

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

ESTUDO DE ESTACAS DE MADEIRA PARA FUNDAÇÕES DE PONTES DE MADEIRA

Alexandre José Soares Miná

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

Orientador: **Prof. Dr. Antonio Alves Dias**

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: **Engenharia de Estruturas**

São Carlos
2005

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

M663e Miná, Alexandre José Soares
Estudo de estacas de madeira para fundações de pontes
de madeira / Alexandre José Soares Miná. -- São Carlos,
2005.

Tese (Doutorado) -- Escola de Engenharia de São
Carlos-Universidade de São Paulo, 2005.

Área: Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Antonio Alves Dias.

1. Estacas de madeira. 2. Pontes de madeira.
3. Fundações. 4. PDA. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTOCandidato: Engenheiro **ALEXANDRE JOSÉ SOARES MINÁ**

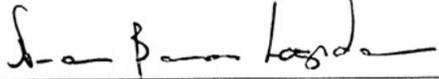
Tese defendida e julgada em 17-08-2005 perante a Comissão Julgadora:


Prof. Dr. **ANTONIO ALVES DIAS (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO


Prof. Titular **CARLITO CALIL JUNIOR**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO


Prof. Dr. **NELSON AOKI**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO


Prof. Dr. **ADRIANO WAGNER BALLARIN**
(UNESP/Botucatu) APROVADO


Prof. Dr. **NORMAN BARROS LOGSDON**
(Universidade Federal de Mato Grosso/UFMT) APROVADO


Prof. Associado **MARCIO ROBERTO SILVA CORRÊA**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil (Engenharia de Estruturas)


Prof. Titular **MARIA DO CARMO CALIJURI**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

“...por que sem mim nada podeis fazer”.

Palavras de Jesus, registradas em João 15:5.

“Até os jovens se cansam e ficam exaustos, e os moços tropeçam e caem; mas aqueles que esperam no Senhor renovam as suas forças. Voam alto como águias; correm e não ficam exaustos, andam e não se cansam”.

Isaías 40, 30-31.

Dedico este trabalho
À minha esposa Magaly, presente de Deus, grande amor da minha vida.
Ao meu filho Lucas, benção na minha vida, dádiva do Senhor.
Aos meus pais Manoel Miná da Silva e Maria do Socorro Soares Miná, meus primeiros
professores.
Aos meus irmãos Saulo, Adriana e Simone, irmãos e amigos de todas as horas.

AGRADECIMENTOS

A Deus, na Pessoa de Seu Filho, meu Senhor e Salvador Jesus Cristo. Toda honra e toda glória sejam dadas a Ele.

Ao Prof. Dr. Antonio Alves Dias pela orientação, por sua prontidão em atender, pela confiança e amizade.

Ao Prof. Dr. Carlito Calil Júnior por sua amizade, pelo total e constante apoio a esta Tese, e por proporcionar um excelente ambiente para desenvolvimento e aplicação de pesquisas.

Ao Prof. Dr. Nelson Aoki pela inestimável ajuda em todas as etapas da Tese e principalmente por sua atenção e generosidade.

À minha amada esposa Magaly, pelo incentivo, apoio, compreensão e amor em todos os momentos, sempre.

Ao meu amado filho Lucas pelo carinho e por me mostrar que, muitas vezes, brincar de homem aranha e de tartarugas ninjas é muito mais importante que resolver equação diferencial.

A papai e mamãe, a meus amados irmãos Saulo, Adriana e Simone, a seu Creso e Mommy, a vovó Irene e vovó Nila, e a toda minha família, pelas orações e incentivo, sempre.

Aos irmãos Pastor Jarbas, Marcão, Galber, Carlinhos, Wilson, Cássio, Heraldo, Mário, Eliziara e a todos os irmãos da Primeira Igreja Batista de São Carlos pelas orações e apoio constantes.

Aos amigos Josafá, André Z., André C., Elen, Fabrício, Fatí, Edna, e Daniel, pelos incentivos. E em especial a Andrés, Maximiliano, Jorge e Ricardo Fernandes, pela inestimável ajuda.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pelo financiamento de todas as etapas deste trabalho e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão de bolsa.

À Universidade Federal Paraíba (UFPB) e, em especial, ao Departamento de Tecnologia Rural, pelo afastamento concedido possibilitando o desenvolvimento deste trabalho.

Aos funcionários Silvio, Cido, Arnaldo, Jaime, Bragatto, Tânia, Rosi, Nadir, Toninho, Samuel e Zé.

A todos vocês, Muito Obrigado!

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS.....	x
RESUMO	xii
ABSTRACT	xiii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVOS	3
1.2 JUSTIFICATIVA.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 Pontes de madeira	5
2.1.1 Madeira de reflorestamento.....	6
2.1.2 Componentes básicos de pontes de madeira.....	7
2.1.3 Tipos de pontes de madeira - superestrutura.....	7
2.2 Pilares e encontros de pontes de madeira.....	8
2.2.1 Pilares	8
2.2.2 Encontros	8
2.3 Fundações de pontes de madeira	11
2.3.1 Fundações em estacas de madeira com contenção de madeira (apoiada nas estacas).....	12
2.3.2 Fundações em estacas de madeira com contenção mista de gabiões e madeira (apoiada nas estacas)	13
2.3.3 Fundação em muro de gabiões	13
2.3.4 Fundação em muro de contenção de alvenaria	14
2.3.5 Fundação em estacas de madeira com contenção em “crib wall”	15
2.3.6 Fundação em muro de gravidade de concreto.....	15
2.3.7 Fundação em muro de concreto sobre estacas	16
2.3.8 “Timber box culvert”	16

2.4 Estacas de madeira.....	17
2.4.1 Breve histórico	18
2.4.2 Estacas de madeira no Brasil.....	19
2.4.3 Vantagens e desvantagens.....	20
2.4.4 Deterioração de estacas de madeira	21
2.4.5 Tratamento preservativo.....	23
2.4.6 Normas e especificações internacionais para estacas de madeira.....	26
2.4.7 Normas e especificações nacionais para estacas de madeira.....	28
2.4.8 Cravação de estacas de madeira	30
2.4.9 Resistência estrutural axial de estacas de madeira	31
2.5 Estimativa da capacidade de carga axial de estacas isoladas.....	32
2.5.1 Métodos estáticos.....	34
2.5.2 Métodos dinâmicos	39
2.6 Estimativa de recalques de estacas	45
2.6.1 Método Aoki - Lopes.....	46
2.7 Força transversal em estacas	47
2.7.1 Determinação dos esforços internos	48
2.7.2 Capacidade de carga lateral de estacas	49
2.8 Verificação da capacidade de carga axial de estacas.....	50
2.8.1 Prova de carga estática.....	50
2.8.2 Ensaio de carregamento dinâmico (ECD).....	52
2.8.3 Verificação por meio do repique	56
2.9 Flambagem em estacas.....	58
2.10 Interação solo - estrutura.....	59
3. ESTACA DE MADEIRA - ELEMENTO ESTRUTURAL.....	61
3.1 - MATERIAIS E MÉTODOS	61
3.1.1 Ensaio de flexão.....	61
3.1.2 Retirada de peças estruturais e CPs	63
3.1.3 Ensaio de compressão paralela em peças estruturais	64
3.1.4 Ensaio em corpos-de-prova	65
3.2. RESULTADOS OBTIDOS	65
3.2.1 Ensaio de flexão	66
3.2.2 Ensaio de compressão paralela em peças estruturais.....	67
3.2.3 Ensaio de flexão em corpos-de-prova	68

3.2.4 Ensaio de compressão paralela às fibras em corpos-de-prova	68
3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	71
3.3.1 – Procedimento estatístico utilizado	71
3.3.2 – Comparações de médias.....	72
3.3.3 – Resistência estrutural.....	73
4. ESTUDO DO SISTEMA ESTACA DE MADEIRA - SOLO.....	75
4.1 – MATERIAIS E MÉTODOS	75
4.1.1. Caracterização das estacas.....	75
4.1.2. Caracterização do solo	77
4.1.3 Cravação das estacas.....	78
4.1.4 Ensaio de carregamento dinâmico.....	80
4.2. RESULTADOS OBTIDOS	84
4.2.1. Caracterização das estacas.....	84
4.2.2 Caracterização do solo	88
4.2.3 Cravação das estacas.....	89
4.2.4 Ensaio de carregamento dinâmico.....	91
4.3. ANÁLISE DE RESULTADOS	96
4.3.1 Caracterização das estacas.....	96
4.3.2 Caracterização do solo	97
4.3.3 Cravação das estacas.....	99
4.3.4 Ensaio de carregamento dinâmico.....	99
5 CONCLUSÕES FINAIS.....	112
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	116
APÊNDICE A - EQUAÇÃO PARA CÁLCULO DA RIGIDEZ DE PEÇAS ROLIÇAS BI-APOIADAS COM CARGA CONCENTRADA APLICADA NO MEIO DO VÃO	124
APÊNDICE B - NÚMERO DE GOLPES PARA CRAVAÇÃO DAS ESTACAS.....	127
APÊNDICE C - RESISTÊNCIA LATERAL LOCAL	130
APÊNDICE D – DADOS DO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO, DE REPIQUE E DE RECALQUE	133
ANEXO A – SONDA GENS	136
ANEXO B – RESULTADOS DAS ANÁLISES CAPWAP	149

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Muro de gravidade, muro de flexão, e muro misto	9
Figura 2 – Muro de contrafortes, “crib wall”, e muro de gabiões	10
Figura 3 –Reforço do terreno	11
Figura 4 - Fundação em estacas de madeira com contenção de madeira	13
Figura 5 - Fundações em estacas de madeira com contenção mista de gabiões	13
Figura 6 – Fundações em muro de gabiões.....	14
Figura 7 – Fundações em muro de alvenaria	14
Figura 8 – Fundações em estacas de madeira com contenção em “crib wall”	15
Figura 9 – Fundações em muro de gravidade de concreto.....	15
Figura 10 – Fundações em muro de concreto sobre estacas.....	16
Figura 11 – “Timber box culvert”	16
Figura 12 – Idealização de Smith para resolução da equação da onda em estacas	43
Figura 13 – Modelo de Smith para a resistência do solo à cravação	43
Figura 14 – Representação da parcela estática da reação do solo à cravação	44
Figura 15 – Representação da parcela não-estática da reação do solo à cravação.....	44
Figura 16 – Registro das curvas de força e velocidade.....	53
Figura 17 – Processo para obtenção da nega e repique	57
Figura 18 - Ensaio de flexão estática em poste de madeira.....	62
Figura 19 - Corte dos postes para obtenção dos corpos-de-prova	63
Figura 20 - Localização dos corpos-de-prova na seção transversal.....	64
Figura 21 - Ensaio de compressão paralela às fibras em peça estrutural.....	64

Figura 22 – Gráfico dos resíduos contra os valores estimados	71
Figura 23 - Ensaio de flexão em estaca	76
Figura 24 – Peças e discos retirados das extremidades das estacas	76
Figura 25 – Chapa com dente estampado na cabeça e bisel no pé das estacas	77
Figura 26 – Aterro de acesso e locação das estacas.	78
Figura 27 – Bate-estacas, martelo, e capacete	79
Figura 28 - Marcação, levantamento da estaca, e detalhe do capacete pendurado ao martelo	79
Figura 29 – Cravação e determinação de repique.....	80
Figura 30 - Estacas cravadas	80
Figura 31 - PDA modelo PAK, usado para monitoração da cravação das estacas.....	81
Figura 32 - Instrumentos fixados na parte externa e na parte interna de estaca de madeira.	81
Figura 33 - Medição de altura de queda e determinação de repique.....	82
Figura 34 - Perfil do solo referente às sondagens SP01 a SP06.....	88
Figura 35 - Perfil do solo referente às sondagens SP07 a SP12.....	89
Figura 36 - Gráfico de cravação de uma estaca	90
Figura 37 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 1e 2	105
Figura 38 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 3e 4	105
Figura 39 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 5e 6	105
Figura 40 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 7 e 8	106
Figura 41 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 9e 10.....	106
Figura 42 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 11 e 12.....	106
Figura 43 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 1 e 2	107
Figura 44 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 3 e 4	107
Figura 45 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 5 e 6	107
Figura 46 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 7 e 8	108
Figura 47 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 9 e 10	108
Figura 48 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 11 e 12	108

Figura 49 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 1 e 2.....	109
Figura 50 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 3 e 4.....	109
Figura 51 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 5 e 6.....	109
Figura 52 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 7 e 8.....	110
Figura 53 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 9 e 10.....	110
Figura 54 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 11 e 12.....	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Cargas admissíveis estruturais de estacas de madeira (ordem de grandeza)	32
Tabela 2 - Coeficientes α e K do Método Aoki –Velloso.	36
Tabela 3 - Coeficiente C do Método Décourt-Quaresma	38
Tabela 4 – Coeficiente K (TEIXEIRA & GODOY, 1996).....	47
Tabela 5 - Coeficiente de Poisson (TEIXEIRA & GODOY, 1996).....	47
Tabela 6 - Valores de J_{case}	55
Tabela 7 - Valores de C_3	58
Tabela 8 – Comprimento (cm) e diâmetros (cm) dos postes de madeira.	65
Tabela 9 - Rigidez e resistência à flexão de postes de madeira	66
Tabela 10 - Rigidez e resistência à compressão paralela de peças estruturais	67
Tabela 11 – Rigidez, resistência à flexão, e densidade aparente de CPs.....	68
Tabela 12 - Rigidez à compressão paralela	69
Tabela 13 - Resistência à compressão paralela.....	69
Tabela 14 - Densidade aparente.....	70
Tabela 15 - Comparações realizadas	72
Tabela 16 - Rigidez à flexão das estacas em tamanho original	84
Tabela 17 - Diâmetros das estacas (cm).....	85
Tabela 18 – Comprimento e diâmetro equivalente no pé das estacas.....	85
Tabela 19 - Rigidez à compressão paralela antes do tratamento	86
Tabela 20 - Resistência à compressão paralela antes do tratamento	86
Tabela 21 - Densidade aparente antes do tratamento	87
Tabela 22 - Rigidez (E_{C0}), resistência (f_{C0}) e densidade (ρ) depois do tratamento.....	87
Tabela 23 – Sondagens e respectivas estacas cravadas	89
Tabela 24 - Comprimento cravado, livre, e diâmetro cravado	90

Tabela 25 - Nega, repique e RMX.....	91
Tabela 26 – Características dinâmicas das estacas ensaiadas.....	91
Tabela 27 – Valores correspondentes ao golpe de maior mobilização das resistências.....	92
Tabela 28 – Resultados do Ensaio de carregamento dinâmico – Análise CAPWAP.....	93
Tabela 29 – RL local e “quake” dos segmentos, e RP e “quake” na ponta das estacas E1 a E4.....	94
Tabela 30 – RL local e “quake” dos segmentos, e RP e “quake” na ponta das estacas E5 a E8.....	94
Tabela 31 – RL local e “quake” dos segmentos, e RP e “quake” na ponta das estacas E9 a E12.....	95
Tabela 32 – Comparações entre médias	96
Tabela 33 – Características das estacas cravadas	97
Tabela 34 - Características médias das camadas de solo – SP01 a SP06	98
Tabela 35 - Características médias das camadas de solo – SP07 a SP12	98
Tabela 36 - N_{SPT} médio e coeficiente de variação para cada profundidade	98
Tabela 37- Resistência lateral total, resistência de ponta, e capacidade de carga - AV	102
Tabela 38 - Resistências Aoki-Velloso por resistências ECD.....	102
Tabela 39 - Valores de alfa e equações das curvas carga-recalque estimadas.....	104

RESUMO

MINÁ, A.J.S. (2005). *Estudo de estacas de madeira para fundações de pontes de madeira*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

Este trabalho apresenta um estudo teórico e experimental de estacas de madeira, incluindo a instrumentação das fundações em estacas de madeira de uma ponte de madeira, com o objetivo de gerar recomendações para o projeto deste tipo de fundações para pontes de madeira de pequeno vão. O trabalho experimental foi feito em duas etapas. Na primeira etapa foram estudadas as propriedades mecânicas de estacas de madeira a partir de ensaios de flexão e compressão em peças roliças em tamanho estrutural e a partir de ensaios de flexão e compressão em corpos-de-prova de pequenas dimensões e isentos de defeitos (CPs). Na segunda etapa foram determinadas as propriedades do solo, por meio de sondagens, e das estacas cravadas por meio de ensaios de compressão paralela em CPs. Nessa etapa, de forma pioneira no Brasil, foi feita uma análise do comportamento de estacas de madeira imersas no solo, por meio de ensaio de carregamento dinâmico (PDA - Pile Driving Analyser). Os resultados mostram que estacas de madeira são excelentes elementos estruturais para uso em fundações.

Palavras-chave: Estacas de madeira; Pontes de madeira; Fundações; PDA.

ABSTRACT

MINÁ, A.J.S. (2005). *Study of timber piles for wooden bridges foundations*. Ph.D. Thesis – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

This work presents a theoretical and experimental study of timber piles, including the instrumentation of the timber piles of a wooden bridge foundation, in order to generate recommendations for the project of this type of foundations for small wooden bridges. The experimental work was made in two stages. In the first stage the mechanical properties of timber pile had been determined using bending and compression tests of structural size specimens and of small clear wood specimens. In the second stage the properties of the ground had been determined, by means of subsoil exploration, and of the timber piles by means parallel compression tests in small clear wood specimens. In this stage, first time in Brazil, an analysis of the behavior of timber piles in the ground was made, by means of Pile Diver Analyser (PDA). The results show that timber piles are excellent structural elements for use in foundations.

Key-words: Timber piles; Wooden bridges; Foundations; PDA.

1. INTRODUÇÃO

A utilização da madeira para a construção de pontes é uma solução natural em um país tão generosamente favorecido com reservas florestais e com grande capacidade de reflorestamento.

As estradas vicinais são de grande importância para o desenvolvimento dos municípios, permitindo a entrada de insumos, o escoamento da produção e o livre deslocamento das populações do meio rural. Nestas estradas, a grande necessidade é por pontes de pequenos vãos.

Dentro deste contexto, está em andamento no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM) do Departamento de Estruturas (SET), da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo (USP), um projeto de pesquisa, modalidade temático, financiado pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), intitulado “PROGRAMA EMERGENCIAL DAS PONTES DE MADEIRA PARA O ESTADO DE SÃO PAULO”, processo nº 1999/12583-1, coordenado pelo Prof. Dr. Carlito Calil Jr., com o objetivo de desenvolver novas tecnologias para a construção de pontes de madeira; avaliar e aprimorar as tecnologias já existentes; e adaptar as tecnologias atualmente em desenvolvimento no exterior para as condições nacionais. Um dos temas focado neste projeto temático é a aplicação de elementos estruturais de madeira nas fundações de pontes de madeira.

A superestrutura das pontes de madeira de pequeno e médio vão apresenta preço competitivo quando comparada com a superestrutura construída com outros materiais estruturais, como o concreto e o aço (OKIMOTO & CALIL Jr., 1998). O uso da madeira nas fundações de pontes de madeira de pequeno e médio vão é uma alternativa viável tecnicamente e poderia tornar o preço dessas pontes ainda mais competitivo.

Nas pontes, dependendo das condições geotécnicas e para evitar o risco de solapamento da base, frequentemente se utilizam fundações profundas (estacas ou tubulões).

As estacas de madeira foram usadas desde os primórdios da construção civil. No entanto, atualmente o seu uso é bastante reduzido. ALONSO (1996) aponta como possíveis causas desse fato a dificuldade em se encontrar madeiras adequadas para o uso, o incremento das cargas nas estruturas, e a vulnerabilidade da madeira quando submetida à condições oscilantes de umidade.

O desenvolvimento de pesquisas nesta área poderá proporcionar um incremento do uso adequado das estacas de madeira, inclusive em obras permanentes, como já ocorreu anteriormente em nosso país (VELLOSO & LOPES, 2002).

A partir dos anos 80, nos Estados Unidos, a madeira tornou-se uma alternativa viável para construção de novas pontes em rodovias de baixo volume de tráfego, em função da economia e durabilidade proporcionada. Muitos trabalhos foram desenvolvidos em várias universidades e empresas dos EUA e do Canadá, relativos à superestrutura de pontes de madeira, mas pouca atenção foi dada com relação à infra-estrutura de pontes de madeira (DAVALOS & PETRO, 1994).

No Brasil, número considerável de pesquisas foi desenvolvido sobre superestrutura de pontes de madeira. No entanto, o mesmo não tem acontecido com relação às fundações de pontes de madeira. No caso específico de estacas de madeira não se dispõe de muitas fontes atualizadas sobre o assunto. As publicações nacionais, em geral, destacam as estacas de concreto e de aço.

