apesar da quebra de estrutura, a melhorar o comportamento diante da cravação devido ao aumento da densidade relativa. Já os solos do Distrito Federal, por serem predominantemente de matriz argilosa não gozam no mesmo nível desse benefício e é por isso que ensaios como o SPT que igualmente quebram a estrutura do solo também avaliam mal o seu comportamento. No sentido de melhor se compreender o comportamento de estacas pré-moldadas nesses solos, houve em Brasília uma ampla pesquisa em várias obras que culminou com a publicação do trabalho de Souza Filho e Abreu (1990). Assim, o objetivo do presente trabalho é aprofundar o nível de conhecimento na execução de estacas tendo-se em conta o extraordinário desenvolvimento tecnológico ocorrido no final do século passado e na primeira década deste,

no que se refere aos equipamentos utilizados para o controle e a execução de estaqueamentos. Rodrigues et al. (1998) ao compararem os comportamentos de estacas implantadas apenas no manto de intemperismo mostraram que os sistemas construtivos que conduziam à destruição da estrutura do solo eram aqueles que apresentavam pior desempenho quanto à capacidade de carga.

As observações realizadas levaram a conclusão que seria necessária uma compreensão maior das propriedades do solo e um aproveitamento melhor dos dados obtidos durante a execução das estacas.

1.2. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é contribuir para um melhor entendimento da interação solo-estaca quando a fundação é executada em solo laterítico. Além de estacas cravadas, serão examinadas estacas tipo hélice contínua monitorada, estaca apiloada e em um contraponto ao que é mostrado para os solos lateríticos, será mostrado um caso de estaca metálica executada em solo não laterítico.

1.3. OBJETIVO ESPECÍFICO

O objetivo específico deste trabalho é a avaliação do comportamento de estacas executadas em solos lateríticos, dado que as pesquisas de Décourt (1996) têm mostrado que, para esse tipo de solo, as previsões de capacidade de carga por alguns métodos são altamente conservadoras.

O desenvolvimento de novas técnicas e a evolução dos equipamentos de execução e de aquisição/interpretação de dados têm contribuído de forma significativa para a comparação entre as cargas previstas e os valores medidos, quer em ensaios de carregamento dinâmico quer em provas de cargas estáticas, mas mesmo no caso desses ensaios faz-se necessário melhor entendimento do comportamento do perfil de solo diante dos mesmos.

Desta forma, ao entender as propriedades e comportamento dos solos regionais, é possível com os resultados de sondagens a percussão simples aliados a ensaios de carregamento dinâmico e/ou provas de carga estáticas e a experiência do projetista com os solos lateríticos, projetar-se uma fundação com a segurança e a economia que devem pautar o desenvolvimento de bons projetos. Conforme será visto, durante a execução da obra pode-se lançar mão de ensaios complementares como cross-hole, MCT ou colunas ressonantes com a finalidade de

definir a extensão das camadas lateríticas. Apesar de caros, esses ensaios poderão proporcionar uma grande economia à obra.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação será composta das seguintes partes:

Capítulo 1: Apresenta a descrição da motivação e do objetivo que norteiam o desenvolvimento deste trabalho.

Capítulo 2: Será composto pela revisão bibliográfica referente aos métodos de previsão de capacidade de carga e formulação dinâmica utilizados na cravação/execução de estacas e uma abordagem à formação e caracterização do comportamento dos solos lateríticos.

Capítulo 3: Serão descritos nesse capítulo os materiais e métodos, utilizados nas obras e em laboratório que possibilitaram o desenvolvimento dessa pesquisa.

Capítulo 4: Nesse capítulo serão apresentados, analisados e discutidos os resultados obtidos em campo de acordo com os objetivos da pesquisa, cabendo destacar que os resultados obtidos em campo são dados de obras, não constituindo estudos específicos da dissertação.

Capítulo 5: Conclusões e recomendações. Serão apresentadas as conclusões da pesquisa bem como sugestões para adaptação dos métodos de avaliação de capacidade de carga para solos tropicais profundamente intemperizados, em especial os argilosos, de modo a compatibilizá-los com a realidade de campo.

Referências bibliográficas.

Anexos

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO:

A execução de estacas tem tido ao longo do tempo uma evolução marcante graças aos estudos pioneiros de vários engenheiros e, mais modernamente, ao impulso dado pela informática no projeto e acompanhamento de obras de engenharia.

A revisão bibliográfica aqui apresentada mostra primeiramente uma abordagem histórica da execução de estacas ao longo do tempo e do espaço. Numa segunda parte são apresentados os ensaios de carregamento mais utilizados em estacas. Em uma terceira parte os principais critérios de previsão de capacidade de carga de estacas por meio de fórmulas estáticas, abordando suas concepções mais antigas, são mostrados. Uma quarta parte é dedicada às fórmulas estáticas mais modernas de capacidade de carga que se utilizam dos valores dos ensaios de penetração dinâmica SPT, de torque SPT-T e dos ensaios de penetração estática CPT, que têm se mostrado extremamente eficientes em nosso país, pois esses ensaios, quando bem feitos, são uma ferramenta econômica e bastante confiável dada a vasta experiência de nossos projetistas. Muitas são as provas de cargas realizadas que atestam a validade de tais métodos. Uma quinta parte da revisão bibliográfica levará em conta a avaliação da capacidade de carga das estacas por meio de fórmulas dinâmicas onde serão expostas as teorias formuladas por vários autores. Na sexta parte, as teorias mais modernas utilizadas em campo e escritório, um arcabouço com tendência de ser chamado de controle de qualidade do estaqueamento, serão dissecadas de modo a embasar teoricamente o presente trabalho.

Finalmente, dada a natureza do solo em que foram desenvolvidos os trabalhos de pesquisa, solos tropicais, é dada ênfase ao estudo quanto a origem, formação e os métodos mais utilizados para classificação dos solos lateríticos.

2.2. HISTÓRICO:

Segundo Nápoles Neto (1998), o homem, dada a sua necessidade de se abrigar dos fenômenos naturais tais como chuva, raios, tempestades, etc., habitou durante muito tempo as cavernas. Onde essas cavernas não existiam, houve a necessidade de se construírem abrigos. Dessa forma, o homem passou a ter sua primeira preocupação acerca do material de construção mais primitivo de que se tem notícia: o solo. Já no Neolítico, o homem provavelmente começou a ter noção das primeiras propriedades de resistência desse material, tais como seu

comportamento quando molhado, quando seco e quando escavado. As construções eram normalmente feitas de madeira. As construções de pedra se restringiam a locais onde não havia madeira, ou sujeitos a fortes ventos. A partir da Idade do Ferro, houve a manufatura de ferramentas já capazes de escavar o solo e permitir a instalação do que se pode chamar de precursoras das estacas modernas. É de se notar que ainda hoje, em muitos casos, estacas pré-moldadas são instaladas no terreno através de pré-furos quando duas tecnologias, uma do passado longínquo e outra moderna se unem para resolver um problema da época presente: cravação de estacas em meios que por algum motivo, como por exemplo tração na ponta da estaca ao atravessar solos de muita resistência e penetrar em solos moles, são rompidas.

Na Idade Clássica, quando era necessária a distribuição da carga em toda a área, a cravação de estacas de madeira cumpria o papel de transmitir esses carregamentos às camadas mais profundas do terreno. Essas estacas eram cravadas com o auxílio de equipamentos derivados de máquinas de guerra e que podem ser consideradas como os primeiros bate-estacas. É interessante notar que ainda hoje, essa forma de encarar o problema é também utilizada para a solução de modernas edificações em alvenaria estrutural onde a distribuição de cargas através de paredes leva o cintamento da obra a apoiar-se numa distribuição mais densa de estacas com cargas relativamente pequenas.

Em Roma, o aparecimento dos arcos possibilitou a construção de obras com grandes vãos. Isso conduziu a concentração de cargas em pontos da obra. Em muitos casos, os romanos resolveram o problema com o uso de estacas de madeira. Data desse período o reconhecimento por Vitruvius (século I A.C.) e por Plínio (século I D.C.) da resistência das estacas por atrito lateral em solos como areias de grãos angulosos.

Na idade média, como em todas as áreas da ciência, houve certo declínio no desenvolvimento da cravação de estacas, mas dada a extensão desse período, alguma coisa acabou sendo desenvolvida e graças às estacas, algumas pontes em arco de vãos de até 70 m foram construídas.

Conforme abordado no item anterior, o homem procurou ao longo do tempo enfrentar com habilidade e maestria os problemas colocados à sua frente pela natureza e, via de regra, tem se saído vitorioso. As vitórias conquistadas deram cada vez mais impulso para que novos estágios fossem atingidos.

Assim, no século passado, estudiosos começaram a se preocupar com a previsão e controle das obras de fundações. Os próximos itens mostram como o pensamento evoluiu desde o início dos anos 1900 aos dias de hoje.

2.3. CAPACIDADE DE CARGA A PARTIR DE ENSAIO NO ELEMENTO DE FUNDAÇÃO

2.3.1. Prova de carga estática

O elemento de fundação tem como função principal transmitir as cargas de uma obra ao solo ou a rocha. De todos os materiais programados para uma obra, o material para receber as cargas da fundação é o que foi disponibilizado pela natureza. Ao contrário dos outros materiais, que são manufaturados ou industrializados como o concreto e o aço, portanto submetidos a um controle de qualidade rigoroso, o solo ou a rocha podem, no máximo, ter suas propriedades melhoradas; são os casos de melhoria de solos e rochas com técnicas especiais como *jet-grouting*, injeções de nata de cimento, compactação, estacas de brita, drenos verticais de areia, etc. Mas é possível utilizar o solo como fundação e exercer algum controle durante a execução do projeto e na vida útil da obra.

Indiscutivelmente, a melhor forma de se determinar a capacidade de carga de uma estaca ou do solo é a execução de uma prova de carga estática, pois a partir de um estudo bem detalhado da curva carga x recalque produzida nesse ensaio, pode-se obter uma boa quantidade de informações, Décourt (2008). Sabe-se hoje que há fundações que rompem e fundações que não rompem, ficando, portanto o conceito de carga de ruptura pouco eficiente para se estabelecer a capacidade de carga de uma fundação, dado que a ruptura está associada a uma deformação infinita que normalmente não interessa à obra, Décourt (2008). Por isso é que há uma grande desvantagem nos métodos de previsão de capacidade de carga, que não levam em conta as deformações atingidas durante e após o carregamento e que podem ser tão grandes que, mesmo se utilizando de coeficientes de segurança à ruptura, induzam na estrutura que apoiam deformações indesejáveis. Mesmo assim, vários métodos foram desenvolvidos a partir do estudo de resultados obtidos em provas de carga para se obter a previsão de cargas de ruptura em fundações. Por sua vez, as fundações executadas com base nesses métodos foram confirmadas por outras provas de cargas.

Segundo Massad (1985), a primeira prova de carga estática no Brasil foi, provavelmente, a executada em 1928 para as fundações do edifício Martinelli em São Paulo, mas infelizmente

não há notícias de seu registro. Em 1936, há registros de provas de carga em placas para o solo de fundação do túnel 9 de Julho, mas a forma de execução do ensaio não contemplava o tempo de estabilização dos recalques. A realização da 1ª Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Harvard 1936, representou um marco para as provas de carga. Foi sob a influência da discussão do Código de Boston durante aquela conferência que, a partir de 1938, houve uma mudança na forma de se pensar na execução desses ensaios. Assim, na Rua Boa Vista, em São Paulo, foram executados ensaios em placa com a aplicação de estágios de carregamento de 3 minutos e 9 minutos com a manutenção do último carregamento por 15 horas.

Para as estacas, há registros de uma das primeiras provas de carga estática realizadas no Brasil para as fundações em estaca tipo “franki” na estação ferroviária da estrada de ferro Noroeste do Brasil em Bauru, São Paulo. A carga máxima atingida pelo ensaio foi de 695 kN sem atingir a estabilização no final. Em 1951 foi publicada a primeira norma brasileira para execução de provas de carga, a NB-20. Hoje a norma que regulamenta esse ensaio é a NBR 12131/2006 – Estacas – Provas de Carga Estática – Método de Ensaio.

Segundo Décourt (2008), uma prova de carga indica somente pares de valores de carga-recalque sem indicar, na maioria dos casos, a carga de ruptura da fundação. Isso porque, segundo esse autor, pelo menos do ponto de vista geotécnico, a grande maioria das fundações não rompem, como são os casos de fundações diretas e estacas escavadas. Estacas pré-moldadas e outras estacas de deslocamento são exemplos de fundações que rompem.

Pelo exposto, fica clara a necessidade de se definir o conceito de ruptura.

Uma possível definição de ruptura está associada à energia. Ela ocorreria no caso de elementos de fundação em estaca quando a energia resistente tendesse a ser ultrapassada pela mobilizada gerando assim o desequilíbrio. A energia mobilizada seria aquela oriunda das cargas aplicadas na estaca e a resistente seria a proveniente da interação solo-estrutura. Com a ruptura desse equilíbrio de energia ocorreriam deslocamento irreversíveis que tenderiam para infinito no caso de comprometimento do equilíbrio de energia global, ou seja, envolvendo a interação solo-estrutura como um todo. No caso de provas de carga ou mesmo de atuações de estacas em obras ocorrem com frequência rupturas localizadas que tendem a progredir para o todo caso as solicitações se ampliem. Para entender esse princípio faz-se necessário considerar que as cargas aplicadas no topo de um estaca não se transmitem por igual a todo o elemento de fundação e nem a energia resistente é necessariamente uma constante com a

profundidade, aliás, quase sempre não o é. No que tange aos projetos de fundação geralmente o critério de ruptura é definido em função de recalques admissíveis, por exemplo, carga correspondente a 10% do diâmetro da estaca seria considerada uma carga de ruptura. No entanto, talvez o mais apropriado seria considerar-se além dos critérios de ruptura que definem cargas admissíveis, as cargas que conduziram as estacas a apresentarem deformações plásticas irreversíveis, pois estas encontram-se vinculadas a rupturas ou mesmo micro rupturas localizadas.

Nessa dissertação será adotado como critério de ruptura o definido em norma e quando pertinente os determinados a partir dos métodos de cálculo.

De Beer (1988) define dois tipos de ruptura: ruptura física e ruptura convencional. A ruptura física se dá quando uma pequena variação na carga provoca um recalque infinito na fundação. Já a ruptura convencional corresponde à carga que provoca um deslocamento da ponta da estaca correspondente a 10% do diâmetro (estacas de deslocamento) ou 30% do diâmetro (estacas escavadas). Aqui, mais um problema se apresenta, pois se para estacas curtas pode-se admitir a igualdade entre o deslocamento da ponta e do topo, o mesmo não acontece com estacas muito longas, nas quais os deslocamentos elásticos são praticamente iguais aos recalques medidos. Isso impõe a necessidade do uso de tell-tales na ponta da estaca para obter seu deslocamento.

Em uma prova de carga, é extremamente importante obter dados relevantes, interpretá-los e tirar conclusões sobre o comportamento da estaca com relação à carga de ruptura, ao atrito mobilizado, à carga na ponta e as deformações alcançadas.

Muitos autores desenvolveram métodos para obtenção da capacidade de carga de uma fundação a partir do resultado de uma prova de carga. Entre os métodos mais conhecidos no meio técnico, destaca-se o método de Van der Veen (1953).

O método de Van der Veen é uma extrapolação da curva carga x recalque a partir de uma expressão exponencial que relaciona a carga aplicada com o recalque obtido. O método é largamente utilizado no nosso país e até de forma indiscriminada. Décourt e Nyama (1994) mostram que o método de Van der Veen só deve ser aplicado nos casos de estacas de deslocamento em que a carga é levada a pelo menos $2/3$ da carga de ruptura e com a aplicação de carregamento monotônico. Um método para ser aplicado deve ser convergente, ou seja, quando em um ensaio a carga aplicada estiver próxima da carga de ruptura, a carga

extrapolada também estará mais próxima ainda da realidade. Além do mais, esse método tem sido aplicado a outros tipos de fundações tais como sapatas e tubulões com resultados irrealistas.

Décourt (1996), utilizando o conceito de rigidez, define ruptura como sendo o ponto de rigidez nula. Como a rigidez R , nada mais é do que o quociente entre a carga aplicada Q e o recalque s obtido, ou seja, o ponto de rigidez nula corresponde a um recalque infinito. Esse fato, por si só, indica que a ruptura física nunca poderá ser atingida em uma prova de carga. Mas os gráficos de rigidez apresentados no referido trabalho contribuíram sobremaneira para a determinação tanto da carga de ruptura física, para estacas de deslocamento (Figura 2.1) e atrito estaca-solo para outras estacas, ou ruptura convencional. No caso da estaca pré-moldada ensaiada, conforme mostrado na figura, fica clara a carga de ruptura física por meio da extrapolação do gráfico de rigidez. A diferença entre as cargas de ruptura física e convencional foi da ordem de 20%. Fundações em sapatas, estacas escavadas e tubulões não rompem, pois a curva de rigidez apresenta um comportamento praticamente assintótico em relação ao eixo do carregamento o que levaria a uma carga de ruptura aproximada tão elevada que as deformações medidas não teriam um significado prático, Figura 2.2. Mesmo assim pode-se, pelo gráfico, obter a carga de ruptura convencional.

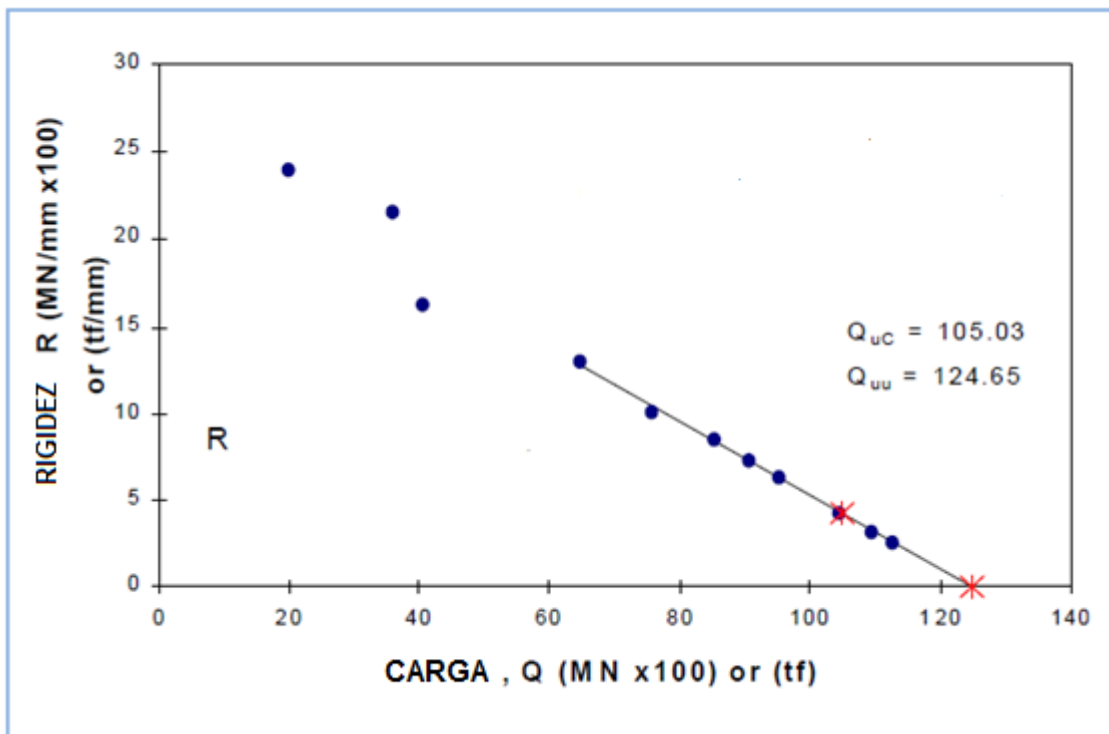


Figura 2.1- Gráfico de rigidez para estacas pré-moldadas (Décourt, 1996)

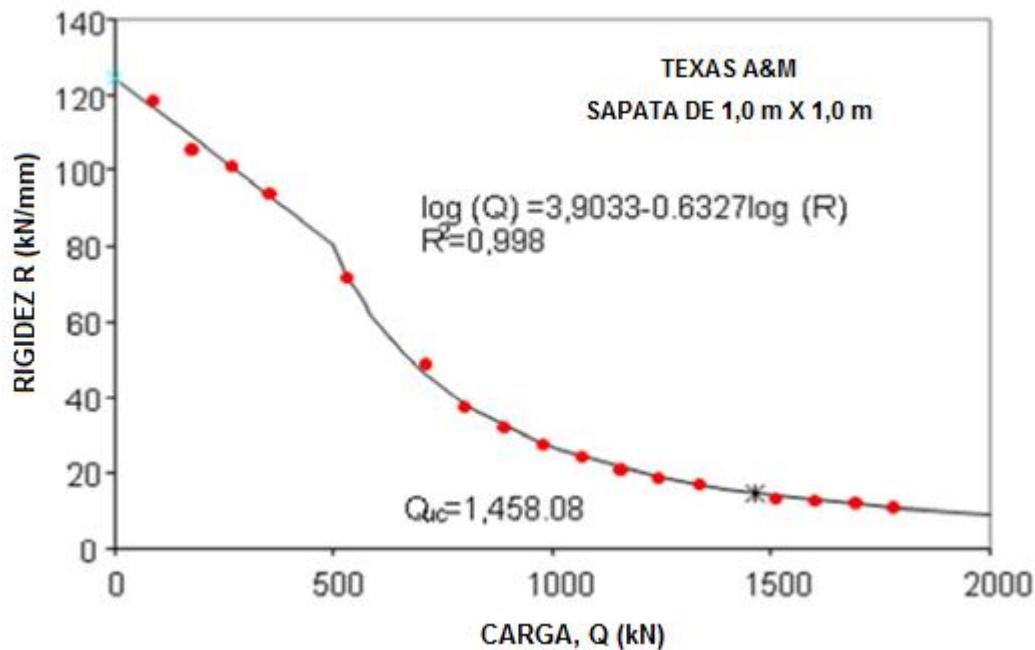


Figura 2.2 – Gráfico de rigidez para uma sapata (Décourt, 1996)

Para a NBR 12131, há a possibilidade de execução de ensaios lentos, ensaios rápidos e até mesmo um ensaio misto (lento seguido de rápido) e cíclicos. A velocidade de carregamento é extremamente importante na definição da carga de ruptura convencional, pois como nas provas de carga se estará muito longe da carga de ruptura, todas as avaliações serão feitas com base nos pares de valores carga-recalque obtidos. Como no carregamento rápido os recalques são menores do que os correspondentes ao carregamento lento para uma mesma carga, resulta um valor obtido para a carga convencional contrário à segurança, conforme Figura 2.3 (Décourt, 2008).

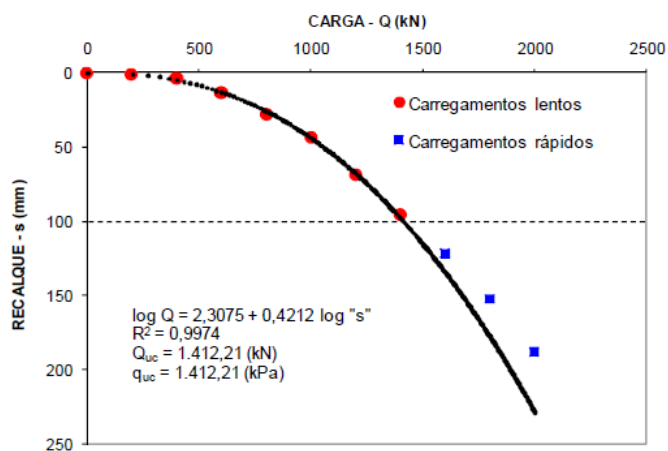


Figura 2.3- Carregamento lento e rápido (Décourt, 2008)

Para separação das parcelas de atrito e ponta de uma estaca, a NBR 12131 recomenda que a estaca seja levada a uma carga que corresponda a um recalque de pelo menos 10% do diâmetro da estaca, mas na grande maioria das provas de carga nem sequer se chega a metade desse recalque e, infelizmente, muitas informações são perdidas em um ensaio caro e que poderia ser melhor aproveitado. Apesar dessa constatação, muito se tem estudado com o objetivo de se separar as parcelas de carga correspondentes ao atrito lateral e à resistência de ponta.

Para a NBR 12131, alguns poucos estágios, da ordem de 5, seriam suficientes para estabelecer a curva carga-recalque. Como no solo há muitas vezes cimentações, história de tensões, parcelas de atrito lateral e ponta, segundo Décourt (2008), haveria a necessidade de 15 a 20 estágios de carga para uma curva bem representada.

Décourt (2008) apresenta uma metodologia para avaliação das parcelas de atrito e de ponta de uma estaca. Essa abordagem interpreta o gráfico de rigidez como constituído de duas partes, uma correspondente ao domínio do atrito lateral e outra correspondendo ao domínio da ponta. É necessário que a estaca seja levada a grandes deformações para que esses dois domínios fiquem claramente identificados. Assim, no trecho em que a transferência pela ponta é preponderante, o gráfico carga x rigidez é uma curva que se torna linear em um gráfico log x log. No trecho em que a transferência é predominantemente por atrito, o gráfico é linear. Para determinação desses dois trechos, procede-se como a seguir indicado:

- 1) Colocam-se os pontos Q x s em ordem decrescente;
- 2) Admitindo-se que houve uma mobilização parcial da ponta, o que será razoável para grandes deslocamentos, estabelecem-se correlações lineares entre $\log Q$ e $\log s$ partindo-se dos pontos de carga mais elevada e determinam-se os valores dos coeficientes de correlação R^2 . A correlação com o maior número de pontos e maior R^2 é então adotada;

A título de exemplo, as Figura 2.4 e Figura 2.5 mostram o gráfico de rigidez de uma estaca na qual os quatro primeiros pontos representam a transferência basicamente por ponta. Como também há transferência por atrito, neste ponto fica determinado um limite superior para a carga de ponta (*upper bound*) e um limite inferior (*lower bound*) para o atrito lateral. A partir do ponto 5, há uma redução do R^2 relativo ao conjunto de pontos a partir da carga mais elevada até o ponto 5, indicando que a ponta não é mais preponderante e a transição para o atrito lateral se inicia. Essa transição pode abranger alguns pontos. Para o domínio do atrito

lateral, é importante conhecer o recalque elástico da estaca, pois essa deformação é da ordem de grandeza daquelas necessárias para a mobilização do atrito.

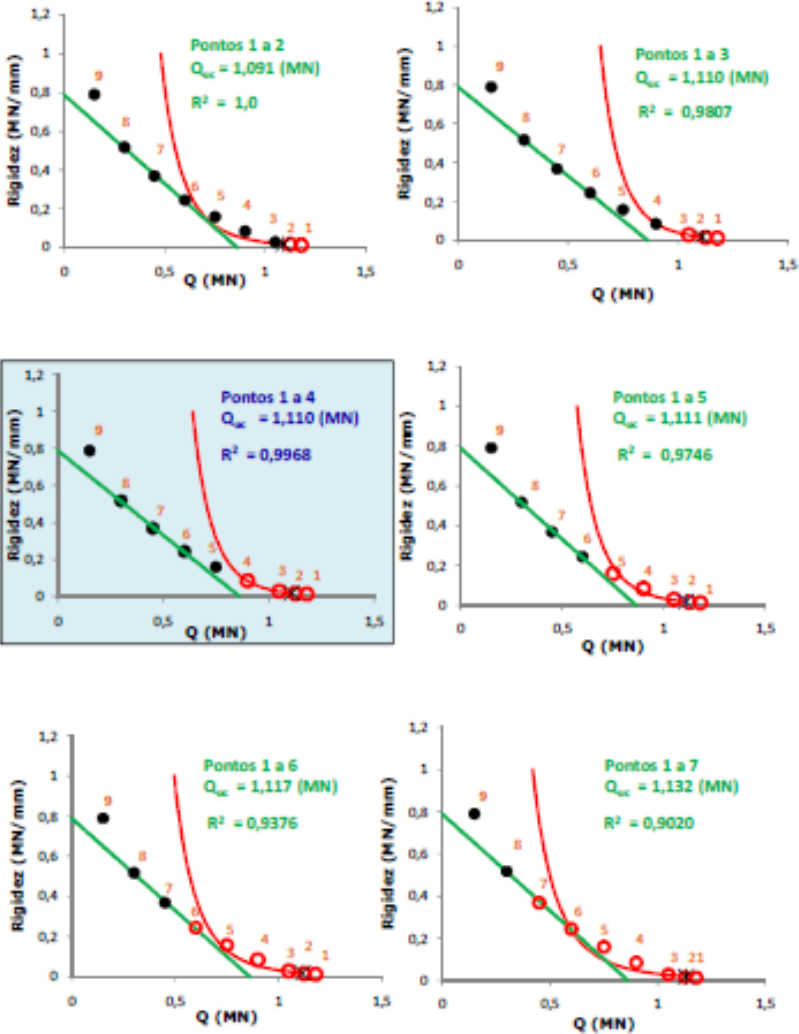


Figura 2.4 – Correlações para determinar o domínio da ponta (Décourt, 2008)

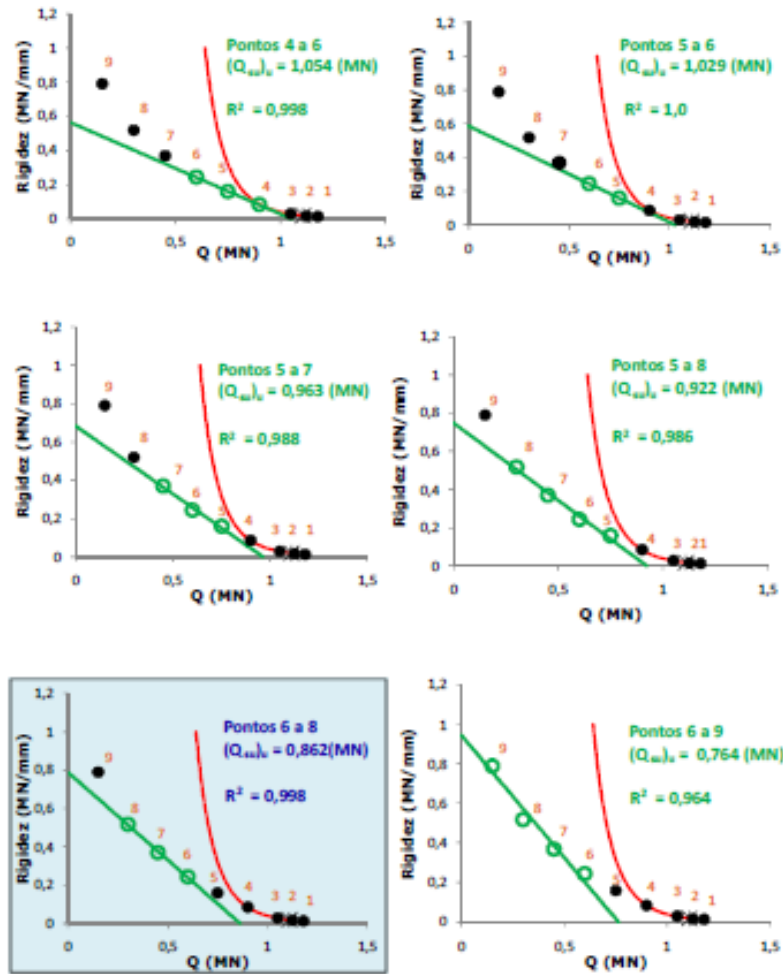


Figura 2.5- Correlações para determinar o domínio do atrito lateral (Décourt, 2008)

Segundo Décourt (2006), as cargas limites por ponta e por atrito lateral são dadas pelas Equações (2.1) e (2.2) respectivamente.

$$Q_{uc} = 10^{\log R \cdot b - a} \quad (2.1)$$

$$Q_{uc} = a_1 + b_1 \cdot R \quad (2.2)$$

Em que a e a_1 são as intersecções com o gráfico e b e b_1 são as inclinações da curva.

2.3.2. Ensaio de carregamento dinâmico

A partir da década de 1960, a aplicação da equação da onda veio permitir que fundações de obras marítimas (estruturas *off-shore*) tivessem suas fundações controladas por meio da monitoração das cargas mobilizadas durante a cravação. Por se tratar de fundações de cargas muito elevadas que conduziam a comprimentos e diâmetros de estacas não usuais nas

fundações de obras correntes, houve necessidade de adaptação de toda a teoria existente até 1983, de modo a permitir a sua aplicação às fundações de estruturas mais usuais (Alonso, 1991).

No Brasil, o ensaio de carregamento dinâmico é normatizado pela NBR 13.208/2007 – Estacas, ensaio de carregamento dinâmico.

Quando um martelo atinge o topo de uma estaca, a força ou tensão transferida para a estaca cresce até um valor máximo (pico) e depois cai até zero. Tudo isso acontece em centésimos de segundos. Durante esse intervalo de tempo, uma onda de compressão se propaga para baixo através da estaca com uma velocidade que depende do tipo de material constituinte do fuste (aço, concreto ou madeira). Ao chegar à ponta da estaca, a onda é refletida em direção ao topo. O tipo de onda refletida dependerá do solo no qual está apoiada a ponta da estaca. Em solos resistentes, a onda refletida será de compressão, enquanto que em solos moles, a onda será de tração. Esse é um dos motivos para a quebra de uma estaca de concreto durante a cravação, pois se a estaca estiver sendo cravada em camadas resistentes sobrejacentes à camadas moles poderá ter seu fuste rompido por tração ao ser atingida a zona de transição entre as camadas. O monitoramento poderá ajudar a escolher o nível de energia adequado durante a cravação de modo a evitar esse problema.

A possibilidade da análise de cravação de estacas por meio da propagação de ondas em hastes longas já é conhecida desde os anos 1930. As bases matemáticas desse tipo de abordagem foram apresentadas no final dos anos 1950 por Smith (1960). Com o uso mais frequente dos computadores no início dos anos 1970, a análise da cravação de estacas por meio da equação da onda foi desenvolvida na Texas A&M University, College Station e na Case Western Reserve University em Cleveland, EUA. Programas computacionais para análises da equação da onda estão disponíveis desde 1976, Fellenius (2012).

Segundo Timoshenko e Goodier (1980), quando uma onda se propaga em uma barra, a tensão atuante é dada pela equação (2.3):

$$\sigma = \frac{E}{c} v \quad (2.3)$$

Dessa equação é derivada a equação que governa a propagação de uma onda em uma barra sem atrito, Equação (2.4).

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = E \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.4)$$

Onde:

σ = Tensão;

E = Módulo de Young (Equação (2.5));

c = Velocidade de propagação da onda, Equação (2.10);

u = Deslocamento da seção;

z = Profundidade da seção;

t = Tempo decorrido após o golpe do martelo ou pilão;

ρ = Massa específica do material constituinte da haste; e

v = Velocidade das partículas

$$E = \rho \times c^2 \quad (2.5)$$

No Brasil, o ensaio de carregamento dinâmico é normatizado pela ABNT por meio da NBR 13208/2007.

A monitoração da estaca é realizada por meio de pares de acelerômetros e transdutores de deformação específica acoplados à estaca a uma distância de dois diâmetros do topo e em posições diametralmente opostas em relação ao eixo de modo a detectar e compensar os efeitos de momento fletor, conforme mostrado na Figura 2.6. A fixação dos transdutores deve ser feita de modo a impedir o deslocamento deles em relação à estaca durante o golpe, sem afetar as suas características de funcionamento. Esses instrumentos são ligados a um analisador PDA[®] (Pile Driving Analyser), mostrado na Figura 2.7 – PDA, constituído de um microcomputador que processará os sinais obtidos em cada golpe do pilão. Os sinais da aceleração obtidos nos acelerômetros são integrados e fornecem na saída sinais de velocidade.

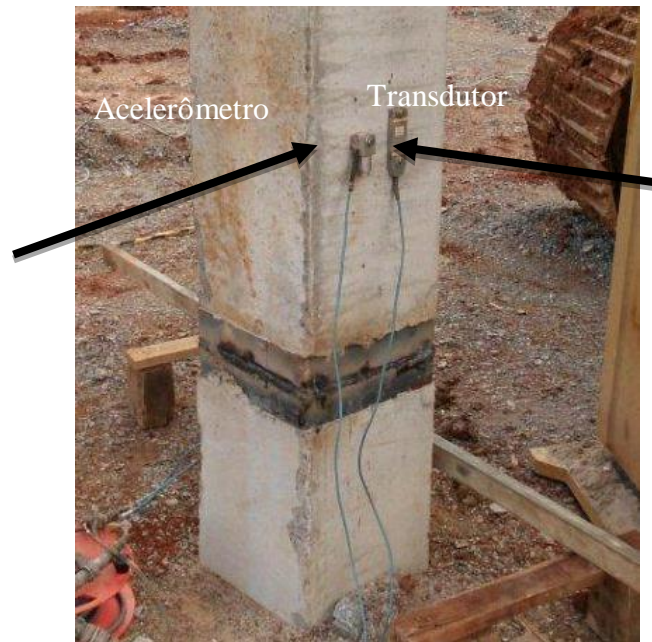


Figura 2.6 – Acelerômetros e transdutores de deformação específica.



Figura 2.7 – PDA®

Os sinais da aceleração obtidos nos acelerômetros são integrados e fornecem na saída sinais de velocidade. Aos sinais de deformação específica medida nos transdutores é aplicada a Lei de Hooke e são obtidos sinais de força.

A Figura 2.8 (Gonçalves *et al*, 2007) mostra um esquema de um sinal obtido pelo PDA®.