A NBR 6122-Projeto e execução de fundações, da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT (1996), recomenda o cálculo da resistência estrutural de estacas de madeira conforme a NBR 7190-Projeto de estruturas de madeira, da ABNT. Esta última norma tem como base ensaios realizados em corpos-de-prova de pequenas dimensões e isentos de defeitos (CPs). Pelas próprias dimensões das estacas de madeira usadas em fundações, seria conveniente usar dados de resistência e rigidez obtidos em peças de tamanho estrutural. No entanto, estes dados ainda não estão disponíveis no Brasil. Além disso, a NBR-6122/1996 recomenda a observação do comportamento e a instrumentação de fundações, mas, infelizmente, essa recomendação é negligenciada nas obras correntes e, por conseguinte, realizada em poucas obras (VELLOSO & LOPES, 1996). No Brasil, a instrumentação de estacas de madeira é rara. Quase não existe resultado experimental publicado sobre o comportamento desse tipo de estaca, obtido por meio de estacas instrumentadas.

A partir do projeto temático, anteriormente referido, foi firmada uma parceria entre o LaMEM/SET/EESC/USP e a Prefeitura do Campus da USP em São Carlos, que visa a construção de quatro pontes de madeira, no Campus II da USP em São Carlos, sendo a fundação, de uma dessas pontes, em estacas de madeira.

O enfoque desta pesquisa é um estudo teórico e experimental a respeito de estacas de madeira. O trabalho experimental foi desenvolvido em duas etapas.

Na primeira etapa foram avaliadas as propriedades mecânicas de rigidez e resistência de peças roliças de madeira em tamanho estrutural (postes), por meio de ensaios de flexão dos postes e ensaios de compressão paralela em peças estruturais retiradas de suas extremidades. Também foram estudadas as mesmas propriedades por meio de ensaios de flexão e compressão em CPs, retirados tanto da região externa da seção transversal (na região do alburno), quanto da região interna (região do cerne), das duas extremidades dos postes. Portanto, nessa primeira etapa foi feito estudo apenas do elemento estrutural.

Na segunda etapa, de forma pioneira no Brasil, foi feita análise do comportamento de estacas de madeira imersas no solo, durante a cravação das mesmas, por meio de ensaio de carregamento dinâmico (ECD), que consiste na instrumentação das estacas com Pile Driving Analyser (PDA), sendo que neste caso foram colocados sensores, tanto na região interna, quanto na região externa das estacas. Inicialmente foram determinadas as propriedades das estacas que foram usadas como fundação da ponte mencionada, por meio de ensaios de flexão das mesmas e da retirada de CPs, e as propriedades do solo em que foram cravadas as estacas por meio de sondagens, sendo uma sondagem para cada estaca. Em seguida foi realizado o ECD em cada estaca. Neste trabalho o ECD foi tomado como referência para determinação da capacidade de carga, da determinação das parcelas de resistência de ponta e resistência lateral, bem como de sua distribuição ao longo do fuste, e da determinação da curva carga-recalque de cada estaca de madeira. Os resultados obtidos com o ECD, para cada estaca isolada, de capacidade de carga (resistência lateral e de ponta) e da distribuição da resistência lateral sobre o fuste foram comparados com avaliações feitas por meio de método semi-empírico. As curvas carga-recalque determinadas pelo ECD foram comparadas com curvas carga-recalque estimadas teoricamente. Portanto, nessa segunda etapa foi feito estudo do sistema estaca de madeira-solo, que é o sistema formado por cada estaca de madeira e o solo que a envolve.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa foi o estudo teórico e experimental de estacas de madeira, incluindo a instrumentação das estacas da fundação de uma ponte de madeira, para gerar recomendações para o projeto de estacas de madeira para fundações de pontes de madeira de pequeno e médio vão.

Para tanto, os objetivos específicos foram:

- Determinação da rigidez e da resistência de peças roliças em tamanho estrutural, para uso como estacas de madeira;
- Determinação da rigidez e da resistência de peças roliças a partir da retirada de CPs das regiões externa (região do alburno) e interna (região do cerne) da seção transversal das duas extremidades das peças roliças;
- Determinação da capacidade de carga estrutural das estacas de madeira;
- Caracterização das estacas que foram usadas como fundações da ponte por meio de ensaio de flexão das mesmas, e ensaios de compressão paralela em CPs retirados das estacas;
- Caracterização do solo de suporte das estacas por meio de sondagens;

- Determinação da capacidade de carga geotécnica das estacas de madeira, e de suas parcelas de resistência lateral e de ponta, por meio de ensaio de carregamento dinâmico (ECD);
- Determinação da distribuição da resistência lateral ao longo do fuste de cada estaca de madeira por meio de ECD;
- Determinação da curva carga-recalque de cada estaca de madeira por meio de ECD;

1.2 JUSTIFICATIVA

O uso de estacas de madeira no Brasil é bastante reduzido atualmente, sendo estas usadas quase que exclusivamente em obras provisórias. Na literatura científica nacional existem muitos trabalhos enfocando estacas de concreto e estacas metálicas, mas poucos trabalhos enfocando as estacas de madeira, e provavelmente nenhum em relação à instrumentação de estacas de madeira. O uso de estacas de madeira, geralmente, é feito a partir de adaptações de experiências com outros materiais, sem uma devida comprovação experimental. A superestrutura de pontes de madeira de pequeno e médio vão apresenta preço competitivo quando comparada com a superestrutura construída com outros materiais estruturais. O uso da madeira nas fundações poderia tornar o preço destas pontes ainda mais competitivo. Existe, portanto, a necessidade de trabalhos que gerem dados reais sobre comportamento de fundações em estacas de madeira para pontes de madeira, contribuindo para o projeto e execução de pontes de madeira seguras e econômicas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Pontes de madeira

A madeira é um dos materiais de construção mais antigos e, provavelmente, o primeiro a ser utilizado na construção de pontes, devido à sua disponibilidade na natureza e sua relativa facilidade de manuseio (PFEIL & PFEIL, 2003).

A resistência da madeira, seu baixo peso próprio, e a sua capacidade de absorver impacto são características desejáveis para a construção de pontes. Pontes de madeira podem ser construídas praticamente em qualquer local, independente de condições climáticas, sem detrimento do material. Podem normalmente ser construídas sem necessidade de mão-de-obra muito qualificada, não precisam de equipamentos especiais para instalação, e também apresentam uma aparência natural agradável (RITTER, 1992).

Embora a madeira seja um material suscetível à deterioração e ao ataque biológico, é um material durável quando protegido da variação da umidade. Muitas pontes cobertas, construídas no século XIX, ainda estão em uso em virtude de seus elementos principais estarem protegidos da ação direta das intempéries. Cobrir as pontes não é uma solução economicamente viável nas construções modernas, mas o uso de preservativos pode aumentar a vida útil da madeira exposta por períodos superiores a 50 anos (OKIMOTO, 2001).

De acordo com HELLMEISTER (1978) a solução mais prática na construção de pontes, no desenvolvimento de cada região brasileira, consistiu sempre na utilização da madeira. Em geral, as pontes de madeira eram feitas para travessia de riachos, possuíam vãos de no máximo quatro metros, e eram construídas por carpinteiros, sem nenhum cálculo estrutural. Consistiam de duas ou quatro vigas de madeira maciça de seção quadrada, sobre muros de pedra como apoio, e de pequenas vigas transversais de madeira, presas nas vigas principais, formando o tabuleiro. Em São Paulo existiram, até 1940, sobre o rio Tiête e sobre o rio Tamanduateí, algumas pontes de madeira de construção mais evoluídas, para uma única faixa de tráfego, usadas pelos automóveis e bondes elétricos. Estas pontes suportaram tráfego muito acima do previsto durante muito tempo.

Vários autores, dentre eles PRATA (1995), PARTEL (1999), OKIMOTO (2001), CALIL JÚNIOR et al. (2002) apresentam considerações a respeito da necessidade de pontes de madeira no Brasil, salientando, a extensa rede hidrográfica e a carente rede viária do país; a grande área territorial a ser integrada; a baixa ocupação de algumas regiões do território nacional, além da

possibilidade de crescimento das rodovias federais e estaduais nas áreas mais ocupadas; a implantação dos avanços tecnológicos atuais para a construção e recuperação de pontes de madeira no país, visto que a maioria não é projetada, nem construída por técnicos e construtores especializados em madeiras, resultando em estruturas caras, inseguras ou superdimensionadas, e de baixa durabilidade.

O atual interesse em materiais de construção resistentes, duráveis e ecológicos, aliado ao desenvolvimento de novas técnicas de ligação e de novos materiais derivados da madeira tem proporcionado um crescente interesse por pontes de madeira. Dado o potencial de mercado e as vantagens técnicas e econômicas, o sucesso de pontes de madeira, no futuro, vai depender de três fatores: (i) instrução de profissionais sobre as características do material e desempenho dos sistemas estruturais; (ii) pesquisa contínua; (ii) transferência de tecnologia (RITTER, 1992).

2.1.1 Madeira de reflorestamento

Atualmente, o uso da madeira como material de construção competitivo economicamente e, ao mesmo tempo, aceitável em termos ecológicos, baseia-se muitas vezes, nas técnicas de reflorestamento e no desenvolvimento de produtos de madeira com redução de perdas. Pesquisas sobre o comportamento mecânico destes produtos e seu uso em sistemas estruturais apropriados têm proporcionado um maior uso da madeira como material de construção (PFEIL & PFEIL, 2003).

O uso estrutural de madeira de reflorestamento como uma alternativa às espécies tropicais é uma solução natural, pois representa material de bom desempenho, com baixo custo, e baixo impacto ambiental. Dos reflorestamentos existentes no Brasil, os de pinus e os de eucaliptos são os mais importantes para a construção civil. A partir de 1966 o governo nacional instituiu um programa de incentivos fiscais para aumentar a área plantada no país e em poucos anos a área com plantações de eucalipto saltou de 400 mil para 3 milhões de hectares. Atualmente, existe uma grande disponibilidade destas espécies no país e as peças estruturais são normalmente usadas, roliças ou serradas, com tratamento preservativo (CALIL JÚNIOR et al., 2002).

Em geral, as espécies adotadas nas plantações são as de rápido crescimento, objetivando-se uma rápida comercialização. No entanto, a árvore cortada muito cedo possui grande parte de sua seção transversal constituída de madeira juvenil (formada nos primeiros anos de vida) em relação à madeira formada na fase adulta da árvore. Segundo BALLARIN & LARA PALMA (2003) várias referências na literatura ressaltam que as propriedades mecânicas, dentre outras, da madeira formada nos primeiros anos de vida das árvores são diferentes e muitas vezes inferiores às da madeira formada na fase adulta. Segundo EVANS et al. (2000) a madeira juvenil fica em torno da medula na região central da seção transversal da árvore, possui diâmetro aproximadamente constante, estende-se deste a base até o topo, e pode fazer parte

tanto do alburno como do cerne, se este último já estiver presente. Segundo HELLMEISTER (2003) a madeira juvenil ocorre tanto nas coníferas como nas folhosas, mas comumente é muito menos evidente e importante nas folhosas.

2.1.2 Componentes básicos de pontes de madeira

Segundo PFEIL (1990), as pontes podem ser divididas, sob o ponto de vista funcional, em três partes: infraestrutura (ou fundação), mesoestrutura, e superestrutura. A superestrutura, composta geralmente de laje e/ou vigas, é o elemento de suporte imediato do estrado, que constitui a parte útil da ponte, sob o ponto de vista de sua finalidade. A mesoestrutura é constituída pelos pilares e/ou encontros, recebe os esforços da superestrutura e os transmite à infraestrutura. Os pilares constituem os apoios intermediários, e os encontros são pilares especiais situados nas extremidades da ponte, na transição entre a ponte e o aterro da via de acesso, e tem a finalidade suplementar de arrimar o solo do aterro. A infraestrutura (constituída por blocos, sapatas, estacas, tubulões, etc.) é a parte da ponte responsável por transmitir os efeitos das ações ao terreno.

EL DEBS & TAKEYA (2001) dividem as pontes em: superestrutura, aparelhos de apoio, e infraestrutura. Aparelho de apoio é um elemento colocado entre a superestrutura e a infraestrutura, destinado a transmitir as reações da primeira para a segunda, além de permitir determinados movimentos da superestrutura. A infraestrutura é formada por suportes (pilares e encontros) e elementos de fundação.

As pontes de madeira, independente da configuração específica, são constituídas de dois componentes básicos: a superestrutura e a subestrutura. A superestrutura suporta o tráfego, forma a parte útil da ponte, e inclui o tabuleiro, os membros principais de suporte, guarda-rodas, e outros componentes incidentais. A subestrutura suporta a superestrutura e transfere os esforços para o solo, compreende os suportes (pilares e encontros) e elementos de fundação.

O tabuleiro é a parte da superestrutura da ponte que forma a pista de rolamento, recebe as cargas das rodas dos veículos e as transfere para as vigas principais. O tipo, a espessura, e o material usado no tabuleiro são funções do peso e do volume de tráfego que a ponte deve suportar. Além da função de transferência das cargas para as vigas principais, o tabuleiro também tem a função de proteger as vigas da umidade e também do desgaste produzido pelo tráfego.

2.1.3 Tipos de pontes de madeira - superestrutura

Os tipos de pontes de madeira estão associados aos sistemas estruturais usados na superestrutura.

Atualmente, existem pontes de madeira de muitos tipos e configurações. Algumas destas pontes evoluíram de projetos desenvolvidos há muitos anos atrás, enquanto outros tipos foram concebidos como resultados de avanços tecnológicos modernos, no projeto e fabricação de pontes de madeira.

Segundo OKIMOTO (2001), a superestrutura de pontes de madeira segue, de forma geral, os mesmos sistemas estruturais usados em pontes construídas com outros materiais. Na concepção de projeto, pode-se trabalhar basicamente com elementos lineares e planos, podendo-se usar para estes elementos a madeira maciça, em toras ou serrada, e também produtos derivados da madeira como: madeira laminada, madeira compensada, chapa laminada prensada, e madeira recomposta.

São cinco os tipos básicos de superestrutura de pontes de madeira, dependendo dos membros principais de suporte: em viga, em arco, em pórtico, em laje, e superestrutura suspensa. Descrições de cada um desses tipos podem ser encontradas em CALIL JÚNIOR et al (2002) e RITTER (1992).

2.2 Pilares e encontros de pontes de madeira

2.2.1 Pilares

Os pilares providenciam suportes intermediários para pontes com mais de um vão. Podem ser feitos de alvenaria, concreto, aço, ou madeira.

2.2.2 Encontros

Os encontros localizam-se nas extremidades da ponte. São elementos de características variáveis, que suportam esforços horizontais e verticais provenientes da superestrutura, e também têm a função de receber o empuxo dos aterros de acesso, evitando sua transmissão aos demais elementos da ponte, ou seja, funcionam como obras de contenção. Possuem uma parte frontal (muro frontal) e duas partes laterais (muros laterais ou asas). Apesar de imprescindíveis em algumas pontes, podem ser dispensados em pontes cujos aterros de acesso não apresentem perigo de erosão pelo curso d'água, ou quando a ponte tem extremos em balanço e o aterro de acesso tem saia ou talude (PFEIL, 1990).

De acordo com RANZINI & NEGRO JR. (1996) contenção é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos, gerados em maciço, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro.

Um tipo de obra de contenção muito usada em encontros de pontes é o muro de contenção, o qual é uma estrutura corrida, constituída de parede vertical, ou quase vertical, apoiada em uma fundação rasa ou profunda. Segue uma descrição de alguns tipos de muros de contenção, usados como encontros de pontes de madeira, condensada de RANZINI & NEGRO JR. (1996) e de GOMES et al. (1998).

2.2.2.1 Muros de gravidade

São estruturas corridas, massudas, que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio. Em geral são usados para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a 5m. Podem ser construídos de concreto simples, concreto ciclópico, ou com pedras (argamassadas ou não). São indicados quando se dispõe de espaço para acomodar sua seção transversal, que é da ordem de 40% da altura a ser arrimada, e quando se dispõe de terreno de boa capacidade de carga, capaz de suportar as tensões máximas na fundação em sapata corrida.

2.2.2.2 Muros de flexão

São estruturas mais esbeltas, com seção transversal em forma de “L”, que resistem aos empuxos por flexão, usando parte do peso próprio do maciço arrimado, que se apóia sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio. Em geral são construídos em concreto armado. Têm as mesmas indicações e restrições dos muros de gravidade, podendo atingir alturas um pouco maiores.

2.2.2.3 Mistos

São muros com características intermediárias entre os de gravidade e os de flexão, funcionando parcialmente por peso próprio e parcialmente por flexão, usando parte do terrapleno como peso para atingir uma condição global de equilíbrio. A Figura 1 apresenta exemplo de muro de gravidade, de flexão e misto.

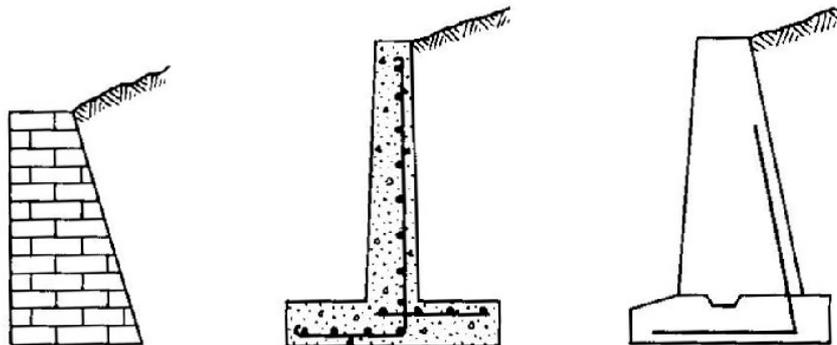


Figura 1 – Muro de gravidade, muro de flexão, e muro misto
Fonte: BOWLES (1977)

2.2.2.4 Muros de contrafortes

São basicamente muros de flexão, entretanto possuem elementos verticais de maior porte, chamados de contrafortes ou gigantes, espaçados de alguns metros, em planta, destinados a suportar os esforços de flexão pelo engastamento na fundação. O paramento do muro é formado por lajes verticais, que se apóiam nos contrafortes, os quais podem ser construídos tanto do lado externo do paramento, como podem ser embutidos no terrapleno arrimado.

2.2.2.5 “Crib wall”

São estruturas formadas por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira, ou aço, que são montados no local em forma de “fogueiras”, justapostas e interligadas longitudinalmente, cujo espaço interno é cheio de preferência por material granular graúdo (brita grossa ou pedra-de-mão). Funcionam como arrimos de gravidade e se acomodam a recalques diferenciais.

2.2.2.6 Muros de gabiões

São muros de gravidade construídos pela superposição de “gaiolões” de malhas de arame galvanizado, cheios com pedras de diâmetro menor que a abertura da malha das gaiolas. Apresentam as mesmas limitações dos muros de gravidade, entretanto têm como principais características a permeabilidade e a flexibilidade, que permite que sua estrutura se acomode a recalques diferenciais. A Figura 2 apresenta exemplo de muro de contrafortes, de “crib wall”, e de gabiões.

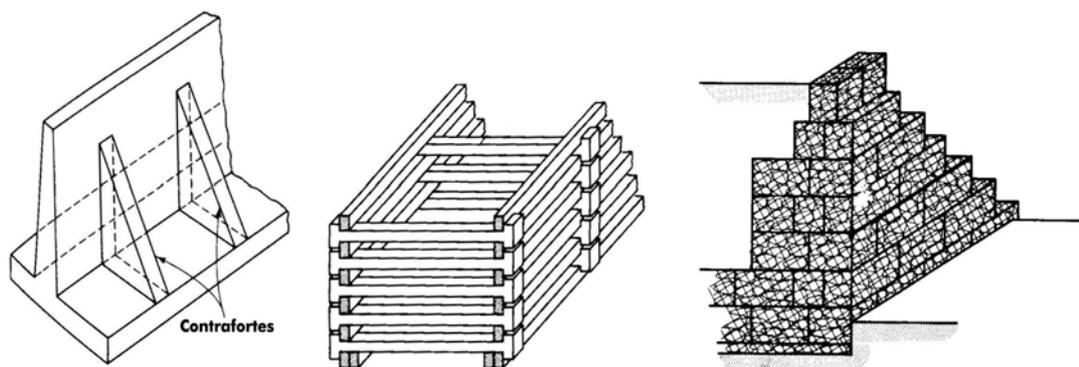


Figura 2 – Muro de contrafortes, “crib wall”, e muro de gabiões
Fonte: BOWLES (1977) e MOLITERNO (1990)

2.2.2.7 Reforço do terreno

Os encontros também podem ser construídos de tal forma a evitar o contato destes com os pilares extremos, sem o uso de muros de contenção. Nesse caso, devem ser executados

processos conhecidos como reforços do terreno, que consistem em introduzir, no maciço de solo, elementos que aumentem sua resistência para suportar as tensões geradas por um desnível abrupto. A Figura 3 apresenta um exemplo desse processo.

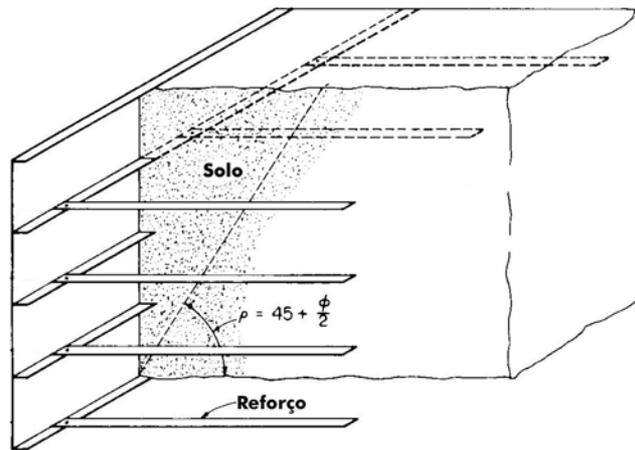


Figura 3 –Reforço do terreno

2.3 Fundações de pontes de madeira

A principal função das fundações é transmitir para o solo as solicitações atuantes na estrutura. As fundações podem ser classificadas em dois grupos: rasas (ou diretas) e profundas. As fundações rasas, em geral feitas de concreto armado, são executadas diretamente sobre o solo portante, em profundidades adequadas, dentro de escavações. Os principais elementos de fundação rasa são blocos e sapatas. As fundações profundas são usadas, via de regra, quando o solo portante se encontra a uma profundidade que torna pouco prática a execução de escavações. Os principais elementos de fundações profundas são estacas e tubulões (PFEIL, 1983).

O tipo de fundação a ser usado em uma ponte de madeira depende das condições locais, da qualidade do solo subjacente, e da ordem de grandeza das cargas esperadas; entretanto as pontes de madeira modernas são adaptáveis a vários tipos de fundações, construídas de concreto, de aço, ou de madeira (DAVALOS & PETRO, 1994).

Algumas características da obra podem impor um certo tipo de fundação, outras permitem uma variedade de soluções. No caso específico de pontes, alguns aspectos devem ser considerados, tais como: nível d'água máximo e mínimo, velocidade máxima de escoamento e erosão. Frequentemente, dependendo das condições geotécnicas, utilizam-se fundações profundas para evitar o risco de solapamento da base (GOMES et al., 1998).

Segundo GEHLING, MILITITSKY & BASTOS (2000) o fenômeno da erosão, embora simples na concepção, destaca-se pela complexidade dos mecanismos envolvidos, e pela multiplicidade

e inter-relação dos fatores intervenientes, os quais podem ser agrupados em quatro classes: fatores climáticos, topográficos, de vegetação e do solo.

Segundo PFEIL (1990), quando as fundações de uma ponte são rasas, estas devem ser construídas a profundidades mínimas, da ordem de 1 metro, para se evitar efeitos de expansão dos solos e efeitos de erosão. Sendo usadas fundações em estacas, o espaçamento mínimo entre eixos deve ser igual a três vezes o diâmetro equivalente da seção do fuste. No cálculo da profundidade necessária das estacas, deve-se levar em conta o eventual rebaixamento do leito do rio por efeito de erosão.

É interessante fazer algumas observações sobre o uso da palavra “fundações” na engenharia civil. Do ponto de vista estrutural, a fundação é definida como a parte da estrutura que tem a função de transmitir as cargas da estrutura para o maciço de solo. Assim, o elemento estrutural de fundação é definido como a própria fundação. Mas, do ponto de vista geotécnico, o termo fundação compreende o elemento estrutural de fundação e também o maciço de solo que o envolve. Para este sistema, formado pelo elemento estrutural e pelo maciço de solo que envolve o elemento estrutural, CINTRA & AOKI (1999) usam o termo “elemento isolado de fundação”. Na prática da engenharia, é comum se referir à parte da estrutura que fica acima da superfície do terreno simplesmente como estrutura, e à parte que fica abaixo da superfície do terreno apenas como fundação. Mas, para pequenas pontes de madeira, com apenas um vão, pode-se usar o termo fundação para designar o conjunto encontro-fundação. Usando essa terminologia GOMES et al (1998) citam os seguintes tipos usuais de fundações para pontes de madeira:

2.3.1 Fundações em estacas de madeira com contenção de madeira (apoiada nas estacas)

Este sistema de fundação consiste em apoiar as vigas principais sobre estacas de madeira cravadas, que também servem de contrafortes de uma contenção, formada por tábuas, dispostas transversalmente. Este sistema deve prever a preservação de toda madeira usada na contenção e das estacas (pelo menos as que estiverem acima do lençol freático). É indicado para pontes de pequeno vão, de baixa intensidade de tráfego, que permitam desmontar toda a ponte para manutenção das estacas e do aterro de acesso.

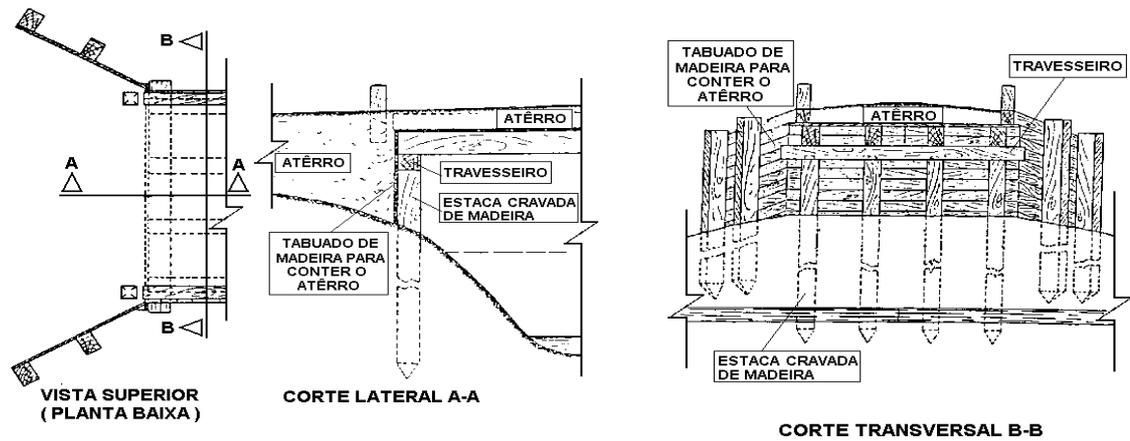


Figura 4 - Fundação em estacas de madeira com contenção de madeira
Fonte - GOMES et al. (1998)

2.3.2 Fundações em estacas de madeira com contenção mista de gabiões e madeira (apoiada nas estacas)

Providenciando-se um muro de gabiões, a partir do sistema anterior, pode-se tirar a pressão horizontal das estacas e obter um outro sistema de fundação para a ponte. Este sistema é ligeiramente melhor que o anterior, pois permite fazer a manutenção da ponte, sem destruir o aterro de acesso. Também deve prever a preservação das estacas e da madeira usada na interface com a contenção. Apresenta as mesmas indicações e limitações do sistema anterior.

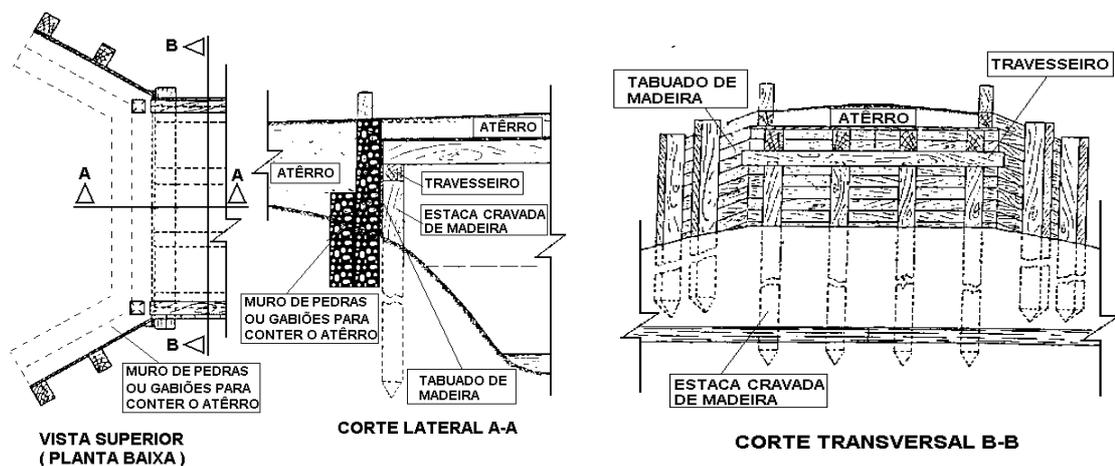


Figura 5 - Fundações em estacas de madeira com contenção mista de gabiões
Fonte - GOMES et al. (1998)

2.3.3 Fundação em muro de gabiões

A utilização de viga travesseiro de concreto, sobre o muro de gabiões, permite o apoio da ponte diretamente sobre o muro. Este sistema tem sido usado com sucesso para pontes de média capacidade de carga (antiga classe 24), para altura arrimada de até 4m, e vão da ordem de 10m.

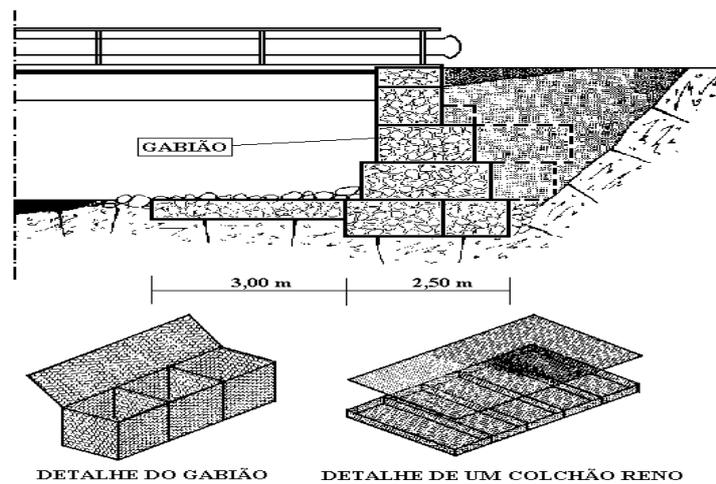


Figura 6 – Fundações em muro de gabões
Fonte - GOMES et al. (1998)

2.3.4 Fundação em muro de contenção de alvenaria

O sistema de fundação desta ponte consiste em apoiar as vigas principais diretamente sobre o muro de gravidade de alvenaria. É um sistema indicado para pontes com pequena intensidade de carga, em terreno de boa capacidade e com pequena altura a ser arrimada.

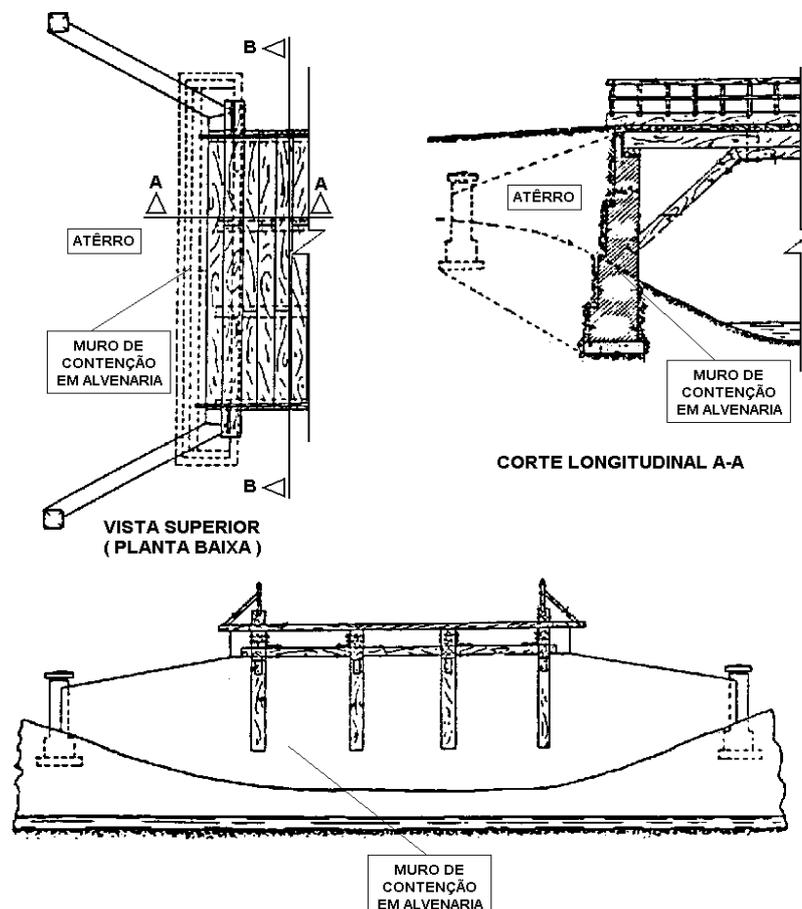


Figura 7 – Fundações em muro de alvenaria
Fonte - GOMES et al. (1998)

2.3.5 Fundação em estacas de madeira com contenção em “crib wall”

Neste sistema as vigas principais são apoiadas sobre estacas cravadas de madeira, e o aterro é contido com um muro “crib wall”. Para este sistema valem as mesmas observações e indicações do sistema de fundação em estacas de madeira com contenção em madeira (apoiadas em estacas).

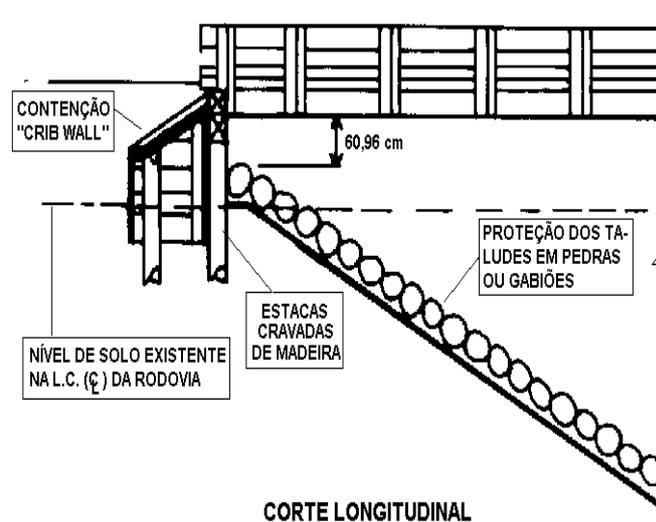


Figura 8 – Fundações em estacas de madeira com contenção em “crib wall”
Fonte - GOMES et al. (1998)

2.3.6 Fundação em muro de gravidade de concreto

Neste sistema as vigas são apoiadas sobre o muro de concreto, contendo como interface almofadas de elastômetro. É indicada para pontes de média capacidade de carga, e em terreno de boa capacidade de carga.

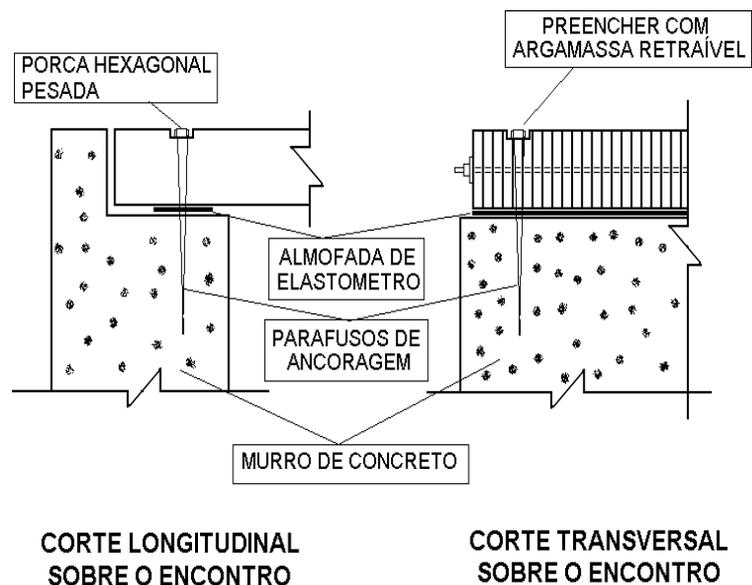
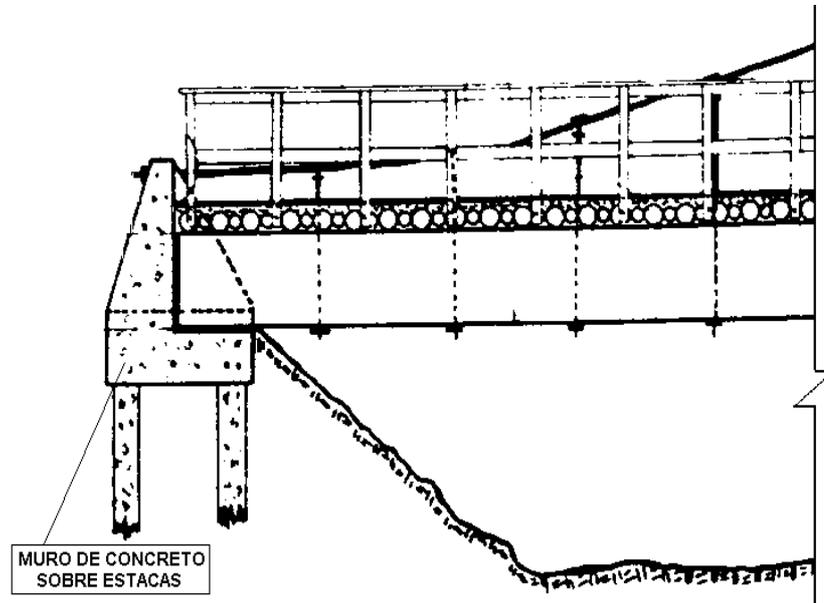


Figura 9 – Fundações em muro de gravidade de concreto
Fonte - GOMES et al. (1998)

2.3.7 Fundação em muro de concreto sobre estacas

Em terrenos de baixa capacidade de carga, ou para pontes de grande intensidade de carga, o muro de gravidade de concreto (do item anterior) deve ser apoiado sobre estacas.



CORTE LONGITUDINAL

Figura 10 – Fundações em muro de concreto sobre estacas
Fonte - GOMES et al. (1998)

2.3.8 “Timber box culvert”

DAVALOS & PETRO (1994) também apresentam um outro tipo de ponte de madeira, cuja fundação é formada por uma espécie de bueiro, chamado de “timber box culvert”, ou galeria de caixa de madeira. Esta galeria é constituída de pranchas de madeira adjacentes, conectadas entre si por pinos de aço, e formando uma espécie de caixa retangular de madeira. A parte superior suporta um aterro sobre o qual passa o tráfego; as partes laterais funcionam como muros de contenção, e a parte inferior forma uma placa, apoiada diretamente sobre o solo.

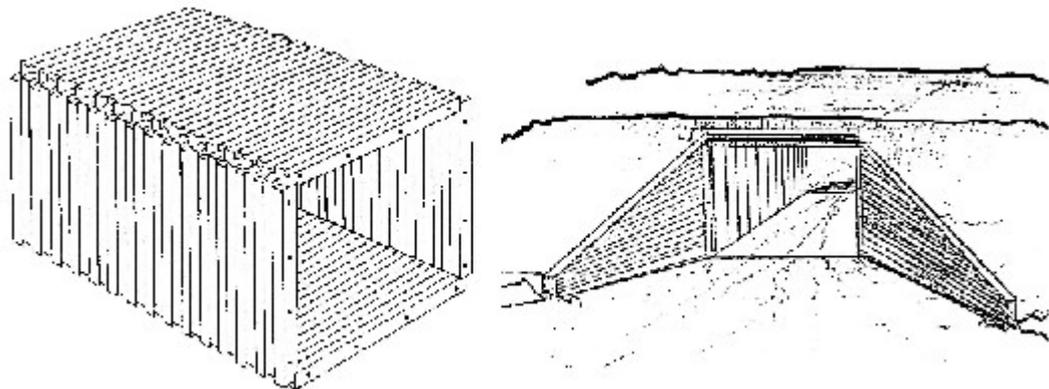


Figura 11 – “Timber box culvert”
Fonte – DAVALOS & PETRO (1994)

2.4 Estacas de madeira

Segundo a NBR-6122/96 “Projeto e execução de fundações” da ABNT, estaca é um elemento de fundação profunda executada inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in situ, ou mistos.

Segundo VELLOSO & LOPES (2002) os principais processos de instalação de estacas são:

- (i) cravação - por percussão; por prensagem; por aparafusamento (pouco usado no Brasil);
- (ii) escavação - não-suportada; suportada por lama; suportada por encamisamento;
- (iii) misto - parcialmente escavado na fase inicial, e parcialmente cravado na fase final.

Em geral as estacas de madeira são cravadas por percussão.