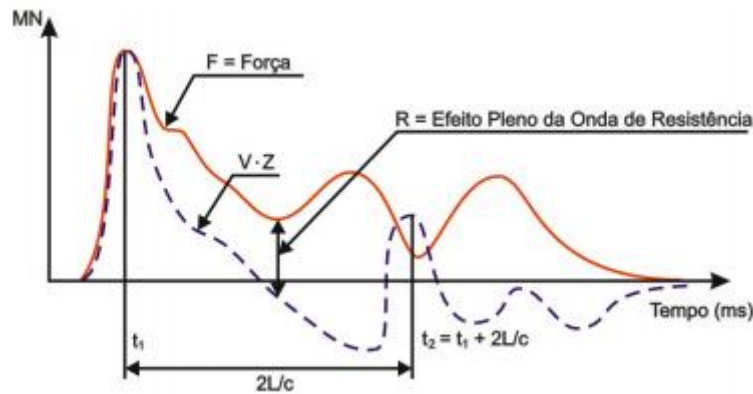


Figura 2.8 - Sinal típico (Gonçalves *et al*, 2007)

Os modelos mais antigos do PDA[®] dispunham de um gravador de fita magnética e de uma pequena impressora para registro dos cálculos executados em campo para cada golpe do pilão e imediatamente após o mesmo. O gravador servia para registrar os sinais de força, velocidade e aceleração e gravações de voz para registro de ocorrências importantes. Um osciloscópio era usado para visualização dos sinais. Os modelos mais modernos são dotados de tela de cristal líquido e o armazenamento dos sinais é feito em um computador para posterior análise no escritório.

Com base na teoria da equação da onda e nos sinais de força e velocidade, é possível determinar a carga mobilizada em cada golpe do pilão. Essa carga dependerá da energia aplicada à estaca pelo pilão. Se essa energia for suficiente para mobilizar toda a resistência ao longo do fuste e sob a ponta da estaca, será atingida a carga de ruptura do solo. No caso de a resistência estrutural da estaca ser limitada quanto à altura de queda do pilão, a resistência total do solo poderá não ser mobilizada. Outro fator importante e muito discutido é a massa do martelo.

Os métodos usados para avaliar a carga mobilizada são descritos a seguir.

- **Método CASE[®]:**

Os sinais indicados na Figura 2.8 são utilizados para o cálculo da carga total mobilizada utilizando-se um método desenvolvido por pesquisadores da Case Reserve University. Segundo esse método, a resistência total mobilizada R é dada pela Equação (2.6):

$$R = S + D \quad (2.6)$$

Nessa equação, S é a resistência estática e D , a dinâmica, conforme Figura 2.9.

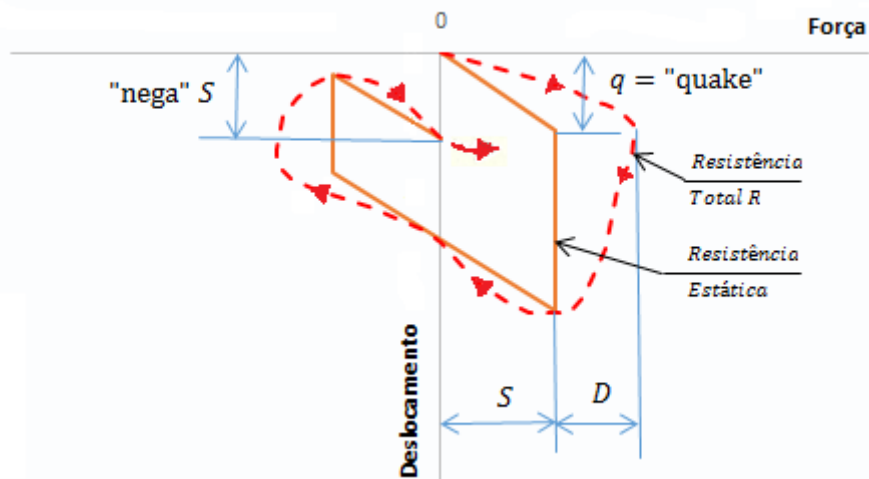


Figura 2.9 - Cargas Estática e Dinâmica (Alonso, 1991)

O valor de R é obtido pela Equação:

$$R = \frac{1}{2}(F_1 + F_2) + \frac{1}{2}Z(V_1 - V_2) \quad (2.7)$$

Em que:

F_1 e V_1 são a força e a velocidade no tempo t_1 ;

F_2 e V_2 são a força e a velocidade no tempo $t_1 + \frac{2L}{c}$; e

L é o comprimento da estaca.

O valor $\frac{2L}{c}$ corresponde ao tempo que a onda leva para viajar até o pé da estaca e retornar por reflexão até o topo, Figura 2.10, (Alonso, 1991)

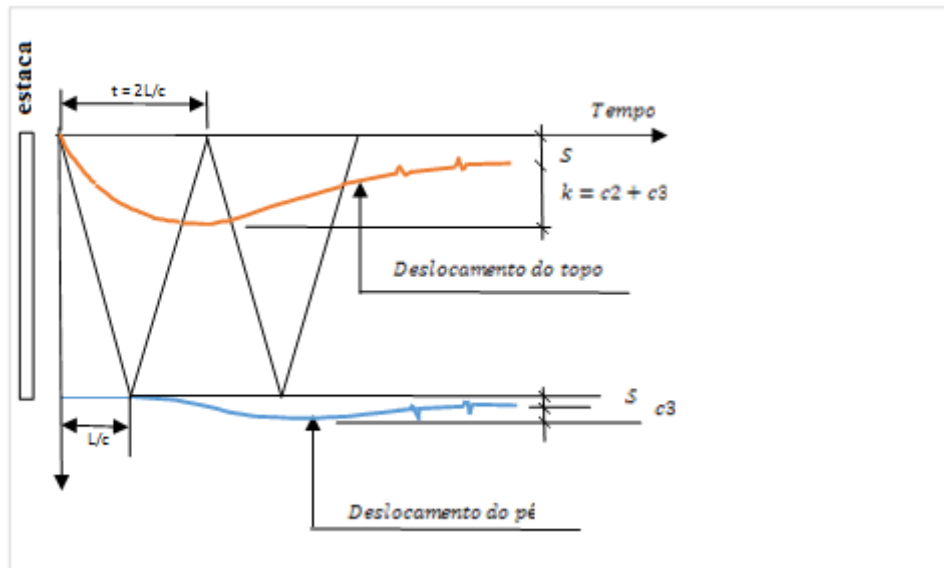


Figura 2.10 – Deslocamento do topo e do pé da estaca (Alonso, 1991)

De posse do valor de R , basta deduzir desse valor a parcela referente à resistência dinâmica D , para se obter a resistência estática mobilizada S pela Equação (2.8):

$$S = R - D \quad (2.8)$$

O valor da resistência dinâmica pode ser obtido com base na equação da onda e admitindo-se que haja proporcionalidade entre a resistência dinâmica e a velocidade da ponta da estaca, Equação (2.9).

$$D = J_c \frac{EA}{c} V_p \quad (2.9)$$

O fator $\frac{EA}{c}$ é o fator de proporcionalidade entre a velocidade da ponta da estaca e a força dinâmica aplicada. A esse fator é dado o nome de impedância.

A constante J_c (Damping) depende do tipo de solo onde está sendo cravada a ponta da estaca cujos valores sugeridos por Rausche *et al* (1985) estão indicados na Tabela 2-1.

Tabela 2-1– Valores de J_c (Rausche *et al*, 1985)

Tipo de Solo	Valores sugeridos para J_c
Areia	0,05-0,20
Areia siltosa ou silte arenoso	0,15-0,30
Silte	0,20-0,45
Argila siltosa ou silte argiloso	0,40-0,70
Argila	0,60-1,10

A velocidade c com a qual a onda de tração ou compressão se propaga ao longo da estaca não deve ser confundida com a velocidade v das partículas da estaca que corresponde a velocidade com a qual as partículas de uma seção da estaca se movem quando essa seção é atravessada pela onda. A velocidade da onda é dada pela Equação

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.10)$$

Com

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad (2.11)$$

Onde

γ = Peso específico do material da estaca; e

g = Aceleração da gravidade.

Como ordem de grandeza, os valores de c para o concreto e para o aço são de 3.800 m/s e de 5.100 m/s respectivamente.

Conforme indicado na Figura 2.10 Figura 2.10 – Deslocamento do topo e do pé da estaca (Alonso, 1991), o tempo necessário para a onda de choque se propagar do topo até o pé da estaca é de $\frac{L}{c}$. O tempo total de ida e volta da onda é $\frac{2L}{c}$. A propagação da onda ao longo da estaca provoca deformações em suas seções. Essas deformações, sendo variáveis com o tempo, são traduzidas em aceleração dessas seções. A integração dessas acelerações fornecerá a velocidade de cada seção em estudo.

Segundo Rausche *et al* (1985), a resistência total pode também ser escrita como:

$$D = J_c (2 \cdot F_1 - R) \quad (2.12)$$

Substituindo essa equação em (2.8), obtém-se:

$$S = R - J_c (2.F_1 - R) \quad (2.13)$$

Uma medida muito importante obtida no ensaio de carregamento dinâmico é o valor DMX que corresponde ao deslocamento máximo da seção da estaca na solução da equação da onda e é dado pela equação:

$$DMX = k + s \quad (2.14)$$

Nessa equação, k é o repique elástico da estaca e s , a penetração da estaca para um golpe (Figura 2.10).

- **Método CAPWAP[®]**

Um método mais sofisticado para estimativa da capacidade de carga de uma estaca foi elaborado simultaneamente com método **CASE[®]**. O método **CAPWAP[®]** (Case Pile Wave Analysis Program) utiliza os registros de força e velocidade obtidos em campo para análise do comportamento da estaca. Utilizando-se métodos comuns aos programas de equação da onda, análises são efetuadas a partir dos sinais de força e aceleração como condições de contorno. A estaca é modelada como uma série de massas e molas conforme indicado na Figura 2.11. A esse modelo, aplicam-se forças resistentes. Com a estimativa dos parâmetros do solo, simula-se o movimento da estaca utilizando-se a aceleração medida na seção instrumentada como condição de contorno, obtendo-se os deslocamentos das massas discretas e os valores da reação do solo. Os valores medidos são comparados com a força calculada no topo da estaca. O processamento é repetido até que haja convergência entre os valores medidos e calculados. O modelo fornece, então, o valor da carga mobilizada para o golpe do martelo, bem como sua distribuição ao longo da profundidade.

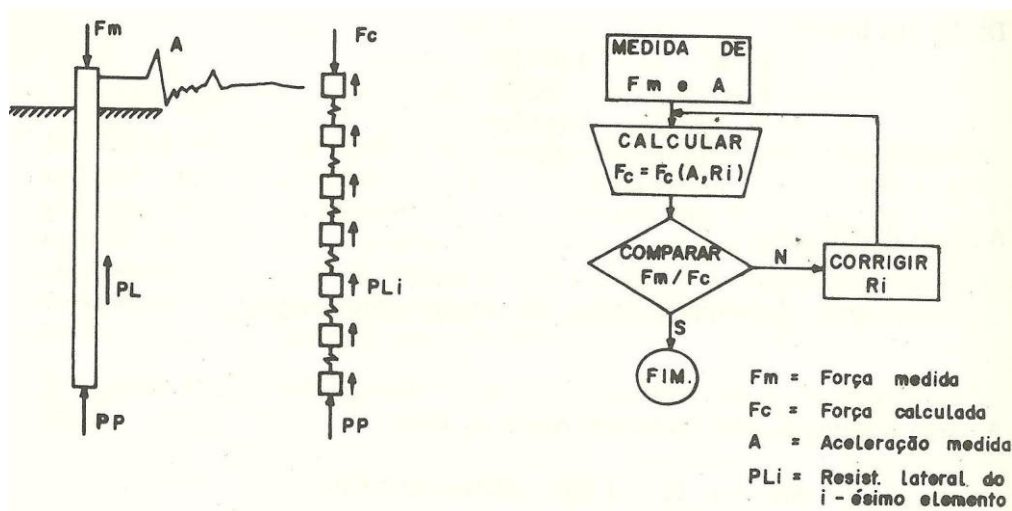


Figura 2.11 – Modelo simplificado CAPWAP[®] (Alonso, 1991)

Os maiores problemas e críticas ao ensaio de carregamento dinâmico têm sua origem na interpretação dos resultados. Não basta que os ensaios sejam realizados por pessoa com destreza, mas que os resultados sejam corretamente interpretados. O resultado quando interpretado por pessoa não habilitada pode conduzir à situações indesejáveis expondo executores, projetista e proprietário da obra a atritos desnecessários. Apesar de a NBR 6122/2010 aceitar a substituição de provas de carga estáticas por ensaios de carregamento dinâmico, é sempre recomendável que uma campanha de ensaios de carregamento dinâmico seja complementada com pelo menos uma prova de carga estática.

Oliveira *et al* (2013) apresentam uma estaca hélice contínua, Ø 70 cm e 12 m de profundidade, ensaiada com carregamento dinâmico e submetida a uma prova de carga estática. O gráfico comparativo entre esses ensaios é apresentado na Figura 2.12.

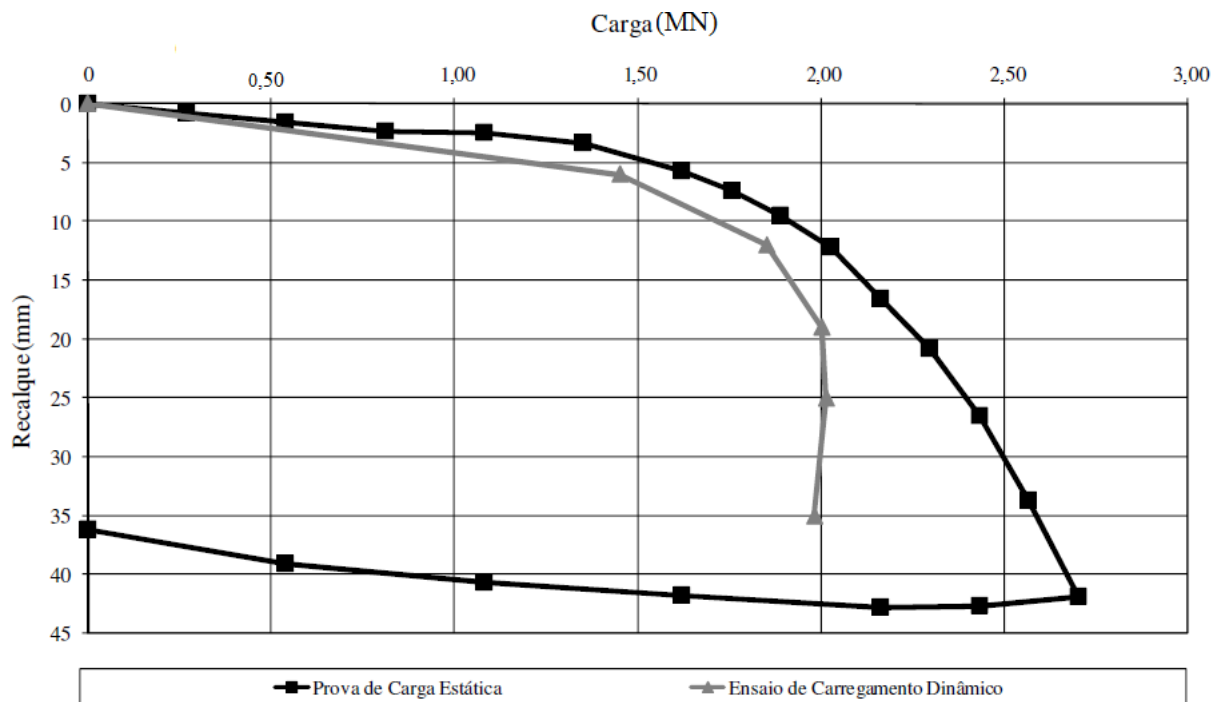


Figura 2.12 – Prova de carga estática x Ensaio dinâmico (Modificado. Oliveira *et al*, 2013)

Nesse gráfico, observa-se que o ensaio de carregamento dinâmico é um pouco conservador em relação à prova de carga estática. Esse fato, já observado por Aoki (1996), permite o uso do ensaio de carregamento dinâmico para comparar o atrito lateral da estaca, obtido pela análise CAPWAP[®], com o a parcela de atrito estimada por um método de cálculo de capacidade de carga.

Segundo Camapum de Carvalho *et al* (2008), os gráficos dos dois ensaios têm o primeiro ponto de inflexão muito próximos, conforme indicado na Figura 2.13 (a e b). O atrito lateral se desenvolvendo plenamente até cerca de 1500 kN em ambas as curvas. A partir desse valor, começa a haver um distanciamento entre as curvas, atingindo o valor máximo para deslocamentos da ordem de 35 mm. Essa discrepância pode ser explicada pelas características de execução dos ensaios. Enquanto que no primeiro caso o carregamento é introduzido paulatinamente, no caso dinâmico, a sequência de golpes tende a romper o atrito lateral, o que impõe uma grande energia à ponta.

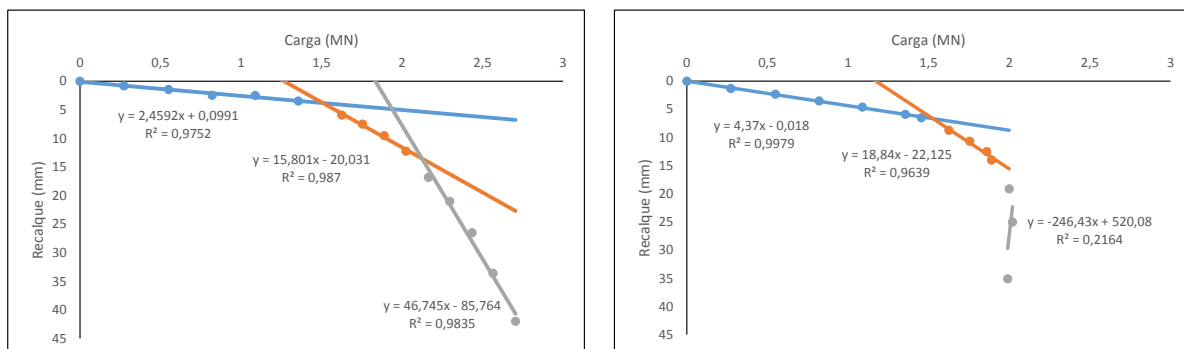


Figura 2.13 - (a) Carga x Recalque Carregamento Estático (b) Carga x Recalque carregamento Dinâmico

É importante também observar que com o tempo há, normalmente, o fenômeno de cicatrização do solo, conforme mostrado na Figura 2.14 (Gonçalves *et al*, 1996).

Uma análise desses gráficos segundo Camapum de Carvalho *et al* (2008), Figura 2.15, mostra que há um avanço dos pontos de inflexão da curva carga x deslocamento. A tendência de linearidade entre as cargas e $\log(t)$ é devida à dissipação do excesso de pressão neutra gerada durante a cravação ser linear com $\log(t)$. Dessa forma é possível utilizar com segurança os resultados de carregamentos dinâmicos, pelo menos no que diz respeito ao atrito lateral, para se comparar os resultados previstos pelas fórmulas estáticas com a medida no ensaio de carregamento dinâmico.

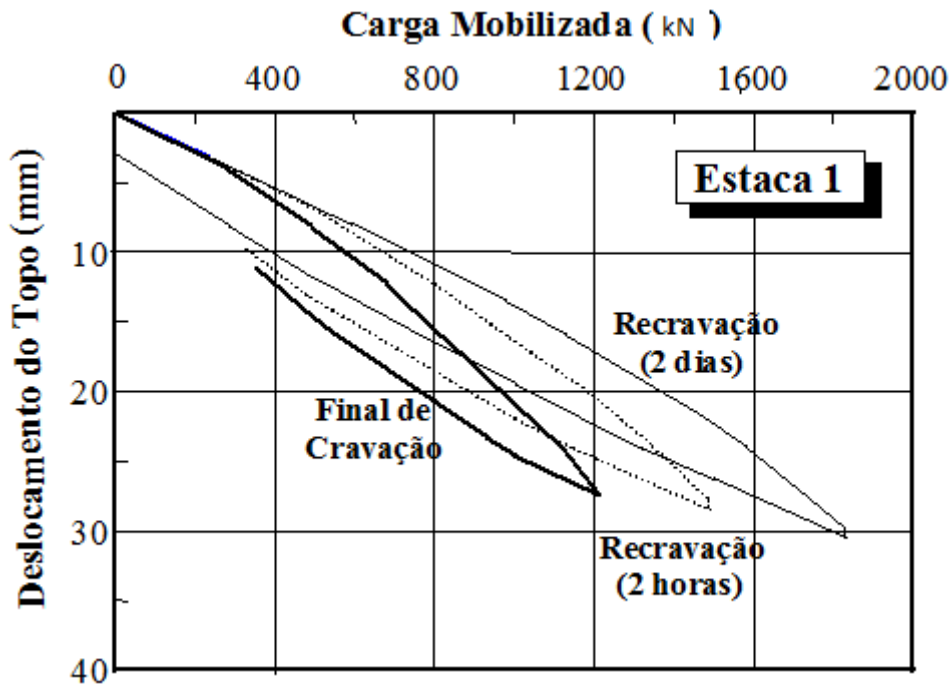


Figura 2.14 – Simulação prova de carga no tempo (Modificado. Gonçalves *et al*, 1996)

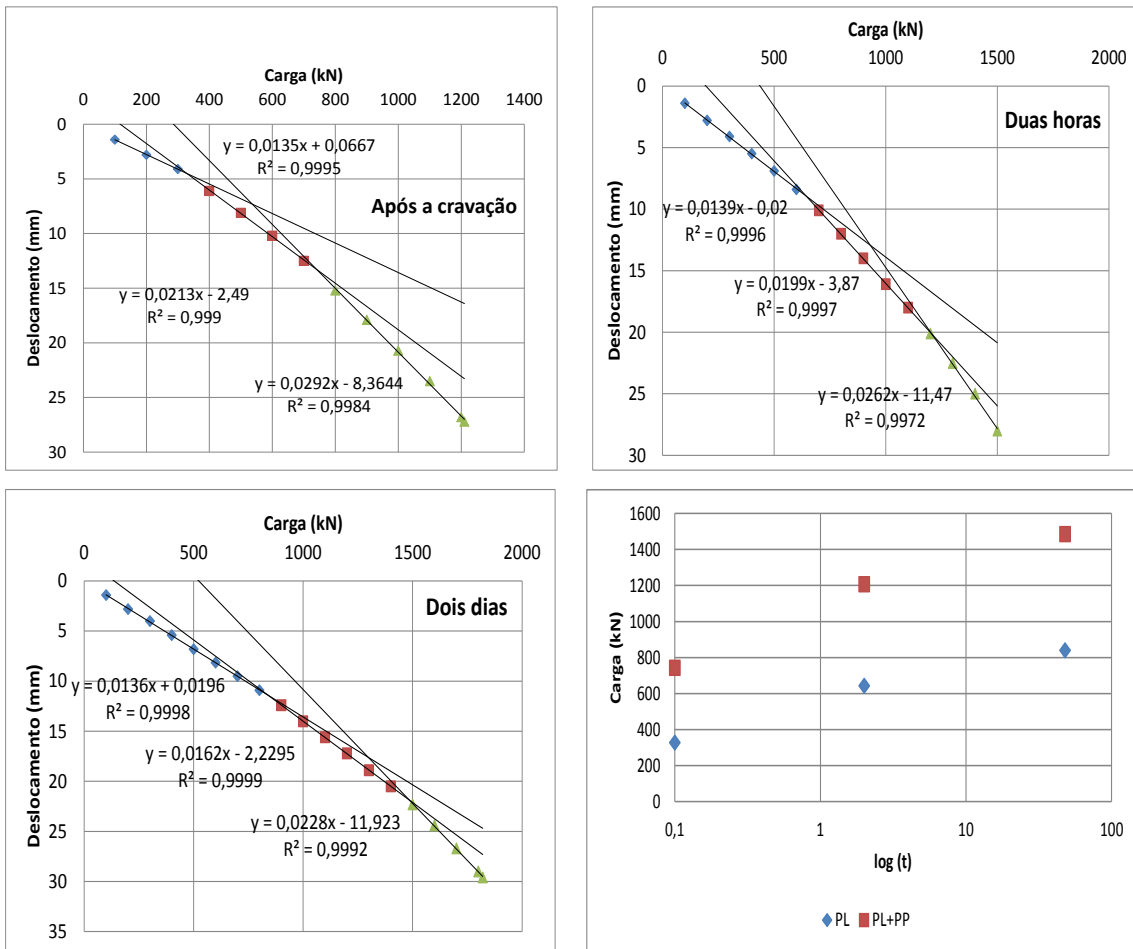


Figura 2.15 - Análise do atrito lateral

2.4. CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS UTILIZANDO-SE FÓRMULAS ESTÁTICAS

Indiscutivelmente, a melhor forma de se determinar a capacidade de carga de uma estaca é a execução de uma prova de carga estática, pois a partir de um estudo bem detalhado da curva carga x recalque produzida nesse ensaio, pode-se obter uma boa quantidade de informações. Sabe-se hoje que há fundações que rompem e fundações que não rompem, ficando, portanto o conceito de carga de ruptura pouco eficiente para se estabelecer a capacidade de carga de uma fundação, dado que a ruptura está associada a um deslocamento infinito que normalmente não interessa à obra. Essa é a grande desvantagem dos métodos de previsão de capacidade de carga, que não levam em conta as deformações atingidas durante e após o carregamento e que podem ser tão grandes que, mesmo se utilizado de coeficientes de segurança à ruptura, induzam na estrutura que apoiam deformações indesejáveis.

Levando-se em conta o alto custo das provas de carga, muitos métodos foram desenvolvidos a partir dos valores obtidos de ensaios estudados por diversos autores

Terzaghi *et al* (1996) indicam que a capacidade de carga de uma estaca é função da área de sua ponta e da área lateral do fuste conforme equação abaixo:

$$PR = PL + PP \quad (2.15)$$

onde:

PR é a carga de ruptura da estaca;

PL é a parcela resistida pelo atrito lateral desenvolvido entre o fuste e o solo e

PP é a parcela resistida pela ponta da estaca.

Ao longo dos anos, vários métodos foram desenvolvidos para se avaliar a capacidade de carga de uma estaca. Vários autores se debruçaram sobre o assunto, de modo a chegar a um valor de PR na Equação (2.15). Nessa equação, o que varia é a forma de se obterem as parcelas PL e PP como, por exemplo, em Terzaghi *et al* (1996), Meyerhof (1951), Décourt-Quaresma (1978) e Aoki-Velloso (1975).

De modo geral os autores tomam para a parcela de ponta o valor

$$PP = q_p A_p \quad (2.16)$$

onde:

q_p = capacidade de carga unitária na ponta; e

A_p = área da ponta da estaca.

Já para o valor do atrito lateral, o valor é dado por:

$$PL = \sum U l_i q_{li} \quad (2.17)$$

onde:

U = perímetro da estaca;

q_{li} = atrito unitário desenvolvido no trecho de comprimento l_i da estaca

l_i = trecho da estaca submetido ao atrito unitário q_{li} .

2.4.1. O método de Terzaghi:

Como ponto inicial de sua pesquisa, Terzaghi (1943) *apud* Prandtl (1921) utilizou um trabalho sobre ruptura plástica de metais, adaptando-o ao caso dos solos. A seguir será examinada essa teoria para a capacidade de carga das fundações.

Baseado na teoria de ruptura plástica de materiais metálicos por punção, Terzaghi (1943) desenvolveu uma teoria para o cálculo de capacidade de carga de fundações rasas que foi estendido ao caso das fundações profundas. Segundo esse autor, o modelo de ruptura de uma fundação profunda pode ser representado pela Figura 2.16 abaixo obtida em Terzaghi *et al* (1996):

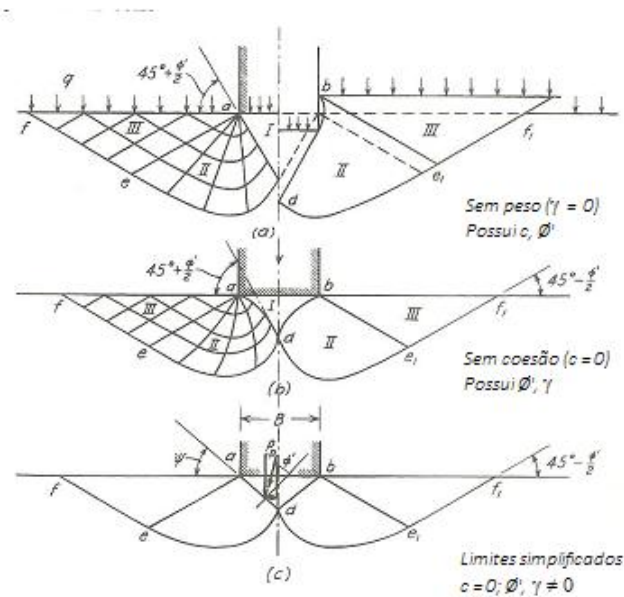


Figura 2.16- Modelo de ruptura (Modificado. Terzaghi *et al*, 1996)

Nessa figura é representado o carregamento de uma fundação na superfície do solo. São identificadas três zonas:

Zona I: devido ao seu atrito e à adesão com a superfície da fundação, o solo permanece em estado elástico nessa zona. A penetração no solo se dá em forma de cunha. Essa concepção é importantíssima, pois muitos métodos levam em consideração essa forma de ruptura quando consideram o “envelope” na ponta de estacas metálicas ou o efeito de “bucha” em estacas pré-moldadas de seção vazada.

Zona III: essa zona comporta-se como no estado passivo de Rankine e, principalmente no caso de fundações profundas, assume importância relevante no cálculo da capacidade de carga de uma fundação.

Zona II: essa zona, situada entre as zonas I e III, é chamada de zona de cisalhamento radial, porque as linhas constituintes de seu esquema de deslizamentos são originadas na aresta da fundação, conforme indicado na Figura 2.16(2.17).

Assim, a capacidade de carga unitária é igual a:

$$q_p = N_c c \tag{2.18}$$

Onde c é a coesão e N_c é o fator de capacidade de carga que depende apenas de ϕ , ângulo de atrito interno do solo e é dado por:

$$N_c = \cot \phi \left[e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (2.19)$$

Quando há uma sobrecarga q uniformemente distribuída na superfície do terreno, o esquema de deslizamento continua o mesmo, mas a capacidade de carga é incrementada do valor $N_q q$,

onde:

$$N_q = \left[e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (2.20)$$

Para o caso de fundações profundas, essa parcela é extremamente relevante, pois dada a sobrecarga oriunda do peso próprio do terreno acima da cota de assentamento da estaca o valor de q_p será bastante incrementado. Sendo D_f a profundidade da fundação e γ o peso específico do solo, a parcela correspondente à sobrecarga será:

$$q = \gamma D_f \quad (2.21)$$

Há ainda uma terceira parcela correspondente a um material com peso dada por:

$$\gamma \times B \times N_\gamma$$

Na qual, γ é o peso específico do material, B a largura da fundação e N_γ é o coeficiente que leva em consideração o peso do solo.

Para uma fundação corrida de largura B , chega-se a seguinte equação de capacidade de carga:

$$q_p = cN_c + \gamma D_f N_q + 0,5\gamma B N_\gamma \quad (2.22)$$

Para uma fundação circular ou quadrada não há uma solução definida. No entanto, partindo-se de resultados experimentais e métodos numéricos, a equação semi-empírica apresentada a seguir resolve satisfatoriamente o problema para uma fundação circular de raio r assentada em material denso.

$$q_p = 1,2cN_c + \gamma D_f N_q + 0,6\gamma r N_\gamma \quad (2.23)$$

A Figura 2.17 mostra a ruptura de um solo silto-argiloso em uma prova de carga executada em placa. Pode-se observar claramente a linha de ruptura da zona III.

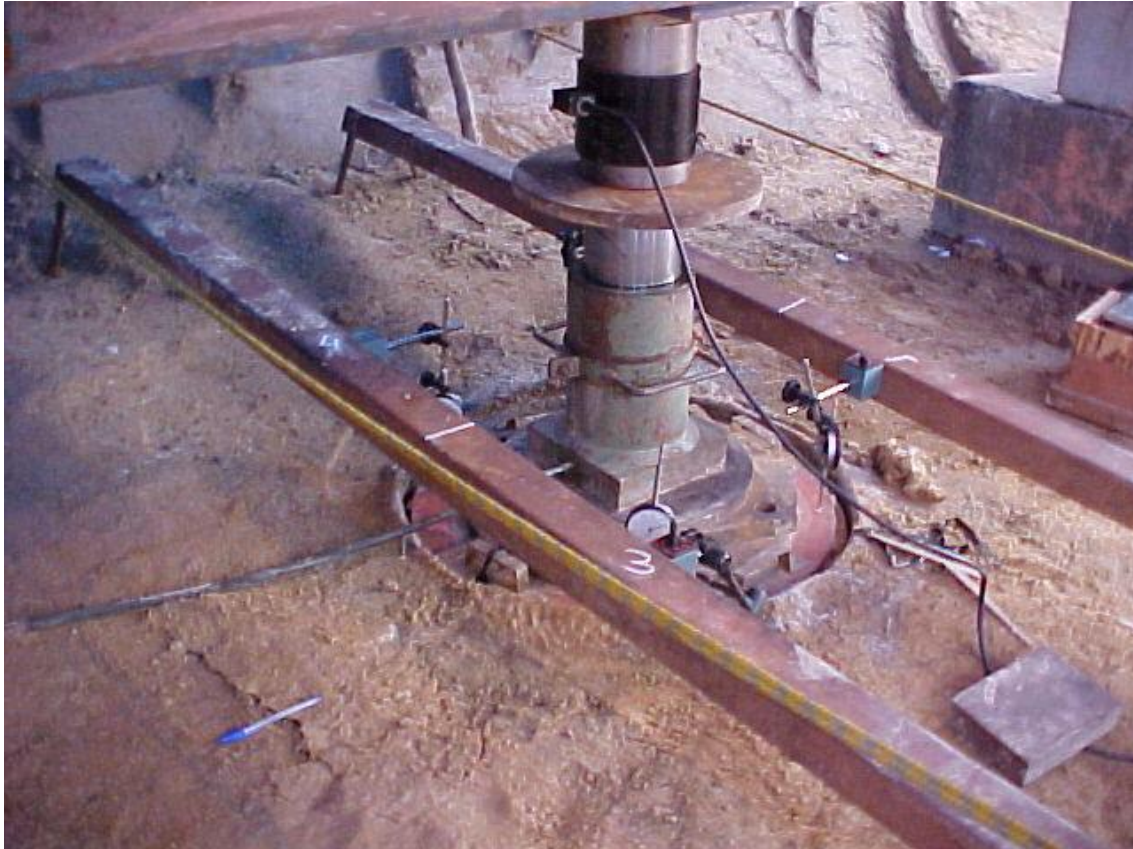


Figura 2.17 – Prova de carga em placa (Indicação da Zona III)

O atrito lateral desenvolvido ao longo do fuste da estaca segundo Terzaghi é dado por:

$$q_l = c_a + p_h \tan \delta \quad (2.24)$$

onde:

c_a é a aderência unitária entre a estaca e o solo;

p_h é a pressão média horizontal na superfície vertical no momento da ruptura; e

δ é o ângulo de atrito entre o solo e a estaca.

2.4.2. O método de Meyerhof:

Meyerhof (1951) observa que a proposição de Terzaghi é conservadora, pois no caso de fundações profundas, quando a superfície de ruptura não atinge o nível do terreno, não se pode determinar o ponto a partir do qual a resistência ao cisalhamento do solo é mobilizada, devendo ser arbitrada.

Para contornar essa limitação, Meyerhof estendeu a teoria do equilíbrio plástico de uma sapata superficial para uma fundação rasa e uma fundação profunda. De acordo com essa teoria, as zonas de equilíbrio plástico aumentam com a profundidade da fundação até um valor máximo no caso de uma fundação profunda conforme indicado à direita na Figura 2.18 e também dependem da forma e da rugosidade da base. Para a carga última na base da fundação, Meyerhof chegou a uma equação com a mesma forma da equação de Terzaghi para a carga última na base da fundação.

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 0,5\gamma B N_\gamma \quad (2.25)$$

A diferença no presente caso está nos valores de N_c , N_q e N_γ que dependem da profundidade, da forma, da rugosidade e do ângulo de atrito do solo. Esses valores são mostrados na Figura 2.19, Tschebotarioff *apud* Meyerhof (1978)

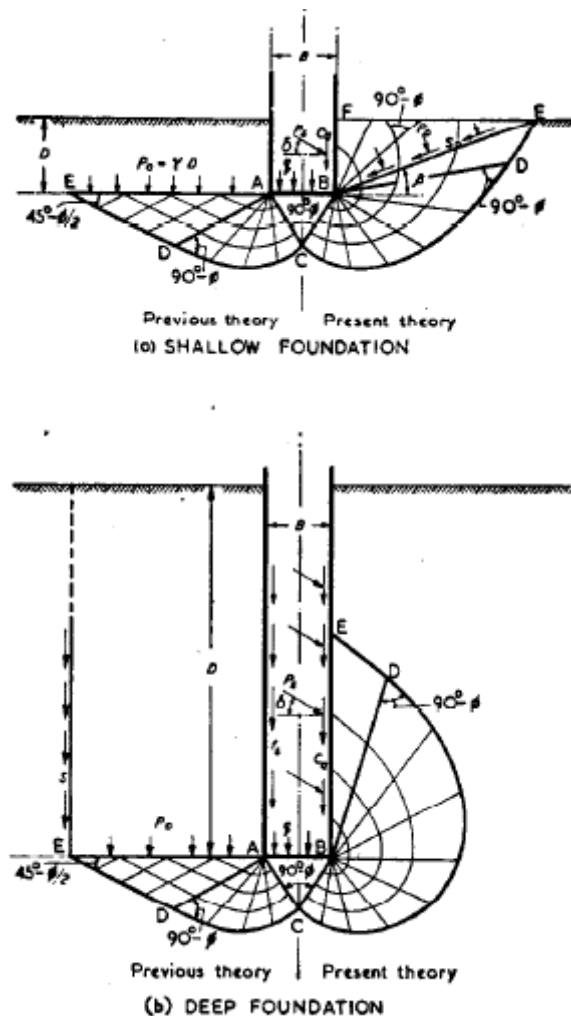


Figura 2.18 - Modelo proposto por Meyerhof (1951)

Para o atrito lateral, Meyerhof (1976) propôs:

$$q_l = 0,005 \times q_c \quad (2.26)$$

Com q_c (resistência de ponta do CPT) em kPa.