As estacas podem ser fabricadas antes de serem instaladas ou serem fabricadas no local de instalação, assim podem ser classificadas em pré-moldadas ou moldadas “in situ”. As estacas também podem ser classificadas de acordo com o grau de deslocamento do solo, que provocam ao serem instaladas, em estacas de grande deslocamento, de pequeno deslocamento ou sem deslocamento. Por esses critérios as estacas de madeiras podem ser classificadas como pré-moldadas e de grande deslocamento.

Estacas de madeira podem ser usadas com seção transversal retangular, mas em geral são usadas como peças roliças. A utilização de peças roliças representa um dos mais eficientes usos da madeira, pois a madeira é usada na sua condição natural e apresenta baixo custo de produção, quando comparado com outros materiais estruturais, por requerer o mínimo de processamento depois do corte. Apesar disso, o uso de madeira roliça como peça estrutural na construção civil brasileira é bastante limitado.

As estacas de madeira, embora pouco tenham evoluído desde tempos remotos, ainda continuam a desempenhar importante função, mesmo em concorrência com processos mais recentes de fundações. São geralmente fáceis de obter em qualquer região, o seu custo é baixo, suportam muito bem a cravação e, em dadas condições, têm uma duração ilimitada. (COSTA, 1956).

Segundo (DUKE, 1975), ALONSO (1996) e VELLOSO & LOPES (2002) uma estaca de madeira é, essencialmente, um tronco longo e reto de uma árvore que é cravado no solo para suportar cargas, e geralmente, é tratada com algum preservativo pra prevenir sua deterioração. Podem ser divididas em dois grupos, estacas de ponta e estacas de atrito, conforme a maior parte da carga seja resistida pela ponta da estaca ou por meio do atrito lateral entre a estaca e o solo. A forma tronco-cônica natural das estacas de madeira é uma vantagem no desenvolvimento de

capacidade de carga lateral, pois cada impacto do martelo durante a cravação tende a compactar o solo, assegurando uma maior adesão entre o solo e a estaca.

Segundo BOWLES (1997) as estacas de madeira são cravadas, usualmente, com a extremidade menor para baixo, mas ocasionalmente, com propósito de aumentar a resistência da base, a extremidade maior pode ser cravada para baixo. O pé da estaca pode ser munido de ponteira metálica, para penetração em solos resistentes, mas também pode ser cortado em esquadro, ou mesmo com uma ponta afilada. Geralmente existem limitações para os tamanhos das extremidades e também para a falta de alinhamento que pode ser tolerado. Um fator a ser acrescentado é que o coeficiente de atrito desenvolvido entre a madeira e o solo pode se aproximar da tangente do ângulo de atrito interno efetivo do solo, a partir de uma combinação de deslocamento do solo pelo volume da estaca e da penetração de grãos na madeira, particularmente em solo não-coesivos. Por isso, as estacas de madeiras são bem apropriadas para trabalharem como estacas de atrito em solos granulares.

2.4.1 Breve histórico

Segundo TSCHEBOTARIOFF (1978), as estacas de madeira são as estacas mais antigas conhecidas, sendo usadas desde a pré-história na construção de palafitas.

STRAUB (1964) comenta que na construção de estradas em regiões pantanosas ou em regiões onde os materiais rochosos eram escassos, os antigos romanos recorriam a passadiços de madeira apoiados sobre estacas. Na construção de pontes, se o terreno fosse pantanoso ou fofo, o local deveria ser escavado e limpo, e estacas de amieiro, oliveira ou carvalho, previamente chamuscadas, deveriam ser cravadas com uma máquina. As estacas deveriam estar tão próximas umas das outras quanto possível, e os vazios entre elas deveriam ser preenchidos com cinzas. Leon Bathista Alberti, em 1485, publicou algumas especificações referentes à largura de estaqueamentos e comprimentos de estacas. No final do século XVIII, o engenheiro Rodolphe Perronet publicou um ensaio, no qual se encontram regras práticas sobre comprimento, seção transversal, espaçamento, qualidade das estacas e também sobre a resistência das estacas.

COSTA (1956) afirma que na Europa há vários exemplos de construções apoiadas há séculos sobre estacaria de madeira, citando, como exemplo, a existência na Suíça de diversas pontes de madeira muito antigas, ainda em serviço. Também comenta que parte da cidade de Lisboa está apoiada sobre estacas de madeira do tempo da reconstrução pombalina.

O uso de preservativos e de métodos de aplicação mais eficientes, a partir de 1832 na Inglaterra, intensificou o uso de estacas de madeira na Europa (AWPI, 2000).

Atualmente, as estacas de madeira são usadas em larga escala na Europa, e principalmente na América do Norte. Segundo GRAHAM (1997) alguns exemplos recentes do uso de estacas de madeira nos Estados Unidos são:

- i) construção de um novo albergue na cidade de Exton, em 1983, onde foram instaladas estacas de madeira apoiadas sobre rocha.
- ii) terminal de cargas do aeroporto internacional J.F. Kennedy na cidade de Nova York em 1990, onde foram usadas estacas de madeira em subsolo arenoso, resistindo aos esforços por atrito;
- iii) escola de segundo grau na cidade de Atlantic City, em 1993, onde foram usadas estacas de madeira com resistência de ponta e de atrito.

Milhares de estacas de madeira “tratadas” formam as fundações dos novos prédios do aeroporto J.F. Kennedy em New York e do aeroporto Dulles em Northern Virginia. A cidade de New Orleans em Louisiana é praticamente construída sobre estacas de madeira, onde são usadas em edifícios, rodovias, e também na estrutura massiva do ginásio Superdome. Um viaduto de 300m, construído na rodovia interestadual 80 perto de Winnemucca, no estado de Nevada, tem a fundação suportada por estacas de madeira com carga de projeto de 70 toneladas. Existem estacas de madeira com carga de 60 toneladas sob pontes que cruzam o rio Tâmesa em Londres, e com até 100 toneladas sob pontes cruzando o rio Sena em Paris (AWPI, 2000).

2.4.2 Estacas de madeira no Brasil

COSTA (1956) já observava que o uso de estacas de madeira em nosso país estava limitado a construções provisórias, e atribuía tal fato à falta de madeiras com as qualidades e dimensões convenientes. Além disso, observou que, entre nós, não se cuida devidamente do crescimento e tratamento de madeiras destinadas à construção.

AGUIRRE & WANDERLEY (1975) afirmam não haver razão para o uso de estacas de madeira apenas em obras provisórias, principalmente em regiões com abundância de madeira (como o norte do Brasil), em fundações de ponte sobre rio, cujo nível de água mínimo fica sempre acima dos blocos de coroamento. Cita que as madeiras mais utilizadas no Brasil para uso como estacas de fundação são: Aroeira do Sertão, Maçaranduba, Eucalipto, Peroba do campo, Aderno, Itapicuru, Ipê e Guarantã. Apresenta algumas expressões para determinação do diâmetro a ser usado, dependendo do comprimento da estaca e da resistência do terreno.

ALONSO (1996) afirma que o uso de estacas de madeira em nosso país é bastante reduzido, e aponta como razões para isso as dificuldades de se obter madeira de boa qualidade, e o incremento das cargas nas estruturas. Observa que a estaca de madeira mais usada no Brasil é a

de eucalipto, principalmente quando usada em fundação de obras provisórias, como no caso de cimbramentos de elementos estruturais de pontes, e que, em obras definitivas, usam-se as denominadas “madeiras-de-lei”, como a aroeira, a maçaranduba, e o ipê. Comenta sobre um fato ocorrido na cidade de São Paulo, em que houve a necessidade de reforço de fundação de vários casarões situados no bairro Jardim Europa, inclusive a Igreja Nossa Senhora do Brasil, cujas estacas de madeira apodreceram em decorrência da retificação e aprofundamento da calha do rio Pinheiros, que provocou um rebaixamento generalizado do lençol freático daquele bairro.

VELLOSO & LOPES (2002) comentam que as estacas no Brasil são usadas atualmente, quase que exclusivamente, em obras provisórias, mas que no passado eram utilizadas em obras permanentes e citam como exemplo clássico o Teatro Municipal do Rio de Janeiro. Acrescentam ser possível que, com adequados investimentos e implantação de grandes empreendimentos no norte do país, as estacas de madeira voltem a ser empregadas adequadamente em obras permanentes, como o são na Europa e nos Estados Unidos.

2.4.3 Vantagens e desvantagens

A grande maioria dos autores cita como principal vantagem das estacas de madeira a sua durabilidade quase ilimitada quando trabalham completamente abaixo do lençol freático. Diversos autores, entre eles TSCHEBOTARIOFF (1978), citam um caso histórico ocorrido quando foi feita a reconstrução do campanário da Igreja de São Marcos em Veneza, em 1902, verificou-se que as estacas de madeira, após mil anos de serviço, estavam em tão boas condições que foram mantidas no local para a fundação da nova torre.

GRAHAM (1997) cita um caso mais recente, em que estacas de madeira, usadas sem nenhum tratamento em uma estrutura de um canal na cidade de Waterford nos Estados Unidos, estavam como novas, depois de 80 anos de serviço.

Outras vantagens citadas são as seguintes: fácil obtenção, baixo custo, suporta muita bem a cravação (COSTA, 1956); conicidade natural, que favorece a resistência lateral (DUKE, 1975); facilidade de transporte (SIMONS & MENZIES, 1981); leveza, flexibilidade, boa resistência a choques (TOMLINSON, 1998). Além disso, o conselho de postes, estacas e madeira, do Instituto Americano dos Preservadores de Madeira (AWPA, 2000) cita uma longa lista de vantagens das estacas de madeira, estando entre elas: durabilidade secular, se devidamente protegidas; baixo custo; a conicidade natural facilita o desenvolvimento de atrito lateral; podem ser instaladas rapidamente e próximas umas das outras, adere ao solo em condições de baixa temperatura, resiste ao ataque de solos ácidos; fáceis de manusear e de transportar; podem ser cortadas facilmente; matéria-prima natural e renovável.

Vários autores, entre eles COSTA (1956), TSCHEBOTARIOFF (1978), VESIC (1975), ALONSO (1996), TOMLINSON (1998), citam como principal desvantagem das estacas de madeira a sua deterioração quando submetida à variação de umidade. Também apontam a suscetibilidade das estacas ao ataque de animais marinhos, quando usadas em obras marítimas.

Além disso VESIC (1975) cita as seguintes desvantagens: limitação de tamanho e reduzida capacidade de carga estrutural, facilidade da ocorrência de dano durante a cravação, e dificuldade para se aumentar o comprimento.

2.4.4 Deterioração de estacas de madeira

A madeira é um material biológico sujeito à decomposição, e ao ataque por insetos e animais marinhos, que são agentes naturais do ecossistema. Por isso a madeira deve ser protegida quando usada de uma forma permanente (CASSENS et al., 1995).

A decomposição de estacas de madeira é causada por fungos. Para se desenvolverem, os fungos precisam de ar, temperatura favorável e alimento, ou seja, madeira. Retirando-se um desses elementos a deterioração pode ser prevenida. Por exemplo, se a madeira for mantida seca ou continuamente submersa, ou se for tratada com produtos químicos de forma a tornar a madeira inadequada como alimento, então não haverá deterioração. Temperatura entre 18 e 35 °C é ideal para o crescimento de fungos, mas entre 40 e 46°C o crescimento cessa. Para matar os fungos temperaturas mais altas são necessárias (CHELLIS, 1961).

Se estacas de madeira são mantidas totalmente e permanentemente acima, ou abaixo, do nível d'água (NA), podem ter uma vida útil muito longa. No entanto, elas são sujeitas à degradação na zona de flutuação do NA. Nos casos de obras marítimas ou fluviais, as partes imersas das estacas de madeira estão sujeitas a um forte ataque por parte de organismos marinhos. Também podem ser atacadas acima do NA por fungos, cupins, e outros insetos destruidores de madeira. Teoricamente, a parte de uma estaca de madeira que ficasse permanentemente abaixo do NA mínimo não precisaria ser tratada. Sempre que possível, um coroamento de concreto deveria ser construído de forma que sua parte inferior ficasse abaixo do NA. Animais marinhos, principalmente o molusco *Teredo navalis* e os crustáceos *Chelluia* e *Limnoria*, são os responsáveis pelos maiores danos causados em estacas e outras estruturas de madeira em obras marinhas. Os moluscos penetram na madeira através de pequenos furos e crescem até 25mm em diâmetro e até 1 metro de comprimento, ou mais, destruindo a madeira durante seu crescimento. Os crustáceos trabalham principalmente na superfície da madeira, e formam uma rede de buracos interligados. A ação destrutiva de tais organismos é muito rápida; poucos meses de exposição são suficientes para que grandes danos sejam causados (TOMLINSON, 1998).

Segundo o LABORATÓRIO PRINCES RISBOROUGH (1972) na Grã-Bretanha, os animais marinhos perfuradores de madeira só conseguem sobreviver em água salinas; o *Limnoria* em

águas salinas excedendo 16 a 20 partes por 1000, e o *Teredo navalis* em águas de salinidade excedendo 5 a 9 partes por 1000. Também afirma que, em condições naturais, nenhuma espécie de madeira é imune ao ataque de animais marinhos perfuradores, mas algumas espécies possuem cerne resistente.

Segundo TOMLINSON (1998) a vida útil aproximada de madeiras quando em contato com o solo pode ser classificada em vários graus de durabilidade e sugere as seguintes madeiras comerciais, na Grã-Bretanha, apropriadas para o uso como estacas: (i) Douglas fir e Larch são moderadamente duráveis; (ii) Pitch pine, Western red cedar, e European oak são duráveis; (iii) Greenheart, Jarrah, Opepe, e Teca são muito duráveis.

Sobre a deterioração de estacas de madeira, VARGAS (1955) comenta que:

- (i) as três principais causas de deterioração de estacas de madeira são: apodrecimento, principalmente produzido por fungos; ataque por térmitas ou cupins; e ataque por animais marinhos;
- (ii) o apodrecimento só ocorre na presença de ar, de umidade, e de temperatura favorável; a ausência de ar, no caso de estacas submersas, explica sua duração indefinida quando instaladas abaixo do lençol d'água; vários são os fungos destruidores de estacas de madeira, mas o principal é que o produz a chamada podridão branca; a parte mais sujeita ao ataque é o alburno, que forma a parte externa da estaca, mas o ataque pode continuar pelo interior, através do cerne, até a completa inutilização da estaca; a durabilidade de uma estaca de madeira está condicionada à resistência de seu cerne;
- (iii) poucas espécies de madeira são imunes aos cupins; que são de dois tipos, os subterrâneos, que necessitam de umidade e atacam as estacas em sua parte enterrada, e os aéreos, ou de madeira seca;
- (iv) as brocas marinhas perfuram a madeira tanto para obter alimento, quanto para deposição de larvas;
- (v) como regra geral, estacas de madeira não devem ser usadas em obras terrestres sem tratamento preservativo, quando ficam inteiramente ou parcialmente acima do lençol d'água; em obras marinhas não devem ser usadas sem tratamento em nenhuma condição;
- (vi) estacas de eucalipto (não-tratadas) em condições favoráveis ao apodrecimento, têm uma durabilidade de, aproximadamente, cinco anos.

2.4.5 Tratamento preservativo

A maioria dos agentes biológicos que atuam deteriorando a madeira requerer quatro condições básicas para sobreviver: umidade acima do ponto de saturação das fibras; oxigênio livre; temperatura entre 10°C e 35 °C; e comida, ou seja, madeira. É geralmente impraticável controlar tais condições. Assim, o método mais comum de controlar a deterioração da madeira envolve remover a fonte de alimento, introduzindo-se em suas células produtos químicos tóxicos, denominados preservativos, por meio de pressão. A este processo dá-se o nome de tratamento preservativo. Antes do século XX a maioria das estruturas de madeira era usada sem tratamento preservativo aplicado sob pressão. A proteção contra a deterioração era proporcionada usando espécies naturalmente duráveis, ou por meio de processos que não usavam pressão para sua aplicação. Aplicados corretamente, preservativos de madeira podem aumentar a vida útil de estruturas de madeira em cinco vezes ou mais (RITTER, 1992).

A era moderna do tratamento preservativo de estacas de madeira teve início em 1831, quando Jean Robert Bréant patenteou um processo para aplicar preservativo na madeira sob pressão em câmara fechada, e em 1838 John Bethel patenteou o processo denominado célula cheia para aplicação de preservativo, inaugurando definitivamente a era industrial da preservação de madeiras (LEPAGE et al, 1986).

Segundo COLLIN (2002) o tratamento preservativo por meio de pressão tem sido reconhecido como um processo que protege a madeira, estendendo sua vida de cinco a dez vezes o tempo de vida da madeira usada sem nenhum tratamento, em condições semelhantes de uso. Por isso as normas construtivas requerem que a madeira seja tratada, para certos usos, definindo explicitamente “tratada” como submetida a tratamento preservativo por meio de pressão.

Um produto químico para ser usado como preservativo deve apresentar toxidez ao maior número de organismos xilófagos, e ao mesmo tempo apresentar baixa toxidez em relação aos seres humanos, e também não deve aumentar a característica de combustão, inerente à madeira. Além disso, um preservativo deve ter a capacidade de penetrar na madeira e permanecer nela por longos períodos, resistindo à lixiviação. Finalmente, o custo é o fator que viabiliza o uso de produtos, que apresentem as propriedades mencionadas. A eficiência do tratamento preservativo é medida por meio de dois parâmetros, correlacionados, penetração e retenção. A penetração indica a profundidade atingida pelo preservativo na peça submetida ao tratamento preservativo. A retenção expressa a quantidade de preservativo existente em determinado volume de madeira. O grau de penetração e retenção vai depender do tipo de preservativo, do processo de tratamento, da espécie da madeira, e do tipo de ambiente a que a estrutura será exposta (LEPAGE et al, 1986).

Segundo COLLIN (2002) e LEPAGE et al (1986) atualmente há dois tipos principais de preservativos aplicados por meio de pressão em estacas de madeira,

(i) preservativos a base de óleo (ou oleosos) principalmente creosoto e pentaclorofenol;

(ii) preservativos a base de água (ou hidrossolúveis) principalmente CCA, CCB, e ACZA.

Do ponto de vista químico, creosoto é um mistura complexa de mais de uma centena de hidrocarbonetos. Na prática, creosoto é um composto de vários destilados, misturados de tal forma a serem obtidas certas características exigidas pelas especificações. É bastante efetivo no combate a maioria dos organismos que atacam a madeira. O creosoto pode apresentar problemas de exsudação e acúmulo de preservativo na superfície da madeira. Segundo CASSENS et al. (1995), apresenta cor escura e odor característicos que podem se tornar objeções para algumas aplicações. Após o uso de creosoto, a madeira não deve ser pintada. Deve ser evitado o contato humano durante sua aplicação e esta não deve ser feita em lugares fechados. É usado desde os primeiros dias do tratamento sob pressão, mas em 1986 tornou-se de aplicação restrita nos EUA, estando disponível apenas para empresas certificadas.

Pentaclorofenol é um preservativo de caráter ácido obtido pela adição direta de cloro ao composto químico fenol. Normalmente é dissolvido em óleo combustível num teor de 5%. Em geral, não apresenta problemas de odor. É efetivo no combate a organismos terrestres, mas é lixiviado em contato com água salina. A partir de 1930 iniciaram-se os estudos com pentaclorofenol. Foi um dos preservativos mais usados até 1973, com a escalada dos preços do petróleo. Segundo CASSENS et al. (1995), em 1986 também tornou-se de aplicação restrita, nos EUA. Atualmente é usado como padrão para comparar a eficácia de outros preservativos.

O preservativo hidrossolúvel CCA é composto por cromo, cobre e arsênio. Foi desenvolvido em 1933, e tem sido usado no mundo todo como preservativo de madeira a mais de 60 anos. O CCA combina as propriedades fungicidas do cobre com as propriedades inseticidas do arsênio, sendo que a fixação do cobre e do arsênio é dependente da presença de cromo. É o preservativo de mais larga aplicação em todos os ambientes adverso ao uso da madeira.

O preservativo hidrossolúvel CCB é composto por cobre, cromo e boro. Foi desenvolvido na Índia durante a segunda guerra mundial, mas só começou a ser comercializado em 1960, na Alemanha. Nasceu de uma tentativa de substituir o arsênio do CCA por boro, devido aos possíveis perigos representados pelo arsênio, mas há dúvidas sobre sua eficiência como inseticida, e sobre sua resistência à lixiviação.

ACZA é um composto hidrossolúvel à base de amoníaco, cobre, zinco e arsênio e é uma formulação melhorada do original ACA (amoníaco, cobre e arsênio). Está disponível desde 1980. ACA e ACZA são sistemas preservativos alcalinos, que foram elaborados para se obter

uma penetração consistente no tratamento de espécies de difícil tratamento, como por exemplo, a espécie Douglas fir, muito usada nos EUA.

Os processos de tratamento da madeira sob pressão podem ser divididos em duas categorias: processo de célula cheia e processo de célula vazia. Nestes processos, a madeira a ser tratada é colocada dentro de um autoclave, que após ser fechado é preenchido com preservativo em temperatura entre 80 e 100°C e, em seguida, é aplicada pressão da ordem de 1,2 MPa, mantida até que a absorção requerida seja alcançada. A realização, ou não, de vácuo antes da fase de preenchimento do autoclave com o preservativo é que distingue os dois tipos de processos. O de célula cheia, com realização de vácuo, e o de célula vazia, sem vácuo. Considera-se vácuo, nos processos de célula cheia, a pressão inferior à atmosférica, da ordem de 600 a 630 mm de Hg, aplicado durante 30 minutos a 1 hora, dependendo da permeabilidade da madeira, e tem a função de facilitar a penetração do preservativo, pela retirada do ar das camadas superficiais da madeira. De um modo geral, antes de ser tratada, a madeira deve estar com teor de umidade abaixo do ponto de saturação das fibras (LEPAGE et al, 1986).

Os preservativos usados nos tratamentos sob pressão são pesticidas e têm uso restrito, estando disponíveis apenas para empresas certificadas, mas a madeira tratada com estes preservativos não tem nenhuma restrição de uso (CASSENS et al., 1995).

Após sua aplicação na madeira, a composição do CCA muda, tornando-o resistente à lixiviação. Esta mudança química é comumente chamada de fixação (CASSENS et al., 1995).

Segundo ARSENAULT (1975), postes de madeira em serviço durante 26 a 32 anos, tratados com CCA, não apresentaram perda significativa de preservativo devido à lixiviação ou outros fatores. Além disso, amostras de solos retiradas de várias distâncias dos postes apresentaram uma concentração média de 53 ppm junto ao poste, decrescendo para 16,3 ppm a 30 centímetros do poste, enquanto o nível de arsênico na área era, anteriormente, de 14,2 ppm. Arsênico pode estar presente naturalmente no solo em níveis de 1 ppm até 8000 ppm, e em média na faixa de 5 a 6 ppm. O CCA em uso corrente tem sido aperfeiçoado para apresentar desempenho ainda melhor.

Atualmente, no Brasil, o preservativo usado, quase exclusivamente, em estacas de madeira é o CCA. Até o momento nenhum estudo definitivo comprova que o nível deste preservativo liberado da madeira para o solo possa vir causar algum dano ao meio ambiente, mas o perigo sempre existe. No caso específico de estacas de madeira, o ideal do ponto de vista ambiental seria evitar preservativos, usando-se madeiras que apresentem durabilidade natural. Em nosso país essa solução ainda não poderia ser aplicada sem contribuir para o desmatamento de florestas nativas, uma vez que as madeiras de reflorestamento resumem-se praticamente aos pinus e aos eucaliptos. A solução passa por uma decisão política de incentivo ao aumento de

áreas de reflorestamento, incluindo espécies de rápido crescimento e também as de crescimento lento, que apresentem alta durabilidade natural.

2.4.6 Normas e especificações internacionais para estacas de madeira

A seguir são apresentadas, resumidamente, normas e especificações sobre estacas de madeira em alguns países.

Estados Unidos

As principais especificações são,

i) *D 2899-03 - Standard Practice for Establishing Allowable Stresses for Round Timber Piles*, da *American Society for Testing and Materials – ASTM* (2003), essa especificação apresenta procedimentos para se estabelecer valores de tensões de projeto para estacas roliças de madeira, a partir de valores de resistência obtidos com corpos-de-prova isentos de defeitos.

ii) *D 25-99 - Standard Specification for Round Timber Piles*, da *ASTM* (1999). Essa especificação define as características físicas (dimensões mínimas, comprimentos disponíveis) e qualidades necessárias (taxa mínima de anéis de crescimento e porcentagem de madeira de verão, retidão, retirada da casca, limitação de conicidade, limitação de fibras retorcidas, limitação de nós e outros defeitos) de estacas roliças de madeira tratadas ou não-tratadas para serem usadas em fundações. As estacas de madeira sob essa especificação são comumente projetadas para uma seção crítica, como a ponta (extremidade mais delgada), a base, ou uma seção intermediária, usando tensões de projeto de acordo com a especificação D2899 da *ASTM*.

iii) *C3 – Standard for the Preservative of Piles by Pressure Process*, da *American Wood-Preservers' Association – AWPA* (1991). Essa especificação apresenta informações relativas ao tratamento preservativo sob pressão de estacas de madeira.

As principais normas para o projeto estrutural são,

i) - *National Design Specification - NDS* (1997) – *Part VI: Round Timber Piles*, da *American Forest & Paper Association - AF&PA*. Essa norma baseia-se no princípio das tensões admissíveis (*Allowable Stress Design – ASD*) e aplica-se ao projeto estrutural de estacas de madeira que estejam em conformidade com a D25 da *ASTM*.

ii) *Load and Resistance Factor Design – LRFD - Standard 16-95 - Supplement: Timber poles and piles* publicada conjuntamente pela *AF&PA* e pelo *American Society of Civil Engineers - ASCE*. A *LRFD* é a primeira norma para o projeto de estruturas de madeira, nos EUA, baseada no conceito de estados limites. O suplemento relativo a estacas de madeira fornece resistências e

módulos de elasticidade de referência tabelados para compressão axial, flexão, cisalhamento, compressão normal, e módulo de elasticidade, para as espécies Douglas Fir, Red Oak, Red Pine, e Southern Pine.

Reino Unido

A referência para estacas de madeira é a *BS 5268-2:1996 - Structural use of timber. Code of practice for permissible stress design, materials and workmanship*. Essa norma apresenta valores de tensões admissíveis, e módulo de elasticidade (na condição de madeira seca) para diversas espécies, pré-classificadas visualmente ou mecanicamente, que podem ser usadas como estacas para fundações.

Noruega

Especificações gerais sobre estacas metálicas, de concreto e de madeira são apresentadas na NS 3420 (1991).da *Norwegian Standards* A norma específica para o projeto de estacas de madeira é a NS 3470 (1999) da *Norwegian Standards*. As Estacas de madeira normalmente são usadas como estacas de atrito em argila e devem ter diâmetro mínimo na ponta de 12,5 cm; podem ser emendadas, ou combinadas com um bloco de concreto no topo; a capacidade de carga instalada de estacas de madeira situa-se na faixa de 80 a 200 kN.

Alemanha

A norma que trata, especificamente, do projeto e execução de estacas de madeira e estacas premoldadas em geral é a DIN – 4026 (1975). Essa norma apresenta uma tabela com valores de capacidade de carga geotécnica admissível de estacas de madeira, sem considerar os correspondentes recalques. Os valores dependem do diâmetro da ponta e do comprimento cravado da estaca; os diâmetros variam de 15 a 35cm e as cargas admissíveis de 100 a 600 kN; o solo deve ser suficientemente resistente, e o comprimento cravado mínimo é de 3 metros; a conicidade máxima é de 1,5cm por metro, e quando for usada madeira serrada, as estacas devem ter lado de no mínimo 16cm.

Austrália

A principal norma é a *AS 3813.3 – 2001: Timber – Heavy Structural Products – Visually graded – Part 3: Piles*, que tem como objetivo apresentar as exigências mínimas para classificação visual e seleção de espécies para uso como estacas de madeira para fundações, tanto para coníferas quanto para folhosas. Em uma primeira seção são apresentadas exigências gerais, e em seguida são apresentadas exigências complementares, separadas em três seções. O Apêndice E dessa norma é de especial interesse, por sua praticidade e facilidade de aplicação. Nesse apêndice encontra-se um procedimento de classificação para estacas de madeira, a partir de fendas nas extremidades e rachaduras ao longo da estaca, sendo a classificação feita por

comparação com fotografias. Os limites para fendas e rachaduras são aplicados de acordo com a localização do defeito (pé ou cabeça da estaca) e com o teor de umidade (madeira verde ou seca). As exigências são maiores para a madeira verde e para o lado do pé (extremidade mais delgada).

2.4.7 Normas e especificações nacionais para estacas de madeira

NBR 6122/1996: Projeto e execução de fundações

No Brasil não existe uma norma específica para estacas de madeira, mas a NBR 6122/1996: Projeto e execução de fundações, no item 7.8.1 - Estacas de madeira, faz as seguintes recomendações para estacas de madeira,

- (i) A ponta (pé da estaca; extremidade mais delgada) e o topo (cabeça) devem ter diâmetros maiores que 15cm e 25cm, respectivamente;
- (ii) A reta que une os centros das seções da ponta e do topo deve estar integralmente dentro da estaca;
- (iii) O topo deve estar protegido para não sofrer dano durante a cravação, mas se ocorrer algum dano na cabeça da estaca, a parte afetada deve ser cortada;
- (iv) O topo deve ficar abaixo do nível d'água, mas em obras provisórias, ou no caso de estacas tratadas com preservativos de eficiência comprovada, esta exigência pode ser dispensada;
- (v) Em águas livres, as estacas devem ser protegidas contra o ataque de organismos;
- (vi) Em terrenos com matacões devem ser evitadas as estacas de madeira; e quando tiverem que penetrar camadas resistentes, as pontas devem ser protegidas por ponteiros de aço;
- (vii) As emendas podem ser feitas por qualquer processo que garanta a integridade da estaca, desde que resistam a todas as solicitações que ocorram durante o manuseio, cravação e serviço da estaca;
- (viii) Carga estrutural admissível – as estacas de madeira têm sua carga estrutural calculada, sempre em função da seção transversal mínima, adotando-se tensão admissível compatível com o tipo e a qualidade da madeira, conforme a NBR 7190/1982 (“Cálculo e execução de estruturas de madeira – Procedimento”).

Aqui é importante observar que atualmente a NBR 7190/1997: Projeto de estruturas de madeira, da ABNT é fundamentada nos conceitos de Estados Limites e não no conceito de tensão admissível.

(ix) Cravação - a cravação é normalmente executada com martelo de queda livre, usando-se a maior relação possível entre o peso do martelo e o peso da estaca, respeitando-se a relação mínima de 1,0. No caso em que a cota de arrasamento estiver abaixo da cota do plano de cravação, pode-se utilizar um elemento suplementar, denominado prolongamento ou suplemento, desligado da estaca propriamente dita, que deve ser retirado após a cravação. Caso não sejam usados dispositivos especiais devidamente comprovados, que garantam o posicionamento da estaca e a eficiência da cravação, fica limitado a 2,5m o comprimento do suplemento.

(x) Preparo de cabeças e ligação com o bloco de coroamento – deve ser cortado o trecho danificado durante a cravação ou o excesso em relação à cota de arrasamento previsto. Caso a nova cota de topo esteja abaixo da cota de arrasamento previsto, deve-se fazer uma emenda.

NBR 8456/1984 - Postes de eucalipto preservado para redes de distribuição de energia elétrica – Especificação

Apesar de não ser uma norma sobre estacas de madeira, a NBR 8456/1984 - Postes de eucalipto preservado para redes de distribuição de energia elétrica – Especificação, da ABNT, contém informações e especificações que podem ser úteis para estacas de madeira.

(i) Classificação - a NBR 8456/1984 classifica os postes de eucalipto em quatro tipos, de acordo com suas características mecânicas e geométricas, L (tipo leve), M (tipo médio), P (tipo pesado) e XP (tipo extra-pesado). As características mecânicas e geométricas são apresentadas em outra norma da ABNT, a NBR 8457/1984 - Postes de eucalipto preservado para redes de distribuição de energia elétrica – Dimensões – Padronização.

(ii) Resistência à flexão - a NBR 8456/1984 faz referência ao ensaio de flexão em postes de madeira, que é padronizado pela NBR 6231/1980 - Resistência à flexão de poste de madeira – Método de ensaio, da ABNT. Esse ensaio é realizado com esquema estático de viga engastada e livre, com carga aplicada a 30 cm da extremidade mais delgada. A força e o deslocamento no ponto de aplicação da força são medidos. A partir destes valores e das dimensões do poste determinam-se: a tensão limite de resistência na seção de engastamento; e o módulo de elasticidade do poste, levando-se em consideração a conicidade.

(iii) Espécies - a NBR 8456/1984 indica seis espécies de eucalipto para uso como poste, Alba, Citriodora, Tereticornis, Rostrata, Paniculata, e Botryoides.

(iv) Dimensionamento – os parâmetros para dimensionamento são os seguintes:

limite de resistência à flexão = 85MPa;

módulo de elasticidade à flexão = 13000 MPa;

massa específica aparente = 900 kg/m³;

conicidade; entre 0,5cm/m e 1,0 cm/m;

(v) Preparação e exigências de fabricação – as árvores devem ser bem desenvolvidas, razoavelmente retas, com pelo menos 8 anos de idade, e apresentar espessura mínima de alburno de 2 cm (por questões de tratamento); a casca deve ser completamente removida; os postes devem ser secos ao ar antes do tratamento preservativo.

2.4.8 Cravação de estacas de madeira

O mais comum dos processos de instalação de estacas é a cravação à percussão, principalmente para estacas de madeira.

Bate-estacas

A cravação à percussão é feita por equipamentos chamados de bate-estacas. O bate-estaca é composto basicamente por duas partes: um guincho e um peso, chamado de martelo ou pilão. Segundo VELLOSO & LOPES (2002) existem dois tipos principais de martelos: martelo de queda livre e martelo automático. O martelo de queda livre é levantado pelo guincho e deixado cair sobre a cabeça da estaca, quando o tambor do guincho é desligado por um sistema de embreagem. O martelo automático é levantado por ação de vapor, ar comprimido, ou por gases de explosão de óleo diesel, e neste caso o guincho serve apenas para posicionar o martelo sobre a cabeça da estaca. Quando o acionamento automático também é usado para acelerar a descida do pilão, o martelo é chamado de martelo de duplo efeito.

Acessórios de cravação

Entre o martelo e a estaca são usados três acessórios: um capacete, formado por um anel metálico, e dois amortecedores, formados por blocos de madeira, denominados cepo e coxim (ou almofada). O capacete fica apoiado sobre a cabeça da estaca e acomoda os amortecedores. O cepo é colocado em cima do capacete, visando proteger o martelo de tensões elevadas, e o coxim fica entre o capacete e a estaca para proteger a estaca.

Cravando estacas de madeira

Martelos de queda livre são usuais na cravação de estacas de madeira. Para cravação difícil o peso do martelo deve ser igual ao peso da estaca, e para cravação fácil o peso do martelo não deve ser menor que a metade do peso da estaca. O excesso de cravação pode provocar o esmagamento e a separação das fibras na cabeça da estaca. A fixação de uma tira metálica ao redor da cabeça da estaca deve reduzir o dano a proporções toleráveis. Além disso, como as

estacas de madeira não são particularmente apropriadas para cravação em solos resistentes, geralmente uma ponteira metálica é fixada ao pé da estaca. Ocorrendo dano na estaca e sendo o peso do martelo apropriado para as condições de cravação, talvez seja necessário reduzir a carga de projeto da estaca de tal forma que uma menor altura de queda possa ser usada e um menor número de golpes possa ser aplicado para sua instalação (FLEMING et al., 1992).

Segundo BOWLES (1997), o impacto do martelo geralmente provoca esmagamento e separação das fibras localizadas na parte superior da estaca de madeira, mas este efeito pode ser controlado por meio de uma proteção metálica na cabeça da estaca.

Atualmente para evitar os danos anteriormente mencionados podem ser fixadas chapas com dentes estampados em ambas as extremidades da estaca.

Segundo SIMONS & MENZIES (1981), o perigo de estragar uma estaca de madeira, durante a cravação, pode ser reduzido limitando-se a altura de queda e o número de golpes do martelo.

2.4.9 Resistência estrutural axial de estacas de madeira

Alguns autores apresentam valores conflitantes para a resistência estrutural de estacas de madeira, e geralmente apresentam valores mais baixos para a resistência estrutural de estacas de madeira do que para estacas de concreto de mesmo diâmetro.

Segundo TSCHEBOTARIOFF (1978) as estacas de madeira, usualmente, não podem suportar cargas (axiais) acima de 230kN a 270 kN.

Em condições usuais a carga axial máxima para estacas de madeira é de 400kN, sendo o intervalo de 80kN a 240 kN a faixa de carga ótima (BOWLES, 1997).

Segundo FLEMING et al. (1992) é improvável que a carga (axial) estrutural de estacas de madeira ultrapasse 500kN, parcialmente pela resistência à compressão e parcialmente pela seção transversal, em geral, menor quando comparada com outros tipos de estacas.

Segundo SIMONS & MENZIES (1981), usualmente a carga (axial) estrutural de estacas de madeira é da ordem de 600kN.

Segundo ALONSO (1996) a carga (axial) estrutural de estacas de madeira, depende da seção média da estaca, bem como do tipo de madeira empregada, e sugere, como ordem de grandeza, para carga admissível (força axial estrutural máxima dividida por um coeficiente de segurança) os valores apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Cargas admissíveis estruturais de estacas de madeira (ordem de grandeza)

Diâmetro (cm)	Carga (kN)
20	150
25	200
30	300
35	400
40	500

Segundo CHELLIS (1961) a carga axial estrutural de estacas de madeira, nos EUA, é limitada por códigos e especificações locais. Por exemplo, para a cidade de Nova York a carga axial máxima é de 200 kN para uma estaca com diâmetro de 15cm na extremidade menor, e de 250 kN para uma estaca com diâmetro de 20cm na extremidade menor. No entanto, a capacidade de resistência do solo é usualmente o fator que determina a capacidade de carga de uma estaca. A carga estrutural admissível do material da estaca é raramente usada completamente. A falha no reconhecimento desse fato é que tem resultado no uso de cargas para estacas de madeira muito abaixo das cargas usadas para estacas de concreto, mesmo estando a carga estrutural admissível da madeira (muitas vezes) acima da do concreto.

2.5 Estimativa da capacidade de carga axial de estacas isoladas

No projeto de estacas é de grande importância a avaliação da capacidade de carga axial. Neste item será discutida a capacidade de carga axial de estacas isoladas do ponto de vista geotécnico.

Segundo DÉCOURT (1996), uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

A forma como o carregamento é transferido da estaca para o solo, e vice-versa, é chamado de sistema de transferência de carga.

Na maioria das situações práticas o peso da estaca é desprezível em relação à magnitude das forças aplicadas. Assim, a partir do equilíbrio entre a carga aplicada, da resistência oferecida pelo solo, e desprezando-se o peso próprio da estaca, pode-se definir a capacidade de carga como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral e pela ponta, ou pé da estaca.

$$Q_U = Q_L + Q_P = q_L \cdot A_L + q_P \cdot A_P \quad (1)$$

Em que:

Q_U = capacidade de carga da estaca;

Q_L = carga máxima suportada por atrito lateral;

Q_p = carga máxima suportada pela ponta da estaca;

q_L = tensão de cisalhamento limite ao longo do fuste da estaca;

A_L = área lateral da estaca;

q_p = tensão normal limite na base da estaca;

A_p = área da base da estaca.

A equação anterior assume, implicitamente, que as resistências laterais e de ponta não são interdependentes. Esta consideração não é estritamente correta, mas existe pouca dúvida de que é correta o bastante, para as estacas usuais e propósitos práticos (POULOS & DAVIS, 1980).

A carga admissível de uma estaca isolada, em relação à ruptura, é obtida por meio da aplicação de fator de segurança a sua capacidade de carga.

$$Q_{adm} = \frac{Q_U}{CS} \quad (2)$$

Em que, os termos não definidos anteriormente, representam:

Q_{adm} = carga admissível;

CS = coeficiente de segurança.

Além disso, segundo a NBR 6122/1996, a carga admissível de uma estaca só deve provocar deslocamentos que a estrutura possa suportar sem inconvenientes.

Segundo CINTRA & AOKI (1999), para as várias estacas que formam a fundação de uma construção, a carga admissível é obtida mediante a aplicação de um coeficiente de segurança global ao valor médio das capacidades de carga dos elementos isolados. Assim, os autores referem-se a um valor único de carga admissível para uma determinada obra, desde que não haja variação do material constituinte do elemento estrutural e de sua seção transversal, nem do processo de instalação das estacas.

Segundo FLEMING et al. (1992), a magnitude relativa entre a resistência lateral e a resistência de ponta depende da geometria da estaca e do perfil do solo. Estacas que ultrapassam uma camada relativamente fraca e se apóiam em uma camada firme são chamadas estacas de ponta, por derivarem a maior parte de sua capacidade de carga a partir da ponta. Quando a estaca não encontra uma camada particularmente resistente para apoiar sua base, então a estaca é chamada de estaca de atrito ou estaca flutuante. Em solos coesivos a resistência lateral é, geralmente, a principal, enquanto que em solos granulares a capacidade de carga é aproximadamente dividida em partes iguais entre atrito lateral e ponta.