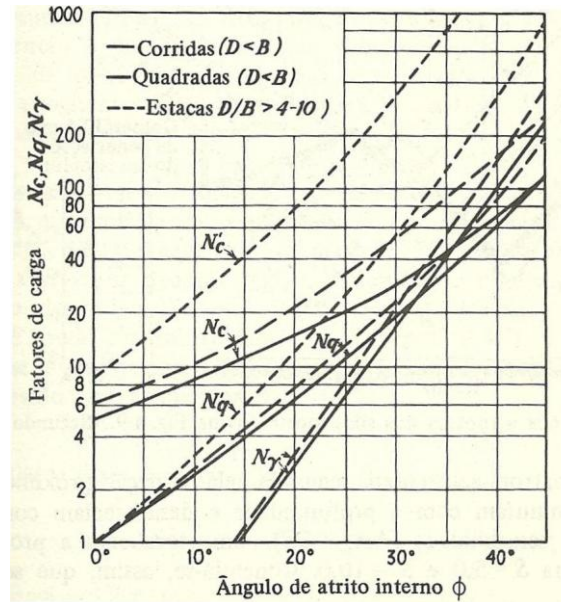


Figura 2.19 - N_c, N_q e N_γ (Tschebotarioff *apud* Meyerhof, 1978)

2.5. MÉTODOS EXPEDITOS:

Algumas fórmulas expeditas foram instituídas em determinadas regiões e se utilizam de resultados de sondagens a percussão simples, SPT (Standard Penetration Test).

O SPT, largamente utilizado no nosso país por projetistas de fundações é, sem sombra de dúvidas, um ensaio que quando bem executado é um fortíssimo aliado no projeto de um estaqueamento. Nos últimos anos, um dado adicional de suma importância tem sido fornecido por esse ensaio, trata-se do torque necessário para romper a adesão entre o solo e o amostrador padrão. Dessa forma, nasceu o que se chama de SPT-T. Segundo Décourt (1991), o torque tem a vantagem de não ser afetado por pedregulhos. Quando o amostrador atravessa uma camada de pedregulhos o SPT aumenta bruscamente ao passo que o valor do torque pouco variará. Esse aumento pode ser constatado nas sondagens pela queda significativa da relação Torque/SPT. Essa relação é responsável também pela possibilidade clara de se utilizar os métodos desenvolvidos e amplamente estudados para os solos da bacia sedimentar terciária de São Paulo. O valor de T/N para esses solos é da ordem de 1,2. Isso quer dizer que o SPT equivalente em outro local pode ser obtido dividindo-se por 1,2 o torque obtido. Assim o SPT

equivalente pode ser utilizado como se fosse da BTSSP. A grande vantagem disso é que os métodos de capacidade de carga das fundações desenvolvidos para aquela região podem ser utilizados para outras regiões bastando para isso obter-se o SPT equivalente.

A seguir, dois desses métodos são examinados.

2.5.1. O método Aoki-Velloso:

Aoki e Velloso (1975) apresentaram um trabalho no 5th. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering que teve lugar em Buenos Aires em 1975.

Segundo esses autores, a capacidade de carga de uma estaca pode ser calculada em função do tipo de solo e do número N obtido no SPT. Para tanto, as parcelas PL e PP são calculadas separadamente e depois somadas obtendo-se a carga de ruptura PR . Essas parcelas são obtidas da seguinte forma:

$$PL = \sum U l_i r_l \quad (2.27)$$

$$PP = r_p A_p \quad (2.28)$$

$$r_l = \frac{R_l}{F_2} \quad (2.29)$$

$$r_p = \frac{R_p}{F_1} \quad (2.30)$$

Os valores F_1 e F_2 dependem do tipo e estaca e são apresentados na Tabela 2-2. Os valores de R_l e R_p são as resistências lateral e de ponta obtidas do ensaio de penetração estática.

Na falta desse ensaio, os valores de R_l e R_p são obtidos das correlações com o ensaio SPT:

$$R_l = \alpha KN \quad (2.31)$$

$$R_p = KN \quad (2.32)$$

N é o SPT e α e K são os coeficientes apresentados na Tabela 2-3.

Tabela 2-2 - Valores de F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Metálicas	1,75	3,50
Pré-moldadas	1,75	3,50

Tabela 2-3 - Valores de K e α (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

2.5.2. O método Décourt-Quaresma:

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um método extremamente simples para determinar a capacidade de carga de uma estaca com base exclusivamente nos valores do SPT.

O método foi utilizado em um Class A Evento realizado em 1982, Décourt (2012). Esse evento teve como objetivo premiar a melhor previsão da carga de ruptura de uma estaca pré-moldada de concreto cravada em Amsterdam, Países Baixos, Décourt (1982). O método

previu a ruptura da estaca quando fosse atingida a carga de 1179 kN o que ocorreu com uma carga entre 1150 e 1240 kN. O método sofreu uma adaptação para generalizar a sua aplicação Hachich *et al* (1996).

Os valores correspondentes à resistência por atrito e a resistência de ponta são obtidos das sondagens SPT.

$$PL = \beta U \cdot l \cdot q_l \quad (2.33)$$

$$PP = \alpha q_p A_p \quad (2.34)$$

α = coeficiente de majoração ou minoração da resistência de ponta em função do tipo de solo e da estaca;

β = coeficiente de majoração ou minoração do atrito lateral em função do tipo de solo e da estaca; e

l = comprimento da estaca.

Para se obter o valor de PL , o valor médio do SPT é tomado entre os valores correspondente ao fuste excluindo-se os valores correspondentes à ponta e àquele imediatamente anterior à ponta. Obtém-se assim o SPT médio ao longo do fuste \bar{N}_l . O valor do atrito lateral unitário q_l é, em kPa, dado então por:

$$q_l = 10 \cdot \left(\frac{\bar{N}_l}{3} + 1 \right) \quad (2.35)$$

Para a ponta da estaca obtém-se a resistência utilizando-se três valores de SPT: o da ponta, o anterior à ponta e o imediatamente posterior à ponta. O valor médio assim obtido, \bar{N}_p , é usado para se obter a resistência de ruptura da ponta q_p da seguinte forma:

$$q_p = C \cdot \bar{N}_p \quad (2.36)$$

Os valores de C estão apresentados na Tabela 2-4 em função do tipo de solo:

Tabela 2-4 - Valores de C

Tipo de solo	Valores de C (kPa)
Argilas	120
Síltos argilosos	200
Síltos arenosos	250
Areias	400

Os valores de β e α dependem do tipo de estaca e do solo e estão apresentados nas tabelas Tabela 2-5 Tabela 2-6.

Tabela 2-5 - Valores de β , função do tipo de estaca e do solo. (Os valores marcados com asteriscos são orientativos pois o número de ensaios é reduzido). (Hachich *et al*, 1996)

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (lama bentonítica)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Intermedários	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

Tabela 2-6 - Valores de α , função do tipo de estaca e do solo. (Os valores marcados com asteriscos são orientativos pois o número de ensaios é reduzido). (Hachich *et al*, 1996)

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (lama bentonítica)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Intermedários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

2.6. FÓRMULAS DINÂMICAS:

As conhecidas fórmulas dinâmicas são baseadas na teoria do choque. Houve uma verdadeira profusão de fórmulas dinâmicas ao longo do tempo. Via de regra, essas fórmulas se baseiam na energia transferida à estaca pelo golpe do martelo caindo de uma determinada altura e na deformação plástica ocorrida conhecida no meio técnico como “nega”.

O controle de capacidade de carga de estacas cravadas por meio da “nega” tem sido até os dias de hoje um dos procedimentos mais utilizados pelos cravadores de estacas. Outros métodos mais eficientes surgiram nos últimos anos com menor dispersão dos resultados e serão aqui abordados em item específico.

A “nega” corresponde à penetração final da estaca após o golpe do martelo caindo de uma altura pré-determinada. É obtida de forma muito simples, bastando para tal a fixação de uma folha de papel no corpo da estaca e com o auxílio de uma régua sobre apoios, risca-se um traço horizontal de referência. Aplica-se um golpe na estaca e risca-se um novo traço paralelo ao primeiro. O valor da “nega” é tomado como a distância entre os dois traços, conforme indicado na Figura 2.20.

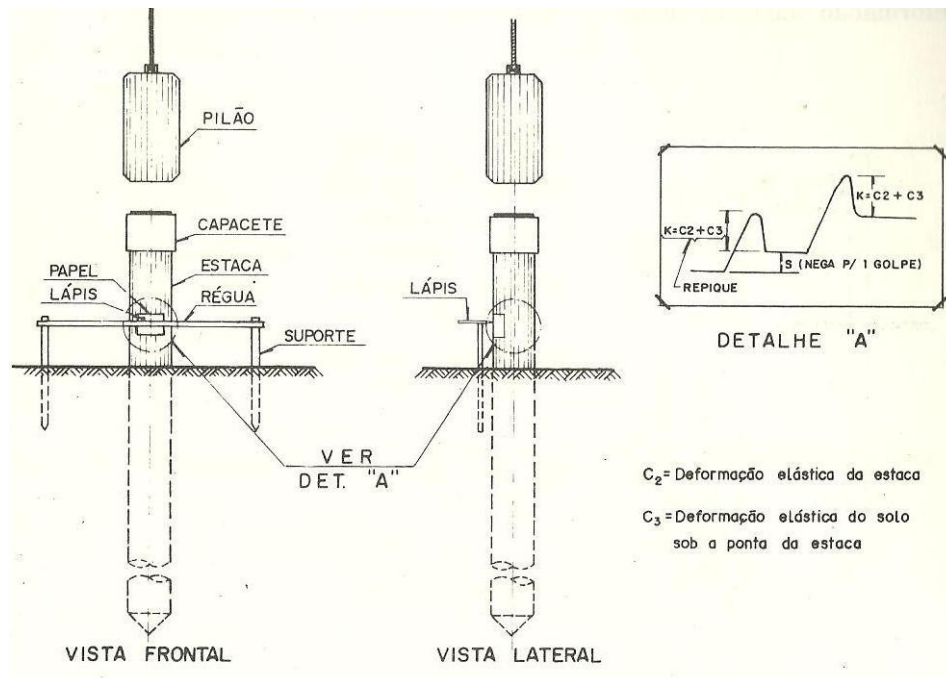


Figura 2.20 – Dispositivo para se obter a “nega” e o “repique” (Alonso, 1991)

As chamadas fórmulas dinâmicas comparam a energia transmitida ao topo da estaca pela queda do martelo com a energia gasta para romper o solo, somada às perdas

Sendo W_H o peso do martelo, h a altura de queda, W_P o peso da estaca, R a reação do solo sobre a estaca, e a penetração obtida para um golpe do martelo (“nega”) e Z a parcela de energia correspondente às perdas, tem-se:

$$W_H \times h = R \times e + Z \quad (2.37)$$

A forma como se leva em conta a parcela da perda de energia determinará diferentes formas para a Equação (2.37). Diversos autores se debruçaram sobre esse problema, o que levou a várias outras fórmulas para o cálculo da “nega”: Algumas dessas fórmulas serão a seguir apresentadas.

2.6.1. Fórmula dos holandeses

As massas do martelo e da estaca são dadas respectivamente por:

$$m_H = \frac{W_H}{g} \quad (2.38)$$

$$m_P = \frac{W_P}{g} \quad (2.39)$$

sendo g a aceleração da gravidade.

Segundo a teoria do choque, a velocidade v do conjunto martelo+estaca após o golpe do martelo será:

$$v = \frac{m_H \times v_H + m_P \times v_P}{m_H + m_P} \quad (2.40)$$

onde v_H é a velocidade de queda do martelo dada por

$$v_H = \sqrt{2 \times g \times h} \quad (2.41)$$

e v_P é a velocidade da estaca, que é nula antes do golpe.

Logo

$$v = \frac{m_H \times v_H}{m_H + m_P} \quad (2.42)$$

O trabalho realizado pela reação do solo será:

$$\tau = R \times e \quad (2.43)$$

Igualando a o trabalho realizado pelo sistema estaca+solo ao trabalho realizado pela reação do solo sobre a estaca, vem:

$$R \times e = \frac{1}{2} \times (m_H + m_P) \times v^2 \quad (2.44)$$

Substituindo (2.38), (2.39), (2.40) e (2.41) em (2.44) vem:

$$R \times e = \frac{1}{2} \times \left(\frac{W_H}{g} + \frac{W_P}{g} \right) \times \left(\frac{\frac{W_H}{g} \sqrt{2 \times g \times h}}{\frac{W_H}{g} + \frac{W_P}{g}} \right)^2 \quad (2.45)$$

donde:

$$e = \frac{W_H^2 \times h}{R \times (W_H + W_P)} \quad (2.46)$$

2.6.2. Fórmula de Brix

$$e = \frac{W_H^2 \times W_P \times h}{R \times (W_H + W_P)^2} \quad (2.47)$$

2.6.3. Fórmula de Chellis

Chellis (1961) propõe uma fórmula dinâmica baseada na deformação elástica da estaca que tem sido muito utilizada nos últimos anos.

$$R = \frac{C_2 \cdot A \cdot E}{L} \quad (2.48)$$

Nessa equação, R é a carga mobilizada pelo golpe do martelo, C_2 é a deformação elástica do material da estaca, L A e E representam respectivamente o comprimento da estaca, a área da sua seção transversal e o módulo de elasticidade.

Essa fórmula foi modificada por Velloso (1985) que introduziu um coeficiente α que leva em conta o tipo de transferência de carga da estaca para o solo conforme Figura 2.21.

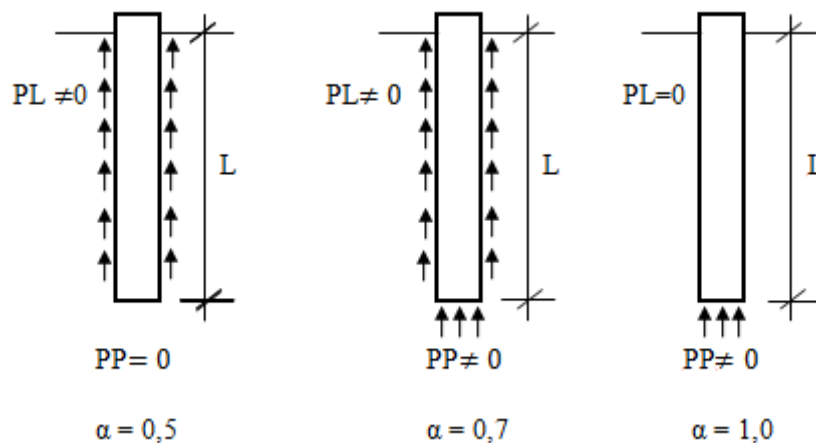


Figura 2.21 -Valores do coeficiente α (Velloso, 1985)

Assim a Equação (2.48) pode ser reescrita como:

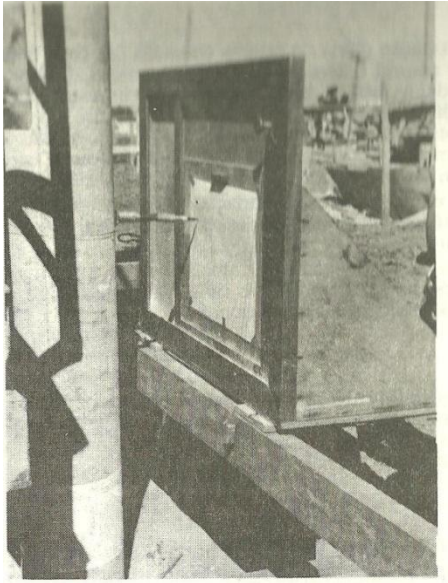
$$R_d = \frac{C_2 \cdot A \cdot E}{\alpha L} \quad (2.49)$$

O valor de $\alpha = 1,0$ corresponde a uma estaca de ponta, isto é, o atrito lateral desenvolvido ao longo do fuste pode ser tomado como nulo. O valor de $\alpha = 0,5$ corresponde a uma estaca flutuante, isto é, a carga absorvida pela base da estaca pode ser tomada como nula. Finalmente para uma estaca que trabalha de atrito lateral e de ponta, toma-se o valor intermediário $\alpha = 0,7$, de acordo com Aoki (1991).

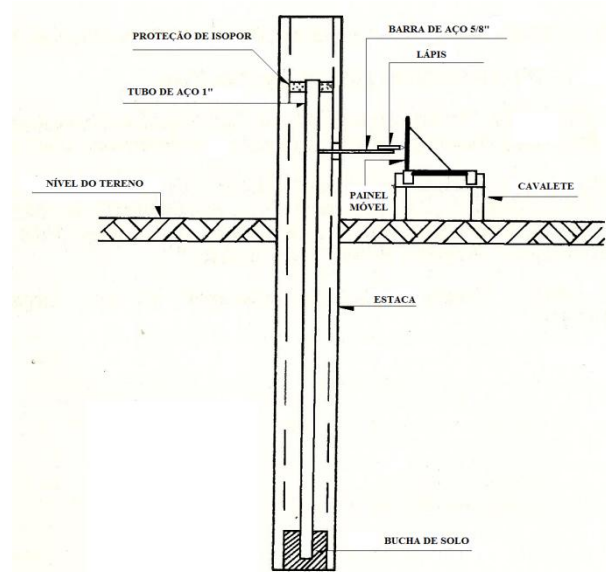
O valor de C_2 pode ser obtido do repique elástico k . O repique elástico é obtido em campo utilizando-se o mesmo dispositivo para a obtenção da “nega” e indica a componente elástica da deformação total da estaca para o golpe do martelo, Figura 2.20. Por sua vez, essa componente é formada pela deformação elástica do concreto C_2 e pela deformação elástica do solo C_3 de modo que se tem:

$$k = C_2 + C_3 \quad (2.50)$$

Com o valor de k medido em campo, pode-se por subtração obter o valor de C_2 , desde que se conheça o valor de C_3 . O problema maior está exatamente na avaliação do valor de C_3 . A primeira aproximação desse valor foi de 2,5 mm. Aoki (1996) recomenda para “negas” entre 3 mm e 5mm o valor obtido para a “nega”; para valores de “nega” menores que 3 mm, ele recomenda 3 mm para C_3 . Paraíso (2005) recomenda 1/120 do diâmetro equivalente da estaca em mm. Uma tentativa pioneira de se medir efetivamente o valor de C_3 foi feita por Souza Filho e Abreu (1990). Para isso, foi idealizado um dispositivo dotado de uma prancha móvel a ser riscada por um lápis fixado à ponta de uma estaca de seção vazada conforme indicado na Figura - 2.22.



(a)



(b)

Figura - 2.22 (a) Dispositivo para a medir C_3 (b) Esquema (Souza Filho e Abreu, 1990)

A partir desse dispositivo foram medidos valores de C_3 para vários tipos de solo a partir dos quais foi elaborada a Tabela 2-7. À época da elaboração da tabela, os valores obtidos foram bastante criticados pelo meio técnico por se tratarem de valores extremamente elevados em face dos valores admitidos até então. Pouco tempo depois Aoki (1991) abordou a existência de solos resilientes com valores de C_3 da ordem de 20 mm a 30 mm.

Tabela 2-7 – Valores de C_3 segundo Souza Filho e Abreu (1990)

TIPO DE SOLO	C_3 (mm)
Argilas	10,0
Argilas siltosas e siltes argilosos	7,5
Siltes Arenosos	5,0
Areias siltosas	3,0
Siltes arenosos	2,5

Apesar de muito utilizadas, as fórmulas dinâmicas com base no conceito de “nega” têm sido bastante criticadas ao longo do tempo. Uma das principais críticas é por terem sido deduzidas a partir da teoria do choque de corpos rígidos, supondo-se que as estacas são corpos rígidos, quando, na verdade, obedecem à lei de Hooke. Outra premissa é a de que a resistência é inteiramente mobilizada ao longo de toda a massa em movimento de forma instantânea, o que não corresponde à realidade. Por outro lado, o golpe do martelo muitas vezes não é suficiente para mobilizar a resistência disponível no solo. Fora esses problemas, verifica-se outra série

de fatores como a eficiência do martelo, medida pela razão entre a sua energia mecânica e aquela realmente transferida à estaca que não é muito bem conhecida, assim como a influência do coxim e cepo que compõe o capacete.

Ocorre também uma situação paradoxal quando se compara as “negas” de duas estacas com mesmo comprimento, mesmo diâmetro e material com pesos específicos diferentes. Usando-se, por exemplo, a fórmula de Brix chega-se a negas diferentes, mas estaticamente, a capacidade de carga é a mesma.

É também sabido que o controle da cravação de perfis metálicos pela “nega” pode levar a cravação excessiva das estacas. Isso se deve ao fato de que ao se cravar um perfil metálico, as abas e a alma se comportam como lâminas cortando o terreno como facas. Conseqüentemente, a não ser que a estaca atinja uma camada extremamente resistente, a estaca não atingirá a “nega” desejada.

Levando-se em conta todas essas observações, pode-se chegar à conclusão de que as fórmulas dinâmicas baseadas na “nega” não são um método de controle eficiente da capacidade de carga das estacas. Pode-se, entretanto utilizá-las para o controle da homogeneidade da cravação.

Apesar de todos os problemas abordados, a “nega” é ainda largamente utilizada e endossada pelas normas.

2.7. SOLOS LATERÍTICOS

2.7.1. Definição e formação

São comumente chamados solos tropicais aqueles que ocorrem entre os trópicos, ou seja, entre os paralelos 30° N e 30° S de latitude, e cujas propriedades de engenharia diferem em muitos aspectos daquelas características dos solos de regiões de clima temperado.

Em um perfil de solo tropical são normalmente distinguidos dois tipos de solos:

O solo laterítico, que é um solo residual ou não, intemperizado em condições tropicais e rico em minerais de argila e sesquióxidos. Este solo compõe a camada superficial chamada de horizonte laterítico. São solos profundamente intemperizados.

O solo saprolítico, corresponde a camada mais profunda do perfil de solo tropical, na qual o solo mantém a estrutura reliquiar da rocha mãe (Camapum, 2010).

Os solos tropicais constituem o manto de alteração, normalmente espesso e de cor vermelha ou amarela que recobre o substrato rochoso nos países tropicais. Salienta-se, no entanto, que o termo laterita usado por engenheiros, geólogos e pedólogos nem sempre apresenta o mesmo significado e nem sempre define o mesmo objeto.

Segundo Gidigazu (1976), o termo laterita foi utilizado primeiramente por Francis Buchanan-Hamilton em 1807 para descrever um material ferruginoso, vesicular e poroso com alto teor de ferro encontrado na região de Malabar, Índia.

No final do século XX o termo laterita era reconhecido como o produto da alteração de rochas ígneas, sedimentos, depósitos detríticos e cinzas vulcânicas de regiões tropicais e subtropicais.

Dentre os diferentes tipos de solos que se encontram entre os trópicos os mais comuns e de maior interesse para as obras de engenharia são os solos lateríticos pelas propriedades e comportamentos particulares que apresentam.

Uma característica importante dos solos tropicais lateríticos é a alta concentração de alumínio e/ou ferro em relação aos demais constituintes.

Os solos lateríticos são o produto da alteração tropical e subtropical sofrida pelas rochas ao longo do tempo. São fatores intervenientes na formação dos solos tropicais:

- O tipo de rocha mãe;
- A composição da rocha mãe;
- A origem geológica da rocha mãe; e
- As condições de intemperismo.

As condições de intemperismo constituem o fator marcante na formação dos solos lateríticos.

O intemperismo pode ser:

- Físico:
O intemperismo físico ocorre pela desagregação da rocha por meio de agentes físicos. Assim, os grãos minerais coesos são desagregados transformando-se em material descontínuo e friável (Toledo *et al*, 2010).
- Como se sabe, a fragmentação de um bloco de rocha provoca um aumento significativo da superfície exposta à ação de agentes de intemperismo conforme Figura 2.23 (Toledo *et al* 2010).

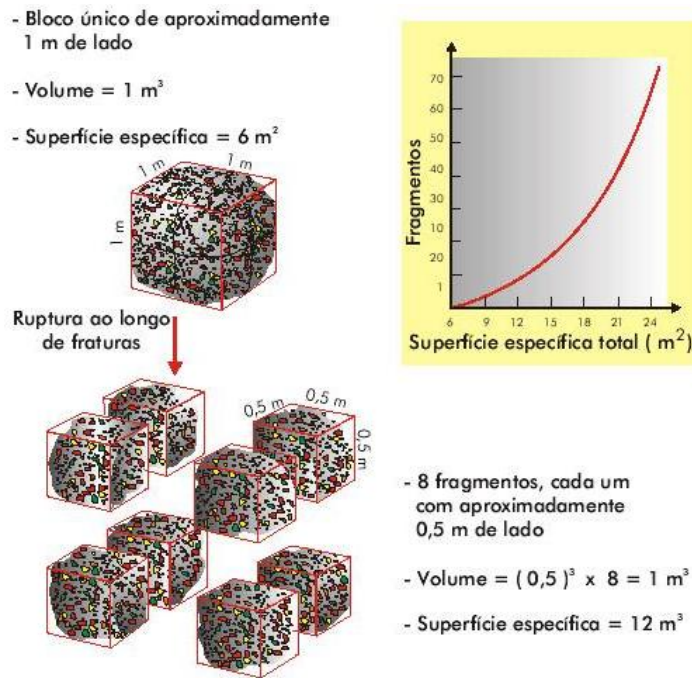


Figura 2.23 – Aumento da superfície específica (Toledo *et al*, 2010)

Os agentes do intemperismo físico são:

Variação da temperatura: A variação de temperatura contrai e expande o material de modo a produzir discontinuidades. Além disso, as diferenças entre o coeficiente de dilatação térmica dos minerais acarreta deslocamentos relativos entre cristais.

As variações de umidade: As variações de umidade favorecem as reações químicas que além de favorecerem as reações químicas e o transporte de elementos atuam nos mecanismos de expansão e retração.

O congelamento: O ciclo de congelamento e descongelamento provoca sucessivos acréscimos e diminuição da pressão nas paredes das fissuras o que contribui para a fissuração e fragmentação da rocha, Figura 2.24, (Toledo *et al*, 2010)

Cristalização de sais dissolvidos na água de infiltração: também provoca com o seu crescimento, expansão térmica e absorção de umidade grandes tensões nas fissuras contribuindo para ampliação da rede de fraturas e para a fragmentação da rocha. Os sais mais comuns que se precipitam são os cloretos, os sulfatos e os carbonatos. Eles têm origem na própria rocha sendo dissolvidos e carreados pelo fluido que percola pelas fissuras.

Alívio de pressão: quando as partes profundas dos corpos rochosos atingem a superfície da terra como consequência do alívio de camadas erodidas, são formadas juntas de alívio que

permitirão a percolação das águas que promoverão alterações químicas, Figura 2.25 (Toledo *et al*, 2010).

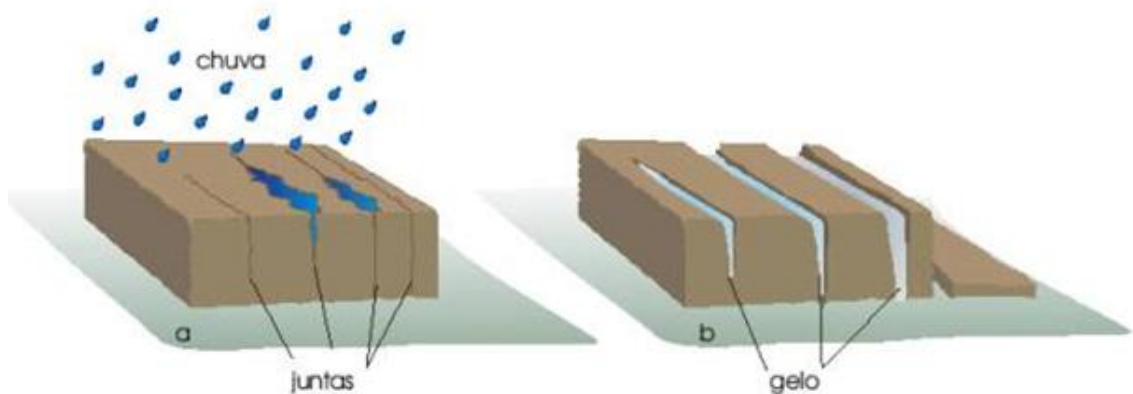


Figura 2.24 – Congelamento da água em fissuras (Toledo *et al*, 2010)

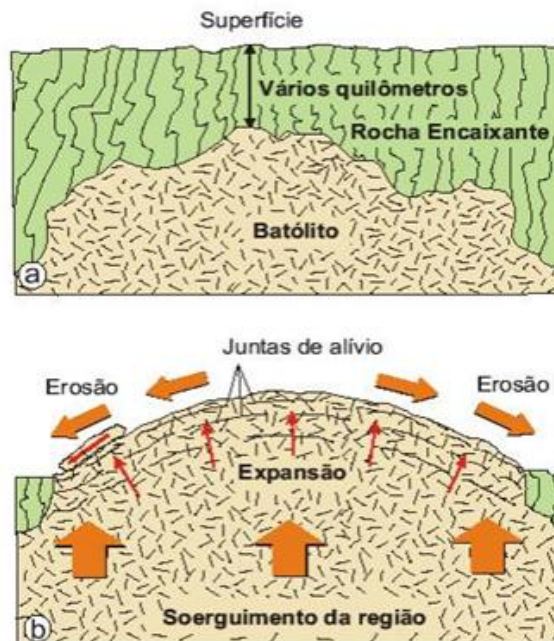


Figura 2.25 – Formação de juntas de alívio (Toledo *et al*, 2010)

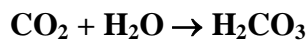
Pressão de raízes: da mesma forma, a rocha poderá ficar sujeita à ação das águas através de fraturas abertas por pressões exercidas por raízes.

- Químico:

Tendo agido o intemperismo físico, ficam estabelecidas as condições para a atuação do intemperismo químico. Dada a diferença existente entre os meios de formação da rocha e o ambiente em que se deu o intemperismo físico, nesse novo ambiente os minerais menos

estáveis entram em desequilíbrio, transformando-se em outros minerais mais estáveis por meio de uma série de reações químicas.

O principal agente do intemperismo químico é a água das chuvas. Rica em O₂, a água da chuva, em interação com o CO₂ da atmosfera e com o CO₂ da respiração das raízes das plantas e da oxidação da matéria orgânica, torna-se ácida o que favorece sua atuação no intemperismo. A forma de equilíbrio entre a água e o CO₂ se dá de acordo com as seguintes equações:



As rochas intemperizadas são constituídas por elementos ou compostos mais ou menos solúveis constituindo assim:

- A fase solúvel transportada pela água que drena.
- A fase residual que se torna progressivamente mais rica nos constituintes menos solúveis.

Os minerais primários residuais como o quartzo e os minerais secundários ou neoformados que se formaram no perfil, como os oxi-hidróxidos de ferro e alumínio, estão nos constituintes menos solúveis.

Quando formados pela interação entre o fluido de percolação e os minerais primários, modificando sua composição química, mas preservando pelo menos parcialmente sua estrutura dá-se origem aos minerais secundários transformados. Este tipo de transformação ocorre nos filossilicatos, como no caso da mica (filossilicato primário) que se transforma na illita ou na vermiculita (filossilicatos secundários transformados).

INTEMPERISMO, EROSÃO E SEDIMENTAÇÃO

O intemperismo ao atuar sobre as rochas dá origem a um manto residual, formado por minerais primários, neoformados e secundários transformados. As principais associações minerais deste manto de alteração são o quartzo, as micas mais ou menos transformadas e os argilominerais do grupo da caulinita e da esmectita e os oxi-hidróxidos de ferro e alumínio.

Complementarmente é formada uma solução aquosa rica em sódio, cálcio, potássio e magnésio e em menor intensidade o silício.

Em períodos de estabilidade tectônica estas soluções são lentamente drenadas para os compartimentos rebaixados, entre os quais os mais importantes são as bacias sedimentares marinhas. Esta deposição química dá origem às rochas sedimentares químicas como os calcários.

Mudanças climáticas e movimentos tectônicos podem colocar em desequilíbrio o manto de alteração removendo a vegetação e possibilitando a erosão mecânica. Com isso os minerais primários e secundários serão carregados pela água e depositados nas bacias de sedimentação e gerando as rochas sedimentares clásticas como os arenitos, os folhelhos e os argilitos.

Os ambientes de intemperismo e de sedimentação são, portanto, complementares, sendo os primeiros de subtração de matéria e os últimos de adição de matéria.

REAÇÕES DO INTEMPERISMO

As reações de intemperismo químico podem ser representadas pela equação genérica:

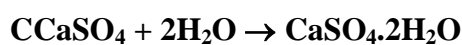
Mineral A + solução de alteração → Mineral B + solução de lixiviação

Estas reações estão sujeitas às leis do equilíbrio químico e às oscilações ambientais. Assim por exemplo, uma mesma rocha dará origem a diferentes minerais secundários e diferentes soluções de lixiviação, ou aos mesmos minerais e mesmas soluções de lixiviação em tempos diferentes segundo as condições de temperatura e precipitação.

As principais reações do intemperismo são:

- Nos ambientes com pH entre 5 e 9

- Hidratação: Ocorre pela atração entre a molécula dipolar de água e as cargas não neutralizadas das superfícies das partículas. Na hidratação as moléculas de água entram na estrutura do mineral modificando-a e dando origem a um novo mineral. Como exemplo pode-se citar a transformação de anidrita em gipso:



As cargas elétricas insaturadas na superfície dos grãos minerais atraem as moléculas de água, que funcionam como dipolos devido à sua morfologia, Figura 2.26 –.

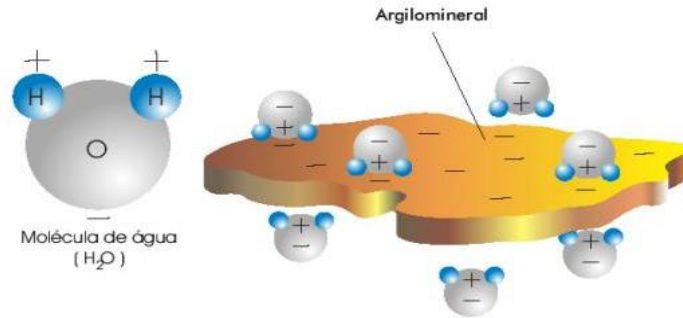


Figura 2.26 – Dipolos de moléculas de água (Toledo *et al*, 2010).

- Dissolução: Ocorre em alguns minerais sujeitos a solubilização completa como é o caso da calcita e da halita como segue:



- Hidrólise: Os silicatos, principais minerais formadores das rochas, quando em contato com a água sofrem hidrólise que pode ser:

- Total: Quando 100% da sílica e do potássio são eliminados. Isto ocorre geralmente em condições de alta pluviosidade e drenagem eficiente o que faz com que as soluções de alteração permaneçam diluídas. Neste caso o K-feldspato dá origem ao hidróxido de alumínio: Gibbssita. Ao processo de eliminação total da sílica e formação de oxi-hidróxidos de alumínio e ferro dá-se o nome de alitização ou ferralitização, Figura 2.27.

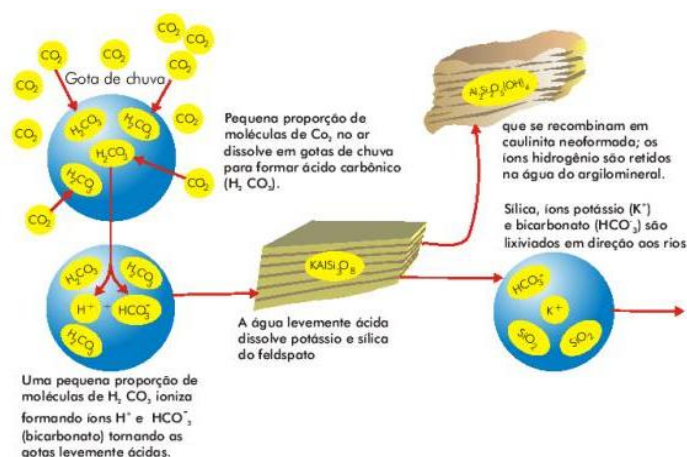


Figura 2.27 - Alteração de um feldspato potássico em presença de água e ácido carbônico, com a entrada de H^+ na estrutura do mineral, substituindo K^+ , (Toledo *et al*, 2010).

Parcial: Ocorre devido a condições de drenagem menos eficientes. Nela parte da sílica permanece no perfil e o potássio pode ser total ou parcialmente removido sendo o processo chamado de sialitização. Esses elementos reagem com o alumínio formando os aluminossilicatos hidratados, ou seja, os argilominerais.

- Com remoção de 100% de potássio: nesse caso forma-se a caulinita, com remoção de 66% de sílica e permanência de todo o alumínio. Este processo é chamado de monossilitização, Si:Al, 1:1.

- Com remoção de parte do potássio: nesse caso forma-se a esmectita, com eliminação de 46% da sílica, 87% do potássio e permanência de todo o alumínio. Este processo é chamado de bissialitização, 2Si:Al, 2:1.

Acidólise: Ocorre geralmente em ambientes frios nos quais a decomposição da matéria orgânica é parcial dando origem a ácidos orgânicos que diminuem bastante o pH da água tornando-o inferior a 5, sendo assim capazes de complexar o ferro e o alumínio, colocando-os em solução. As rochas que geram acidólise total ($\text{pH} < 3$) geram solos constituídos praticamente apenas de minerais primários mais insolúveis como o quartzo (solos podzólicos). A acidólise parcial ocorre quando as soluções de ataque apresentam pH entre 3 e 5 e nesse caso a remoção do alumínio é apenas parcial, levando à individualização de esmectitas aluminosas.

Oxidação: Alguns elementos podem estar nos minerais em mais de um estado de oxidação. Por exemplo o ferro que se encontra nos minerais ferromagnesianos primários como a biotita, anfibólios, piroxênios e olivinas sob a forma Fe^{2+} , uma vez liberado em solução, oxida-se a Fe^{3+} e precipita como novo mineral, a goethita, que é um óxido de ferro hidratado. A goethita pode transformar-se em hematita por desidratação. O Fe^{3+} não entra na estrutura da maior parte dos argilominerais ficando assim individualizado como oxi-hidróxidos, principalmente goethita e hematita, Figura 2.28.

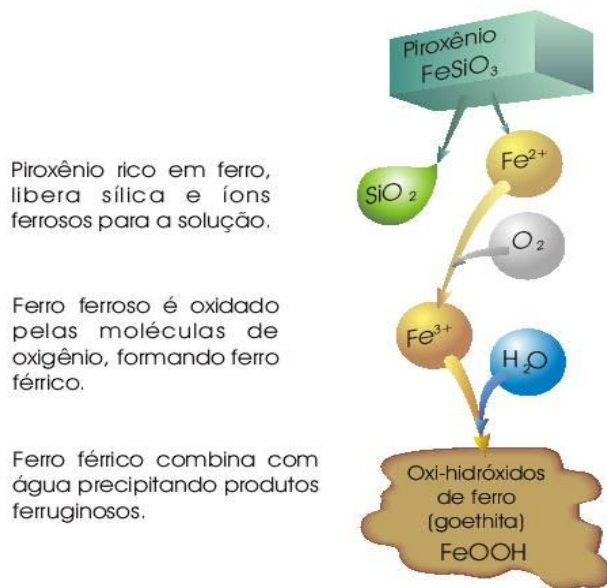


Figura 2.28 - A alteração intempérica de um mineral com Fe^{2+} resulta, por oxidação do Fe^{2+} para Fe^{3+} , na formação de um oxi-hidróxido, a goethita, (Toledo *et al*, 2010)..

Em síntese, lateritas são as formações superficiais comuns em regiões tropicais e ricas em oxi-hidróxidos de ferro e alumínio e caulinita. Ao conjunto dos processos de alitização e monossilitização dá-se o nome de laterização.

2.7.2. Classificação dos solos tropicais

Quase toda a ciência da mecânica dos solos foi desenvolvida em países de clima temperado, cujos solos apresentam em determinadas situações, propriedades inferiores aos solos tropicais. A aplicação das teorias desenvolvida para os solos de países de clima temperado pode, nesses casos, se tornar bastante conservadora. Assim, cabe aos engenheiros brasileiros estudarem os solos tropicais de modo a esclarecer as dúvidas desse tão importante capítulo da mecânica dos solos.

Aceitando esse desafio, muitos engenheiros brasileiros se dedicaram ao trabalho árduo de pesquisa com o objetivo de compreender melhor as propriedades dos solos tropicais. Nesse sentido, são dignos de nota os trabalhos de Nogami e Vilibor (1981), Ignatius (1991) e Barros e Pinto (1997).

Nogami e Vilibor (1981) apresentaram um novo método para classificação de solos tropicais. Essa metodologia envolve a compactação de corpos de prova de pequenas dimensões de acordo com o princípio desenvolvido para determinação do MCV (Moisture Condition Value). De acordo com essa nova classificação, os solos são separados em 7 grupos e 2

grandes classes: I) solos de comportamento laterítico e II) Solos de comportamento não laterítico.

Os métodos desenvolvidos em outros países, baseados em classificações geotécnicas de solos, não coincidem com o comportamento de muito de nossos solos. Há também discrepâncias consideráveis quando se comparam as propriedades hidráulicas e mecânicas inferidas a partir da classificação geotécnica com as propriedades medidas diretamente em ensaios executados em laboratórios.

Esse problema foi detectado no nosso país quando foram introduzidos, entre nós, os princípios desenvolvidos no exterior na Mecânica dos Solos para finalidades rodoviárias.

A seguir, são apresentados alguns métodos para classificação de solos tropicais.

a) Nogami e Vilibor

Nogami e Vilibor (1981) adotaram inicialmente a determinação das propriedades básicas dos solos por meio da compactação dinâmica de corpos de prova de dimensões reduzidas (5 cm de diâmetro e 5 cm de altura).

O uso de corpos de prova de dimensões reduzidas para estudos de solo com finalidades rodoviárias foi introduzido no Brasil em 1965 sendo estendido em seguida para determinação da capacidade de suporte (Mini CBR), da permeabilidade e da penetração de água, contração e penetração da pintura betuminosa. Essa sistemática, apesar de caracterizar o solo de maneira bastante completa, tem o inconveniente de ser extremamente trabalhosa.

A introdução do método de ensaio de compactação envolvendo a determinação do MCV (Moisture Condition Value), devidamente adaptado para uso de corpos de prova de dimensões reduzidas designado por ensaio Mini-MCV, possibilitou uma simplificação dessa sistemática. Esse ensaio fornece a variação de uma propriedade empírica do solo denominada Mini.MCV, após imersão total em água, sob condições padronizadas.

Além da classificação dos solos, segundo Nogami e Vilibor (1981), outros dados importantes são obtidos a partir da sistemática que envolve os ensaios Mini-MCV e de imersão em água, tais como:

- Família de curvas de compactação com energias variando de um valor abaixo do valor “normal” até um valor superior ao da energia “intermediária”.

- Relação entre o Mini_MCV e o teor de umidade do solo que permite determinar rapidamente, no campo, o teor de umidade de compactação.
- Capacidade de suporte, expressa em Mini-CBR, sem imersão dos corpos de prova e com máxima densidade que se pode conseguir com um determinado teor de umidade. Esse valor é obtido mediante uso da correlação Mini-CBR x Mini-MCV para os principais grupos de solos.
- Classificação do solo com base nos parâmetros a' e b' , que definem a curva de variação do teor de umidade (ordenadas) em função do Mini-MCV (abscissas).
- Ordem de grandeza da permeabilidade do solo através da determinação do Mini-MCV correspondente ao ponto de exsudação, na ocasião da compactação dos corpos de prova. Quanto mais elevado o Mini-MCV correspondente ao ponto de exsudação, menor a permeabilidade desse solo.
- Características de Expansibilidade e coesão do solo compactado sob condição de imersão total em água, com confinamento parcial, deduzíveis em face do ensaio de “Comportamento a Imersão”.

O ensaio começa com a secagem das amostras ao ar e em seguida seu destorroamento e passagem pela peneira de abertura nominal de 2 mm. A fração retida na peneira é desprezada. A seguir, são preparadas amostras com vários teores de umidade, $H_1, H_2, H_3, \dots, H_i$ como no método de compactação dinâmica, mas sem reaproveitamento das amostras. Após sua preparação as amostras ficam em repouso por pelo menos 10 horas em recipiente que previna a perda de umidade.

Segue-se a compactação de acordo com o Mini-MCV com equipamento de compactação que permite obter corpos de prova de 5 cm de diâmetro e soquete de 22,7 N de peso. Esse equipamento permite medir a altura do corpo de prova com precisão de 0,05 mm.

A amostra com umidade H_1 é colocada no cilindro de compactação e em seguida é aplicada uma sucessão crescente de golpes: 1,2,3,4,..., n. A medida das alturas das amostras são efetuadas para a série correspondente ao número de golpes: 1, 2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24, 32, 48,...,n,..., 4n, conforme a Tabela 2-8 Nogami e Vilibor (1981).

Tabela 2-8 – Dados obtidos do ensaio Mini-MCV para um teor de unidade H_i . Nogami e Vilibor (1981)

(1) Golpes	(2) altura	(3) Diferença de Altura	(4) Dens. aparente seca
1	A.1	a.1 = A.4-A.1	Das.1
2	A.2	a.2 = A.8-A.2	Das.2
3	A.3	a.3 = A.12-A.3	Das.3
4	A.4	a.4 = A.16-A.4	Das.4
6	A.6	a.5 = A.24-A.6	Das.6
8	A.8	a.8 = A.32-A.8	Das.8
---	---	---	---
n	A.n	a.n = A.4n-A.n	Das.n

Os golpes são aplicados até quando o decréscimo da altura entre leituras sucessivas for pequena, negativa, ou ocorrer nítida exsudação. São calculadas as diferenças entre as alturas ai conforme a coluna (3) da Tabela 2-8 e repetidos os mesmos procedimentos para as amostras com teores de umidade H_2, H_3, \dots, H_i .

Representando-se no eixo das ordenadas os valores de a.n e no eixo das abcissas em escala logarítmica o número de golpes, obtém-se uma família de curvas características para cada teor de umidade H_i ($i = 1, 2, 3, \text{etc.}$) da amostra i do solo. A reta paralela ao eixo das abcissas com ordenada 2 mm interceptará cada curva em um ponto $n.i$ correspondente ao teor de umidade de compactação H_i . O valor de Mini-MCV é dado pela Equação (2.51).

$$\text{Mini - MCV} = 10 \log n.i \quad (2.51)$$

Para um mesmo solo, o Mini-MCV aumenta com a diminuição do teor de umidade de compactação H_i .

A inclinação da curva correspondente ao Mini-MCV igual a 10 é o valor c' , que poderá ser obtido, caso necessário, por meio de interpolação entre as curvas do ensaio, conforme Figura 2.29, Nogami e Vilibor (1981).

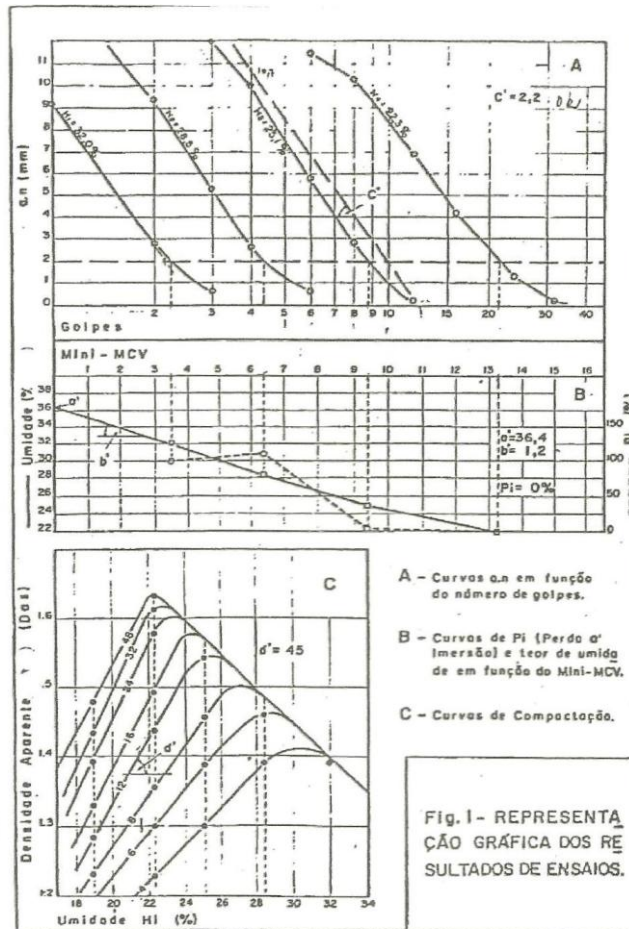


Figura 2.29 – Representação dos resultados dos ensaios (Nogami e Vilibor, 1981)

A partir dos valores de H_i e com as alturas dos corpos de prova, são calculadas as densidades aparentes secas correspondentes a 1, 2, 3, ..., z golpes. Unindo-se as densidades aparentes secas do mesmo número de golpes, obtém-se a família de curvas de compactação. A linha que une os pontos de máxima densidade obtida para cada teor de umidade de compactação define uma curva de saturação. Essa curva é peculiar ao solo ensaiado e ao método de compactação adotado. A inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva correspondente a 12 golpes fornece o parâmetro d' dado pela Equação (2.52):

$$d' = 1000 \times \frac{\Delta D_{as}}{\Delta H} \quad (2.52)$$

Na qual ΔD_{as} representa a diferença de densidade aparente seca correspondente a uma variação de teor de umidade ΔH .

A curva que se obtém representando-se em ordenadas o teor de umidade de compactação e em abscissas o Mini-MCV nos fornece um meio de obter rapidamente o teor de umidade no campo.

Utilizando-se corpos de prova resultantes da compactação de acordo com o método Mini-MCV, extrai-se parcialmente os corpos de prova dos cilindros deixando-se 10 mm salientes. Os corpos de prova são imersos em água. O material desprendido é recolhido e seco a 105° C-110° C a fim de se obter o peso seco desprendido de cada corpo de prova. A porcentagem de perda por imersão é dada pela Equação (2.53).

$$P_i = 100 \times \frac{P_s}{P_p} \quad (2.53)$$

P_s é o peso do solo seco da parte desprendida e P_p é o peso seco correspondente aos 10 mm salientes dos corpos de prova. Quando a parte desprendida mantiver a forma cilíndrica, sem deformações apreciáveis, o valor de P_s deve ser multiplicado por 0,5.

Determina-se o gráfico de P_i em função do Mini-MCV do respectivo corpo de prova e obtém-se o valor dessa perda correspondente ao Mini-MCV de 10 ou 15, de acordo com os valores das densidades aparentes secas obtidos. O valor final de P_i será usado na classificação do solo.

Para classificar o solo, utiliza-se um gráfico elaborado por Nogami e Vilibor, 1981 e representado na Figura 2.30 obtida em Fortes *et al*, 2002. Nessa figura, e' é dado pela Equação (2.54)

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{P_i}{100}} \quad (2.54)$$

Nesse gráfico, nas abcissas estão representados os valores de c' e nas ordenadas os de e' . Em função desses valores, determina-se no gráfico grupo a que pertence o solo.

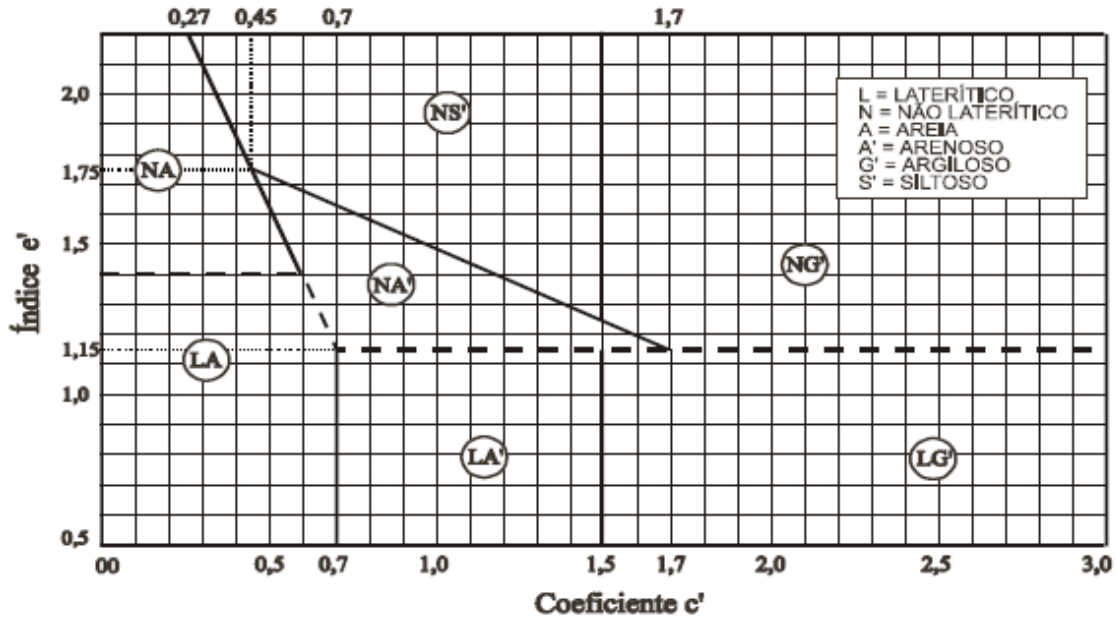


Figura 2.30 – Gráfico para classificação de solos (Nogami e Vilibor, 1981)

Indica-se pela letra N os solos de comportamento não laterítico e pela letra L os solos de comportamento lateríticos. Dessa forma Nogami e Vilibor (1981) apresentam uma tabela com as propriedades típicas desses grupos de solos, Tabela 2-9.

Tabela 2-9 – Grupos de solos (Nogami e Vilibor, 1981)

CLASSES			N - SOLOS DE COMPORTAMENTO - "NÃO LATERÍTICO"				- SOLOS DE COMPORTAMENTO "LATERÍTICO"		
GRUPOS			NA AREIAS	NA' ARENOSOS	NS' SILTOSOS	NG' ARGILOSOS	LA AREIAS	LA' ARENOSOS	LG' ARGILOSOS
GRANULOMETRIAS TÍPICAS (minerais (1))			areias, areias siltosas, siltes (q)	areias siltosas, areias argilosas	siltes (k,m) siltes arenosos e argilosos	argilas, argilas arenosas, argilas siltosas	areias com pouco argila	areias argilosas, argilas arenosas	argilas, argilas arenosas
CAPACIDADE DE SUP	MINI-CBR sem imersão (1)	m. alto >30	alto a médio	alto	médio a alto	alto	alto	alto a muito alto	alto
		alto 12-30							
		médio 4-12							
		baixo <4							
PERDA DE SUPORTE POR IMERSÃO (1)	[2]	alta >70	média a baixa	baixa	alta	alta	baixa	baixa	baixa
		média 40-70							
		baixa <40							
EXPANSÃO (1) (2)	[2]	alta >3	baixa	baixa	alta	alta a média	baixa	baixa	baixa
		média 0,5-3							
CONTRAÇÃO (1) (2)	[2]	baixa <0,5	baixa a média	baixa a média	média	alta a média	baixa	baixa a média	média a alta
		alta > (-3)							
PERMEABILIDADE log (k(cm/s)) (2)	[2]	média (-3) a	média a baixa	baixa	alta	alta	baixa	baixa	baixa
		baixa < (-6)							
		alta >30							
PLASTICIDA DE	[2]	IP >30	baixa a NP	média a NP	média a alta	alta	NP a baixa	baixa a média	média a alta
		LL >70							
		média 7-30							
		baixa <7							

QUADRO II - PROPRIEDADES TÍPICAS DOS GRUPOS DE SOLOS (1) q = quartzo, m = micas, k = caulinitas (2) corpos de prova compactados na umidade ótima da energia "normal", com sobrecarga padrão quando pertinente sem fração retida na peneira de 2 mm de abertura.

b) Método das pastilhas

Fortes *et al* (2002) apresentam o método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais.

O método tem a vantagem de ser simples, rápido e de baixo custo. Pode ser executado de forma expedita na obra para uma rápida identificação dos solos tropicais no que diz respeito ao comportamento laterítico ou não laterítico.

O método leva em consideração para a classificação dos solos a contração diametral da pastilha, designada por c' ; a penetração de uma agulha padrão de um mini-penetrômetro expressa em mm, com aproximação de 0,1 mm, quando aplicada verticalmente na pasta de solo ou na pastilha após a reabsorção de água feita sob condições padronizadas; as trincas e a expansão das pastilhas após a reabsorção de água.

A aparelhagem e os materiais empregados são muito simples e constam de anéis de PVC ou de aço inoxidável com diâmetro interno de $20 \text{ mm} \pm 0,05 \text{ mm}$, 5 mm de altura e espessura da parede da ordem de 3 mm; cuba para reabsorção de água pela pastilha constituída de pedra porosa de 5 mm de espessura e 10^{-2} cm/s ; paquímetro com precisão de 0,1 mm; espátula flexível e fio de nylon para preparação da amostra; estufa ou dispositivo para manter a temperatura em torno de $60 \text{ }^\circ\text{C}$; peneiras de malha quadrada, com aberturas de 0,42 mm e 2 mm; mini-penetrômetro padrão de e agulha de 1,3 mm de diâmetro com cerca de 5 mm de comprimento e 10 g de massa; papel filtro e placa de vidro plano esmerilhado. A aparelhagem e o ensaio são mostrados na Figura 2.31, Fortes *et al* (2002).

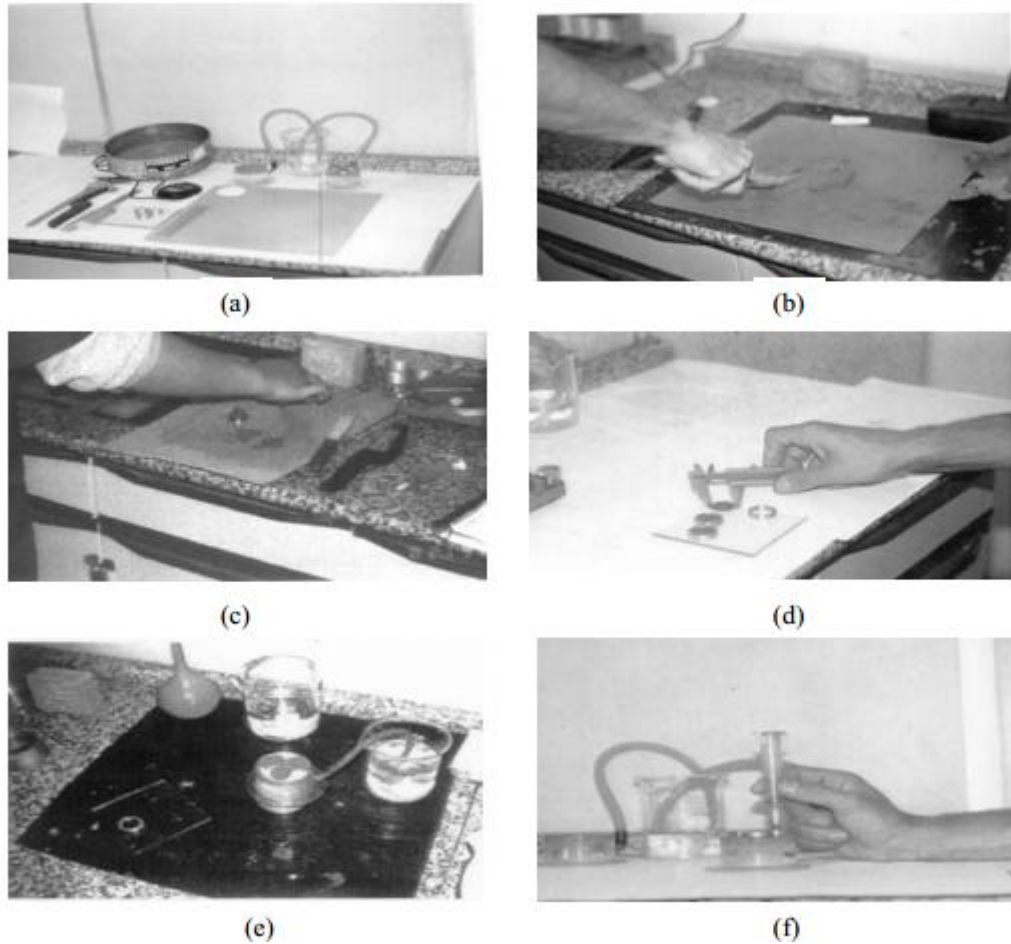


Figura 2.31 – (a) aparelhagem (b) espatulação (c) moldagem das pastilhas (d) medida da contração (e) absorção de água (f) penetração. Fortes *et al* (2002)

A preparação da amostra consiste em secá-la ao ar, coletar 30 g a 50 g da fração que passa na peneira de 2 mm e passá-la na peneira de 0,42 mm. A fração que passa nessa peneira é umedecida e deixada em repouso por no mínimo 8 h. A amostra é colocada sobre a placa de vidro e é feita a sua espatulação. Deve ser observada a necessidade de se colocar ou não mais água a fim de tornar a espatulação mais eficiente. Terminado esse processo, determina-se a consistência da pasta utilizando-se o mini-penetrômetro, ajustando-se o teor de umidade até se conseguir a penetração de 1 mm. Forma-se a seguir uma esfera de cerca de 10 mm de diâmetro e, com os dedos, amolga-se o solo dentro do anel. O excesso de solo é arrasado com o fio de nylon. Caso haja vazios, essa operação deve ser reiniciada. Os anéis devem ser mantidos em posição vertical, em estufa com temperatura de 60 °C no tempo mínimo de 6 h ou secos ao ar por 12 h.. Após esse período, mede-se a contração da pastilha por meio da medida do seu diâmetro e do diâmetro do anel. Os anéis e as respectivas pastilhas são transferidos para a pedra porosa saturada e recoberta com papel filtro ficando em repouso por

duas horas. Após esse tempo, é feita a penetração da agulha que deverá ser apoiada sobre a pastilha ou blocos entre trincas em posição de queda livre.

Obtidos os valores da contração c' e da penetração, o ponto correspondente é locado na carta de classificação mostrada na Figura 2.32 (Nogami e Vilibor, 1994) e obtém-se o grupo de solo da metodologia MCT.

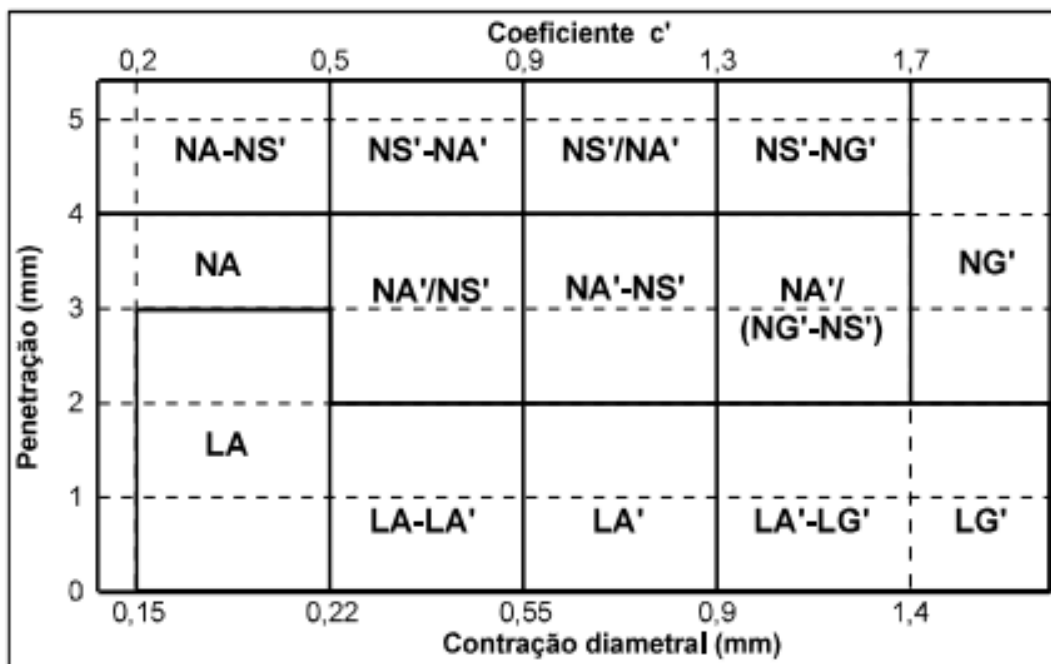


Figura 2.32 – Carta de Classificação do método das pastilhas (Nogami e Vilibor, 1994)

c) Estimativa do módulo de cisalhamento

Barros e Pinto (1997) mostram que uma estimativa do módulo de cisalhamento G_0 do solo pode ser obtida para solos lateríticos em função do índice N_{SPT} do solo por meio da Equação (2.55).

$$G_0 = 56 + 20,3N_{SPT} \quad (2.55)$$

A Figura 2.33 (Barros e Pinto, 1997) mostra claramente a diferença entre os módulos de cisalhamento medidos em ensaios Cross-Hole e os que seriam obtidos caso se utilizassem correlações para solos de zonas temperadas para determinação de G_0 (linhas tracejadas da figura).

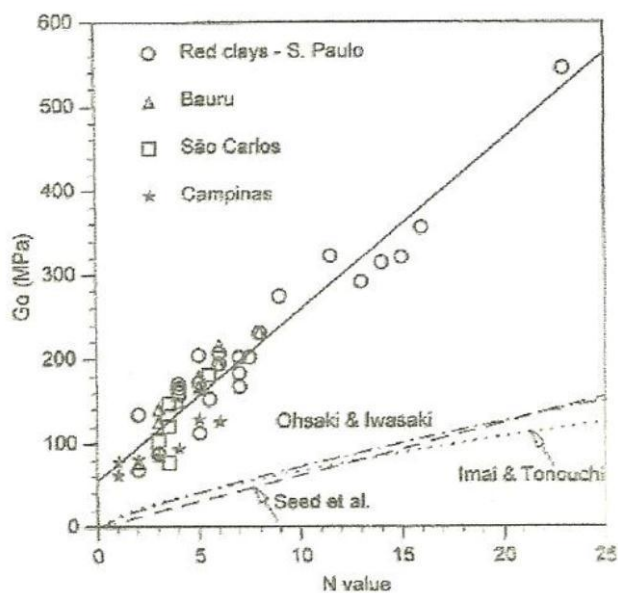


Figura 2.33 – Correlações N_{SPT} x G_0 (Barros e Pinto, 1997)

Essa discrepância está relacionada com a ocorrência de uma estrutura cimentada em solos lateríticos que no ensaio SPT é quebrada, enquanto que o ensaio Cross-Hole, por ser um ensaio de baixa amplitude de deformações, não afeta essa estrutura.

A conclusão é que correlações para solos temperados com base no valor de N_{SPT} subestimam significativamente o valor do módulo de cisalhamento dos solos. Esses valores são muito mais altos quando se lidam com solos lateríticos. Assim, pode-se comparar os valores do módulo de cisalhamento obtidos por meio de ensaios Cross-Hole com os valores obtidos pela Equação (2.55) para se avaliar se o solo apresenta comportamento laterítico ou não (Décourt, 2002).

d) Método de Ignatius

Ignatius (1991) apresenta uma proposta de índice classificatório para solos tropicais.

Esse autor observa que quanto maior o valor de d' na Equação (2.54), mais evidenciado fica o comportamento laterítico do solo. Na Figura 2.34 (Hachich *et al*, 1996 *apud* Nogami *et al*, 1985), os solos 1 a 9 são “não tropicais”, os solos A, B e C são lateríticos segundo a metodologia MCT e os solos D, E e F são saprolíticos. Como indicado na Figura 2.35, os solos mais arenosos (curvas mais à esquerda e acima) apresentam d' maiores que os solos mais argilosos (curvas mais à direita e abaixo). Também, verifica-se que os solos lateríticos têm d' maiores do que os dos solos não tropicais situados na mesma posição do gráfico. Entretanto, os solos arenosos podem ter d' da mesma ordem de grandeza dos solos lateríticos.

Isso leva a conclusão que somente o valor de d' não é indicativo de solo laterítico, mas apenas quando comparado com o d' de um solo tropical com mesma densidade seca máxima e mesma umidade ótima. Como solos não tropicais a curva de compactação tem sua forma dependente de sua densidade máxima e umidade ótima, supôs-se que essa curva pudesse ser normalizada com relação a esses parâmetros, resultando em única curva normalizada para esses solos, Figura 2.35 (Ignatius, 1991).

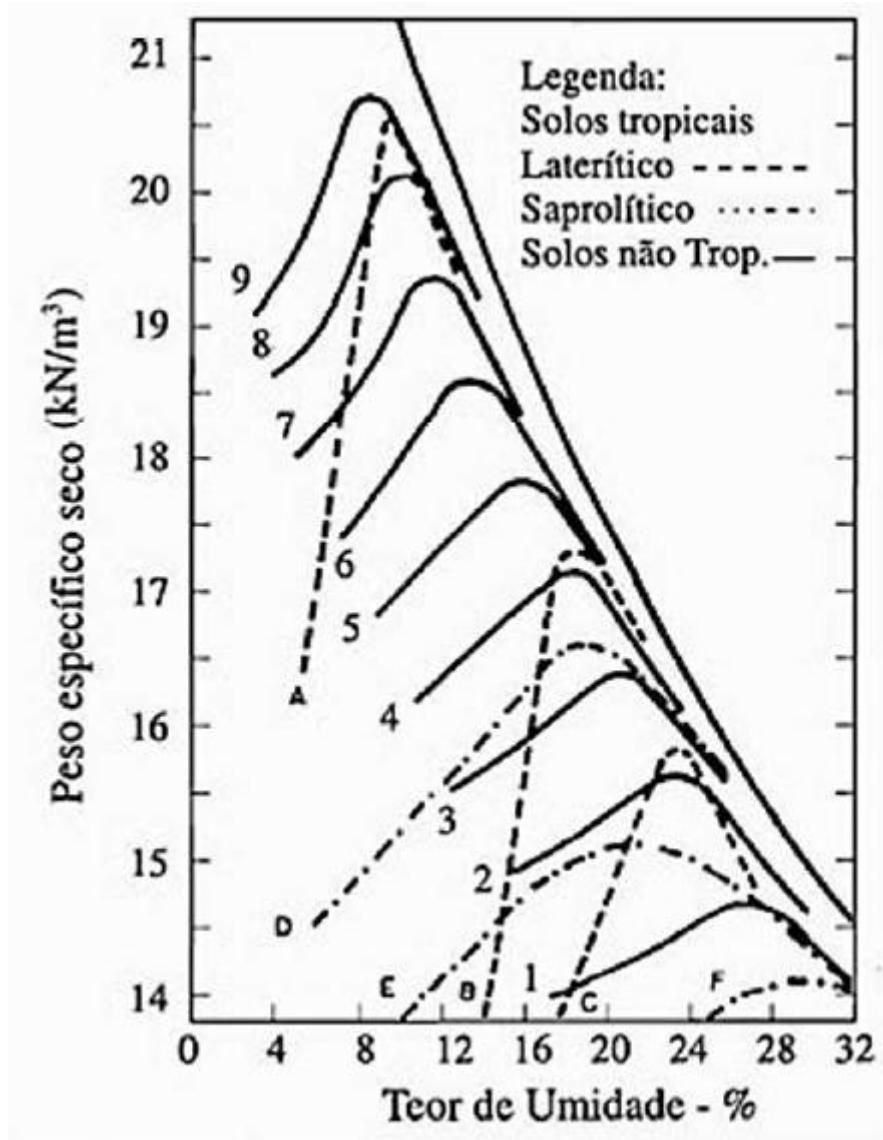


Figura 2.34 – Curvas de compactação (Hachich *et al*, 1996 *apud* Nogami *et al*, 1985)

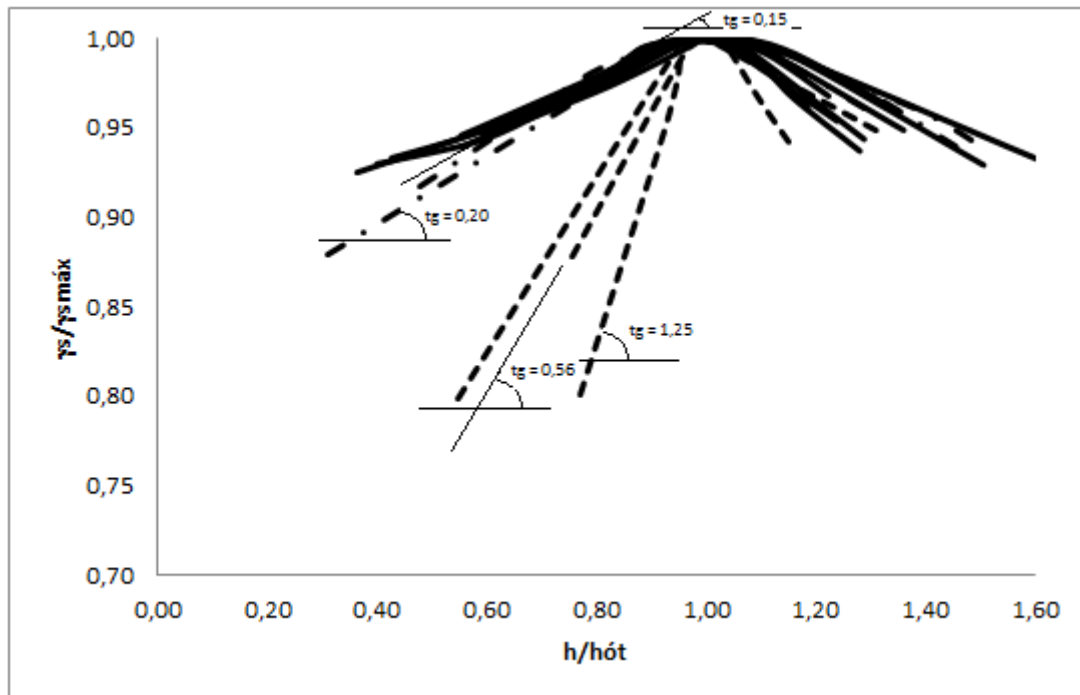


Figura 2.35 - Curvas normalizadas (Ignatius, 1991)

Como pode ser visto na Figura 2.35, as curvas dos solos tropicais reduzem-se a uma única curva no espaço normalizado com $\frac{\gamma_s}{\gamma_{smáx}}$ e $\frac{h}{h_{ót}}$, onde $\gamma_{smáx}$ e $h_{ót}$ indicam a densidade seca máxima e a umidade ótima de compactação. A inclinação do ramo seco da curva normalizada da Figura 2.35 é característica de solos não tropicais. Os solos lateríticos apresentam inclinações maiores no ramo seco e os solos saprolíticos apresentam essas inclinações na mesma ordem de grandeza dos solos não tropicais ao serem plotados no espaço normalizado.

Pode-se assim instituir um parâmetro como “índice de laterização” do solo dado pela Equação (2.56) ou pela Equação (2.57)

$$L = \frac{\Delta\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_{smáx}}\right)}{\Delta\left(\frac{h}{h_{ót}}\right)} \quad (2.56)$$

$$L = d'\left(\frac{h_{ót}}{\gamma_{smáx}}\right) \quad (2.57)$$

Medindo-se os valores de L na Figura 2.35 encontram-se os valores de $L=0,15$ para os solos não tropicais, $L=0,20$ para os saprolíticos e $L=0,56$ a $1,25$ para os solos lateríticos. Assim, foi sugerido que apenas o parâmetro L é suficiente para dividir os solos em “solos de comportamento laterítico” e “solos de comportamento não laterítico”. O valor $L=0,30$ ficou estabelecido como a fronteira entre os dois comportamentos.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. INTRODUÇÃO

Serão discutidos neste capítulo a metodologia utilizada, bem como os materiais utilizados para atingir o objetivo deste trabalho. Foram selecionadas quatro obras como sítios de estudo nas quais foram executadas ensaios de carregamento. Três obras estão situadas no Distrito Federal: uma na cidade satélite da Ceilândia, uma na cidade satélite do Gama e outra na cidade satélite do Guará. A quarta obra está situada na cidade de Londrina, no estado do Paraná.