Segundo VELLOSO & LOPES (2002) a avaliação da capacidade de carga axial de uma estaca isolada pode ser feita por métodos estáticos ou métodos dinâmicos.

2.5.1 Métodos estáticos

Os métodos estáticos são usados na previsão da capacidade de carga e da profundidade de assentamento da base da estaca, e podem ser divididos em teóricos e semi-empíricos. Segundo VELLOSO & LOPES (2002) haveria, ainda, os métodos empíricos, que estimam a capacidade de carga com base apenas na classificação das camadas atravessadas, mas estes servem apenas como uma estimativa grosseira da capacidade de carga.

2.5.1.1 Métodos estáticos teóricos

Os métodos estáticos teóricos utilizam parâmetros dos solos, obtidos em ensaios de laboratório ou ensaios “in situ”, e determinam a capacidade de carga por meio de conceitos desenvolvidos na Mecânica dos Solos e de formulações teóricas, que envolvem definições de modos e superfícies potenciais de ruptura, por exemplo.

Em geral, a resistência lateral e a resistência da base são apresentadas separadamente.

Resistência de ponta

Segundo POULOS & DAVIS (1980) é usualmente aceito que a resistência máxima na ponta pode ser avaliada pela seguinte equação,

$$Q_p = A_p(c.N_c + \sigma_v.N_q + 0,5.\gamma.d.N_\gamma) \quad (3)$$

Em que, os termos não definidos anteriormente, representam:

c = coesão do solo;

σ_v = tensão vertical no solo no nível da base;

γ = peso específico do solo;

d = diâmetro da estaca;

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga, que variam em função do ângulo de atrito interno do solo.

As teorias desenvolvidas com base na eq. (3) são derivadas da Teoria da Plasticidade e são conhecidas como teorias clássicas, podendo-se citar como exemplos as teorias desenvolvidas por TERZAGHI (1943), MEYERHOF (1951, 1953 e 1956) e BERANTZEV et al. (1965). As teorias clássicas calculam a resistência de ponta como função apenas da resistência do solo. VESIC (1975) desenvolveu teoria que leva em consideração, além da resistência do solo, a rigidez da estaca.

Resistência lateral

Segundo POULOS & DAVIS (1980) a resistência lateral pode ser avaliada pela integração, ao longo da superfície lateral, das tensões de cisalhamento desenvolvidas entre o solo e a estaca, a partir da expressão de Coulomb.

$$q_L = c_a + \sigma_n \cdot \text{tg } \delta \quad (4)$$

Em que, os termos não definidos anteriormente, representam:

c_a = adesão;

σ_n = tensão normal entre a estaca e o solo;

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

A tensão normal (σ_n) é convencionalmente obtida multiplicando-se a tensão vertical (σ_v) pelo coeficiente de empuxo lateral (K_S), que depende principalmente do estado de tensões iniciais do solo e do método de execução da estaca, mas também sofre influência da forma e do comprimento da estaca VELLOSO & LOPES (2002).

Integrando-se as tensões de cisalhamento ao longo da superfície lateral da estaca tem-se,

$$Q_L = \int_0^L \pi \cdot d [c_a + \sigma_v(z) \cdot K_S \text{tg } \delta] dz \quad (5)$$

Em que, os termos não definidos anteriormente, representam:

K_S = coeficiente de empuxo lateral;

L = comprimento da estaca;

z = profundidade.

Segundo alguns autores existe uma profundidade crítica, para solos arenosos e siltsosos, a partir da qual não há aumento do atrito lateral.

As teorias desenvolvidas são aplicadas aos casos particulares de solos puramente argilosos ou puramente arenosos. No caso de capacidade de carga obtida por meio de cálculo teórico é recomendável utilizar coeficiente de segurança não inferior a 3 (CINTRA & AOKI, 1999).

Maiores detalhes sobre métodos estáticos teóricos para determinação da capacidade de carga de estacas isoladas podem ser encontrados em VELLOSO & LOPES (2002).

2.5.1.2 Métodos estáticos semi-empíricos

Segundo DÉCOURT (1996) os métodos estáticos teóricos são fundamentais para estabelecer a influência relativa dos fatores envolvidos na determinação da capacidade de carga de estacas, mas a utilização prática desses métodos é restrita devido à dificuldade de obtenção dos parâmetros do solo necessários. Por outro lado correlações semi-empíricas (obtidas por meio de ajustes estatísticos) entre as tensões correspondentes a estados-limites de ruptura (obtidos em ensaios sobre estacas, chamados de prova de carga) e dados de resistência à penetração de ensaios “in situ” são simples de ser estabelecidas. Essas correlações contêm, embutidas em sua essência, os princípios apresentados nos métodos teóricos.

No Brasil os métodos mais utilizados para o dimensionamento de fundações em estacas são os conhecidos como Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

Método AOKI-VELLOSO

AOKI & VELLOSO (1975) apresentaram esse método no V Congresso Pan-americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.

Considerando que o fuste da estaca atravessa n camadas distintas de solo, a resistência de ponta (Q_P) e a resistência lateral (Q_L) que compõem a capacidade de carga (Q_U) são dadas por:

$$Q_P = q_p \cdot A_p \quad (6)$$

$$Q_L = \pi \cdot d \sum_{L=1}^n (q_L \cdot \Delta L) \quad (7)$$

Em que, os termos não definidos anteriormente, representam:

d = diâmetro da estaca;

n = número de camadas de solo;

ΔL = espessura da camada de solo.

Os valores de q_p e q_L são iguais, respectivamente, à resistência de ponta (q_c) e ao atrito lateral unitário (f_c) medidos em ensaio de penetração estática (CPT).

Quando não se mede o valor de f_c , pode-se determiná-lo multiplicando-se o valor de q_c pelo coeficiente α , que é função do tipo de solo. Não se realizando ensaio CPT, mas dispondo-se de ensaio de penetração dinâmica SPT, pode-se estimar o valor de q_c , multiplicando-se o índice de resistência à penetração N, obtido no ensaio SPT, pelo coeficiente K, também função do tipo de solo. Sendo os valores de N obtidos a partir da sondagem mais próxima ao local de cravação da estaca. Ambos coeficientes α e K estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Coeficientes α e K do Método Aoki –Velloso.

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

Para permitir a transposição dos resultados de ensaio CPT às estacas deve-se dividir os valores de q_c e f_c por coeficientes de transformação F_1 e F_2 , respectivamente. Estes coeficientes englobam o efeito do tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca e o cone do CPT. São apresentados valores para estacas pré-moldadas de concreto, metálicas, Franki e escavadas. Os valores recomendados para estacas pré-moldadas de concreto são: $F_1 = 1,75$ e F_2 igual ao dobro de F_1 .

Para estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro o valor de F_1 mostrou-se conservador, assim uma nova recomendação para o coeficiente F_1 foi feita por AOKI (1985),

$$F_1 = 1 + \frac{d}{0,80} \quad (8)$$

Em que: d = diâmetro da estaca em metros.

A relação entre F_1 e F_2 foi mantida, embora o valor de F_2 possa variar de uma a duas vezes o valor de F_1 , sendo F_2 igual ao dobro de F_1 a hipótese mais conservadora.

Assim a capacidade de carga de uma estaca isolada é estimada pelo método Aoki-Velloso por meio da seguinte equação

$$Q_U = \frac{K.N_p}{F_1} A_p + \frac{\pi.d}{F_2} \sum_{L=1}^n (\alpha.K.N_L .\Delta L) \quad (9)$$

Em que:

N_p = índice de resistência à penetração do ensaio SPT na cota de apoio da estaca;

N_L = índice de resistência à penetração médio do ensaio SPT, da camada de solo.

Quando a ponta da estaca se situa entre duas cotas de determinação do índice N do SPT, o valor da resistência é obtido por interpolação linear.

A carga admissível (Q_{adm}) de uma estaca isolada é calculada com um coeficiente de segurança, no mínimo igual a 2, aplicado ao valor de sua capacidade de carga (Q_U).

MONTEIRO (1997) estudou esse método e apresentou valores ligeiramente diferentes para os coeficientes α e K . Recomenda limitar o valor de N em 40. Apresenta variação no cálculo da parcela de ponta, que inclui valores de N obtidos em uma faixa abaixo e acima do nível do pé da estaca. Além disso, apresentou valores para os coeficientes F_1 e F_2 para vários tipos de estacas.

Valores de F_1 e F_2 , específicos para estacas de madeira, ainda não foram apresentados.

Método DÉCOURT-QUARESMA

Este método, apresentado por DÉCOURT & QUARESMA (1982), avalia a capacidade de carga de estacas com base no índice de penetração N do ensaio SPT, e foi originalmente feito com base em ensaios realizados em estacas pré-moldadas de concreto.

As parcelas de resistência de ponta (Q_p) e de resistência lateral (Q_L) são expressas por:

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (10)$$

$$Q_L = q_L \cdot A_L \quad (11)$$

A tensão de ruptura na ponta (q_p) e o atrito lateral unitário (q_L) expresso em kPa, são dados por:

$$q_p = C \cdot N_p \quad (12)$$

$$q_L = 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (13)$$

Em que:

N_L = valor médio do SPT ao longo do fuste; com os valores de N de 3 a 50;

N_p = valor médio na ponta, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente superior, e o imediatamente inferior;

C = coeficiente que depende do tipo de solo, apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 - Coeficiente C do Método Décourt-Quaresma

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso (solo residual)	200
Silte arenoso (solo residual)	250
Areia	400

Com relação ao valor máximo de $N = 50$, CINTRA & AOKI (1999) alertam para o fato da dificuldade executiva de se cravar estacas pré-moldadas em terrenos com N acima da faixa de 15 a 35. Na versão anterior método, DÉCOURT & QUARESMA (1978), o valor de N_L era limitado a 15.

A carga admissível (Q_{adm}) de uma estaca isolada é obtida por meio da seguinte equação:

$$Q_{adm} = \frac{Q_L}{1,3} + \frac{Q_p}{4} \quad (14)$$

O valor médio das cargas admissíveis das estacas isoladas representa a carga admissível de um estaqueamento, desde que também atenda ao coeficiente de segurança global igual a 2.

2.5.2 Métodos dinâmicos

Os métodos dinâmicos são aqueles em que a capacidade de carga de uma estaca cravada à percussão é prevista com base na observação da resposta que a estaca apresenta durante o processo de cravação. A observação da resposta de uma estaca à cravação pode ser feita, entre outras maneiras, por meio da medição da nega, por meio da medição da nega e do repique, e por meio de instrumentação (VELLOSO & LOPES, 2002).

Os métodos dinâmicos também são utilizados no controle e na verificação do desempenho de estacas cravadas, sendo a determinação do repique e a instrumentação mais usados com essas finalidades, e serão comentados em outro item.

Para previsão da capacidade de carga por meio de método dinâmico, a maneira mais simples de observação da resposta à cravação é a medição da nega.

Nega

A nega corresponde à penetração permanente da estaca no solo causada pela aplicação de um golpe do martelo. Geralmente é obtida com o auxílio de uma régua fixa, em nível e sem contato com a estaca. Traça-se uma linha horizontal na estaca, e depois de se aplicar dez golpes na estaca, traça-se outra linha horizontal. Dividindo-se a distância entre os dois traços por dez tem-se a penetração permanente média por golpe.

Segundo VELLOSO & LOPES (2002) há duas famílias gerais de métodos dinâmicos utilizados para avaliação da capacidade de carga axial de estacas, dependendo da forma de interpretação do fenômeno da cravação de uma estaca à percussão, seja como um fenômeno de impacto, seja como um fenômeno de ondas de tensão em barras.

2.5.2.1 Cravação como um fenômeno de impacto

A interpretação da cravação como fenômeno de impacto é geralmente expressa, matematicamente, por meio de equações chamadas de “Fórmulas Dinâmicas”, as quais têm como base a lei da conservação da energia e a teoria de choque de corpos rígidos elaborada por Newton.

Estas fórmulas tentam prever, a partir da nega, a resistência dinâmica da estaca (carga mobilizada correspondente a um golpe do martelo) e correlaciona-la com sua resistência estática (capacidade de carga da estaca). Para se cravar uma estaca é necessário vencer, além da resistência estática do solo, a parcela de resistência dinâmica oferecida pela inércia da estaca. Assim, a capacidade de carga pode ser obtida, dividindo-se a resistência à cravação por um fator de correção (F) que fará o devido desconto da parcela de resistência dinâmica. Na maioria das fórmulas dinâmicas o fator de correção já incorpora um coeficiente de segurança, obtendo-se desta forma a carga admissível da estaca.

Em geral, as fórmulas dinâmicas são estabelecidas, comparando-se a energia disponível no topo da estaca, com a energia gasta para promover a ruptura do solo em decorrência da cravação, somada à energia não utilizada na penetração da estaca, denominada perda. Segundo CHELLIS (1961) as principais perdas são: eficiência do martelo; impacto; deformação elástica do sistema de amortecimento (denominada c_1); deformação elástica da estaca (denominada c_2); deformação elástica do solo, ou “quake” (denominada c_3).

Em geral, as fórmulas dinâmicas são usadas com o objetivo de se determinar a nega a ser exigida no final da cravação de uma estaca a uma profundidade, estimada em função do perfil geotécnico apresentado por uma sondagem, para uma determinada carga admissível de projeto.

Além da previsão da capacidade de carga, as fórmulas dinâmicas podem ser usadas nos chamados estudos de cravabilidade, os quais são feitos, por exemplo, para determinação das exigências do equipamento de cravação para uma requerida carga admissível. Para isso são construídos gráficos de cravabilidade, assumindo-se diversos valores de nega e determinando-se, por meio de uma fórmula dinâmica, os valores correspondentes de resistência à cravação (ou de carga admissível). Esses gráficos podem ser feitos com os valores correspondentes ao inverso das negas no eixo das abscissas e das resistências no eixo da ordenadas. A assíntota horizontal desse gráfico mostra a resistência máxima da estaca, que pode ser obtida para uma determinada energia (martelo de determinado peso, caindo de uma determinada altura).

Existem várias fórmulas dinâmicas, sendo as mais conhecidas as fórmulas de Brix, de Wellington, de Hiley, de Janbu, dos Holandeses, e dos Dinamarqueses. Em geral, a validade dessas fórmulas é muito limitada, pois o impacto do martelo na estaca está longe de obedecer às hipóteses da teoria de choques de Newton. Segundo diversos autores as fórmulas dinâmicas devem ser usadas apenas como elemento auxiliar no controle de cravação de estacas. ALONSO (1991) afirma que apesar das críticas, as fórmulas dinâmicas têm aplicação no controle da uniformidade do estaqueamento, quando se procura manter negas aproximadamente iguais para estacas com carga e comprimentos iguais.

A seguir será apresentada a fórmula Wellington por ter sido desenvolvida, originalmente, para estacas de madeira, e também porque, apesar de ser uma das mais antigas, ainda é muito utilizada como critério de cravação para estacas de madeira.

Fórmula de Wellington

A fórmula de Wellington, proposta em 1888, é mais conhecida como fórmula da “Engineering News-Record” (ENR) por ter sido primeiro publicada na revista americana, The Engineering News-Record. Foi desenvolvida, originalmente, para estacas de madeira, cravadas com martelo de queda livre. Para alguns autores a fórmula da ENR é considerada bastante insatisfatória, apesar disso, GRAHAM (1997) afirma que quase todo trabalho com estacas de madeira nos

EUA especifica a fórmula da ENR como critério de cravação. Para esta fórmula sugere-se como fator de correção, $F = 6$.

$$R = \frac{W \cdot h}{s + c/2} \quad (15)$$

Em que:

R = resistência à cravação;

W = peso do martelo;

h = altura de queda do martelo;

s = nega;

$c/2$ = constante que considera as perdas elásticas;

Para martelos de queda livre, sugere-se o valor empírico: $c/2 = 2,54$ cm.

Multiplicando-se a fórmula da ENR por um fator de correção chega-se a uma nova versão dessa fórmula, denominada ENR modificada, que apresenta melhores resultados.

$$R = \frac{W \cdot h}{s + c/2} \cdot \frac{W + n^2 \cdot P}{W + P} \quad (16)$$

Em que, os termos não definidos anteriormente, representam:

n = coeficiente de restituição;

P = peso da estaca.

Para estacas de madeira o coeficiente de restituição é da ordem de 0,25.

2.5.2.2 Cravação como um fenômeno de propagação de ondas de tensão

A interpretação da cravação como fenômeno de ondas de tensão em barras é expressa, matematicamente, por meio da Teoria da Equação da Onda.

A aplicação da equação da onda na análise da cravação de estacas constitui-se em grande avanço qualitativo em relação ao uso das fórmulas dinâmicas, porque, fisicamente, a cravação de uma estaca está mais relacionada ao fenômeno da transmissão de ondas de tensão em barras do que ao impacto puro e simples entre dois corpos (ALVES et al., 2004).

A equação diferencial que governa o fenômeno de propagação de ondas de tensão em barras, chamada equação da onda, é a seguinte:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - C^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (17)$$

Em que:

u = deslocamento;

x = comprimento;

t = tempo

C = velocidade de propagação da onda de tensão; que é uma constante do material da barra e expressa por:

$$C = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (18)$$

Em que:

E = módulo de elasticidade do material da barra;

ρ = massa específica do material da barra.

No caso de uma estaca, para se considerar a resistência oferecida pelo solo ao deslocamento da estaca, inclui-se este termo na equação da onda, que passa a ser:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - C^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{R}{\rho \cdot A} = 0 \quad (19)$$

Em que:

R = resistência oferecida pelo solo ao deslocamento da estaca;

ρ = massa específica do material da estaca;

A = área da seção transversal da estaca.

Em geral, não é possível a resolução analítica dessa equação, para as condições reais de contorno. Assim, métodos numéricos devem ser usados para sua solução. Um método conveniente para solução da equação anterior foi apresentado por SMITH (1960).

Idealização de Smith

SMITH (1960) apresentou um algoritmo para solução da equação (19) em que o martelo, os acessórios de cravação e a estaca são discretizados por meio de massas e molas apropriadas, conforme mostra a Figura 12.

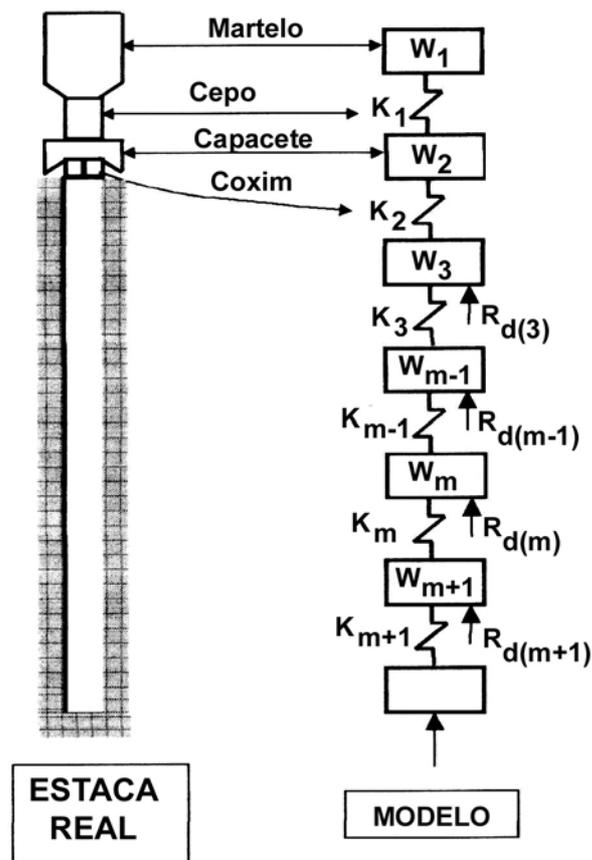


Figura 12 – Idealização de Smith para resolução da equação da onda em estacas
 Fonte – ALVES et al. (2004)

Segundo ALVES et al. (2004) para representação da interação dinâmica estaca-solo durante a passagem da onda de tensão, Smith propôs um modelo simplificado, em que a resistência do solo à cravação (R_d) é composta em uma parcela estática (R_E) e outra não-estática (R_{NE}), esquematicamente representado por um bloco de atrito em série com uma mola, e ambos em paralelo com um amortecedor, conforme a Figura 13.

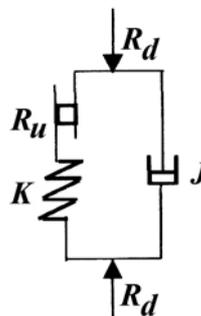


Figura 13 – Modelo de Smith para a resistência do solo à cravação
 Fonte – ALVES et al. (2004)

Esse modelo é expresso, matematicamente, pela seguinte equação:

$$R_d = R_E + R_{NE} = K \cdot w + J \cdot v \quad (20)$$

Em que:

R_d = resistência do solo à cravação;

w = deslocamento;

v = velocidade;

K = constante de mola;

J = coeficiente de amortecimento;

A parcela estática da reação do solo apresenta comportamento elasto-plástico, cujo diagrama força x deslocamento é admitido como igual ao da Figura 14.