O motivo da escolha advém da natureza laterítica dos solos superficiais dessas localidades que são solos tropicais profundamente intemperizados.

3.1.1. Aspectos geológicos-geotécnicos do Distrito Federal

O Distrito Federal (Figura 3.1) tem a forma aproximada de um quadrilátero com 5.814 km² de área (25% da área do estado de Sergipe), limitado ao norte pelo paralelo 15° 30' S, ao sul pelo paralelo 16° 3' S, ao leste pelo rio Preto e a oeste pelo rio Descoberto. Sua altitude está entre 750 m e 1300 m com o ponto culminante situado no noroeste da região no morro do Rodeador a 1344 m acima do nível médio dos mares. A vegetação é o cerrado que abrange a quase totalidade da região. A hidrografia da região contempla rios que drenam a bacia do Paraná (Descoberto e São Bartolomeu), do São Francisco (Preto) e a Bacia Amazônica (Maranhão), (Araki, 1997).

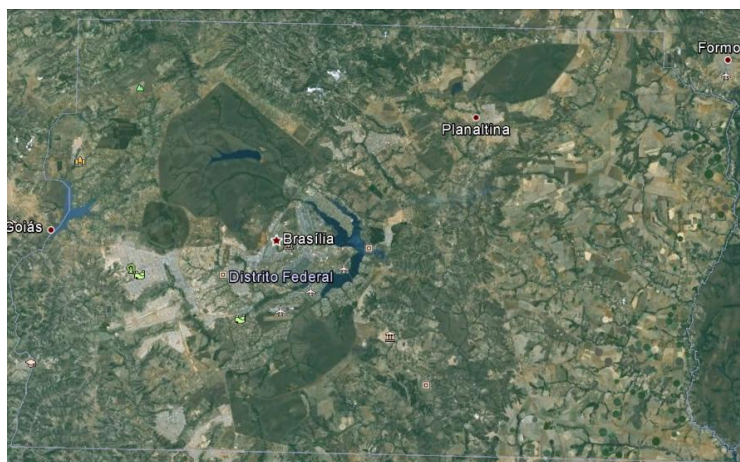


Figura 3.1 – O Distrito Federal (Fonte: Google Earth)

No Distrito Federal, é comum a ocorrência de uma ardósia intemperizada com dobras e foliações. Essa ardósia é formada por um processo metamórfico e pertence ao grupo Paranoá da idade mezoproterozóica. Os solos saprolíticos e residuais oriundos dessa rocha preservam suas características originais de dobramento e foliações (Cunha e Camapum de Carvalho, 1997). Extensas áreas do Distrito Federal (mais de 80%) são cobertas por essa camada de solo intemperizado da idade do terciário-quadernário. Essa camada de solo foi submetida a um processo de laterização e apresenta uma espessura que pode variar de alguns centímetros até 40 m. Há uma predominância do argilo-mineral caulinita, bem como de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (Cunha *et al*, 2003). Cardoso (1995) faz um amplo estudo sobre a colapsividade de quatro tipos diferentes de solo: mud flow, solo laterítico, solo saprolítico e solo coluvionar. A caracterização química e mineralógica desses solos corrobora o seu comportamento físico, inclusive durante o processo de colapsividade. Tais características são consequência da história geológica de cada solo e por isso apresentam resultados diferentes. Para os solos lateríticos a análise mineralógica demonstrou a forte presença de caulinita e a análise química mostrou que esses solos são ricos em óxidos de ferro e alumínio. Ainda segundo Cardoso (1995), em solos de regiões tropicais com o predomínio do intemperismo químico, os álcalis e alcalino-terrosos (K, Mg, Na, Ca, etc.) são os primeiros a serem lixiviados. Os elementos comuns mais imóveis, devido principalmente à maior valência, são na ordem Al, Fe e Si. As análises químicas realizadas demonstraram um alto grau de intemperismo nos solos lateríticos do Distrito Federal devido ao elevado teor de Al, Fe e Si na constituição desses solos.

O clima do Distrito Federal apresenta duas estações muito bem definidas, a estação chuvosa e a estação seca. Isso permitiu ao longo do tempo um processo de lixiviação de sais e outros compostos solúveis das camadas superiores e sua deposição nas camadas inferiores (Araki 1997). Isso resultou na formação de uma camada laterítica que, devido ao seu elevado índice de vazios, é conhecida como “argila porosa” de Brasília. Essa argila é muito porosa, apresenta elevado índice de vazios e baixa resistência a penetração ($N_{SPT} < 4$), possui estrutura metaestável que se instabiliza quando submetida a variações de energia interna (alterações químicas, de umidade, do estado de tensões) e de energia externa (vibrações). Como consequência, essas argilas apresentam um comportamento contrátil (colapsível), (Araki, 1997).

De acordo com Blanco (1995), a geologia do Distrito Federal precisa ser melhor entendida, principalmente no que diz respeito à estratigrafia e à geologia estrutural, pois extensas áreas cobertas por solos dificultam o conhecimento geológico da área.

Geologicamente, a região do Distrito Federal está localizada no setor oriental da Província do Tocantins, na porção centro-sul da Faixa de Dobramentos Brasília. Encontram-se rochas atribuídas ao Proterozóico Médio a Superior, representadas pelos Grupos Canastra e Paranoá (Cardoso, 2002).

Segundo Blanco (1995), a geomorfologia do Planalto Central possui feições próprias devidas às suas características geológicas e antrópicas. As chapadas apresentam predominantemente relevo residual e de aplainamento, com topografia plana e levemente ondulada ou em lombadas.

Os latossolos explicam a evolução geomorfológica da região, porque esses solos estão mineralogicamente relacionados à rocha-mãe. Possivelmente têm a sua origem relacionada a processos de intemperismo químico, corrosão e lixiviação intensos (Jardim, 1998).

3.1.2. Aspectos geológicos-geotécnicos de Londrina

A cidade de Londrina está localizada no norte paranaense, região sul do Brasil e é um importante polo de desenvolvimento regional. A cidade é relativamente nova, com cerca de 80 anos, e tem uma população de aproximadamente 515.000 habitantes. As principais fontes de renda do município sempre estiveram ligadas à agropecuária, sendo que durante os anos 70 e 80 do século passado a economia era movida pelo café e, nos dias atuais, pelo plantio da soja (Gonçalves, 2006).

Londrina está situada no Planalto de Apucarana, na região do Terceiro Planalto Paranaense (Figura 3.2), cuja principal característica é a ocorrência de rochas geradas pelos derrames de lavas vulcânicas basálticas, em sua maior parte toleíticas. Como parte do Terceiro Planalto Paranaense, o Planalto de Apucarana, situado ao norte, abrange toda a rede de drenagem da margem direita do rio Ivaí, a bacia do rio Pirapó e pequenos afluentes do rio Paranapanema, (Nakashima e Nóbrega, 2003).

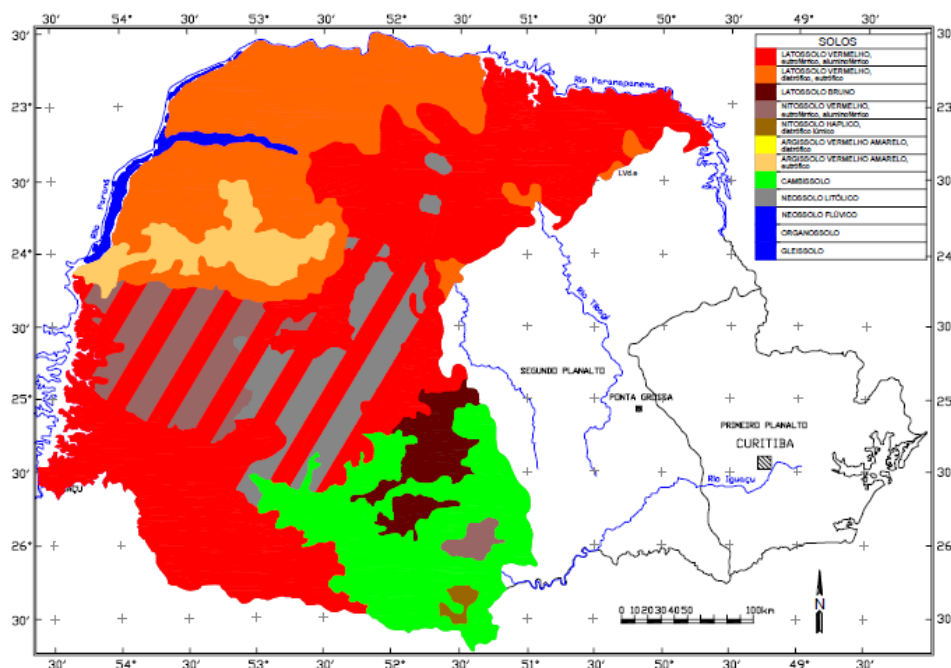


Figura 3.2 – Mapa esquemático dos solos do Terceiro Planalto Paranaense (Nakashima e Nóbrega, 2003)

Segundo Teixeira *et al.* (2003), o solo de Londrina apresenta, na sua camada superficial, uma argila madura, porosa, laterizada, colapsível, de estrutura microagregada, típica de solos tropicais, com consistência mole a média até uma profundidade de 12 m, cujos principais minerais constituintes são a caulinita e óxidos de ferro, responsáveis pela coloração vermelha do solo. O teor de umidade da argila está abaixo de 35%) e a porosidade é cerca de 65%. Essa camada está sobrejacente a uma camada de argila siltosa residual. O nível de água está aproximadamente a 15 m de profundidade. Cabe destacar que essa classificação do perfil de solo como de consistência mole a média deve-se tão somente a técnica de ensaio adotada, o SPT, não sendo condizente com as características estruturadas dos solos tropicais lateríticos.

3.2. DESCRIÇÃO DAS OBRAS

Quatro sítios foram escolhidos para a apresentação deste trabalho. Três sítios correspondem a obras localizadas no Distrito Federal, uma na Cidade Satélite de Ceilândia, uma na Cidade Satélite do Gama e outra na Cidade Satélite do Guará (Silva, 2011). O terceiro sítio está localizado no Campus Experimental da Universidade Estadual de Londrina, Paraná (Melo, 2009).

3.2.1. Obra da Cidade Satélite da Ceilândia

A obra está situada na Cidade Satélite de Ceilândia conforme indicado na Figura 3.3.

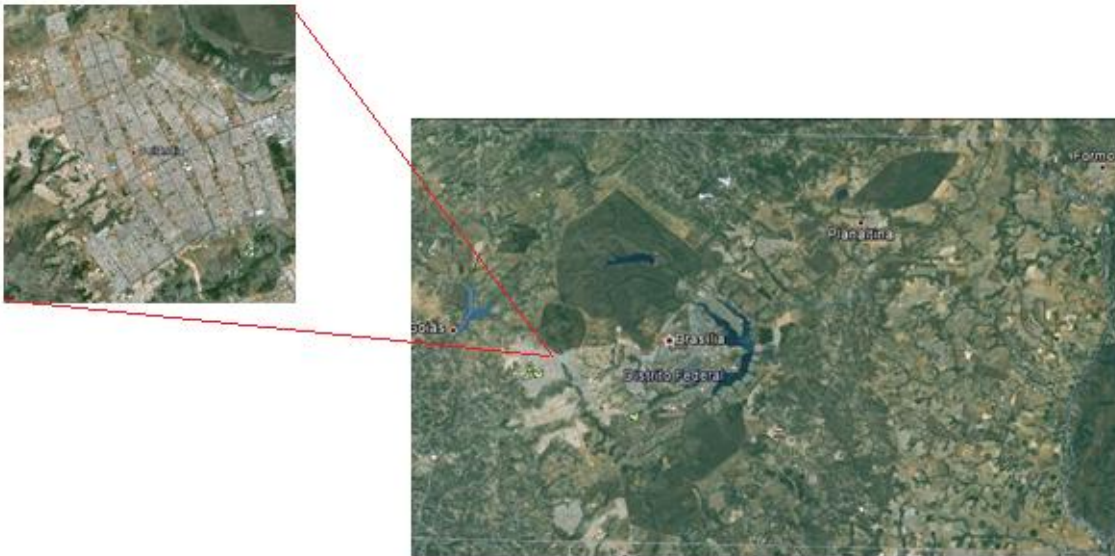


Figura 3.3 – Localização de Ceilândia – DF (Fonte: Google Earth)

Um dos furos de sondagem está representado na Figura 3.4. Nessa figura, observa-se, após a primeira camada de aterro de argila com pedregulhos, uma camada de argila pouco siltosa de consistência muito mole a mole segundo a interpretação dada aos resultados de SPT, de cor vermelha que termina aos 9,00 metros de profundidade. A terceira camada, que vai até 15,00 m, é constituída de argila pouco siltosa, muito mole a rija, vermelha. A partir desse ponto, há uma camada de argila arenosa com pedregulhos de consistência muito mole a mole, vermelha, que se estende até os 19 metros. Daí até os 25 metros, uma camada de areia muito argilosa com pedregulhos de compactidade pouco compacta a medianamente compacta, se sobrepõe a uma camada de silte arenoso com pedregulhos, compacto a muito compacto, cor variegada que vai até 28,00 metros. Nessa profundidade, observa-se a camada final de areia siltosa, com pedregulhos, muito compacta, cinza, até o limite da sondagem que é de 30,15 metros. O nível de água foi encontrado aos 15,85 m.

O perfil acima descrito enquadra-se perfeitamente nas descrições sobre solos lateríticos do Capítulo 2.

Prof. (m)	Nível d'água	N _{SPT}	Descrição da camada	
1		2	0,55 Aterro de argila arenosa, vermelha.	
2		2/45	Argila pouco siltosa, muito mole a mole, vermelha.	
3		2/45		
4		2/45		
5		4		
6		3		
7		4		
8		5		9,00
9		6	Argila pouco arenosa, muito mole a média, vermelha.	
10		5		
11		7		
12		3		
13		2		
14		2/45		15,00
15	15,85 m	1/45	Argila arenosa, com pedregulhos, muito mole a mole, vermelha.	
16	—	2	17,60	
17		5	Argila muito arenosa, com pedregulhos, mole, vermelha.	
18		5		
19		6		
20		7		
21		8		
22		9		
23		11		
24		13		25,00
25		20		Silte arenoso, com pedregulhos, compacto
26		41		a muito compacto, cor variada.
27		48	28,00	
28		52	Areia siltosa, com pedregulhos, muito compacta, cinza.	
29		50/09		
30		50/15		

Figura 3.4 – Sondagem SP 01 da obra da Ceilândia

Em face da presença do nível de água na profundidade da ordem de 15,00 m, optou-se por uma solução em estacas pré-moldadas de concreto armado vibrado, de seção vazada, com diâmetros de 33 cm e 42 cm, fabricação da INCOPRE, cujas características são mostradas na Figura B.1 e na Figura B.2 do ANEXO B. As estacas foram cravadas com bate-estacas de martelo de queda livre. O controle foi executado por meio de ensaios de carregamento dinâmico e por meio do repique elástico.

O método utilizado para o cálculo da capacidade de carga foi o de Décourt-Quaresma (1982), pois a experiência na região mostra que o método tem sido mais adequado (Souza Filho e Abreu, 1990).

Utilizando-se um perfil médio representativo do solo da obra, obteve-se a tabela de capacidade de carga para as estacas pré-moldadas de 33 cm e 42 cm de diâmetro, Figura 3.5. Nessa tabela, estão indicados os valores de PL, PP e P_{adm}, carga admissível na estaca.

OBRA: Ceilândia

Capacidade de carga de estacas
Método Décourt-Quaresma

Tipo de Estaca: 1
Diâmetro 42 cm

1) Pré-moldada 1) Argilas
2) Escavada 2) Silte Argiloso
3) Strauss 3) Silte Arenoso Furo: SP Médio
4) Areias NA: 15,00m

PROF. (m)	N	Solo	CARGAS		
			PL	PP	P _{adm}
			(kN)	(kN)	(kN)
1	2	1			
2	1,33	1			
3	1,33	1	53	50	53
4	1,33	1	79	50	73
5	1,33	1	106	50	94
6	2	1	132	61	117
7	5	1	158	78	141
8	6	1	185	100	167
9	7	1	221	116	199
10	8	1	262	139	236
11	10	1	308	161	277
12	11	1	358	166	317
13	9	1	417	172	364
14	11	1	481	155	409
15	8	1	535	122	442
16	2	1	598	100	485
17	7	1	647	100	523
18	8	1	673	133	551
19	9	4	717	536	686
20	12	4	766	628	746
21	13	4	819	683	801
22	12	4	887	794	881
23	18	4	958	1016	991
24	25	4	1025	1367	1131
25	31	3	1120	1224	1167
26	50	3	1246	1512	1337

(a)

OBRA: Ceilândia

Capacidade de carga de estacas
Método Décourt-Quaresma

Tipo de Estaca: 1
Diâmetro 33 cm

1) Pré-moldada 1) Argilas
2) Escavada 2) Silte Argiloso
3) Strauss 3) Silte Arenoso Furo: SP Médio
4) Areias NA: 15,00m

PROF. (m)	N	Solo	CARGAS		
			PL	PP	P _{adm}
			(kN)	(kN)	(kN)
1	2	1			
2	1,33	1			
3	1,33	1	41	31	40
4	1,33	1	62	31	56
5	1,33	1	83	31	71
6	2	1	104	38	89
7	5	1	124	48	108
8	6	1	145	62	127
9	7	1	174	72	152
10	8	1	206	86	180
11	10	1	242	99	211
12	11	1	281	103	242
13	9	1	328	106	279
14	11	1	378	96	315
15	8	1	421	75	342
16	2	1	470	62	377
17	7	1	509	62	407
18	8	1	529	82	427
19	9	4	563	331	516
20	12	4	602	388	560
21	13	4	644	422	601
22	12	4	697	490	659
23	18	4	753	627	736
24	25	4	806	844	831
25	31	3	880	756	866
26	50	3	979	934	987

(b)

Figura 3.5 – Cálculo da capacidade de carga – Ceilândia (a) Estaca 42 cm (b) Estaca 33 cm (Décourt e Quaresma, 1982)

Para a classificação MCT do solo, foi escolhido o método das pastilhas apresentado no Capítulo 2. A escolha desse método deveu-se a sua eficiência e simplicidade, já que as amostras de solo da sondagem SPT poderiam ser utilizadas. O solo apresentou comportamento laterítico até cerca de 15,00 m de profundidade. No ANEXO C são mostrados os detalhes do ensaio (Figura C.1, Figura C.2 e Figura C.3).

3.2.2. Obra da Cidade Satélite do Gama

A obra está situada na Cidade Satélite do Gama conforme indicado na Figura 3.6.



Figura 3.6 – Localização do Gama – DF (Fonte: Google Earth)

Um dos furos de sondagem está representado na Figura 3.7. Nessa figura, observa-se que o subsolo da obra é constituído basicamente de uma argila arenosa pouco siltosa muito mole a média, vermelha até os 20,00 metros. Após 20,00 metros uma camada de argila arenosa, pouco siltosa com canga laterítica, média a rija, roxa se estende até os 24,00 metros se sobrepondo a uma camada de areia medianamente compacta a muito compacta, vermelha, que vai até o limite de sondagem em 25,30 m. O nível de água final foi encontrado na profundidade de 11,16 m.

O perfil acima descrito enquadra-se perfeitamente nas descrições sobre solos lateríticos do Capítulo 2.

Prof. (m)	Nível d'água	N _{SPT}	Descrição da camada	
1	11,16 m	2	Argila pouco arenosa, pouco siltosa, muito mole a média, vermelha.	
2		2		
3		3		
4		4		
5		4		
6		4		
7		3		
8		2		
9		4		
10		2		
11		<u>3</u>		
12		<u>4</u>		
13		2		
14		2		
15		2		
16		2		
17		4		
18		3		
19		7		
20		10		Argila siltosa, pouco arenosa,
21		7		com canga laterítica, média a
22		9		rija, roxa.
23		11		
24		27		Areia fina, medianamente com-
25		40/15		pacta a muito compacta, cinza.

Figura 3.7 – Sondagem da obra Gama

Por razões análogas, a escolha do tipo de fundações, as características das estacas, os métodos utilizados para a classificação do solo, para o cálculo da capacidade de carga das estacas e para o controle da cravação foram os mesmos da obra anterior. As estacas foram cravadas com bate-estacas de martelo de queda livre a partir da cota 96,62. O controle foi executado por meio de ensaios de carregamento dinâmico e por meio do repique elástico.

Utilizando-se um perfil médio representativo do solo da obra, obteve-se a tabela de capacidade de carga para estacas pré-moldadas de 33 cm e 42 cm de diâmetro, Figura 3.8.

OBRA: Gama

Capacidade de carga de estacas
Método Décourt-Quaresma

Tipo de Estaca: 1
Diâmetro: 42 cm

1) Pré-moldada 1) Argilas
2) Escavada 2) Silte Argiloso
3) Strauss 3) Silte Arenoso Furo: SP Médio
4) Areias NA: 15,00m

PROF. (m)	N	Solo	CARGAS		
			PL (kN)	PP (kN)	Padm (kN)
1	4	1			
2	4	1			
3	3	1	62	55	61
4	2	1	92	55	85
5	4	1	117	55	104
6	2	1	143	55	124
7	3	1	174	55	148
8	4	1	200	55	168
9	2	1	226	55	188
10	2	1	257	50	210
11	2	1	283	50	231
12	2	1	310	55	252
13	4	1	336	55	272
14	3	1	362	78	298
15	7	1	393	111	330
16	10	1	419	133	356
17	7	1	464	144	393
18	9	1	523	150	440
19	11	1	568	260	502
20	27	1	622	488	600
21	80	1	685	704	703

(a)

OBRA: Gama

Capacidade de carga de estacas
Método Décourt-Quaresma

Tipo de Estaca: 1
Diâmetro: 33 cm

1) Pré-moldada 1) Argilas
2) Escavada 2) Silte Argiloso
3) Strauss 3) Silte Arenoso Furo: SP Médio
4) Areias NA: 15,00m

PROF. (m)	N	Solo	CARGAS		
			PL (kN)	PP (kN)	Padm (kN)
1	4	1			
2	4	1			
3	3	1	48	34	46
4	2	1	73	34	64
5	4	1	92	34	79
6	2	1	112	34	95
7	3	1	137	34	114
8	4	1	157	34	130
9	2	1	178	34	145
10	2	1	202	31	163
11	2	1	223	31	179
12	2	1	243	34	196
13	4	1	264	34	212
14	3	1	285	48	231
15	7	1	309	68	255
16	10	1	330	82	274
17	7	1	365	89	303
18	9	1	411	92	339
19	11	1	446	161	384
20	27	1	489	301	451
21	80	1	538	434	523

(b)

Figura 3.8 – Cálculo da capacidade de carga – Gama (a) Estaca 42 cm (b) Estaca 33 cm
(Décourt e Quaresma, 1982)

O solo apresentou comportamento laterítico até cerca de 15,00 m de profundidade. No ANEXO C são mostrados os detalhes do ensaio (Figura C.1, Figura C.2 e Figura C.3).

3.2.3. Obra da Cidade satélite do Guará

Silva (2011) apresenta o caso de uma obra na Cidade Stelite do Guará – DF, Figura 3.9.

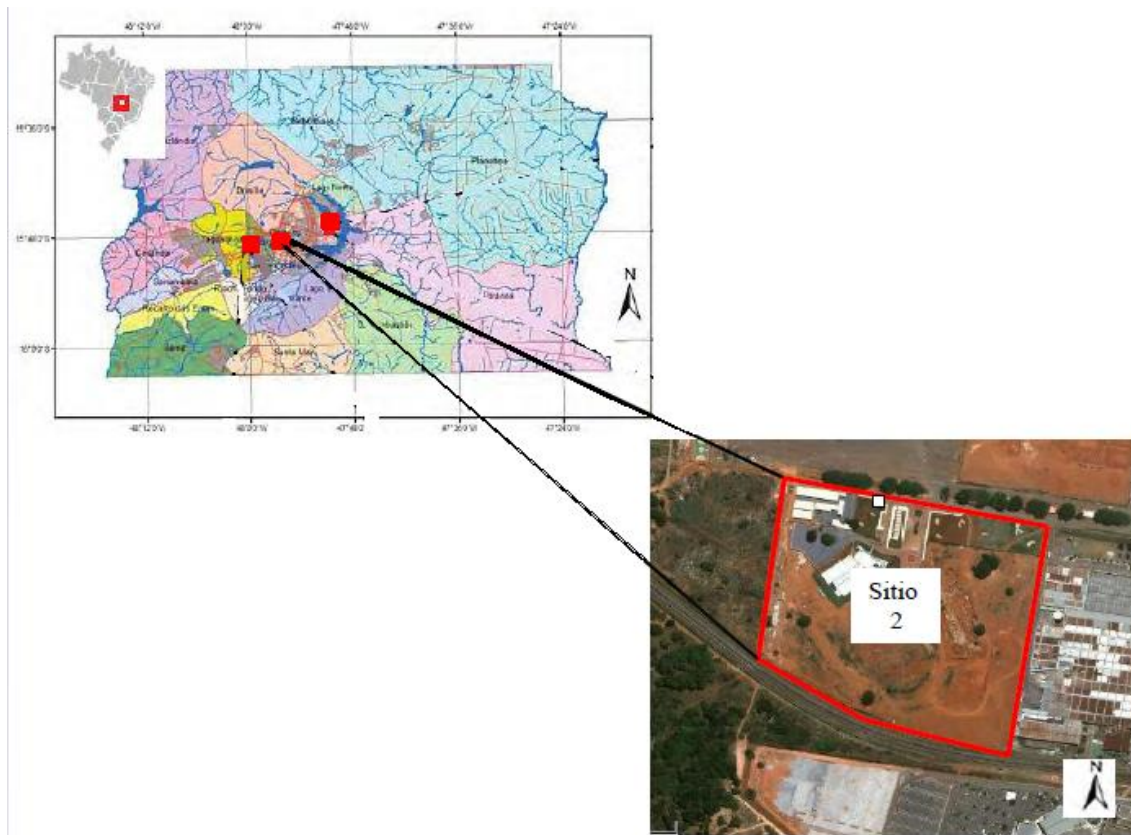


Figura 3.9 – Localizao da obra do Guará (Silva, 2011)

O subsolo da região foi estudado amplamente por meio de uma série de ensaios geotécnicos (Silva, 2011). Esse autor realizou uma extensa campanha de sondagens a percussão simples (62 furos), bem como ensaios de umidade higroscópica, granulometria, limite de plasticidade e limite de liquidez. Ele conclui que o subsolo da região apresenta uma camada de argila porosa, laterítica, até 7 metros de profundidade com presenças marcantes de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. A partir dessa profundidade, ocorre a presença de solo saprolítico constituído de silte argiloso ou arenoso que se estende até o impenetrável. O nível de água foi detectado aos 7,00 metros de profundidade. Um dos perfis de sondagem está representado na Tabela 3-1.

Tabela 3-1- Sondagem Guará (Silva, 2011)

Profundidade	PCCI
	SP 15
1	4 Aterro
2	2
3	2
4	2
5	2
6	2
7	2 Argila
8	2
9	2 Arenosa
10	4
11	4
12	8
13	6
14	14
15	25
16	48
17	52 Silte
18	63/28
19	26 Argiloso
20	35
21	41
22	49

Nesse sítio, foram executadas provas de carga instrumentadas em estaca hélice contínua monitorada de 15,12 metros de comprimento e 40 cm de diâmetro. Foram instalados sensores nas profundidades de 0,50 m, 5,00 m, 9,50 m, 11,50 m e 14,80. O nível 0,50 m foi o nível de referência (Silva, 2011).

Utilizando-se o perfil da Tabela 3-1, obtém-se a tabela de capacidade de carga para uma estaca hélice de 40 cm de diâmetro pelo método Décourt-Quaresma (1982), Figura 3.10.

OBRA: Gurá (Silva, 2011)

Capacidade de carga de estacas
Método Décourt-Quaresma

Tipo de Estaca: 4
Diâmetro 40 cm

1) Pré-moldada 1) Argilas
2) Escavada 2) Silte Argiloso
3) Strauss 3) Silte Arenoso Furo: SP Médio
4) Hélice 4) Areias NA: 7,00m

PROF. (m)	N	Solo	CARGAS		
			PL (kN)	PP (kN)	Padm (kN)
1	2	1			
2	2	1			
3	2	1	45	12	38
4	2	1	68	12	55
5	2	1	90	12	72
6	2	1	113	12	90
7	2	1	136	12	107
8	2	1	158	12	125
9	2	1	181	13	142
10	4	1	204	14	160
11	4	1	226	21	179
12	8	1	253	23	200
13	6	1	279	36	223
14	14	1	319	58	260
15	25	2	353	131	304
16	48	2	415	185	365
17	50	2	457	223	407
18	50	2	607	190	514
19	26	2	762	167	628
20	35	2	917	154	744
21	41	2	1002	188	818
22	49	2	1113	699	1031

Figura 3.10 - Cálculo da capacidade de carga, Gurá estaca de diâmetro 40 cm, (Décourt e Quaresma, 1982)

3.2.4. Estaca executada em Londrina/PR

Melo (2009) analisou uma série de provas de carga à compressão com base no conceito de rigidez. Algumas dessas provas de carga foram realizadas no campo experimental da Universidade Estadual de Londrina (UEL), Campo Experimental de Engenharia Geotécnica Prof. Saburo Morimoto (CEEG/UEL)

A região de Londrina possui geologia caracterizada por extensos derrames de basalto da formação Serra Geral, correspondente à área Central da Bacia Sedimentar do Paraná. O perfil do subsolo é constituído por uma camada superficial de argila siltosa profundamente intemperizada, porosa e colapsível com espessura média de 10 metros. Apresenta o nível de

água aproximadamente a 15 m de profundidade do terreno (Campos, 2005; Branco, 2006; Branco *et al*, 2008), *apud* Melo, 2009.

A Tabela 3-2 mostra o perfil de sondagem típico do CEEG/UEL, segundo Campos (2005), *apud* Melo (2009).

Tabela 3-2 – Sondagem típica do CEEG/UEL

Profundidade (m)	N _{SPT}	T _{MÁXIMO}	T _{MÍNIMO}	Tipo de solo
0 – 1	3	2	2	ARGILA SILTOSA POROSA MOLE Vermelho escura
1 – 2	3	2	2	
2 – 3	2	2	2	
3 – 4	4	4	2	
4 – 5	5	5	2	
5 – 6	6	6	4	
6 – 7	11	12	10	ARGILA SILTOSA POROSA MÉDIA a DURA Vermelho escura
7 – 8	11	13	10	
8 – 9	9	12	8	
9 – 10	12	16	14	
10 – 11	16	18	16	
11 – 12	15	18	14	
12 – 13	23	26	22	
13 – 14	20	26	24	ARGILA SILTOSA RESIDUAL DURA Variegada (vermelho claro)
14 – 15	22	28	26	
15 – 16	19	26	22	
16 – 17	31	40	40	ARGILA SILTOSA RESIDUAL DURA Variegada (vermelho amarelado)
17 – 18	28	24	22	
18 – 19	21	20	18	
19 – 20	18	18	16	

Utilizando-se esse perfil representativo do solo da obra, obteve-se a tabela de capacidade de carga para estacas apiloada de 20 cm de diâmetro, conforme a Figura 3.11.

OBRA: Londrina (Melo, 2009)

Capacidade de carga de estacas
Método Décourt-Quaresma

Tipo de Estaca: 5
Diâmetro 20 cm

1) Pré-moldada 1) Argilas
2) Escavada 2) Silte Argiloso
3) Strauss 3) Silte Arenoso Furo: SP CEEG
4) Hélice 4) Areias NA: 15,00m
5) Apiloada

PROF. (m)	N	Solo	CARGAS		
			PL (kN)	PP (kN)	Padm (kN)
1	3	1			
2	3	1			
3	2	1	23	11	20
4	4	1	34	13	29
5	5	1	45	16	39
6	6	1	59	23	51
7	11	1	74	30	64
8	11	1	91	33	78
9	9	1	117	34	99
10	12	1	143	40	120
11	16	1	165	46	139
12	15	1	193	58	163
13	23	1	227	62	190
14	20	1	260	69	217
15	22	1	306	65	252
16	19	1	347	77	286
17	31	1	392	83	322
18	28	1	431	85	353
19	21	1	491	72	396
20	18	1	546	61	435

Figura 3.11 - Cálculo da capacidade de carga, Londrina estaca de diâmetro 20 cm, (Décourt e Quaresma, 1982)

Essa estaca foi submetida a uma prova de carga estática (Campos, 2005; Gonçalves, 2006) *apud* Melo (2009). O método de Décourt(2008) foi utilizado por Melo (2009) para separar as parcelas de atrito e ponta para essa estaca.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 OBRA DA CEILÂNDIA

Essa obra foi projetada e executada em estacas pré-moldadas de concreto de seção vazada. A cravação das estacas foi feita com bate-estaca de gravidade e o controle executivo foi realizado por meio de ensaios de carregamento dinâmico e/ou medida do repique elástico.

O resultado dos ensaios executados em laboratório, segundo a metodologia MCT, são mostrados na Tabela 4-1 e mostram que até a profundidade de cerca de 15 m o solo é laterítico.

Tabela 4-1 - Resultados dos ensaios MCT (Ceilândia)

Profundidade (m)	Contração (mm)	Grupo	Resistência Seca	Umidade (%)
1 a 2	1,81	LG'	Muito Alta	42,7
3 a 4	1,66	LG'	Muito Alta	43,2
4 a 5	1,68	LG'	Muito Alta	43,0
5 a 6	2,17	LG'	Alta	52,9
7 a 8	2,06	LG'	Alta	47,6
8 a 9	2,28	LG'	Alta	41,6
11 a 12	1,97	LG'	Alta	32,6
12 a 13	2,16	LG'	Alta	33,0
13 a 14	1,96	LG'	Alta	31,9
14 a 15	2,28	LG'	Alta	32,0
16 a 17	1,88	NG'	Alta	28,9
17 a 18	0,95	NS'/NG'	Média	30,7
18 a 19	0,87	NS'	Média	28,8
19 a 20	0,44	NS'/NA'	Média	28,1

A Tabela 4-2 apresenta as características de seis estacas dessa obra nas quais foram realizados ensaios de carregamento dinâmico. Essa tabela mostra as características geométricas da estaca como seu diâmetro, área da seção de concreto da ponta da estaca, o comprimento total da estaca e o comprimento cravado no terreno. Como as estacas são pré-moldadas, o comprimento total nem sempre é cravado integralmente, ficando uma sobra acima do nível do terreno que, após o corte, poderá ser reaproveitada em outra estaca. Antes do corte, porém, pode-se executar o ensaio de carregamento dinâmico fixando-se os sensores na parte da estaca acima do terreno. Assim, o comprimento abaixo dos sensores até a ponta da estaca é utilizado nas avaliações de sua capacidade de carga. As datas de cravação das estacas e execução dos

ensaios são indicadas na tabela. Finalmente, a penetração permanente para os últimos 10 golpes da cravação (nega), o peso do martelo utilizado e a altura de queda adotada são também indicadas.

Tabela 4-2 – Dados das estacas monitoradas na obra da Ceilândia. (GEOMEC)

Estaca	Diâmetro (cm)	Área (cm ²)	Comprimento (m)			Datas		Nega no fim da cravação (10 golpes) (mm)	Peso do martelo (kN)	Altura de queda (cm)
			Total	Abaixo dos sensores	Cravado	Cravação	Ensaio			
E203B	33	601	23,00	16,55	16,20	25/set	26/set	30	4,00	40
E104a	33	601	23,00	17,50	16,50	22/set	26/set	12	3,20	50
E208B	42	895	23,00	18,85	18,64	24/set	26/set	27	4,00	40
E101	42	895	29,00	22,50	22,10	24/set	26/set	20	3,20	70
E212B	42	895	23,00	20,60	20,00	20/set	26/set	23	4,00	40
E207	42	895	23,00	22,40	21,90	16/set	26/set	72	4,00	90

A Tabela 4-3 apresenta os resultados obtidos nos ensaios executados nessas estacas. Nessa tabela estão apresentados a carga de trabalho da estaca, a altura de queda do martelo para o golpe, a penetração permanente (nega) obtida para o golpe, o valor da resistência mobilizada no golpe do martelo (RMX), o deslocamento máximo do topo da estaca (DMX), a energia transferida para a estaca (EMX) e a porcentagem da energia potencial do martelo (%EMX) transferida à estaca. Estão indicadas as forças máxima e mínima atuantes na estaca durante a propagação da onda de choque. Os valores das tensões de compressão e tração apresentados para as estacas norteiam a possibilidade de aumentar a energia de cravação durante o ensaio. O valor de Jc representa o coeficiente de amortecimento.

Tabela 4-3 – Resultados obtidos para as estacas ensaiadas na obra da Ceilândia. (GEOMEC)

Estaca	Carga de trabalho (kN)	Altura de queda no ensaio (cm)	Nega para um golpe (mm)	RMX (kN)	DMX (mm)	EMX (kN.m)	% EMX	FMX (kN)	Fmínima (kN)	Tensões despertadas (MPa)		Jc
										Compressão	Tração	
E203B	650	70	9	1170	20,00	19,90	71,1	1140	150	19,0	2,5	0,5
E104a	550	80	3	1190	14,00	11,50	44,9	1050	186	17,5	3,1	0,7
E208B	800	80	3	1930	16,00	21,50	67,2	1570	170	17,5	2,8	0,4
E101	600	120	5	1890	16,00	20,60	53,6	1570	366	17,5	6,1	0,5
E212B	870	120	2	2040	18,00	25,60	52,7	1720	411	19,2	6,8	0,5
E207	750	100	8	1790	25,00	30,30	75,8	1620	152	18,1	2,5	0,5

Para as estacas E104a e E208B, foram realizadas análises CAPWAP[®] das quais resultaram as parcelas separadas correspondentes ao atrito lateral (PL) e à ponta (PP), cuja soma resulta no valor da resistência última da estaca obtida no golpe analisado (RU), (Tabela 4-4). Essa tabela mostra, além desses valores, a velocidade de propagação da onda na estaca (WS), bem

como as porcentagens de PL e PP. Os valores das porcentagens de PL indicam estacas com elevado atrito lateral (média de 74%) e serão aplicados sobre os valores de RMX para avaliar a carga lateral nas estacas que foram controladas pelo repique e/ou ensaiadas em campo e que não foram analisadas pelo CAPWAP®.

Tabela 4-4– Resultados da análise CAPWAP® da obra da Ceilândia. (GEOMECC)

Estaca	Diâmetro (cm)	Carga de trabalho (kN)	WS (m/s)	RU (kN)	PL (kN)	% PL	PP (kN)	% PP	J _c
E104a	33	550	3700	1180	814	69,0	366	31,0	0,74
E208B	42	800	3500	1950	1536	78,8	414	21,2	0,38

Considerando-se as características das estacas (Tabela 4-2) e os resultados de RMX oriundos dos ensaios determinou-se a tensão estimada dividindo-se a parcela de atrito lateral pela área lateral das estacas (Tabela 4-5). Também foi determinado o coeficiente k_e de empuxo atuante na estaca, estimado pela Equação (A. 7) do Anexo A, adotando-se para tal um ângulo de atrito do solo igual a 27°, valor frequentemente encontrado para solos do Distrito Federal (Guimarães, 2002) e para o peso específico natural do solo, o valor de 16 kN/m³. Esses cálculos permitem avaliar a compatibilidade entre os resultados e estimar o que pode se passar em longo prazo com o comportamento das estacas em termos de relaxação de tensões.

Tabela 4-5 - Tensões laterais estimadas

Estaca	NA em 17/03/2008 (m)	Comprimento da estaca (m)	Tensão (kN/m ²)	k_e estimado
E203B	16	16,20	68,40	1,05
E104a	16	16,50	68,30	1,03
E208B	16	18,64	77,00	1,03
E101	16	22,10	63,60	0,72
E212B	16	20,00	75,90	0,95
E207	16	21,90	60,80	0,69

As tensões médias atuantes nas estacas apresentam valores relativamente próximos uns dos outros apontando para a compatibilidade dos resultados. Valores semelhantes obtidos para os dois diâmetros das estacas indicam, contrariamente ao esperado, que o diâmetro não estaria intervindo em termos de distribuição de tensões no comportamento das estacas. Essa constatação aponta para o fato de que parte significativa das tensões horizontais

mobilizadoras do atrito lateral seriam oriundas da compressão gerada pela própria estaca no processo de cravação. A Figura 4.1 mostra uma clara tendência do k_e estimado a partir do resultados dos ensaios diminuir com o aumento do intervalo de tempo decorrido entre a cravação da estaca e a execução do ensaio. Sabendo-se que para os solos regionais o k_e natural é próximo de 0,5 (Guimarães 2002), faz-se necessário considerar esse efeito na avaliação dos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico e provas de carga estáticas. No presente caso é provável que se eliminada a contribuição da ponta, provavelmente as provas de carga realizadas 10 dias após a cravação já sofreriam pouco efeito em consequência de variações no valor de k_e e, portanto, os resultados da prova de carga já refletiriam o comportamento da estaca. Estudar, definir e respeitar o período de tempo mínimo que deve ser considerado entre a cravação da estaca e o ensaio permitirá ainda uma melhor avaliação da influência do diâmetro nas tensões atuantes nas estacas. A tendência de diminuição do valor de k_e estimado ao longo do tempo apontaria para a diminuição da capacidade de carga das estacas por atrito lateral. No entanto, Gonçalves *et al* (1996) mostram que em solos argilosos há uma melhoria do comportamento das estacas com o aumento do tempo após a cravação devido à dissipação das pressões neutras. Nesse mesmo artigo o autor mostra resultados de Yang (1970) segundo os quais a dissipação de poropressões negativas geradas durante a cravação de estacas em um depósito de areia densa seriam responsáveis pela perda de capacidade de carga ao longo do tempo após cravação. Os solos de Brasília são do tipo que apresentam recuperação da capacidade de carga ao longo do tempo. Ensaio realizados em várias estacas mostraram que a mesma energia aplicada à estaca em datas posteriores à cravação apresentaram repique maiores e negas menores com o passar do tempo. A Figura D.1 do Anexo D mostra um desses ensaios, no qual a “nega” diminui e o repique aumenta com a mesma energia aplicada em um intervalo de tempo de 3 dias, indicando a cicatrização do solo. Isso pode explicar, em parte, a diferença entre as cargas previstas e medidas para a parcela de atrito lateral em argilas do Distrito Federal. Esse aumento pode ser explicado pela recomposição do contato solo-estaca que tende a aumentar com o tempo. Durante a cravação da estaca, há o drapejamento do fuste com o consequente descolamento das paredes da estaca do solo circundante. Com o passar do tempo, a recomposição do contato estaca solo é retomado e o atrito lateral é incrementado. Esse é um dos motivos da diferença entre as curvas carga x recalque na prova de carga estática e o ensaio de carregamento dinâmico, Figura 2.12 da página 22. Quando o solo está saturado, o drapejamento associado à energia transmitida pelos golpes do martelo à água possibilitam que o rearranjo das partículas no entorno da estaca se dê de forma mais eficiente, Gonçalves (2013).

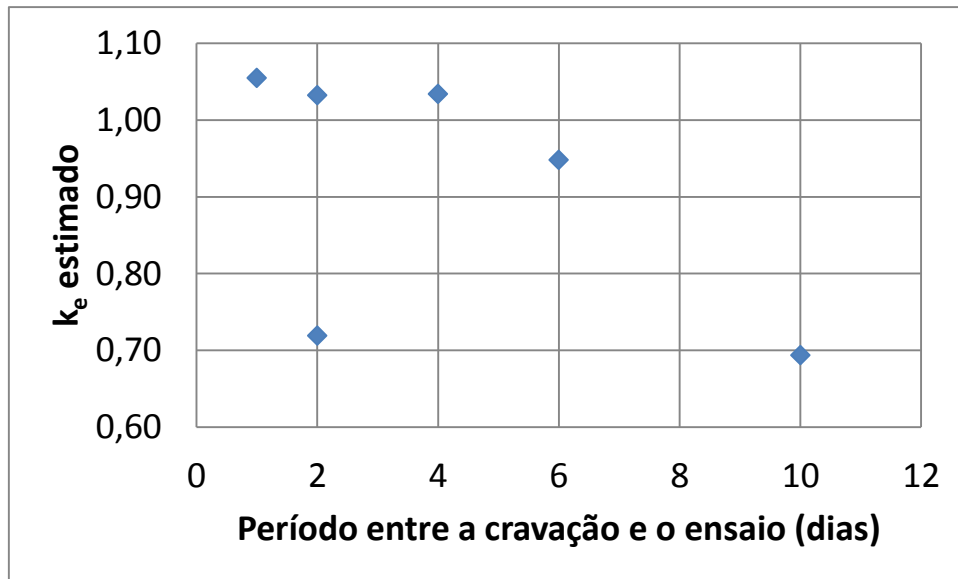


Figura 4.1– Influência do período decorrido entre a cravação e o ensaio no valor de k_e estimado.

Também requer maior reflexão o possível efeito da presença do nível d'água nessas tensões horizontais mobilizadas pela cravação. Embora as sondagens tenham sido realizadas no mês de março, final do período chuvoso e correspondente, portanto, à expectativa de um nível d'água mais elevado, e os ensaios executados no mês de setembro, final do período de seca com expectativa de nível d'água mais baixo, a Figura 4.2 indica que os valores de k_e estimados diminuem com o aumento do comprimento cravado da estaca, ou seja, a saturação do solo ou simplesmente a maior umidade teria gerado a transferência da energia de cravação para a água, minimizando o impacto sobre o valor de k_e do solo. Esse constitui-se, portanto, em mais um aspecto que merece estudos e análises complementares, mas que fogem ao escopo dessa dissertação.

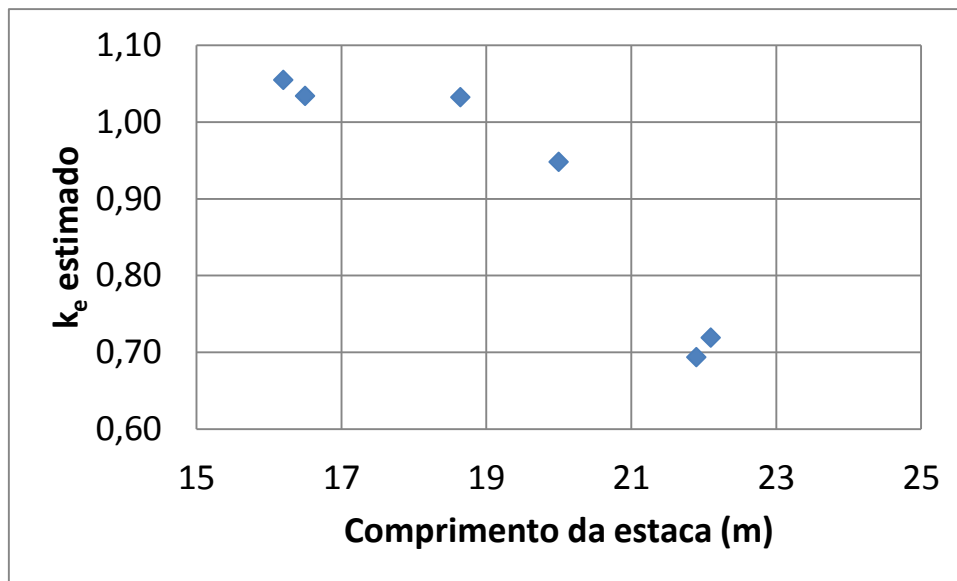


Figura 4.2– Variação do k_e estimado com o comprimento da estaca ensaiada.

A Figura 4.3 e Figura 4.4 (GEOMECH) apresentam respectivamente os sinais obtidos e os gráficos carga x deslocamento das estacas E104a e E208B para o golpe número 4. Na Figura 4.3, o trecho inicial dos gráficos indica a proporcionalidade entre as duas curvas de força e velocidade. A separação entre as curvas no primeiro intervalo de tempo correspondente a $2L/c$ indica que são estacas de muito atrito, conforme a análise CAPWAP[®] (Tabela 4-4). Os picos de velocidade indicam as emendas nas estacas, pois a onda ao se propagar pela estaca, ao encontrar a descontinuidade aumenta sua velocidade produzindo picos localizados. As Figura 4.4 (a,b) mostram uma simulação de prova de carga estática obtida das análises CAPWAP[®] das duas estacas. Aqui, cabe uma consideração importante sobre esse assunto. Embora de reconhecida tradição nos meios técnicos e de aceitação como resultados de ensaios de carga o ensaio de carregamento dinâmico fornece essa simulação que carece de fundamento, pois é traçado um gráfico carga x deslocamento que, sabidamente, é constituído por uma série de pontos, quando se dispõe de apenas um único ponto da curva, o que segundo Aoki (2013) é uma irrealdade. Pode-se, no entanto, a partir de um DIET - Dynamic Increasing Energy Test- (Aoki, 2000) traçar-se uma curva carga x deslocamento e, utilizando-se o método de Davisson (Gonçalves *et al*, 2007) avaliar a carga de ruptura da estaca.

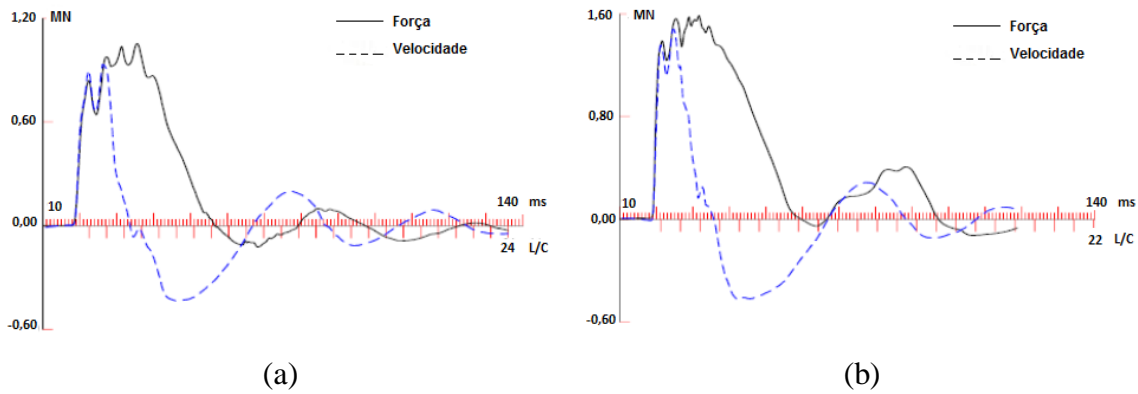


Figura 4.3 - Sinal obtido para as estacas (a) E104a e (b) E208B. (Ceilândia). (GEOMEC)

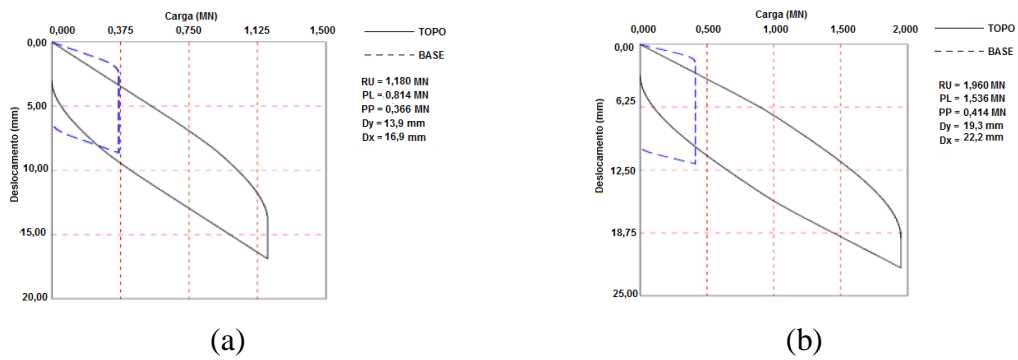


Figura 4.4 – Carga x Deslocamento. (a) Estaca E104a.e (b) Estaca 208 B (Ceilândia).(GEOMEC)

A Tabela 4-6 apresenta as estacas da obra da Ceilândia nas quais foram realizados ensaios de carregamento dinâmico considerando-se a porcentagem de PL obtida no CAPWAP[®].

Tabela 4-6 - Cálculo da parcela de atrito lateral (Ceilândia)

Estaca	PL/R _d	L (m)	DMX (mm)	s (mm)	K (mm)	C ₂ (mm)	C ₃ (mm)	R _d (kN)	PL (kN)	PP (kN)
E208B	0,788	18,64	16	3	13	9,18	3,82	1950	1536	414
E212B	0,788	20,00	18	2	16	10,31	5,69	2043	1610	433
E207	0,788	21,90	25	8	17	9,90	7,10	1792	1412	380
E101	0,788	22,10	16	5	11	10,55	0,45	1892	1491	401
E104a	0,690	16,50	14	3	11	7,32	3,68	1180	814	366
E203B	0,690	16,20	20	9	11	4,79	6,21	787	543	244

Para a avaliação das parcelas de atrito nas demais estacas, foi efetuada uma retro análise a partir dos resultados medidos.

Com base na Equação (2.11) e nos valores de *DMX* e de *s*, foram calculados os valores de *K*.

Os valores de C_2 foram obtidos a partir da Equação (2.49), tomando-se para α o valor de 0,7, plenamente justificado pelos valores de PP mostrados na Tabela 4-4.

Os valores de C_3 foram obtidos da Equação (2.50). A média desses valores foi utilizada para determinação dos valores de PL para as estacas controladas pelo repique. Também, pode ser observado que os valores de C_3 obtidos (Tabela 4-6) estão perfeitamente compatíveis com os valores recomendados por Souza Filho e Abreu (1990), Tabela 2-7, notadamente o da estaca E101, cuja ponta está apoiada em areia.

As estacas controladas apenas pelo repique estão apresentadas na Tabela 4-7. Para tais casos, utilizando-se a média de C_3 da Tabela 4-6, e tendo-se medido os valores de k expeditamente, obtém-se C_2 pela Equação (2.50). Finalmente, os valores de Rd são calculados por meio da Equação (2.49). O valor de PL é então calculado por meio da razão PL/R_d obtida na análise CAPWAP[®]. Exemplos de repiques obtidos na obra são mostrados no ANEXO D, Figura D.1.

A Figura 4.5 mostra que os valores de C_2 se relacionam com o k_e estimado apontando para a relação entre os dois valores calculados de modo estimativo e para a necessidade de se observar o tempo decorrido entre a cravação da estaca e a realização do ensaio.

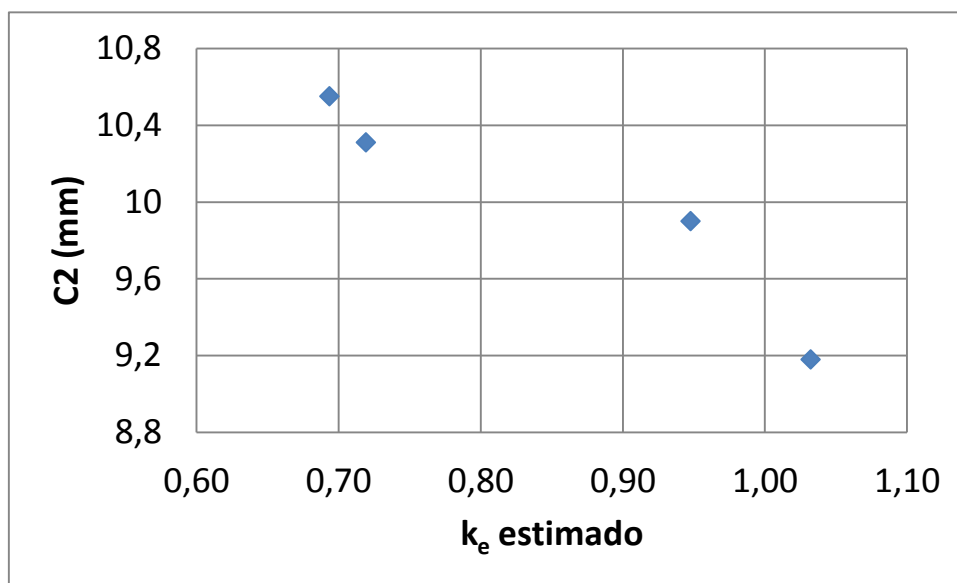


Figura 4.5 – Relação C_2 vs k_e

Tabela 4-7 - Dados das estacas controladas pelo repique (Ceilândia).

Estaca	L (m)	K (mm)	C ₃ (mm)	C ₂ (mm)	R _d (kN)	PL/R _d	PL (kN)	PP (kN)
E213D	15,60	9	4,26	4,74	1204	0,788	949	255
E206A	17,80	11	4,26	6,74	1501	0,788	1183	318
E220	20,40	11	4,26	6,74	1310	0,788	1032	278
E224	20,90	11	4,26	6,74	1278	0,788	1007	271
E129B	24,80	11	4,26	6,74	1077	0,788	849	228
E203A	22,40	15	3,69	11,31	2001	0,690	1381	620
E205a	17,10	12	3,69	8,31	1926	0,690	1329	597
E205b	22,00	13	3,69	9,31	1677	0,690	1157	520
E222a	21,70	14	3,69	10,31	1883	0,690	1299	584

Chamando de β_L a razão entre o atrito lateral obtido em campo e o atrito lateral previsto pelo método Décourt-Quaresma (1982), foi construída a Tabela 4-8 mostrando a variação desse coeficiente com o comprimento da estaca e a área lateral da estaca, cujo gráfico está plotado na Figuras 4.6 (a e b).

Tabela 4-8 – Relação entre o comprimento da estaca (L) e β_L . (Ceilândia).

ESTACA	Diâmetro (cm)	L (m)	PL campo (kN)	PL previsto (kN)	β_L
E213D	42	15,60	949	573	1,66
E206A	42	17,80	1183	668	1,77
E208B	42	18,64	1536	701	2,19
E212B	42	20,00	1610	766	2,10
E220	42	20,40	1032	787	1,31
E224	42	20,90	1007	814	1,24
E207	42	21,90	1412	880	1,60
E101	42	22,10	1491	894	1,67
E129b	42	24,80	849	1101	0,77
E203b	33	16,20	543	478	1,14
E104a	33	16,50	814	490	1,66
E205a	33	17,10	1329	511	2,60
E222a	33	21,70	1299	681	1,91
E205b	33	22,00	1157	697	1,66
E203a	33	22,40	1381	720	1,92

Na Figuras 4.6, há uma tendência do valor de β_L diminuir com a profundidade. Nesse caso isso é explicado pelo fato de que na medida em que a estaca se aprofunda, a proporção de atrito proveniente da camada laterítica diminui em relação ao atrito total. Ou seja, na camada laterítica em que o SPT não avalia bem a resistência do solo, o valor de β_L é alto. A medida em que a estaca se aprofunda, começa a imergir cada vez mais em solo não laterítico onde β_L é próximo de 1, pois o SPT avalia muito bem a resistência para aplicação nos métodos

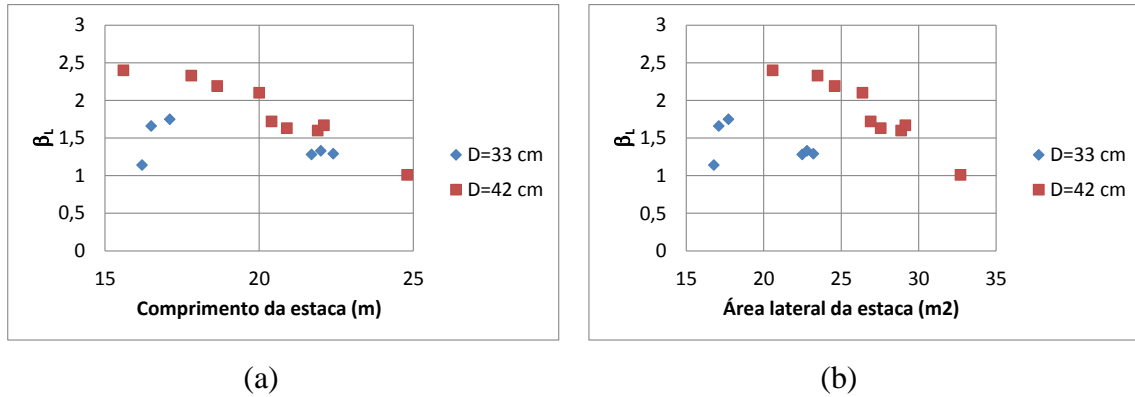
estáticos. Assim, a tendência é que em estacas muito profundas, o valor de β_L tende a diminuir com o comprimento. Isso sugere que para estacas de atrito cravadas totalmente em solo não laterítico, a relação comprimento x β_L é praticamente constante.

Com o uso de um simples lápis de carpinteiro, uma folha de papel e controle pelo repique realizados em algumas estacas (Figura D.1, Anexo D), pode-se levantar a hipótese de se estar trabalhando com um solo laterítico, e a partir de uma campanha de ensaios apropriados, adequar a profundidade das estacas que, em alguns casos levará a uma economia substancial de material. Isso porque a diferença entre a capacidade de carga prevista pelos métodos estáticos e a carga mobilizada durante a cravação torna evidente que as propriedades do solo podem ser diferentes das que foram inicialmente previstas.

As Figuras 4.6 (a) e (b) mostram respectivamente a variação entre β_L , o comprimento da estaca e a área lateral da estaca. Percebe-se nessas figuras duas influências aparentemente distintas, o comprimento da estaca e por consequência o perfil de intemperismo e a umidade e/ou saturação do solo um vez que na sondagem realizada no final do período chuvoso o nível d'água encontrava-se a 16 m de profundidade. Destaca-se que as estacas foram cravadas e ensaiadas no final do período de seca o que deve, segundo Mascarenha (2003), ter refletido positivamente no comportamento das estacas. Por sua vez o SPT realizado no final do período chuvoso revela certamente um perfil de solo de pior qualidade que aquele que seria obtido quando da realização dos ensaios sobre as estacas. Apesar dessas considerações a variação do β_L com o aumento do comprimento da estaca e da área lateral da estaca aponta para o fato de que a medida que o solo é intemperizado os métodos que levam em conta ensaios como o SPT podem subestimar a capacidade de carga das estacas. Nesse caso específico, considerando-se o fato de que a cravação da estaca também destrói a estrutura do solo, há que se considerar o efeito do aumento de k_e sobre a capacidade de carga e a contrário senso, verifica-se mais uma vez, que as técnicas seja de execução de estaca seja de realização de ensaios como o SPT que destruam a estrutura do solo requerem reflexão mais ampla sobre os resultados. O β_L certamente pode ter aumentado por dois motivos: a ampliação de k_e na cravação da estaca e a queda no SPT incluindo-se aqui a maior umidade do solo quando de sua realização, destaca-se porém que o valor de k_e tenderá a voltar à normalidade com o decorrer do tempo.

Ainda sobre essas figuras, observa-se que o comprimento isoladamente não consegue valorar o efeito da destruição estrutural gerada pelo SPT na capacidade de carga determinada. Faz-se

necessário levar em conta a área lateral, ou seja, o diâmetro da estaca. Maior o diâmetro menor o efeito de arco nas tensões durante a cravação das estacas e certamente maior o reflexo na ampliação do k_e e, portanto, no β_L .



Figuras 4.6– a) Variação de β_L com o comprimento da estaca; b) Variação de β_L com a área lateral da estaca.

4.2 OBRA DO GAMA

O resultado dos ensaios executados em laboratório, segundo a metodologia MCT, são mostrados na Tabela 4-9 e mostram que até a profundidade de cerca de 18 m o solo é laterítico. Após a execução das sondagens, houve um corte no terreno da ordem de 3,50 m.

Tabela 4-9 – Resultados dos ensaios MCT (Gama).

Profundidade (m)	Contração	Grupo	Resistência Seca	Umidade (%)
1 a 2	1,87	LG'	Muito Alta	42,7
3 a 4	1,85	LG'	Muito Alta	47,2
4 a 5	1,73	LG'	Alta	46,3
5 a 6	1,92	LG'	Alta	50,1
7 a 8	1,9	LG'	Alta	51,7
8 a 9	2,14	LG'	Alta	50,7
9 a 10	2,21	LG'	Alta	53,3
11 a 12	2,33	LG'	Alta	40,4
12 a 13	1,62	LG'	Alta	39,4
13 a 14	1,29	LA'/LG'	Alta	38,9
14 a 15	1,62	LG'	Alta	35,6
16 a 17	1,97	LG'	Alta	32,5
17 a 18	1,9	LG'	Alta	32,4
18 a 19	1,25	NA'/NG'/NS'	Alta	30,0
19 a 20	1,31	NS'/NG'	Alta	27,5

A Tabela 4-10 apresenta quatro estacas da obra do Gama nas quais foram realizados ensaios de carregamento dinâmico. Todas as estacas são de 42 cm de diâmetro. A exemplo da obra anterior, as estacas foram cravadas com bate-estaca de gravidade. A Tabela 4-11 indica os resultados obtidos na cravação. Para as estacas E43D e E53B, foram realizadas análises CAPWAP[®] das quais resultaram as parcelas separadas correspondentes ao atrito lateral, *PL* e à ponta, *PP* (Tabela 4-12).

Tabela 4-10 - Dados das estacas ensaiadas na obra do Gama. (GEOMECC)

Estaca	Diâmetro (cm)	Área (cm ²)	Comprimento (m)			Datas		Nega no fim da cravação (10 golpes) (mm)	Peso do martelo (kN)	Altura de queda (cm)
			Total	Abaixo dos sensores	Cravado	Cravação	Ensaio			
E54B	42	895	18,00	16,10	15,10	10/abr	10/abr	24	3,20	0,5
E53B	42	895	20,00	19,00	18,10	9/abr	10/abr	20	4,00	0,4
E43C	42	895	20,00	17,45	16,75	3/abr	10/abr	11	3,20	0,5
E43D	42	895	22,00	19,30	18,50	4/abr	10/abr	22	3,20	0,5

Tabela 4-11 - Resultados obtidos das estacas ensaiadas na obra do Gama. (GEOMECC)

Estaca	Carga de trabalho (kN)	Altura de queda no ensaio (cm)	Nega para um golpe (mm)	RMX (kN)	DMX (mm)	EMX (kN.m)	% EMX	FMX (kN)	Fmínima (kN)	Tensões despertadas (MPa)		J _c
										Compressão	Tração	
E54B	1150	200	5	2310	19,00	37,50	58,6	2440	0	27,26	0	0,7
E53B	1150	150	4	2440	21,00	34,40	57,3	1990	0	22,23	0	0,7
E43C	1150	200	1	2530	16,00	26,90	42,0	2030	0	22,68	0	0,7
E43D	1000	200	5	2000	17,00	30,40	47,5	2310	0	25,81	0	0,7

Tabela 4-12 - Resultados da análise CAPWAP[®] da obra do Gama. (GEOMECC)

Estaca	Diâmetro (cm)	Carga de trabalho (kN)	WS (m/s)	RU (kN)	PL (kN)	% PL	PP (kN)	% PP	J
E53B	42	1150	3800	2450	1869	76,3	580	23,7	0,74
E43D	42	1000	3800	2050	1631	79,6	419	20,4	0,72

Da mesma forma que na obra da Ceilândia, foi determinada, com base nos dados da Tabela 4-10, a tensão estimada, dividindo-se a parcela de atrito lateral pela área lateral das estacas (Tabela 4-13).

Igualmente, determinou-se o coeficiente de empuxo k_c estimado. Esses cálculos permitem avaliar a compatibilidade entre os resultados e estimar o que pode se passar a longo prazo com o comportamento das estacas em termos de relaxação de tensões.

Tabela 4-13- Tensões laterais estimadas

Estaca	NA em 6/09/2007 (m)	Comprimento da estaca (m)	Tensão (kN/m ²)	k _e estimado
E54B	7	15,10	113,8	1,88
E53B	7	18,10	100,2	1,38
E43C	7	16,75	112,3	1,68
E43D	7	18,50	80,4	1,09

Aqui também, os resultados das tensões médias sobre as estacas apresentam valores relativamente próximos uns dos outros apontando para a compatibilidade dos resultados. A Figura 4.7 mostra uma clara tendência do k_e estimado a partir dos resultados dos ensaios diminuir com o aumento do intervalo de tempo decorrido entre a cravação da estaca e a execução do ensaio. Observa-se que k_e também diminui com o comprimento da estaca (Figura 4.8), sendo que no presente caso, o nível d'água bem mais elevado permite uma absorção bem maior da energia de cravação. No presente caso, dado os valores de k_e mais elevados, seria necessário um tempo maior para dissipação das tensões oriundas da cravação.

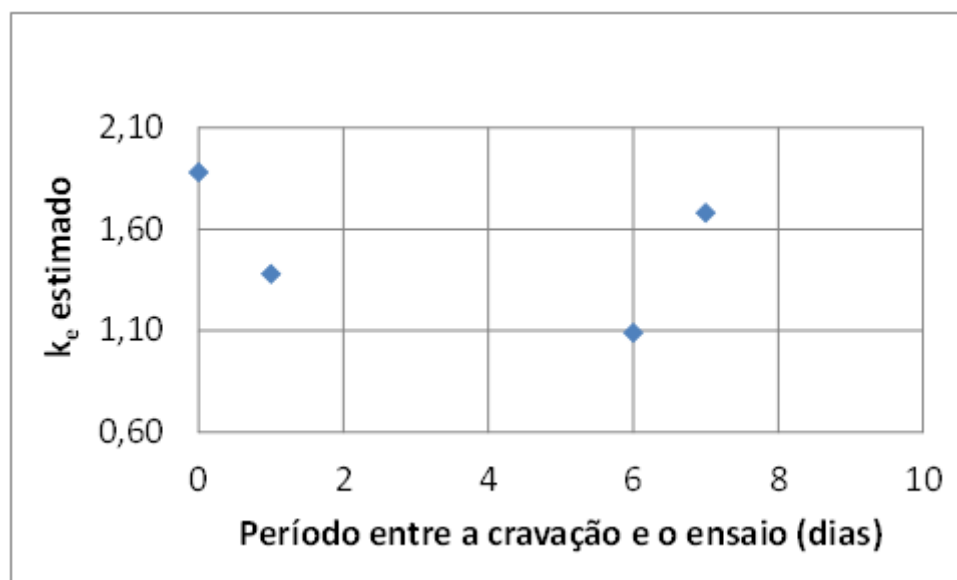


Figura 4.7 - Influência do período decorrido entre a cravação e o ensaio no valor de k_e estimado.

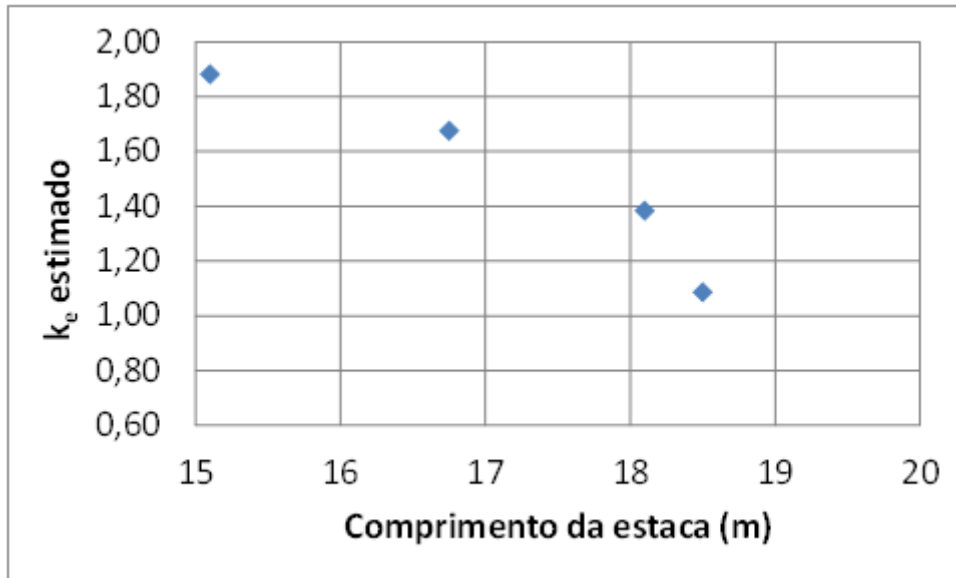


Figura 4.8 - Variação do k_e estimado com o comprimento da estaca ensaiada.

De modo análogo ao que foi apresentado na obra anterior, a Figura 4.9 (a e b) (GEOMECC) apresenta os sinais de força e velocidade para as estacas E53B e E43D, ao passo que a Figura 4.10 (a e b) (GEOMECC) mostra a simulação de uma curva carga x deslocamento para essas estacas.

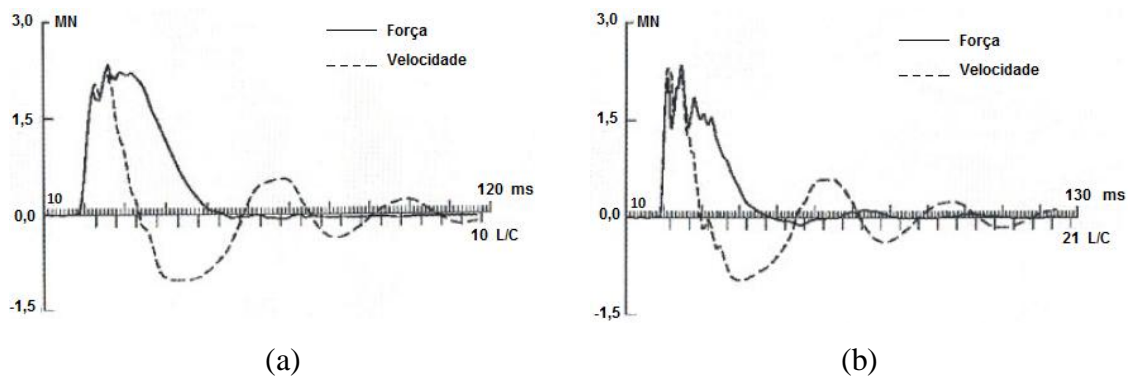


Figura 4.9- Sinal obtido para as estacas (a) E53B e (b) E43D. (Gama). (Modificado. GEOMECC, 2008)

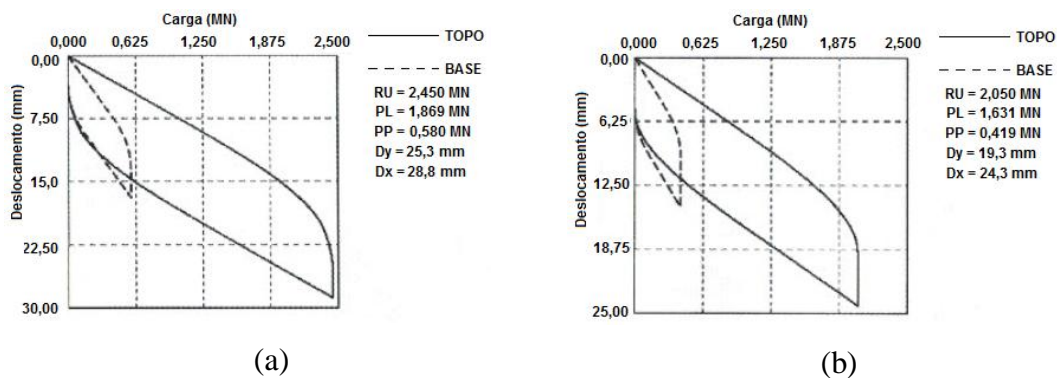


Figura 4.10– Carga x Deslocamento. (a) Estaca E53B.e (b) Estaca E43D (Gama).(GEOMECC)

A Figura 4.11 mostra que os valores de C2 se relacionam com o k_e estimado apontando para a relação entre os dois valores calculados de modo estimativo e para a necessidade de se observar o tempo decorrido entre a cravação da estaca e a realização do ensaio.