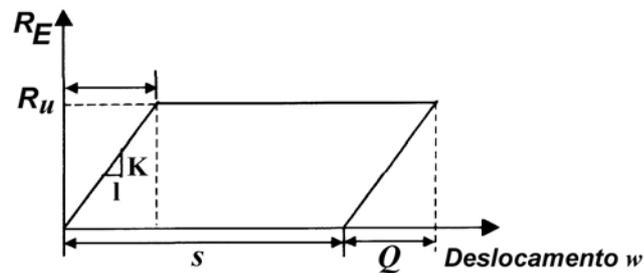


Figura 14 – Representação da parcela estática da reação do solo à cravação
Fonte – ALVES et al. (2004)

O deslocamento para o qual ocorre o escoamento plástico do solo é denominado “quake” (Q), então:

$$K = \frac{R_{mola}}{w} = \frac{R_u}{Q} \quad (21)$$

Smith admite que parcela não-estática da reação à cravação é proporcional à velocidade e à reação estática, conforme a Figura 15.

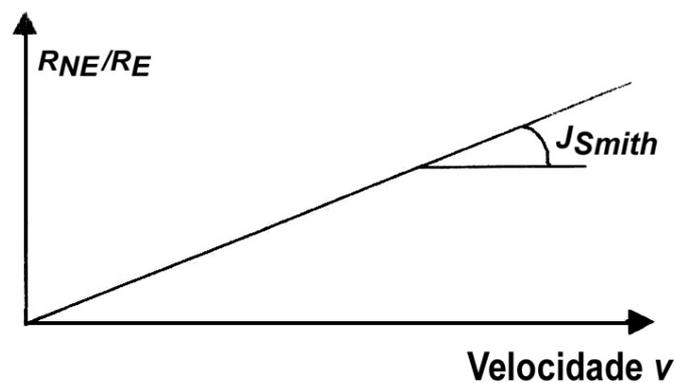


Figura 15 – Representação da parcela não-estática da reação do solo à cravação
Fonte – ALVES et al. (2004)

Então, para atender a eq. (2.20), tem-se:

$$J = J_{SMITH} \cdot K \cdot w \quad (22)$$

Em que, J_{SMITH} é um parâmetro que engloba fenômenos físicos como viscosidade e inércia. Portanto, a reação do solo à cravação fica representada da seguinte forma:

$$R_d = \frac{R_u \cdot w}{Q} (1 + J_{SMITH} \cdot v), \text{ para } w < Q. \quad (23)$$

$$R_d = R_u (1 + J_{SMITH} \cdot v), \text{ para } w \geq Q \quad (24)$$

Em que: R_u é a resistência estática limite do solo.

Com base em sua experiência e em algumas provas de carga, Smith considera que, independentemente do solo e da geometria da estaca, o “quake” (Q) é igual a 2,54 mm, tanto para a ponta quanto para atrito lateral. Também propõe para o parâmetro J_{SMITH} o valor de 0,492 s/m para a ponta, e um terço desse valor para o atrito lateral (ALVES et al., 2004).

O processo idealizado por Smith tem aplicação prática quando automatizado em forma de programa de computador. Um desses programas pode ser encontrado em BOWLES (1974).

Para previsão da capacidade de carga por meio de um programa, de resolução da equação da onda para estacas, são necessários vários dados de entrada, como: peso e altura de queda do martelo; peso do capacete; dimensões e módulo de elasticidade do cepo, do coxim, e da estaca; número de segmentos de estaca; “quake”, constantes de amortecimento, além de uma estimativa da capacidade de carga (Q_u) da estaca e de sua distribuição ao longo do fuste e da ponta. Além da previsão da capacidade de carga pode-se desenvolver estudos de cravabilidade mais eficientes que os desenvolvidos por meio de fórmula dinâmica.

2.6 Estimativa de recalques de estacas

Denomina-se recalque (ou recalque absoluto) o movimento vertical descendente de um elemento estrutural de fundação. Recalque diferencial é a diferença entre os recalques absolutos de dois elementos estruturais de fundação (ALONSO, 1995).

O recalque medido na cabeça de uma estaca isolada é igual à soma do encurtamento da estaca com o recalque do solo, e segundo VESIC (1975) a parcela de deslocamento devida ao recalque do solo é composta de outras duas parcelas, uma devida ao atrito lateral ao longo do fuste, e outra devida à força na ponta.

Segundo DÉCOURT (1996) os recalques de estacas de deslocamento sob condições de carga de trabalho, ou seja, com coeficiente de segurança maior ou igual a dois, são da ordem de: $4\text{mm} \pm 2\text{mm}$, valores que podem ser considerados desprezíveis para a grande maioria das obras. No

entanto, quando se julgar necessário, a estimativa destes recalques pode ser feita por métodos teóricos ou por procedimentos empíricos.

2.6.1 Método Aoki - Lopes

Para determinação de recalques em estacas pode-se utilizar o método Aoki-Lopes, apresentado por AOKI & LOPES (1975). Esse método utiliza as equações de MINDLIN (1936), porém reescritas de forma a permitir uma integração numérica. Inicialmente, deve-se conhecer o modo de transferência de carga entre a estaca e o solo, isto é, de que forma a carga se distribui ao longo do fuste e da ponta da estaca.

Conforme indicam vários autores, um aspecto importante do mecanismo de transferência de carga entre a estaca e o solo é a mobilização da resistência pelo atrito lateral, que requer deslocamentos muito menores do que a mobilização da resistência de ponta. Somente quando quase todo o atrito lateral foi mobilizado é que a resistência de ponta começa a ser mobilizada. Assim, uma aproximação que pode ser feita é supor que, sob a carga de serviço, toda a parcela de carga lateral é usada, e só o que falta para equilibrar a carga aplicada (carga de serviço) é absorvida pela ponta.

Portanto, pode-se calcular a capacidade de carga da estaca por um método qualquer (método Aoki-Velloso, por exemplo) e tomar a capacidade de carga lateral como carga transferida pelo fuste (aproveitando a distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade), supondo-se a carga restante absorvida pela base. A partir dessas considerações e do conhecimento das propriedades elásticas do solo pode-se aplicar o método Aoki-Lopes para determinação do recalque de uma estaca. Além disso, esse método permite a consideração da estratificação do solo e também a ação de um grupo qualquer de estacas (AOKI, 1987).

Para uso do método Aoki-Lopes é necessário conhecer o atrito lateral unitário (f) ao longo do fuste da estaca, e os parâmetros elásticos do solo, módulo de elasticidade (E_s) e coeficiente de Poisson (ν).

Para o módulo de elasticidade do solo pode ser usada a correlação entre este parâmetro e o índice N do ensaio SPT, apresentada por TEIXEIRA & GODOY (1996).

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N \quad (25)$$

Em que:

E_s = módulo de elasticidade do solo;

α = coeficiente empírico = 3, 5 e 7 para areia, silte e argila, respectivamente;

K = coeficiente empírico dado na Tabela 4.

Tabela 4 – Coeficiente K (TEIXEIRA & GODOY, 1996)

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Para o coeficiente de Poisson (ν) podem ser usados os valores também apresentados por TEIXEIRA & GODOY (1996), segundo a Tabela 5.

Tabela 5 - Coeficiente de Poisson (TEIXEIRA & GODOY, 1996)

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Para determinação do deslocamento total, medido na cabeça da estaca, deve-se somar ao recalque do solo o encurtamento do elemento estrutural, obtido por meio da Lei de Hooke, a partir das dimensões e do módulo de elasticidade de cada estaca.

Uma apresentação deste método e um programa computacional, escrito na linguagem BASIC, podem ser encontrados em ALONSO (1989).

2.7 Força transversal em estacas

Segundo ALONSO (1989) para o cálculo de estacas carregadas transversalmente deve-se determinar os esforços internos na estaca para o seu dimensionamento estrutural; e também verificar se o solo que serve de suporte para a estaca apresenta coeficiente de segurança à ruptura satisfatório. Essa última verificação é chamada de capacidade de carga lateral da estaca.

2.7.1 Determinação dos esforços internos

Em uma estaca submetida a uma força transversal a reação do solo depende do tipo de solicitação, da natureza do solo, da rigidez da estaca e das condições de apoio na extremidade da estaca.

No cálculo de estacas carregadas transversalmente são muito úteis os métodos baseados na teoria de reação horizontal do solo, principalmente, por sua simplicidade. Essa teoria tem como hipótese básica a consideração de que a reação do solo é proporcional ao deslocamento horizontal da estaca, sendo o coeficiente de proporcionalidade chamado de módulo de reação horizontal do solo. Com a introdução dessa hipótese pode-se escrever a equação diferencial que rege o problema de estaca carregada lateralmente. Os métodos de cálculo, baseados na teoria de reação horizontal do solo, diferem apenas na técnica de resolução da equação diferencial mencionada (CINTRA, 2002).

Um aspecto que deve ser destacado no comportamento de estacas carregadas transversalmente é a importância do solo que ocorre próximo a superfície. De acordo com DÉCOURT (1996) o comprimento crítico de uma estaca carregada transversalmente é aquele a partir do qual um aumento em seu comprimento não mais afeta o comportamento de seu topo.

Os métodos baseados na teoria de reação horizontal do solo aplicam-se aos solos homogêneos, em que o módulo de reação independe da profundidade (argila dura, por exemplo), ou aos solos, denominados, de Gibson, em que o módulo de reação horizontal varia linearmente com a profundidade (areia, por exemplo). Além disso, esses métodos são aplicados às estacas curtas ou longas, em que essa classificação depende da relação entre o comprimento crítico e o comprimento da estaca. O comprimento crítico (L_C) é expresso por uma relação entre a rigidez do solo e a rigidez à flexão da estaca. ALONSO (1989) apresenta valores de L_C para solos arenosos e para solos argilosos.

2.7.1.1 Método de Davisson e Robinson

DAVISSON & ROBINSON (1965) apresentaram esse método, que é aplicado ao caso de estacas longas, com topo livre e parcialmente enterradas, tanto para solos homogêneos, como para solos de Gibson. Nesse método a estaca é substituída por outra equivalente, que se encontra engastada a uma certa profundidade. Os deslocamentos no topo da estaca, obtidos por esse método, apresentam razoável aproximação, mas o momento fletor na seção de engaste é maior do que o que realmente ocorre, devido a não consideração da reação do solo que existe neste trecho. Esse método também é utilizado para o cálculo da flambagem de estacas.

2.7.1.2 Método de Matlock e Reese

MATLOCK & REESE (1961) apresentaram esse método, que é aplicado ao caso de estacas longas, com topo livre, cravadas em solos de Gibson. Por métodos numéricos e usando princípios de análise dimensional os autores solucionaram a equação diferencial para o deslocamento lateral da estaca ao longo da profundidade. E por diferenciações sucessivas dessa solução obtiveram as expressões para rotações, esforços cortantes e momentos fletores. Todas essas expressões envolvem coeficientes adimensionais, apresentados em forma de tabela, em função da relação entre a profundidade e o comprimento crítico. Considerações sobre o engastamento do topo da estaca em bloco de coroamento podem ser acrescentadas.

2.7.1.3 Método Russo

Segundo VELLOSO & LOPES (2002) esse método, descrito na norma russa de fundações, foi adaptado no Brasil pelo engenheiro Paulo Faria. Pode ser aplicado para estacas curtas sob ação de força horizontal. Neste caso a estaca se comporta como corpo rígido, com apoio elástico ao longo do seu comprimento e de sua base (VELLOSO & LOPES, 2002).

Maiores detalhes, bem como a apresentação de outros métodos, podem ser encontrados em ALONSO (1989), VELLOSO & LOPES (2002) e CINTRA (2002).

2.7.2 Capacidade de carga lateral de estacas

Um dos métodos mais usados para determinação da capacidade carga lateral de estacas é o método apresentado por BROMS (1965). O autor faz distinção entre os mecanismos de ruptura para estacas curtas e longas, e para estacas com o topo livre e com o topo engastado, em solos coesivos e não-coesivos. São apresentados ábacos para cálculo da capacidade de carga lateral de cada caso

HANSBO (1994) apresenta processo semelhante ao anterior, com pequena variação na consideração do empuxo passivo, necessário para o cálculo da capacidade de carga lateral. Considera as mesmas distinções feitas no método de BROMS (1965). Também apresenta ábacos, mas tem a vantagem de apresentar, para cada caso, os sistemas de equações que geram os ábacos. Dessa forma os cálculos podem ser automatizados.

Uma descrição mais detalhada para o cálculo da capacidade de carga lateral de estacas pode ser encontrada em HANSBO (1994), DÉCOURT (1996), e VELLOSO & LOPES (2002).

2.8 Verificação da capacidade de carga axial de estacas

No item 2.5, deste trabalho, foram apresentados métodos para avaliação, ou previsão da capacidade de carga axial de estacas. Neste item serão apresentados métodos para verificação da capacidade de carga axial.

Entende-se como verificação da capacidade de carga a realização de prova de carga estática ou de ensaio de carregamento dinâmico, conforme disposto nos itens 7.22 e 7.2.3 da NBR 6122, respectivamente. Quando forem executadas provas de carga em número adequado, a NBR 6122 permite reduzir o coeficiente de segurança global de 2 para 1,6. No caso de provas de carga estáticas o número adequado é de 1% do conjunto de estacas de mesmas características da obra, respeitando-se o mínimo de uma prova de carga estática. E para ensaio de carregamento dinâmico o número adequado é de 3% do conjunto de estacas de mesmas características da obra, respeitando-se o mínimo de três estacas instrumentadas (CINTRA & AOKI, 1999).

2.8.1 Prova de carga estática

Prova de carga estática é um ensaio em que são aplicadas cargas axiais na estaca, medindo-se para cada carga aplicada o correspondente deslocamento do topo. O resultado de uma prova de carga é apresentado em um gráfico, no quarto quadrante (com as cargas no eixo das abscissas e os deslocamentos no eixo das ordenadas), chamado de curva carga-recalque. Quando um pequeno acréscimo de carga provoca um grande deslocamento, a trajetória da curva de carregamento tende para a assíntota vertical, que determina a carga estática última ou de ruptura. Sob a ação dessa carga o sistema estaca-solo apresenta uma reação, denominada capacidade de carga estática. Existem diferentes tipos de prova de carga estática, dependendo da metodologia utilizada, sendo as mais correntes a prova de carga estática em um único ciclo de carga e descarga, e a prova de carga estática cíclica, em que vários ciclos de carga e descarga (em geral crescentes) são aplicados à estaca (AOKI, 1997).

Segundo ALONSO (1991) A realização de prova de carga estática ainda é a melhor maneira de se comprovar a resistência limite de uma estaca isolada. Entretanto, face ao custo e ao tempo necessários para sua realização, raramente permitem abranger um número significativo de elementos que seja representativo, estatisticamente, de toda fundação.

No Brasil, a realização de ensaio de prova de carga estática deve seguir as prescrições da NBR 12131/1991: Estacas - Prova de carga estática, da ABNT (1991).

Interpretação e extrapolação da curva carga-recalque

Em prova de carga estática, muitas vezes, a estaca apresenta recalque considerável, mas a curva carga-recalque não indica uma carga de ruptura nítida, mostrando um crescimento contínuo. Em outros casos, dependendo da escala utilizada, o exame apenas visual da curva carga – recalque pode conduzir a diferentes interpretações, assim algum critério precisa ser estabelecido para determinação da capacidade de carga. Segundo VELLOSO & LOPES (2002) os critérios utilizados podem ser agrupados em quatro categorias: (i) critérios que se baseiam num valor absoluto de recalque; (ii) critérios que se baseiam na aplicação de uma regra geométrica à curva; (iii) critérios que buscam uma assíntota vertical; e (iv) critérios que caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca, somado a uma porcentagem do seu diâmetro. O critério adotado pela NBR 6122/96 se insere na quarta categoria.

Quando não se pretende levar o ensaio até a ruptura, ou o elemento de fundação tem capacidade de resistir a uma carga maior do que aquela que se pode aplicar na prova (devido a limitação de reação, por exemplo) deve-se extrapolar a curva carga-recalque para se avaliar a carga de ruptura. Esta extrapolação é baseada numa função matemática, que é ajustada ao trecho que se dispõe da curva, e que apresenta uma assíntota correspondente à carga de ruptura. No Brasil a função matemática mais utilizada é a proposta por VAN DER VEEN (1953).

Previsão de curva carga-recalque

O conhecimento, mesmo que aproximado, da curva carga – recalque de uma fundação é fundamental, tanto para a correta interpretação dos dados de provas de carga, quanto para um correto dimensionamento (DÉCOURT, 1996).

Segundo ALONSO (1989) a previsão da curva carga - recalque pode ser feita desde que se calcule para vários níveis de carregamento (P_i), o correspondente recalques (w_i), mas se a curva puder ser representada por uma equação matemática, o trabalho para sua previsão será facilitado.

De acordo com AOKI (1997) a experiência adquirida na extrapolação da curva carga – recalque pelo método apresentado por VAN DER VEEN (1953), mostrou que a curva interpolada coincide com os valores medidos, sendo um método válido quando o valor da carga de ruptura extrapolada é menor que o dobro da carga máxima aplicada. A metodologia para determinação da curva compreende a estimativa da capacidade de carga e o cálculo do recalque correspondente à carga de trabalho, sendo que a carga de trabalho deve ser menor que a metade da capacidade de carga. Aplicando-se os valores da capacidade de carga, da carga de trabalho e de seu recalque correspondente à equação (29), apresentada por VAN DER VEEN (1953),

pode-se determinar o valor do coeficiente α , e conseqüentemente traçar a curva carga – recalque teórica.

$$Q = Q_U \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot w}) \quad (29)$$

Em que:

Q = carga correspondente ao recalque w ;

w = recalque correspondente à carga Q ;

Q_U = capacidade de carga;

α = coeficiente que define a forma da curva.

2.8.2 Ensaio de carregamento dinâmico (ECD)

O ensaio de carregamento dinâmico tem como fundamento teórico a análise da propagação de ondas de tensão longitudinais em barras, carregadas dinamicamente em uma das extremidades. A aplicação desta teoria ao estudo específico de estacas, consiste na interpretação das reflexões de ondas de tensão, devidas principalmente à resistência oferecida pelo solo, bem como às variações das dimensões transversais, e da qualidade do material da estaca. O principal objetivo de um ECD é a determinação da capacidade de carga da estaca, podendo também determinar a distribuição da resistência lateral ao longo do fuste e, conseqüentemente, a resistência na ponta. Além disso, o ECD também permite: a verificação da integridade da estaca, desenvolvimento de estudos de cravabilidade, verificação das tensões provocadas na estaca durante a cravação, e a determinação da eficiência do sistema de cravação. Todas as informações são obtidas a partir das análises dos sinais (captados por instrumentos fixados nas estacas) durante a aplicação de um golpe sobre a estaca.

Instrumentação

Conforme visto no item 2.5.2, deste trabalho, a medição da nega é uma maneira de observação da resposta à cravação de uma estaca. Uma maneira muito mais efetiva de se fazer essa observação é por meio da instrumentação da estaca.

Instrumentação é um procedimento mais sofisticado para a observação da resposta à cravação de estacas. É realizada por meio de instrumentos eletrônicos, fixados próximos a cabeça da estaca, que registram os deslocamentos e as forças desenvolvidas ao longo do tempo. Os instrumentos usados são extensômetros e acelerômetros, fixados aos pares e de forma diametralmente oposta, para compensar possíveis efeitos de flexão durante a aplicação dos golpes do martelo. Esses instrumentos são ligados a um equipamento especial denominado PDA (Pile Driving Analyser) ou analisador de cravação. O PDA é um circuito eletrônico especial,

acoplado a um microcomputador, que processa os sinais recebidos dos instrumentos, durante a aplicação de um golpe do pilão, e os transforma em forças (pela aplicação da Lei de Hooke aos sinais de deformação específica, recebidos dos extensômetros) e em velocidades (pela integração dos sinais de aceleração, recebidos dos acelerômetros). A partir destes dados uma série de previsões pode ser feita, como, por exemplo, a capacidade de carga da estaca e a sua distribuição ao longo do fuste e na ponta.

Quando uma estaca é instrumentada, os instrumentos medem os valores totais de força e velocidade a partir das ondas ascendentes. As ondas ascendentes são ondas refletidas das ondas que atingem o fuste e a ponta da estaca, trazendo as informações necessárias para determinação do atrito lateral ao longo do fuste, e outras informações como possível dano da estaca, por exemplo. Para interpretação destas informações são usados dois métodos básicos, o método CASE e o método CAPWAP.