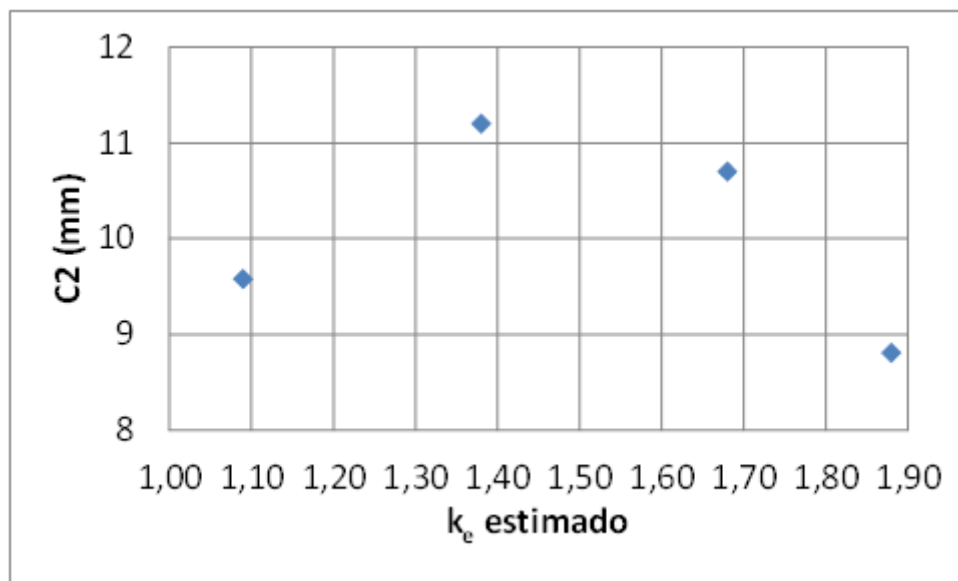


Figura 4.11 - Relação C2 vs k_e

De forma inteiramente análoga ao caso da obra da Ceilândia, são apresentadas as tabelas e gráficos correspondentes à obra do Gama. O valor médio de PL/R_d foi tomado como de 78%. Os valores de PL calculados estão apresentados na Tabela 4-14.

Tabela 4-14 - Cálculo da parcela de atrito lateral (Gama)

Estaca	L (m)	DMX (mm)	s (mm)	K (mm)	C ₃ (mm)	C ₂ (mm)	R _d (mm)	PL (kN)	PP (kN)	PL/R _d
E54B	15,10	19	5	14	5,19	8,81	2310	1800	510	0,78
E43C	16,75	16	1	15	4,30	10,70	2530	1971	559	0,78
E53B	18,10	21	4	17	5,80	11,20	2450	1869	581	0,76
E43D	18,50	17	5	12	2,42	9,58	2050	1631	419	0,80

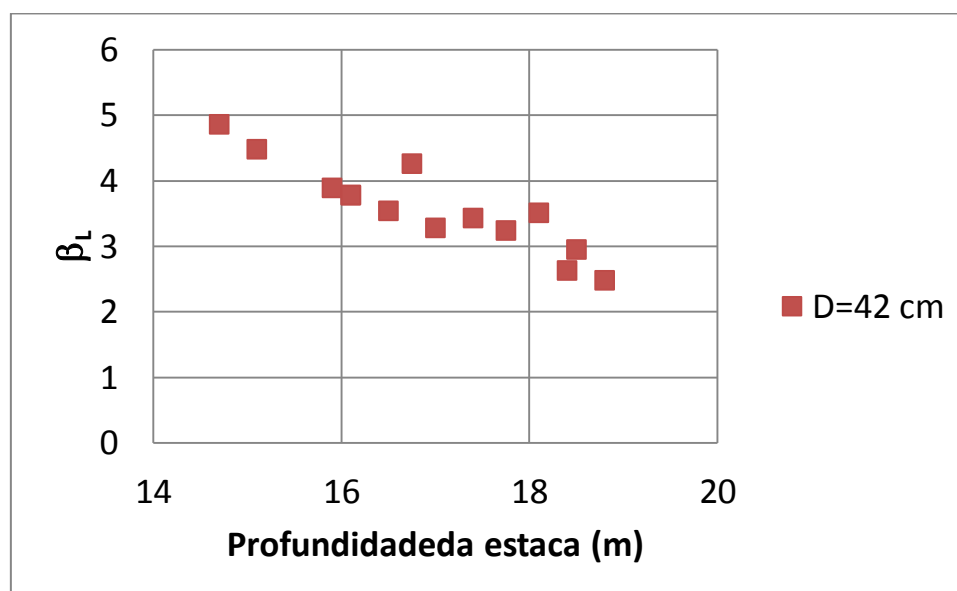
Com o valor médio de PL/R_d , foram calculados todos os valores de PL para as estacas que foram controladas pelo repique. Esses valores estão indicados na Tabela 4-15. Com esses valores, foram obtidos os correspondentes valores de β_L apresentados na Tabela 4-16. Os pares de valores comprimento da estaca x β_L estão plotados na Figuras 4.12. Como no caso desta obra as estacas estudadas são todas de 42 cm de diâmetro, o gráfico de Área lateral da estaca x β_L é proporcional ao gráfico de comprimento da estaca x β_L , Figuras 4.12.

Tabela 4-15 - Dados das estacas controladas pelo repique (Gama).

Estaca	L (m)	K (mm)	C ₃ (mm)	C ₂ (mm)	R _d (kN)	PL (kN)	PP (kN)	PL/R _d
E39F	15,90	13	4,43	8,57	2134	1663	471	0,78
E21C	18,80	13	4,43	8,57	1805	1406	398	0,78
E39E	16,10	13	4,43	8,57	2107	1642	465	0,78
E20C	17,00	13	4,43	8,57	1996	1555	441	0,78
E30B	17,40	14	4,43	9,57	2178	1697	481	0,78
E51A	16,10	13	4,43	8,57	2107	1642	465	0,78
E40B	18,40	13	4,43	8,57	1844	1437	407	0,78
E40C	16,50	13	4,43	8,57	2056	1602	454	0,78
E40D	17,75	14	4,43	9,57	2135	1663	471	0,78
E44A	14,70	13	4,43	8,57	2308	1799	510	0,78

Tabela 4-16 - Relação entre a profundidade da estaca (L) e β_L . (Gama).

ESTACA	Diâmetro (cm)	L (m)	PL campo	PL previsto	β_L
E44A	42	14,70	1799	370	4,862162
E54B	42	15,10	1800	402	4,477612
E39F	42	15,90	1663	427	3,894614
E39E	42	16,10	1642	434	3,78341
E51A	42	16,10	1642	434	3,78341
E40C	42	16,50	1602	452	3,544248
E43C	42	16,75	1971	463	4,257019
E20C	42	17,00	1555	474	3,280591
E30B	42	17,40	1697	495	3,428283
E40D	42	17,75	1663	514	3,235409
E53B	42	18,10	1869	532	3,513158
E40B	42	18,40	1437	547	2,627057
E43D	42	18,50	1631	552	2,95471
E21C	42	18,80	1406	566	2,484099



Figuras 4.12– β_L em função do comprimento da estaca

Observa-se, também neste caso, que estando as estacas nas profundidades de 14,70 metros até 18,80 metros, há uma boa concordância da ordem de grandeza dos valores de C_3 obtidos (Tabela 4-15) com os da Tabela 2-7 recomendados por Souza Filho e Abreu (1990), sendo o valor desse parâmetro igual a 2,42 para a estaca E43D compatível com a zona de transição entre a camada de argila arenosa e a areia.

4.3 OBRA DO GUARÁ

Uma estaca hélice contínua monitorada foi escolhida para análise nesta obra (Silva, 2011). Com 15,12 m de profundidade e diâmetro de 40 cm assentada em solo laterítico. O fato de ter sido instrumentada justifica a sua escolha.

Essa estaca foi submetida a uma prova de carga estática instrumentada cuja curva carga x recalque está apresentada na Figura 4.13.

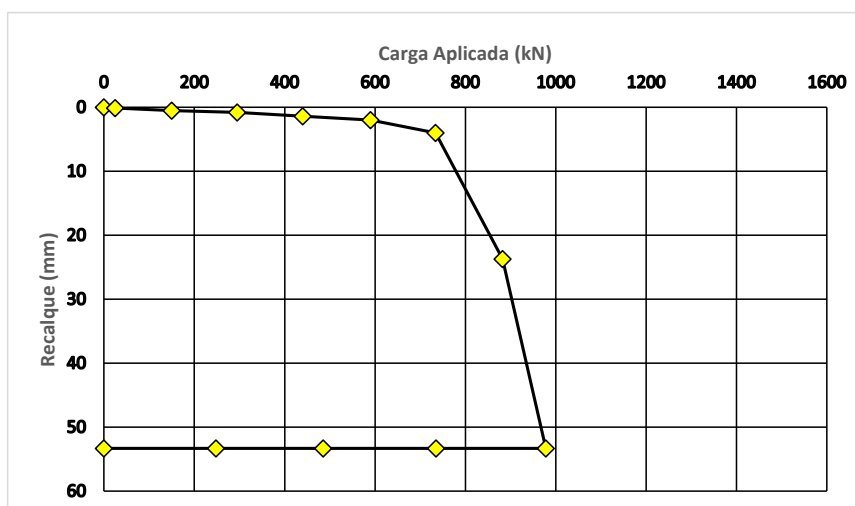


Figura 4.13– Gráfico carga x recalque da estaca PCCI (Modificado. Silva, 2011)

Segundo Silva (2011), essa estaca foi instrumentada em cinco níveis diferentes visando obter informações relativas à transferência de carga ao longo da profundidade. Assim, a estaca foi instrumentada nas profundidades de 0,5 m; 5,0 m; 9,5 m; 11,5 m e 14,8 m, sendo o nível 0,5 o nível de referência.

A Figura 4.14 (Silva, 2011) apresenta os resultados obtidos a partir da análise da instrumentação e a transferência de carga ao longo do fuste da estaca PCCI. Segundo esse autor, analisando-se as curvas resultantes da instrumentação, verifica-se que da carga de 0,98 kN aplicada a estaca, foi transferida ao fuste uma parcela de 0,86 MN que corresponde a 87,7% da carga total. As linhas de transferência de carga até a profundidade de 8,0 m para as cargas aplicadas de 0,90 MN e 1,00 MN são paralelas apontando para a constância da transferência de carga para o fuste da estaca.

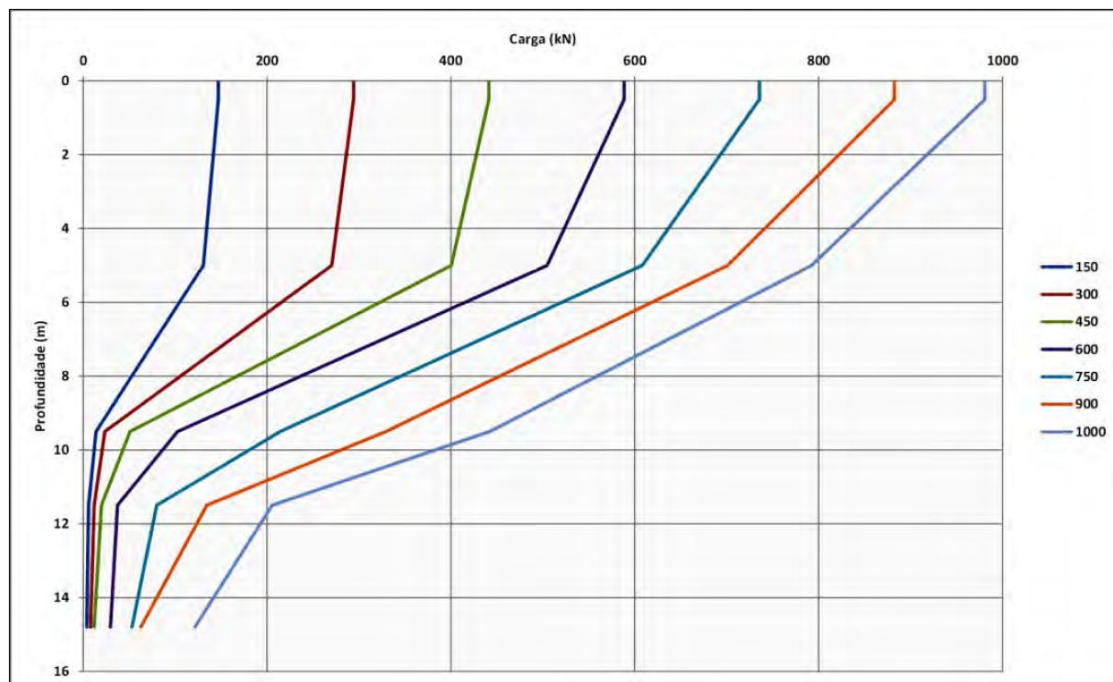


Figura 4.14– Transferência de carga ao longo do fuste da estaca PCCI (Silva, 2011).

Segundo Silva (2011), analisando os dados da instrumentação à luz da metodologia proposta por Camapum de Carvalho *et al* (2008, 2010), verifica-se nas Figura 4.15 e Figura 4.16 que o ponto que corresponde a transição do domínio de atrito para o domínio da ponta ocorre em torno de 0,58 MN. O segundo ponto corresponde à carga de 0,88 MN, 0,88 MN e 0,75 MN nos gráficos de carga vs coeficiente de recalque, recalque imediato e recalque por adensamento e/ou secundário. Nesse ponto, ocorre o início das deformações plásticas que devem ser consideradas no estudo do comportamento das fundações. Apesar de haver deformações plásticas ao longo de todo o carregamento, a partir desse ponto ou carga, elas passam a comandar o comportamento das fundações em termos de carga vs recalques. Esses valores corroboram o valor de 0,74 MN encontrado na instrumentação para o qual a ponta passou a ser mobilizada significativamente.

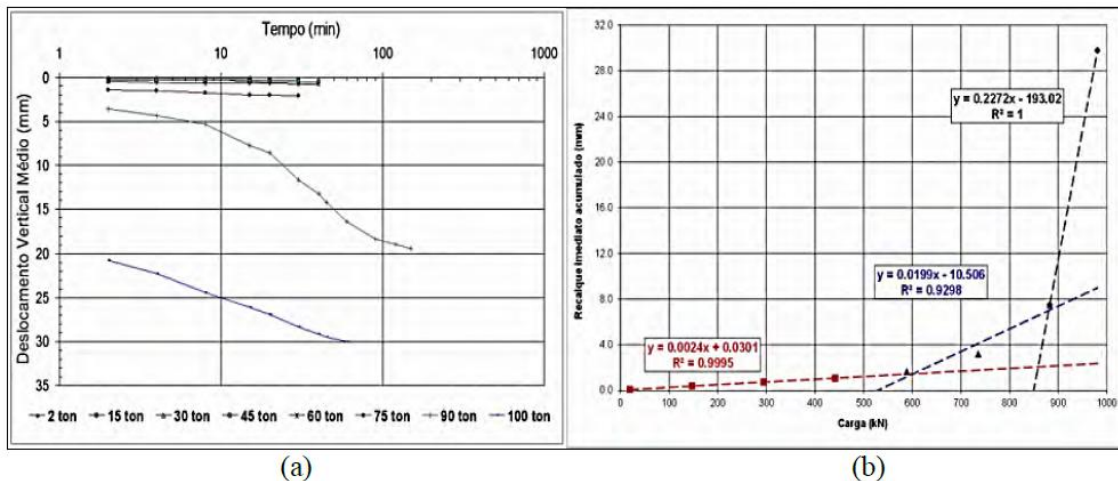


Figura 4.15 - a) Curvas tempo vs deslocamento vertical b) Carga vs coeficiente de recalque (Silva, 2011)

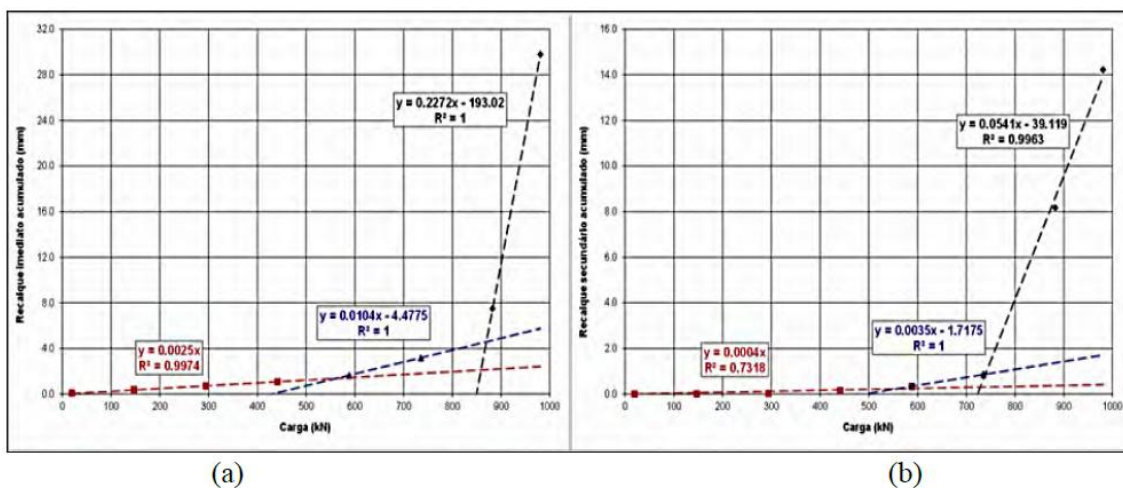


Figura 4.16 – a) Carga vs recalque imediato acumulado b) Carga vs recalque secundário (Silva, 2011)

Observa-se que o valor de 860 kN é compatível com a faixa de valores obtida pelo método da rigidez (Décourt, 2008), Figura 4.17. Nessa figura, pode-se verificar o desenvolvimento da curva carga x recalque ($Q \times s$), o desenvolvimento do atrito lateral ($Q_s \times s$) e o gráfico de Rigidez ($Q \times R$).

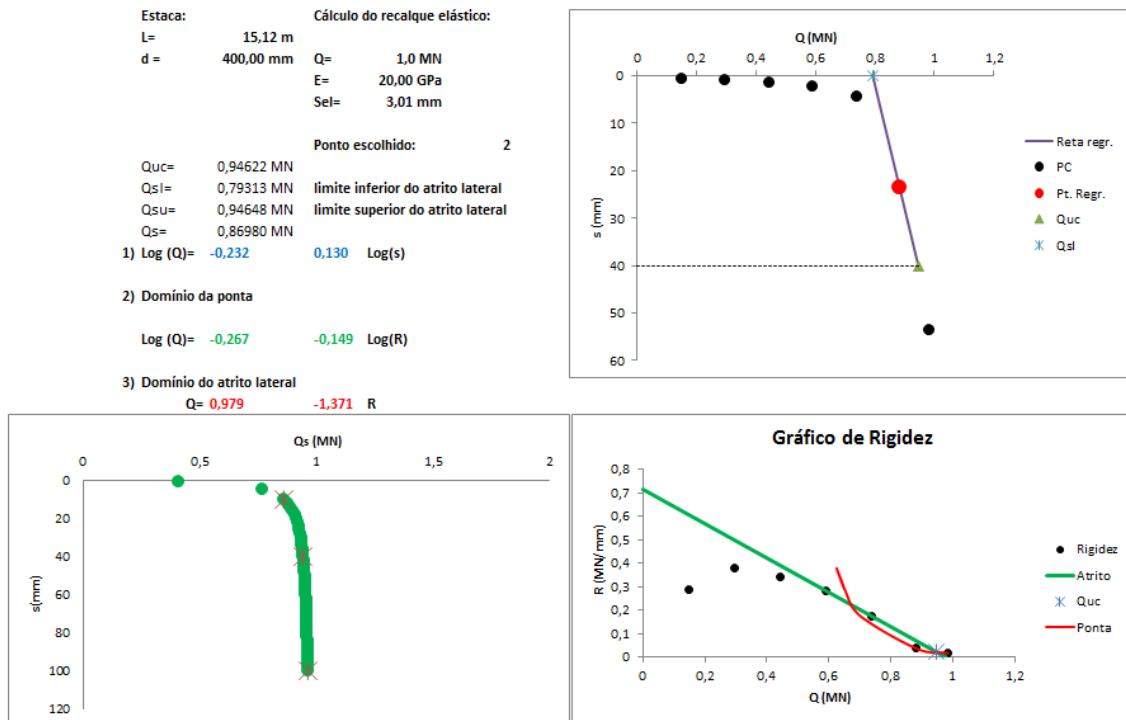


Figura 4.17 - Determinação de PL pelo método da rigidez (obra do Guará)

O valor do atrito lateral está compreendido entre os valores Q_{sl} e Q_{su} .

$$0,79 \text{ MN} \leq Q_s \leq 0,95 \text{ MN}$$

O valor de Q_s será então, segundo Décourt, 2008:

$$Q_s = \frac{0,79 + 0,95}{2} = 0,87 \text{ MN}$$

Esse valor reproduz praticamente o valor de 0,86 MN obtido na prova de carga instrumentada (Silva, 2011).

De posse desses resultados, podem-se comparar as parcelas de atrito lateral obtida pelo método Décourt-Quaresma (1982) com o atrito lateral medido na instrumentação e chega-se a um valor de β_L igual a 2,39 para essa estaca na profundidade por ela alcançada (Tabela 4-17).

A tensão média atuante no fuste da estaca é dada por 45 kPa. O valor de k_e obtido de acordo com a metodologia utilizada para as obras da Ceilândia e do Gama foi da ordem de 0,40. Esse valor está compatível, pois sendo a estaca executada sem deslocamento, não houve transferência de uma quantidade significativa de energia para a água, ao contrário, houve um alívio tendo em vista a consistência do concreto quando da concretagem.

Tabela 4-17 – Valor de β_L para a estaca PCCI

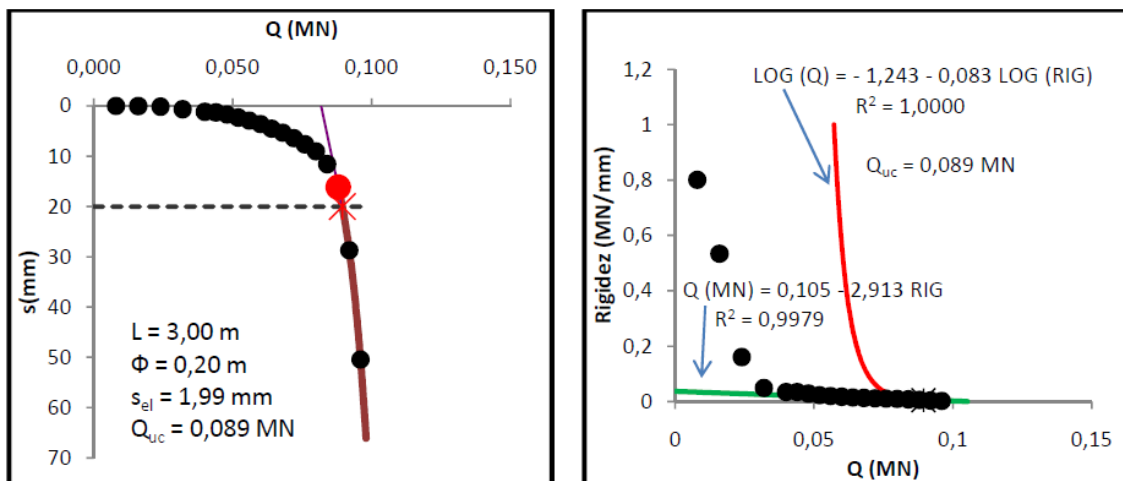
Estaca	Diâmetro (cm)	L (m)	PL campo (kN)	PL previsto (kN)	β_L
PCCI	40	15,12	860	360	2,39

O resultado obtido mostra um valor de β_L da ordem de 140% superior ao obtido pelo método Décourt-Quaresma. Observa-se, pois que em uma estaca sem deslocamento pode-se obter valores de β_L elevados confirmando assim o fato de que na camada de solo laterítico a estimativa da capacidade de carga a partir dos resultados de SPT subavaliam a capacidade de carga lateral.

4.4 ESTACA DE LONDRINA (MELO, 2009)

Melo (2009) apresentou o estudo de uma estaca apiloada com lançamento de concreto, PC 25. Esse estudo mostra a separação entre as parcelas de atrito lateral e da ponta para a referida estaca. O método utilizado foi o da rigidez, plenamente validado no cálculo demonstrado no estudo realizado na obra anterior. O fato de ter sido executada em solo laterítico e a forma de se obter as parcelas de atrito e ponta levaram a escolha dessa estaca para a análise aqui desenvolvida.

A Figura 4.18 mostra os resultados obtidos, o ponto de regressão e o gráfico de rigidez.



(a) Ponto de regressão da curva carga x recalque

(b) Gráfico de rigidez

Figura 4.18 – Estaca apiloada de 20 cm de diâmetro (Melo, 2009)

A Figura 4.19 (Melo, 2009) mostra a curva carga x recalque para a estaca PC 25. A reta que passa pelos pontos de regressão e a carga de ruptura convencional Q_{uc} , correspondente a um recalque de 10% do diâmetro da estaca, intercepta o eixo das cargas no ponto que define o domínio inferior do atrito lateral, que no presente caso é $Q_{sl} = 81,87$ kN. O limite superior do atrito lateral é de 91 kN, o que conduz a um valor de Q_s de 90 kN, Figura 4.20 (Melo, 2009).

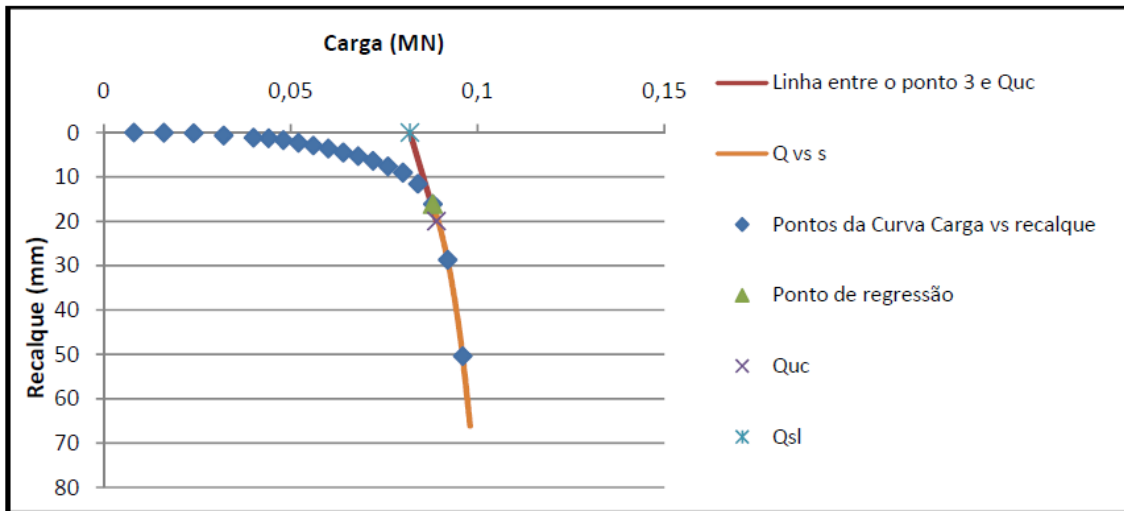


Figura 4.19 – Curva carga x recalque para a PC25 (Melo 2009)

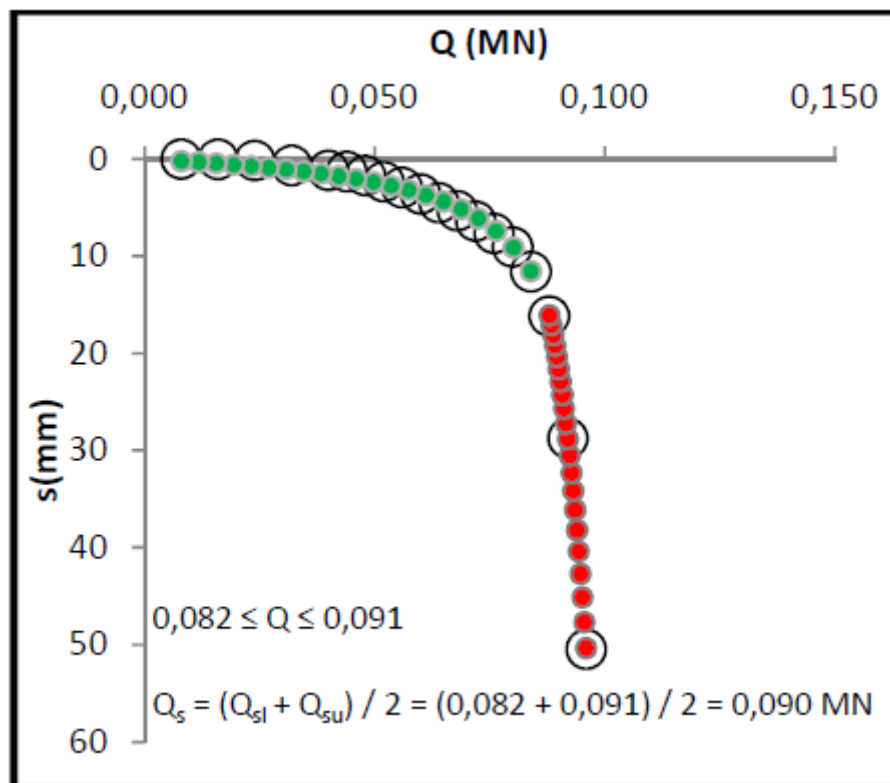


Figura 4.20 – Curva carga x recalque gerada pela equação de regressão (Melo, 2009)

Com esses resultados, pode-se comparar a parcela de atrito lateral obtida pelo método Décourt-Quaresma (1982) com a parcela de atrito separada na estaca PC 25 e chega-se a um valor de β_L de 3,91 para essa estaca na profundidade por ela alcançada (Tabela 4-18).

Tabela 4-18 - Valor de β_L para a estaca PC 25

Estaca	Diâmetro (cm)	L (m)	PL campo (kN)	PL previsto (kN)	β_L
PC 25	20	3	90	23	3,91

O valor de β_L é aqui bastante elevado, o que era de se esperar, pois a estaca encontra-se 100% imersa em solo laterítico.

4.5 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS RESULTADOS

No presente trabalho foram analisados três tipos de estacas, sendo estacas pré-moldadas de concreto armado em duas obras, uma localizada na Ceilândia - DF e outra no Gama - DF; uma estaca hélice contínua monitorada na cidade do Guará - DF e uma estaca apiloada executada na cidade de Londrina - PR.

O atrito lateral das estacas foi avaliado utilizando-se ensaio de carregamento dinâmico para as estacas pré-moldadas, prova de carga estática instrumentada para a estaca tipo hélice contínua e prova de carga estática sem instrumentação para a estaca apiloada.

Dado que as estacas, com exceção da estaca do Campo Experimental Saburo Morimoto da Universidade Estadual de Londrina, atravessaram o manto laterítico e tiveram sua ponta apoiada em solo residual não laterítico, o trabalho limitou-se a analisar a relação entre o atrito lateral previsto por uma fórmula estática e os resultados de ensaios em campo.

Dessa forma procurou-se observar a importância do solo laterítico na capacidade de carga por atrito lateral de uma estaca, cercandose para tanto de diferentes tipos de estacas e modos de se avaliar o atrito lateral.

Os resultados encontrados indicam que é relevante a consideração da laterização do solo na avaliação da capacidade de carga de uma estaca. Negligenciar ou minimizar a contribuição da laterização pode levar a um projeto extremamente antieconômico e dependendo da situação, à riscos desnecessários. Muito se pode economizar em um projeto de fundações em solos lateríticos. Antes mesmo de se executar uma prova de carga estática ou um ensaio de carregamento dinâmico em uma estaca cravada, o indício da laterização do solo pode ser

observado medindo-se o repique e comparando-o com o previsto no escritório. A técnica de controle do repique no campo é simples e pode ser colocada em prática fazendo-se uso de um lápis de carpinteiro, uma folha de papel, uma calculadora com as quatro operações. Com esses instrumentos de baixíssimo custo, pode-se avaliar a carga mobilizada em uma estaca. Partindo-se do princípio que fórmulas consagradas de capacidade de carga por métodos estáticos como as de Décourt-Quaresma (1982), Aoki-Velloso (1975), Alonso (1996) e muitas outras oferecem de um modo geral estimativas de capacidade de carga satisfatórias, algo intrínseco ao solo deverá explicar a diferença entre os resultados desses cálculos e os daqueles oriundos de provas de carga ou ensaios de carregamento dinâmico. Ensaios MCT, cross-hole e compactação podem confirmar a hipótese de laterização.

Após as análises efetuadas nas estacas aqui estudadas, chegou-se aos seguintes valores médios de β_L para os diferentes tipos de estaca:

- Estacas pré-moldadas: $\beta_L = 2,60$
- Estaca hélice contínua: $\beta_L = 2,39$
- Estaca escavada apiloada: $\beta_L = 3,91$

Os valores obtidos para β_L são indicativos de que algo está influenciando no resultado da capacidade de carga da estaca, pois os valores previstos não se confirmaram.

Observa-se que o valor de β_L é mais elevado nas estacas pré-moldadas do que nas hélices contínua porque são de deslocamento. As estacas hélice, por não serem de deslocamento apresentam valores menores, mas não muito menores por tratarem-se de estacas executadas sem desconfinamento do solo e terem sua resistência por atrito melhorada pela pressão de injeção durante a concretagem. Os valores encontrados para esses dois tipos de estacas estão compatíveis com o método Décourt-Quaresma (1982) que prevê o mesmo atrito lateral para estacas pré-moldadas e hélice. O valor mais elevado no caso da estaca apiloada deveu-se ao fato de a estaca estar totalmente imersa em solo laterítico, bem como o próprio processo de apiloamento. Em casos como esse, se a estaca atravessar camadas de solos não lateríticos ou ser embutida nesses solos, o valor de β_L tenderia a diminuir.

Com base nos resultados obtidos para as estacas pré-moldadas, foi elaborado o gráfico da Figura 4.21 que indica o valor de β_L como função da porcentagem de estaca imersa em solo laterítico. Plotou-se ainda nesse gráfico os valores determinados para a estaca hélice contínua e para a estaca apiloada. Da análise dessa figura observa-se que o β_L aumenta com o

crescimento da porcentagem da estaca presente no solo laterítico. Verifica-se ainda que a estaca apiloada inteiramente implantada no manto de intemperismo segue a mesma tendência observada para as estacas pré-moldadas apesar se localizadas em regiões distintas, apontando para o fato de que o processo de laterização tende a eliminar o efeito da origem do solo conforme já mostrado por Cardoso (1995) ao estudar solos do Distrito Federal possuindo diferentes origens. É evidente que propriedades como presença de minerais primários resistentes ao intemperismo como é o caso do quartzo, vai exercer influência sobre o comportamento do solo e por consequência sobre a interação solo estrutura. O valor de β_L variará ainda com o grau de laterização e cimentação presente no solo assim como em função do grau de saturação tendo em vista que a sucção e por consequência a coesão aparente cresce com o aumento da sucção. Essa figura mostra ainda que o valor de β_L obtido para a estaca hélice contínua localiza-se acima da linha de tendência o que pode ser explicado pelo fato de que na execução desse tipo de estaca perturba-se a estrutura do solo sem que ocorra um deslocamento de massa equivalente ao oriundo das cravação das estacas pré-moldadas, não sendo possível, no entanto, descartar eventual influência de diferenças nas propriedades dos solos oriundos dos diferentes locais

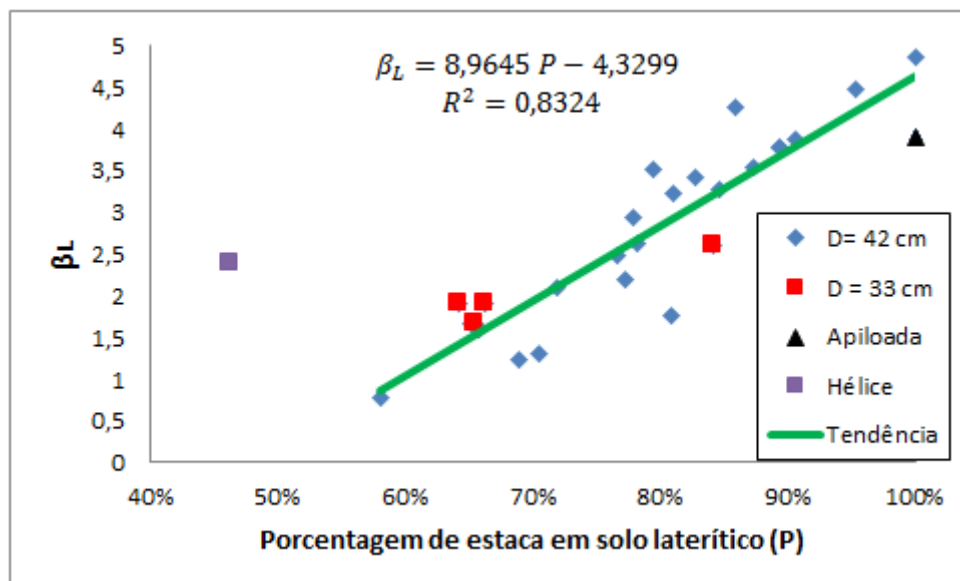


Figura 4.21- (Porcentagem de estaca imersa em solo laterítico vs β_L)

Em casos deessa porcentagem ser da ordem de 100% pode-se, dependendo do grau de laterização e de saturação do solo, chegar a valores de β_L da ordem de cinco. Isso explica o valor alto para β_L obtido para a estaca apiloada, assim como para as estacas com maior proporção do comprimento inseridas no solo laterítico.

Finalmente, a título de comparação, cabe examinar o caso de uma estaca totalmente imersa em solo não laterítico, submetida a uma prova de carga estática, cujo valor do atrito lateral avaliado por uma fórmula estática é bem próximo do avaliado no gráfico carga x recalque..

Na Figura 4.22 é apresentado o gráfico carga x recalque da prova de carga executada em uma estaca metálica na cidade de Santos, São Paulo (Alonso, 2007).

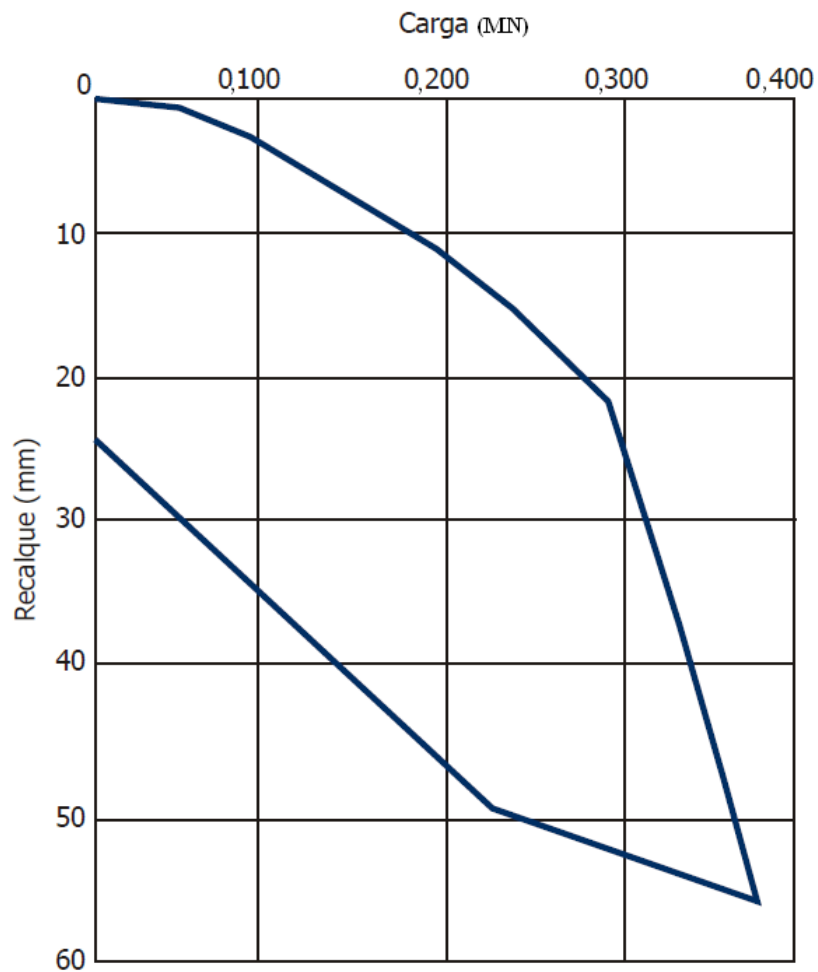
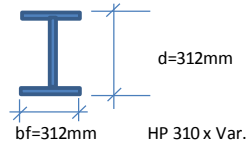


Figura 4.22 – Curva carga x recalque (Modificado. Alonso, 2007)

A Figura 4.23 apresenta o cálculo da capacidade de carga dessa estaca.

OBRA:
 CLIENTE:

Estacas Metálicas
 Método Décourt-Quaresma



NA: 1,00m

PROF. (m)	N	Solo	CARGAS		
			PL (kN)	PP (kN)	Padm (kN)
1	13	4			
2	11	4			
3	16	4	133	584	248
4	18	4	187	779	339
5	26	4	272	831	417
6	20	4	364	818	484
7	17	4	449	558	485
8	6	4	524	337	488
9	3	1	599	47	472
10	1	1	674	35	527
11	1	1	726	35	567
12	3	1	746	35	583
13	1	1	767	35	599
14	1	1	789	35	615
15	1	1	811	35	633
16	2	1	833	35	650
17	2	1	856	35	668
18	1	1	880	35	685
19	1	3	903	105	721
20	7	4	927	208	765
21	6	4	950	273	799
22	8	4	992	247	824
23	5	1	1029	66	808
24	4	1	1074	51	839
25	4	4	1107	182	897
26	6	4	1135	195	922
27	5	4	1164	156	934
28	11	4	1201	156	963
29	10	4	1234	156	988
30	10	4	1293	39	1004
31	5	1	1347	12	1039
32	6	1	1401	12	1081
33	4	1	1434	12	1106
34	5	1	1471	12	1135
35	4	1	1500	12	1157
36	6	1	1533	12	1182
37	5	1	1562	12	1204
38	4	1	1599	12	1233
39	5	1	1632	12	1258
40	9	1	1661	12	1280
41	10	1	1694	47	1315
42	24	4	1744	156	1380
43	31	4	1798	156	1422
44	23	4	1912	156	1510
45	33	4	2056	156	1620
46	26	4	2166	156	1705
47	33	4	2318	117	1812

Figura 4.23 - Capacidade de carga estaca metálica em Santos (Alonso, 2007)

A Figura 4.24 mostra a avaliação do atrito lateral da estaca.

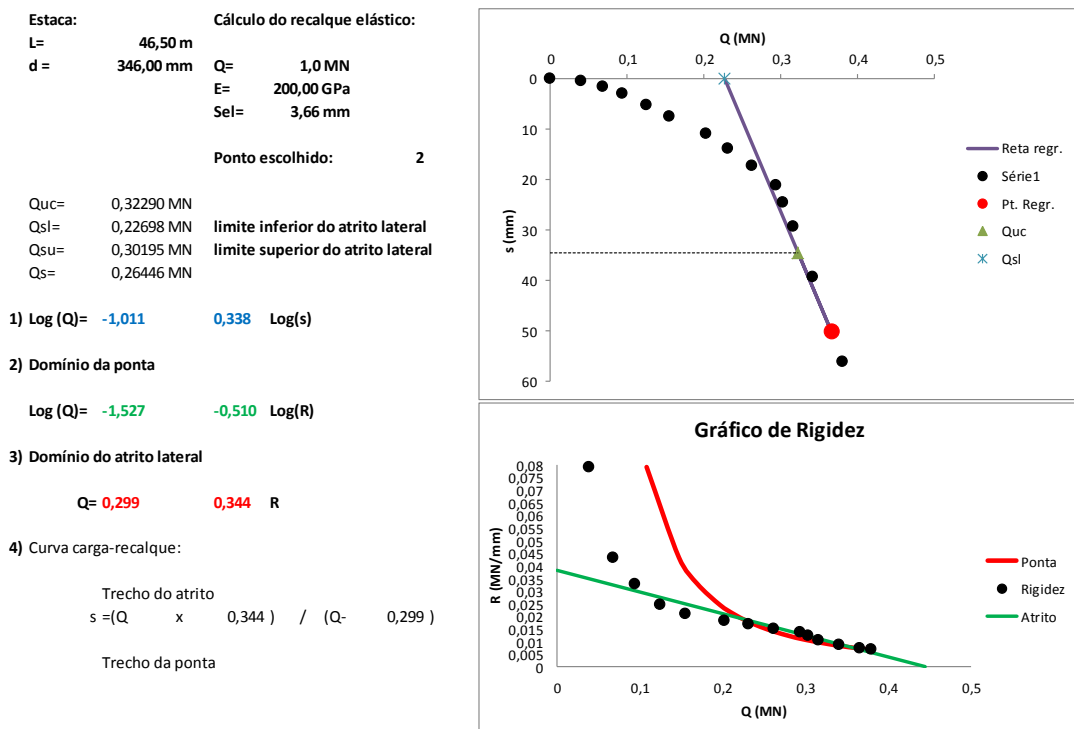


Figura 4.24- Atrito lateral estaca metálica de Santos, São Paulo

O valor do atrito lateral estimado segundo Décourt-Quaresma (1982) foi de aproximadamente 224 kN enquanto o obtido na prova de carga foi de 264 kN, observa-se que esse valor, dada a profundidade da estaca, praticamente reproduz o valor estimado e conduz a um valor de β_L igual a 1,18.

O comportamento, em relação ao atrito lateral, em uma estaca cravada em solo laterítico pode ser explicada pelas intercorrências durante a cravação da estaca. Para o caso de estacas cravadas em solos argilosos lateríticos, há a quebra da estrutura com perda da coesão cimentícia durante a cravação e toda a energia dos golpes é transferida para a componente de atrito do solo. Nos solos arenosos por um lado perde-se essa coesão, mas por outro ganha-se em atrito lateral com o aumento da densidade relativa. Decorrido um período de tempo para a cicratização, se a coesão entre os agregados for devida a pontes de argila, há uma tendência de melhora substancial na interação entre o solo e o fuste da estaca, o que pode não ocorrer nos casos de cimentação por óxihidróxidos de ferro e alumínio. Para o caso de solos lateríticos arenosos, a energia de cravação provoca um adensamento do solo na região circunvizinha à estaca que resultará em pouco tempo em significativo aumento do atrito. Faz-se necessário ainda atentar para eventuais variações de sucção no manto de solo não saturado.

Para o caso de Santos (Alonso, 2007), a estaca foi cravada em um solo pouco intemperizado e saturado. Boa parte da energia de cravação foi transferida para a água de modo que as pressões neutras tenderam a provocar inicialmente alívio na resistência ao cisalhamento entre a estaca e o solo, restabelecendo-se em seguida em consequência da dissipação das pressões neutras. Nesse caso, a resistência final se revela inferior ao que poderia se esperar se o solo fosse laterítico.

A avaliação da capacidade de carga por atrito lateral a partir dos resultados de SPT, principalmente nos solos argilosos lateríticos termina muitas vezes subestimando a capacidade de carga da estaca conforme mostrado nessa dissertação. Isso ocorre com base em fato semelhante ao descrito para as estacas cravadas, ou seja, no processo de cravação do amostrador quebra-se a estrutura do solo subavaliando a resistência a penetração.

Guimarães (2002) ao estudar um perfil de intemperismo do Distrito Federal analisou o comportamento mecânico do solo no estado natural e inundado assim como a interação solo-metal por meio do ensaio de cisalhamento direto nas duas condições de saturação. Nesse estudo ele obteve coesão não saturada de 52 kPa para 2m de profundidade e 127 kPa para 6m de profundidade. Na condição inundada a coesão caiu respectivamente para zero e 20 kPa. O ângulo de atrito no estado inundado foi para as duas profundidades de 26°. O k_e médio do perfil obtido na condição natural a partir de ensaios triaxiais considerando-se as profundidades de 2 m, 3 m, 4 m e 6 m foi de 0,44. O peso específico aparente seco médio foi de 12 kN/m³ e a umidade média igual 28,3% o que resultou em um peso específico úmido igual a 15,39 kN/m³. Na interface solo-metal a coesão tanto para a condição natural como inundada foi nula, ou seja, o resultado do ensaio SPT não leva em consideração a coesão desses solos intemperizados.

Levando-se em consideração esses resultados de peso específico e de k_e verifica-se que os valores calculados com base na resistência ao cisalhamento considerando-se as geometrias das estacas apresentadas na Tabela 4-16 para a obra do Gama, só seriam aproximadamente iguais aos calculados segundo Decout-Quaresma (1982) para valores de ângulo de atrito de aproximadamente 20° e coesão nula, ou seja, nesse caso mesmo considerando-se coesão nula o ângulo de atrito para equivalência ainda seria inferior ao estimado para o solo que era de 26°. Portanto, no caso desses solos, efetivamente a previsão de capacidade de carga com base no SPT subestima o comportamento das estacas.

Dividindo-se pela área lateral de cada estaca da diferença entre P_L campo oriundo da Tabela 4-16 e os respectivos valores calculados considerando-se apenas o ângulo de atrito de 26° , obtém-se uma coesão média estimada igual a 47,4 kPa. As coesões obtidas segundo esses cálculos variaram entre 25,6 kPa e 68,5 kPa. Portanto, podem-se considerar esses valores de coesão admissíveis se comparados aos valores obtidos por Guimarães (2002) o que aponta para o fato de que efetivamente o SPT não leva em conta a coesão do solo laterítico durante o processo de cravação devido à quebra estrutural do mesmo.

Com isso entende-se ser admissível a consideração de que os métodos de cálculo de capacidade de carga semi-empíricos como o proposto por Décourt e Quaresma (1982) devem, quando aplicados a solos lateríticos, ser avaliados de acordo com a experiência do projetista, pois nesses casos, claramente, o SPT subavalia a resistência do solo.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1. CONCLUSÕES

A Mecânica dos Solos pode, e deve, ser melhor estudada quando se trata de solos tropicais, pois seu desenvolvimento se deu em países de clima temperado, notadamente os mais desenvolvidos não possibilitando aprofundar os conhecimentos sobre esses solos, a menos de alguns poucos casos nos quais países de clima tropical foram até recentemente colonizados por países industrializados.

Desde os anos 70, a percepção de melhor comportamento dos solos tropicais quando utilizados para pavimentação induziu engenheiros brasileiros a desenvolverem e/ou adaptarem métodos para estudo e compreensão desses solos, embora muitas normas técnicas do país ainda não tenham se ajustado à realidade dos solos tropicais. Também nessa época já era evidente que os solos de Brasília quando utilizados como fundações para estacas pré-moldadas tinham um comportamento bem diferente do esperado. Hoje, claramente, esse comportamento é explicado pela natureza laterítica dos solos do Distrito Federal.

As duas obras estudadas em estacas pré-moldadas mostram claramente que o elemento de fundação quando situado inteiramente ou na sua quase totalidade na camada laterítica tem um β_L muito alto, β_L corresponde nessa dissertação à relação entre o atrito lateral obtido em campo e o previsto por fórmulas estáticas. Na medida em que a ponta da estaca se distancia da base dessa camada, o valor de β_L diminui. O que concorda com o fato de que estando a estaca totalmente imersa no solo não laterítico, o valor de tende para 1.

O uso de três tipos de estacas diferentes, bem como de três modos de avaliar o atrito lateral, ensaio de carregamento dinâmico, prova de carga estática instrumentada e método da rigidez, parecem corroborar a conclusão final de que o comportamento de fundações em solos lateríticos é subestimada quando avaliada a partir de ensaios SPT, o que não é o caso quando se trata de solos de comportamento não lateríticos.

5.2. RECOMENDAÇÕES

Estudar a eficiência do ensaio SPT nos solos intemperizados de modo a se estabelecer ajustes nos cálculos da capacidade de carga. Um caminho nessa direção é a execução de provas de carga estáticas em amostradores SPT, Aoki *et al* (2007).

Estudar o comportamento da ponta das estacas quando apoiadas em solo laterítico para avaliação de α_p que é um parâmetro que relaciona a carga absorvida pela ponta com a prevista pelos métodos estáticos baseados no SPT, embora em muitos casos seja esperada contribuição de ponta pequena nos solos intemperizados.

Adaptar os métodos de cálculo para as estacas cravadas em solos lateríticos, introduzindo nesses métodos coeficientes que levem em conta o grau de laterização do solo assim como a umidade ou grau de saturação. O parâmetro L sugerido por Ignatius (1991) parece um bom caminho, pois como visto, pode ser facilmente obtido a partir da inclinação do ramo seco da curva de compactação normalizada do solo.

Estudar o efeito de grupo das estacas executadas em solos lateríticos.

Estudar o comportamento de estacas executadas em solo lateríticos quando solicitadas lateralmente.

Estudar o efeito da sucção nas fundações em solos lateríticos.

Finalmente, assumir a responsabilidade do estudo das propriedades dos solos tropicais, pois o Brasil tem a obrigação de usá-las no sentido de desenvolver projetos e executar suas obras tirando partido da economia que a qualidade desses solos pode proporcionar.

REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). Projeto e Execução de Fundações. NBR 6122. 91p. Rio de Janeiro. Brasil

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). Estacas – Provas de carga estática – Método de ensaio. NBR 12131. 8 p. Rio de Janeiro. Brasil.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001). Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. NBR 6484. 17 p. Rio de Janeiro. Brasil.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. NBR 13208. 12 p. Rio de Janeiro. Brasil.

ALONSO, U.R. (1991). Previsão e Controle das Fundações. Editora Edgard Blücher Ltda. 142p. São Paulo. Brasil.

ALONSO, U. R. (1996). Estimativa da adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T . Solos e Rochas 19 (1). ABMS. p. 81-84. São Paulo. Brasil.

ALONSO, U. R. (2007). Perfis Gerdau Açominas Aplicados como Estaca Metálicas em Fundações Profundas. 76 p. Brasil.

AOKI, N. (1991). Carga Admissível em Estacas através de Ensaio Dinâmicos. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE II. V. 2. p. 269-292. São Paulo. Brasil. Brasil.

AOKI, N. (1996). Comunicação pessoal.

AOKI, N. (2000). Key Note Lecture: Improving the Reliability of Pile Bearing Capacity Prediction by The Dinamic Increasing Energy Test. In: Sixth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. Balkema. Rotterdam. Países Baixos.

AOKI, N. (2013). Comunicação pessoal.

AOKI, N. e Velloso, D. A. (1975). An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. In: V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. V. 1. p. 367-376. Buenos Aires. Argentina.

AOKI, N., ESQUIVEL, E. R., NEVES, L. F. S. E CINTRA, J. C. A. (2007) The Impact Efficiency Obtained from Static Load Test Performed on the SPT Sampler. In: Soils and Foundations, V. 47, nº 6, p 1045-1053. Japanese Geotechnical Society Tokyo. Japão.

ARAKI, M.S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis. Distrito Federal – Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 040A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB. 121 p. – Brasília - Brasil.

BARROS, J. M. C. e Pinto, C. S. (1997). Estimation of The Maximum Shear Modulus of Brazilian Tropical Soils from Standard Penetration Test. Proc. XIV ICSMFE. V. I. p 29-30. Hamburgo. Alemanha.

CAMAPUM DE CARVALHO J. (2010). Notas de aula da Disciplina Geotecnia dos Solos Tropicais. UnB. Brasília. Brasil.

CAMAPUM DE CARVALHO, J, SILVA, C. M., PAOLUCCI, H. V. N., GONZÁLEZ, Y. V. E VALENCIA, L. A. L. (2008). Considerações sobre a análise dos resultados de provas de carga estáticas. In: VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE VI. V. 1: 355-369. São Paulo. Brasil.

CAMAPUM DE CARVALHO, J, SILVA, C. M., AQUINO, F. R., AGUIAR, L. A., MOTA, N. M. B. E ALBUQUERQUE, P. J. R. (2010). Análise dos Resultados de Provas de Carga Estáticas sobre Fundações Profundas. In: XV COBRAMSEG. V. 1. p. 1-8. Gramado. Brasil.

CARDOSO, F. B. F. (1995). Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 096A/95, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB. 139 p. Brasília – Brasil

CARDOSO, F. B. F. (2002). Propriedades e comportamento mecânico de solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 009A/02. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. UnB.357 p. Brasília. Brasil.

CHELLIS, R. D. (1961). Pile Foundations. McGraw Hill Book Company, Inc. 704p. New York. USA.

CUNHA R. P., Camapum de Carvalho (1997). Analysis of the Behavior of a drilled pier foundation in a weathered, foliated and folded slate. Proc. XIV ICSMFE. V. I. p 785-786. Hamburgo. Alemanha

CUNHA, R. P., PEREIRA, J. H. F. E CARVALHO, J. C. (2003). Evaluation of deep bored foundation behavior on a tropical residual soil via instrumented loading tests. In: Deep Foundations on Bored and Auger Piles, p. 367-372. Van Impe. Rotterdam. Países Baixos.

DE BEER, E.E. (1988). "Different Behavior of Bored and Driven Piles". In: Proc. of 1st International. Geotechnique. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, p. 47-78. Ghent. Bélgica.

DÉCOURT, L. E QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores SPT. In: VI COBRAMSEF. V. 1. p. 45-54. Rio de Janeiro. Brasil.

DÉCOURT, L. (1982). Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on Values of the SPT. In: II European on Penetrating Test. V. 1. p. 19-34. Amsterdam. Países Baixos.

DÉCOURT, L. (1991). Previsão dos Deslocamentos Horizontais de Estacas Carregadas Transversalmente com Base em Ensaio Penetrométricos. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE II. V. 2. p. 340-362. São Paulo. Brasil. Brasil.

DÉCOURT, L. (1996). A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE III. V. 1. p. 225-224. São Paulo. Brasil.

DÉCOURT, L. (2002). Relatório Técnico: Fundações em Solos Lateríticos. São Paulo. Brasil.

DÉCOURT, L. (2006). Desenvolvimento do atrito lateral estaca-solo, a partir de provas de carga utilizando células expansivas hidrodinâmicas. In: XIII COBRAMSEG. V. 2. p. 1061-1066. Curitiba. Brasil.

DÉCOURT, L. (2008). Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE VI. V. 1. p. 221-245. São Paulo. Brasil.

- DÉCOURT, L. (2012). Class A predictions and benefits derived from their analyses. In: 4th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC'4). Porto de Galinhas. Brasil.
- DÉCOURT, L. (2013). Comunicação pessoal.
- DÉCOURT, L. e Niyama, S. (1994). Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils. Proc. XIII ICSMFE. V. II. p 477-486. New Delhi. India.
- FELLENIUS, B. H. (2012). Basics of foundation design. Eletronic Edition. Outubro, 2012 em WWW.fellenius.net.
- FORTES, M.R, MRIGHI, J.V., ZUPPOLINI NETO, A. (2002). Método das Pastilhas para Identificação Expedita de Solos Tropicais. In: 2º Congresso Rodoviário Português. Lisboa. Portugal.
- HACHICH, W. FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S. E NIYAMA, S. (1996). Fundações – Teoria e Prática. Editora Pini. 751 p. São Paulo. Brasil.
- GEOMECH (2008) – Resultados de ensaios de carregamento dinâmico.
- GIDIGAZU, M. D. (1976). Laterite soil engineering: pedogenesis and engineering principles. Elsevier Scientific Publ. Co. Amsterdam. Países Baixos.
- GONÇALVES, C. (2013). Comunicação pessoal.
- GONÇALVES, C., ANDREO, C. S.; BERNARDES, G. P.; FORTUNATO, S. G. S. (1996). Estudo da Redução do Comprimento de Estacas Pré-Fabricadas através da Análise do “Set Up”, com base na Instrumentação Dinâmica com PDA® “Pile Driving Analyzer”. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE III. V.2. p. 63-78. São Paulo. Brasil.
- GONÇALVES, C., BERNARDES, G. P., NEVES, L. F. S.. (2007). Estacas pré-fabricadas de concreto, Vol. I. Editora PINI. 616 p. São Paulo. Brasil.
- GONÇALVES, R. L. (2006). Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível da região de Londrina/PR. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Estadual de. – Londrina - Brasil.

- GUIMARÃES, R. C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 090A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB. 183 p. – Brasília - Brasil.
- IGNATIUS, S. G. (1991). Solos Tropicais Proposta de Índice Classificatório. Solos e Rochas 14 (2). ABMS. p. 89-93. São Paulo. Brasil.
- JARDIM, N. A. (1998). Metodologia de Previsão de Capacidade de Carga Vertical e Horizontal Utilizando o Dilatômetro de Marchetti. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 054A/98, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB. 141 p. – Brasília - Brasil.
- MASCARENHA, M. M. A, (2003). Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis – Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 098A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB. 141 p. – Brasília - Brasil.
- MASSAD, E. (1985). Provas de Carga e Acompanhamento de Recalques. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE I. V.2. p. 9-44. São Paulo. Brasil.
- MELO, B. N. (2009). Análise de Provas de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. São Paulo.
- MEYERHOF, G. G. (1951). The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. Géotechnique V. 2. p. 301-332. Reino Unido.
- MEYERHOF, G. G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. Vol 102, GT3. p. 195-228. Estados Unidos.
- NAKASHIMA, P. E NÓBREGA, M. T. DE (2003). Solos do Terceiro Planalto do Paraná – Brasil. In: ENGEOPAR – I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense – UEM. P. 66-85. Maringá. Brasil.
- NÁPOLES NETO, A. D. F. (1998). Uma Breve História das Fundações. In: Fundações, Teoria e Prática. Editora PINI. p. 17-33. São Paulo. Brasil.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D.F. (1981). Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. ABMS. p. 30-41. Rio de Janeiro. Brasil.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D.F. (1994). Identificação Expedita dos Grupos de Classificação MCT para Solos Tropicais. In: X COBRAMSEF. V. 4. p. 1293-1300. Foz do Iguaçu. Brasil.

OLIVEIRA, M. A. DE; FALCONI, F. F; PEREZ JUNIOR, W. (2013). Estaca Hélice Contínua - Ensaio dinâmico e prova de carga estática. Disponível em: <http://www.zfsolos.com.br/images/trabalhos/estacahlicecontnuaensaiodinmicoeprovadecargae sttica.pdf>

PARAISO, S. C. (2005). Comunicação pessoal.

RAUSCHE, F., GOBLE, G. G. E LINKS, G. E. (1985). Dynamic Determination of Pile Capacity. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. Vol 3, pp 367-383. Reston. Estados Unidos.

RODRIGUES, A. A. R., CAMAPUM DE CARVALHO, J., CORTOPASSI, R. S. E SILVA, C. M. (1998). Avaliação da Aplicabilidade de Métodos de Previsão de Capacidade de Carga a Diferentes Tipos de Estacas. In: XI COBRAMSEG. V. 2. p. 1591-1606. Brasília. Brasil.

SILVA, C. M. (2011). Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua – Tese de Doutorado, Publicação G.TD 070/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB. 311 p. – Brasília - Brasil.

SMITH, E. A. L. (1960). Pile Driving Analysis by the Wave Equation. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE. V. 86, SM 4. p. 35-61. Estados Unidos.

SOUZA FILHO, J. M. E ABREU, P. S. B. (1990). Procedimentos para Controle de Cravação de Estacas Pré-moldadas de Concreto. In: 6º CBGE/ IX COBRAMSEF. V. 2. p. 309-319. Salvador. Brasil.

TEIXEIRA, R. S., MIGUEL, M. G., BRANCO, C. J. M. C. E PINESE, J. P. P. (2003). Caracterização geológico-geotécnica do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica “PROF. SABURO MORIMOTO” da Universidade estadual de Londrina. In: ENGEOPAR – I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense – UEM. P. 165-182. Maringá. Brasil.

- TERZAGHI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. John Willey and Sons. New York. USA.
- TERZAGHI, K., PECK, R. E MESRI, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. John Willey and Sons. New York. USA.
- TIMOSHENKO, S. E GOODIER, J. N. (1980). Teoria da Elasticidade. Guanabara Dois, Rio de Janeiro.
- TOLEDO, M. C. M., OLIVEIRA, S. M. B., MELFI, A. J. (2010) – Intemperismo e Formação do Solo. In: Decifrando a Terra. Oficina de Textos, pp. 139-166. São Paulo Brasil.
- TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1978). Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra. McGraw Hill do Brasil. São Paulo, Brasil.
- VAN DER VEEN, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. In: 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. V. 2. p. 84-90. Zurique. Suíça.
- VELLOSO, P. P. C.. (1985). Fundações – Aspectos Geotécnicos. Publicação NA 01/82, V. 1/3. Rio de Janeiro. Brasil

ANEXO A

Cálculo do valor do coeficiente de empuxo k_e de empuxo atuante na estaca:

Dado que a contribuição da ponta não é grande, considerouse a tensão de cisalhamento na superfície lateral da estaca como sendo dada pela Equação

$$\tau = \frac{RMX}{\text{Área Lateral}} \quad (\text{A. 1})$$

Sendo τ dado por:

$$\tau = \sigma_h \tan \phi \quad (\text{A. 2})$$

Mas, sabe-se que:

$$\sigma_h = k_e \sigma_v \quad (\text{A. 3})$$

Substituindo (A. 3) em (A. 2), tem-se a Equação (A. 4):

$$\tau = k_e \sigma_v \tan \phi \quad (\text{A. 4})$$

Levando o valor de τ em (A. 4) de para (A. 1) e isolando-se k_e , obtém-se a Equação (A. 5):

$$k_e = \frac{\left(\frac{RMX}{\text{Área Lateral}} \right)}{\sigma_v \tan \phi} \quad (\text{A. 5})$$

O valor de σ_v é o valor médio tomado ao longo da estaca de profundidade l , ou seja:

$$\sigma_v = \frac{\gamma_n l}{2} \quad (\text{A. 6})$$

Onde γ_n é o peso específico natural do solo. Substituindo-se (A. 6) em (A. 5), tem-se finalmente a Equação para o cálculo de k_e :

$$k_e = \frac{\left(\frac{RMX}{\text{Área Lateral}} \right)}{\frac{\gamma_n l}{2} \tan \phi} \quad (\text{A. 7})$$

ANEXO B

ESTACAS ARMADAS CIRCULARES							
TIPO CIRCULAR (diâmetro externo) (cm)	ESPESSURA DA PAREDE (cm)	PESO NOMINAL (Kg/m)	COMPRESSÃO ADMISSÍVEL ESTRUTURAL (Ton)	TRAÇÃO (Ton)	PERÍMETRO (cm)	ÁREA DE SEÇÃO DE CONCRETO (cm ²)	COMPRIMENTO FABRICADO (m)
18	seção plena	64	35	3,5	56	254	4-5 e 6
23	seção plena	104	55	6,0	72	415	4-5-6-7 e 8
26	seção plena	133	70	6,5	82	531	5-6-7-8 e 9
33	7,5	146	90	7,0	104	601	5-6-7-8 e 9
38	8,0	177	105	8,0	119	754	5-6-7-8 e 9
42	8,5	217	130	10,0	132	894	5-6-7-8 e 9
50	10,0	314	165	13,0	157	1256	5-6-7-8 e 9
60	11,0	423	220	18,0	188	1693	5-6-7-8 e 9

Aço 50A e 60B - Concreto fck ≥ 35 MPa - Coeficiente γf ≥ 1,6

Figura B.1 - Características das estacas pré-moldadas (INCOPRE, 2013)

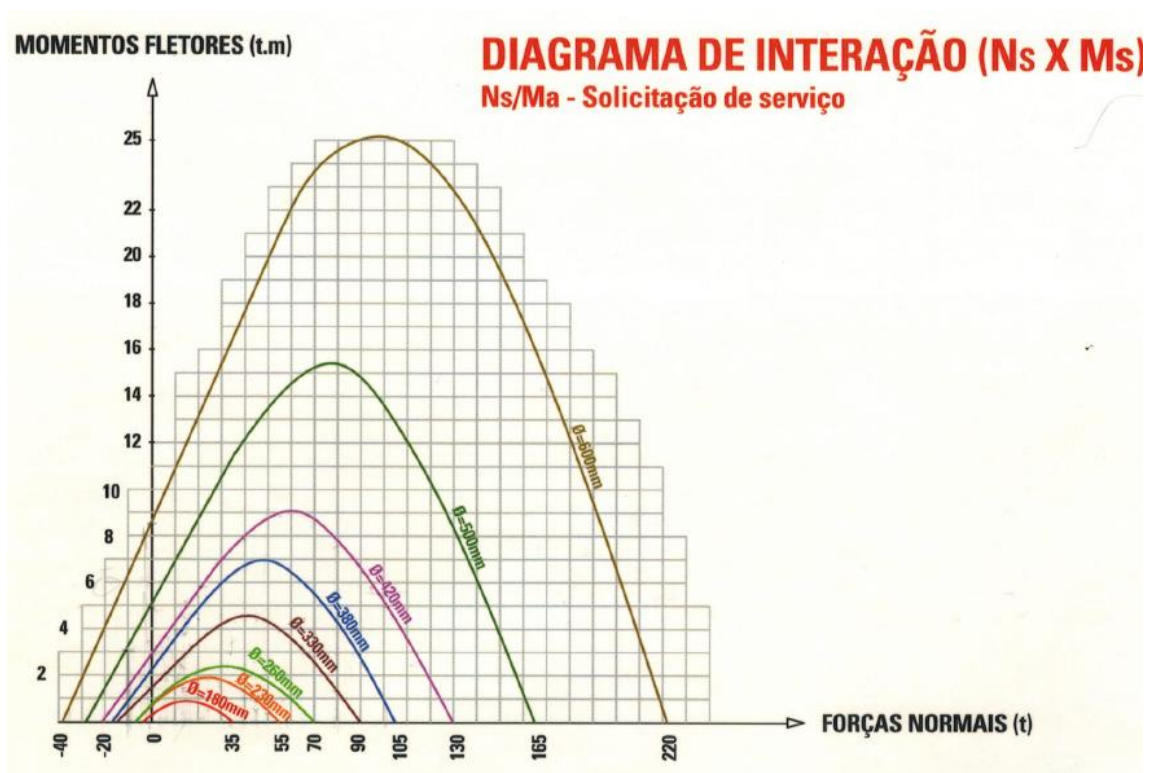


Figura B.2 - Diagrama de interação (INCOPRE, 2013)

ANEXO C



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura C.1- Detalhe ensaio das pastilhas. (a) Secagem ao ar (b) Medição dos anéis (c) absorção (d) Ensaio de penetração.

IDENTIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO EXPEDITA (VISUAL-TACTIL) DE SOLOS METODOLOGIA MCT				
Amostra:		2		Local: Ceilândia Sul
Furo:	Cota:	2,45m	Operador: Paulo	Data: 7/1/2013
Granulometria volumétrica				
	Volume (ml)	Porcentagens(%)	Classificação	
ret. entre fundo e # 0,42mm			P 0,42/0 > 90%	muito fino (mf)
retido entre # 0,42 e 2,0mm			P 0,42/0 + P2/0,42 > 90%	fino (fi)
retido entre # 2,0 e 4,76mm			P 4/2 + P19/4 + P50/19 > 50%	fino (fi)
retido entre # 4,76 e 19,6mm				médio (me)
retido entre # 19,6 e 50,0mm				Pedregulho (Pe)
retido na # 50,0mm				
Plasticidade				
Não se consegue obter rolinhos com diâmetro inferior a 3 mm				Não plástico (np)
Obtém-se com muita dificuldade rolinhos com diâmetro de 3 mm, que se rompem facilmente				baixa plást. (bp)
obtém-se facilmente rolinhos com diâmetro de 3 mm, mas os mesmos rompem-se facilmente ao serem dobrados				media plasticidade (mp)
obtém-se facilmente rolinhos com diâmetro de 3 mm, e os mesmos podem ser facilmente dobrados e remoldados				alta plasticidade (ap)
Medidas dos anéis				
Anel N°	Contração (mm)	Penetração (mm)	Tempo de ascensão d'água	Peculiaridades da amostra
1	1,67	0		não houve mudança
2	1,84	0		
3	1,56	0	9'	
Umidade de moldagem, obtido dos anéis (%) :		43,7		
Cálculo de c'				
Contração ct de 0,1 a 0,5 mm - $c' = (\log_{10}ct + 1)/0,904$				1,69
Contração ct > 0,6 mm - $c' = (\log_{10}ct + 0,7)/0,5$				1,9
Resistência ao esmagamento da bola seca				
bola esmaga ao manuseio				Sem (sm)
esmaga fácil com pressão dos dedos				Baixa (bx)
esmaga com dificuldade com pressão dos dedos				Media (md)
não esmagavel com pressão dos dedos, esmagavel com pressão do dedão sobre a bola contra uma placa dura				Alta (at)
não esmaga mesmo com pressão do dedão sobre a bola contra uma placa dura				muito alta (ma)
Umidade de moldagem, obtido das bolinhas (%) :		43,7		

Figura C.2 - Identificação Metodologia MCT

Determinação do Grupo MCT		
c'	Penetração (mm)	Grupo MCT
< 0,5	< 3,0	LA
	3,1 a 3,9	NA
	>=4,0	NA / NS'
0,6 a 0,9	< 2,0	LA - LA'
	2,1 a 3,9	NA' - NS'
	>=4,0	NS' - NA'
1,0 a 1,3	< 2,0	LA'
	2,1 a 3,9	NA'
	>=4,0	NS'
1,4 a 1,7	< 2,0	LA' - LG'
	2,1 a 3,9	NA' / NG' - NS'
	>=4,0	NS' - NG'
>= 1,8	< 2,0	LG'
	2,1 a 3,9	NG'
	>=4,0	NG'
Significado de - e /		
- separa	opção	equivalente
/ separa	opção	decrecente

NA = Areia não laterítica
 NA' = Arenoso não laterítico
 NS' = Siltoso não laterítico
 NG = Argila não laterítica
 LA = Areia laterítica
 LA' = Arenoso laterítico
 LG' = Argiloso laterítico

Umidade das bolinhas			
Capsula N°	4	8	r11
SH (g)	12,27	12,07	10,94
SS (g)	8,55	8,41	7,60
Umidade (%)	43,51	43,52	43,95
		w (%):	43,7

Medidas da contrações (mm)			
Medidas	Anel 01	Pastilha 01	Resultado
1	20,48	18,91	
2	20,52	18,76	
	20,50	18,84	1,67
		Média	1,67
Medidas	Anel 02	Pastilha 02	Resultado
1	20,5	18,84	
2	20,63	18,61	
	20,57	18,725	1,84
		Média	1,84
Medidas	Anel 03	Pastilha 03	Resultado
1	20,17	18,78	
2	20,45	18,72	
	20,31	18,75	1,56
		Média	1,56

Contração total media **1,69**

Figura C.3 - Determinação do Grupo MCT.

ANEXO D

11/10/13
CONTROLE DA QUALIDADE

SONDA ENGENHARIA
OBRA: CENTRO ADMINISTRATIVO DE TAGUATINGA
CLIENTE: CONSÓRCIO VIA / ODEBRECHT

DATA	ESTACA	Ø (cm)	COMPOSIÇÃO	SOBRA (m)	COMPRIMENTO GRAVADO (m)
25.10.2013	B24FE1	33	1150x1150	Ø 270	20.30
BLOCO D					

Nega para 10 Golpes _____
 Repique Elástico _____

30
 60
 90

28 ← 28
 28/10/13
 N = 1mm
 K = 24mm

18
 25/10/13
 N = 2mm
 K = 18mm

Figura D.1- Exemplo de repique obtido na obra.