Método de interpretação CASE

O método CASE tem o nome da instituição onde foi desenvolvido (Case Western Research University) e o seu objetivo é a determinação da capacidade de carga estática da estaca no momento da cravação. Considerando-se que exista um registro contínuo, no tempo, das grandezas força e velocidade, medidas em uma seção próxima à cabeça da estaca, o resultado pode ser expresso na forma de um par de curvas conforme apresentado na Figura 16.

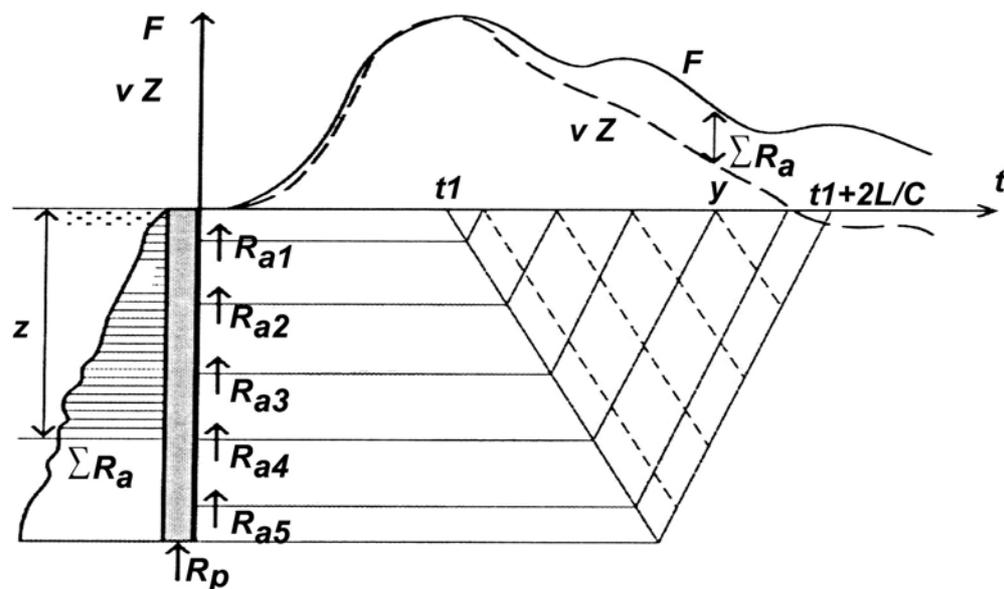


Figura 16 – Registro das curvas de força e velocidade
Fonte – VELLOSO & LOPES. (2002)

As curvas de força e velocidade mantêm a proporcionalidade por meio da impedância (Z) da estaca, até que comecem a chegar as ondas refletidas do fuste da estaca (atrito lateral). A partir daí, as duas curvas começam a se afastar, sendo a distância vertical entre elas igual ao somatório dos atritos laterais até uma determinada profundidade (ALVES et al., 2004).

A impedância da estaca é definida como:

$$Z = A \cdot E / C \quad (30)$$

Em que:

E = módulo de elasticidade da estaca;

A = seção transversal da estaca;

C = velocidade de propagação da onda de tensão.

A resistência mobilizada total pode ser obtida pela equação básica do método que é:

$$R_d = \frac{1}{2}(F_1 + F_2) + \frac{1}{2} \cdot Z(v_1 - v_2) \quad (31)$$

Em que:

R_d = resistência total mobilizada;

F_1 = força no tempo t_1 ;

v_1 = velocidade no tempo t_1 ;

F_2 = força no tempo t_2 ;

v_2 = velocidade no tempo t_2 ;

O tempo inicial de referência (t_1) é tomado como o instante em que a onda descendente passa pelo nível da instrumentação (próximo ao topo da estaca), e o tempo (t_2) é dado pelo tempo inicial mais o tempo gasto pela onda para ir até o pé da estaca e voltar.

$$t_2 = t_1 + 2 \cdot L / C \quad (32)$$

Em que: L é o comprimento da estaca.

A resistência total mobilizada (R_d) é composta por uma parcela estática (R_E) e uma não-estática (R_{NE}).

A parcela não-estática é considerada, simplificada, proporcional à velocidade da ponta da estaca, conforme a equação:

$$R_{NE} = J_{CASE} \cdot \frac{E \cdot A}{C} \cdot v_P \quad (33)$$

Em que:

R_{NE} = parcela não-estática da resistência total mobilizada.

J_{CASE} = constante de amortecimento do método CASE.

v_p = velocidade da ponta da estaca.

A constante J_{CASE} depende do solo em que a ponta da estaca está sendo cravada. A partir de um grande número de estacas instrumentadas e depois testadas por meio de prova de carga estática, os valores propostos, pelos autores do método, para J_{CASE} são:

Tabela 6 - Valores de J_{case}

Tipo de solo	J_{CASE}
Areia	0,10 – 0,15
Areia siltosa	0,15 – 0,25
Silte	0,25 – 0,40
Argila siltosa	0,40 – 0,70
Argila	0,70 – 1,00

Pode ser demonstrado (NIYAMA, 1983) que:

$$R_{NE} = J_{CASE} (2 \cdot F_1 - R_d) \quad (34)$$

Assim, a parcela estática (R_E), ou a capacidade de carga estática da estaca (Q), pode ser obtida subtraindo-se a parcela não estática (R_{NE}) da resistência total mobilizada (R_d).

$$Q_U = R_E = R_d - J_{CASE} \cdot (2 \cdot F_1 - R_d) \quad (35)$$

Método de interpretação CAPWAP

O método CAPWAP (CAse Pile Wave Analysis Program) foi desenvolvido paralelamente ao método CASE, na mesma instituição de pesquisa, e permite uma análise mais elaborada dos sinais medidos pelos instrumentos. O objetivo desse método é a determinação da força de reação do solo (capacidade de carga estática) e de sua distribuição ao longo do fuste e na ponta da estaca, a partir dos sinais obtidos pela instrumentação, e do modelo proposto por SMITH (1960). Inicialmente são adotados valores para os parâmetros do solo (resistência estática limite, deformação elástica máxima, e constantes de amortecimento) para os vários trechos em que se subdividiu a estaca, conforme o modelo de Smith. Em seguida simula-se o movimento da estaca, por meio de programa de equação da onda, utilizando-se uma das variáveis medidas (força ou velocidade) como condição de contorno. Este procedimento fornece os deslocamentos e os valores de reação do solo em cada ponto da estaca. As forças (por exemplo) calculadas para a seção instrumentada são comparadas com as forças medidas, e os parâmetros do solo são modificados iterativamente, até que se alcance o melhor ajuste possível entre os valores calculados e medidos. Ao final, se obtém a capacidade de carga da estaca e sua distribuição ao longo do fuste e na ponta da estaca (ALVES et al., 2004).

Uma análise CAPWAP permite também a determinação do valor do deslocamento elástico do solo ao longo do fuste e na pontada estaca. Além de todas as informações acima mencionadas,

uma análise CAPWAP permite também a determinação de uma curva carga-recalque, semelhante a que se obteria em uma prova de carga estática, e denominada curva carga – recalque simulada. Para obtenção dessa curva simula-se o comportamento do solo e da estaca para diversos níveis de carga na ponta. As velocidades são feitas iguais a zero, e para cada nível de carga na ponta é feita uma análise usando os modelos do solo e da estaca obtidos pelo CAPWAP, e assim são obtidos a força axial e o deslocamento no topo da estaca.

ECD de energia crescente

Quando o ECD é realizado com golpes aplicados a partir de alturas crescentes é denominado ECD de energia crescente. É um procedimento análogo à prova de carga estática cíclica crescente, em que cada ciclo de carregamento corresponde a um impacto de energia crescente. É realizado aplicando-se uma série de golpes do martelo, caindo de alturas crescentes, geralmente múltiplas de 10 ou 20cm. A cada impacto (analisado pelo método CASE, por exemplo) de energia crescente (EMX) correspondem uma resistência estática mobilizada (RMX) e um deslocamento máximo (DMX). A partir dos pares de valores (RMX, DMX) pode-se traçar a curva carga mobilizada – deslocamento dinâmico, que permite a determinação da capacidade de carga estática da estaca. Por simplicidade o ECD de energia crescente pode ser denominado prova de carga dinâmica (AOKI, 1997).

2.8.3 Verificação por meio do repique

Uma outra maneira de observação da resposta à cravação de estacas é por meio da medição da nega e do repique, simultaneamente.

Repique

O repique representa a parcela elástica do deslocamento máximo de uma seção da estaca, causada pela aplicação de um golpe do martelo. Pode ser obtido pelo procedimento de CHELLIS (1961), isto é, por meio de registro gráfico em folha de papel, fixada na estaca na seção considerada, com lápis apoiado em régua fixa, nivelada e sem contato com a estaca, traça-se, lentamente, uma linha horizontal, durante a aplicação de um golpe do martelo. Deve-se iniciar e terminar o traçado da linha, respectivamente, um pouco antes e um pouco depois da aplicação do golpe. Este procedimento gera um registro gráfico, que indica o repique e também a nega.

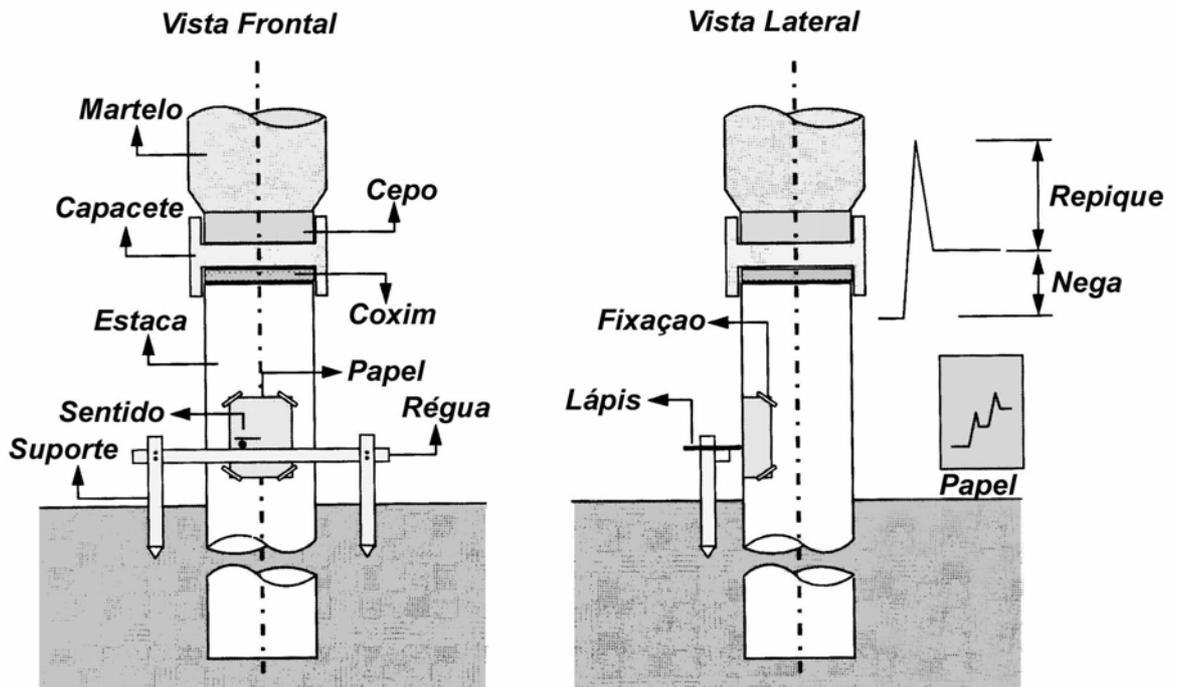


Figura 17 – Processo para obtenção da nega e repique
Fonte –GONÇALVES et al.. (2000)

Observa-se que o deslocamento total corresponde a

$$DMX = K + S \quad (36)$$

Em que,

DMX = deslocamento máximo da seção;

K = repique elástico;

S = nega.

O repique, por sua vez, é igual a

$$K = C_2 + C_3 \quad (37)$$

Em que:

C_2 = deformação elástica da estaca;

C_3 = deformação elástica do solo.

Dessa forma a própria estaca é usada como instrumento de verificação de sua capacidade de carga (CHELLIS, 1961). Então, pela aplicação direta da Lei de Hooke:

$$C_2 = K - C_3 = \frac{1}{A.E} \int N(z) dz \quad (38)$$

Em que:

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade da estaca;

N = esforço normal;

z = profundidade.

VELLOSO (1987) propôs substituir a equação anterior pela expressão aproximada:

$$RMX = \frac{(K - C_3).A.E}{\alpha.L} \quad (39)$$

Em que:

L= comprimento da estaca.

α = coeficiente, que na falta de dados, pode ser tomado igual a 0,7.

Para C_3 podem ser adotados os valores indicados por SOUZA FILHO & ABREU (1990) apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Valores de C_3

Tipo de solo	C_3 (mm)
Areia	0 – 2,5
Areia siltosa ou silte arenoso	2,4 – 5,0
Argila siltosa ou silte argiloso	5,0 – 7,5
Argila	7,5 – 10,0

DE ROSA (2000) a partir da análise de estacas pré-moldadas de concreto por meio de ensaios de carregamento dinâmico sugere usar 0,8 para o valor de α .

Assim, durante a cravação de uma estaca, a partir das medidas do deslocamento máximo (DMX) da nega (S) e do repique (K) pode-se determinar, de forma aproximada, a resistência estática mobilizada em cada impacto de energia crescente, podendo-se obter a curva da prova de carga dinâmica de energia crescente da estaca, sem o uso de instrumentação.

2.9 Flambagem em estacas

A não ser nos casos de estacas com trechos acima da superfície, como pode acontecer em fundações de pontes, e nos casos de estacas de pequeno diâmetro em argila mole, a verificação de flambagem não é comumente feita nos projetos.

Segundo DÉCOURT (1996), no caso de estaca parcialmente imersa no solo pode-se supor que a flambagem esteja restrita ao comprimento crítico (L_C), e usar a hipótese simplificadora de admitir que a estaca esteja engastada a uma profundidade da ordem da metade de L_C .

No caso de estaca parcialmente imersa no solo e com topo livre, a carga crítica de flambagem (Q_F) é dada por:

$$Q_F = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{4(L_0 + L_e)^2} \quad (40)$$

Em que:

Q_F = carga crítica de flambagem;

E = módulo de elasticidade da estaca;

I = momento de inércia da seção transversal da estaca;

L_0 = comprimento livre da estaca.

L_e = profundidade de engastamento = metade de L_C ;

2.10 Interação solo - estrutura

Em geral, o cálculo da estrutura é feito supondo apoios indeslocáveis, e os esforços que resultam deste cálculo (forças verticais, horizontais, e momentos) são usados no cálculo das fundações. Toda fundação solicita o terreno, que se deforma, e, como conseqüência, surgem deslocamentos da fundação, ou seja, dos apoios, que foram considerados indeslocáveis no cálculo da estrutura. Dessa forma, não se verifica a hipótese inicialmente usada no cálculo estrutural, devendo ser considerada a influência dos recalques nos esforços, chegando-se, assim, ao problema conhecido como interação solo-estrutura (VELLOSO & LOPES, 1996).

Dependendo do nível de deformação do terreno e da rigidez da estrutura a interação solo-estrutura (ISE) pode modificar significativamente o desempenho de uma edificação, mas, apesar de sua relevância, esse mecanismo é comumente desprezado nos projetos (GUSMÃO & GUSMÃO FILHO, 1994).

Um dos efeitos provocados pela ISE é a redistribuição de esforços nos elementos estruturais, em particular, nas cargas dos pilares de edificações, havendo uma transferência dos pilares mais carregados para os pilares menos carregados. Outro efeito importante associado à ISE é a restrição do movimento relativo entre os apoios, resultando recalques diferenciais menores que os estimados convencionalmente, ou seja, observa-se uma curvatura menor na deformada de recalques, e portanto uma uniformização dos recalques. A consideração da ISE possibilita projetos mais econômicos e, em alguns casos, pode viabilizar projetos que seriam considerados inviáveis se analisados convencionalmente (DA FONTE, PONTES FILHO & JUCÁ, 1994).

Segundo REIS (2000), o objetivo de se estudar o solo e a estrutura como um sistema único, que trabalha em conjunto, é a determinação da grandeza dos recalques e a sua influência na redistribuição dos esforços solicitantes nos elementos estruturais que compõe o sistema (REIS, 2000).

CHAMECKI (1956) desenvolveu uma metodologia em que a solução do problema solo-estrutura é obtida de maneira iterativa. Inicialmente, a superestrutura é analisada como elástica

linear com apoios indeslocáveis. A partir das reações de apoio calculam-se os recalques. Os recalques obtidos são impostos na superestrutura, obtendo-se uma nova configuração dos esforços e conseqüentemente das reações de apoio. Para estas reações são recalculados os recalques e novamente impostos na superestrutura. O processo é repetido até que haja convergência nos valores das reações de apoio ou dos recalques. Neste processo a análise da superestrutura pode ser feita por meio de um programa computacional (pórtico plano ou espacial, por exemplo) e o cálculo dos recalques pode ser feito por meio do método Aoki-Lopes.

Essa metodologia pode ser aplicada adotando-se o roteiro proposto por AOKI (1987) e exposto em ALONSO (1989).

3. ESTACA DE MADEIRA - ELEMENTO ESTRUTURAL

Este capítulo enfoca o estudo de estacas de madeira apenas como elemento estrutural, e tem como finalidade determinar suas propriedades de rigidez e resistência a partir de ensaios, realizados em laboratório, em peças de tamanho estrutural e compara-las com as propriedades determinadas em corpos-de-prova de pequenas dimensões e isentos de defeitos (CPs). Além disso, buscou-se determinar possíveis diferenças entre as propriedades determinadas nas duas extremidades da estaca, e também nas propriedades determinadas na parte mais externa e na parte interna de sua seção transversal. O estudo foi feito por meio de ensaios de flexão e compressão paralela às fibras. Nesta etapa, o elemento estrutural de madeira é referenciado como poste, e suas extremidades como topo (extremidade mais delgada) e base. Todos os valores de rigidez e resistência obtidos foram corrigidos para a umidade de referência de 12%, conforme o item 6.2.1 da NBR 7190/97, da ABNT. Os valores de densidade aparente foram corrigidos para a umidade de referência de 12% por intermédio do diagrama de Kollmann apresentado por KOLLMANN & COTÊ (1968).

3.1 - MATERIAIS E MÉTODOS

Foram usados 25 postes de madeira da espécie Eucalipto citriodora, obtidos no mercado madeireiro da cidade de São Carlos. Foram medidos o comprimento e a circunferência, a cada metro, de uma extremidade a outra, de cada poste.

3.1.1 Ensaio de flexão

A umidade de cada poste foi determinada por meio de higrometro, constatando-se estarem todos os postes com umidade acima do ponto de saturação das fibras. Em seguida, os postes foram submetidos à flexão estática para determinação da resistência à flexão (f_M) e da rigidez à flexão (E_M). Este ensaio foi realizado com o esquema estático de viga simplesmente apoiada, vão livre igual a 580cm, com uma força concentrada aplicada no meio do vão. A Figura 18 ilustra a realização do ensaio.



Figura 18 - Ensaio de flexão estática em poste de madeira

Com carregamento lento e crescente, foram medidas as forças por meio de anel dinamométrico, com sensibilidade de 0,3 kN, e os deslocamentos verticais correspondentes, medidos no meio do vão, utilizando um relógio comparador com sensibilidade de centésimo de milímetro. Esse procedimento foi mantido até que o deslocamento vertical fosse pouco superior à relação vão/200, então o relógio comparador foi retirado e manteve-se o carregamento crescente até a ruptura do poste. Para a determinação da rigidez à flexão foram utilizados dois pontos de leitura de força e deslocamento, ambos situados na faixa linear do diagrama força x deslocamento.

O cálculo da rigidez à flexão (E_M) foi feito a partir da eq. (41), obtida pelo Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), conforme mostrado no APÊNDICE A. Na obtenção dessa equação, a geometria de cada poste é considerada como sendo dois troncos de cone com comprimento igual à metade do comprimento do poste, para que se possa considerar possíveis diferenças na conicidade do poste, do topo para o meio e do meio para a base. Esse aspecto geométrico dos postes de eucalipto foi obtido em estudo preliminar realizado em 40 postes de Eucalipto Citriodora, que tiveram o seu perímetro medido a cada metro de comprimento.

$$E_M = \frac{\Delta P \cdot L^3}{48 \cdot \Delta v \cdot I_{EQ}} \quad (41)$$

Em que:

E_M = rigidez à flexão;

ΔP = força aplicada no meio do vão;

L = comprimento do vão;

Δv = deslocamento vertical no meio do vão;

I_{EQ} = momento de inércia equivalente, dado pela eq. (42).

$$I_{EQ} = \frac{\pi \cdot D_{EQ}^4}{64} \quad (42)$$

Em que: D_{EQ} = diâmetro equivalente, dado pela eq. (43).

$$D_{EQ} = \sqrt[4]{\frac{2 \cdot D_T \cdot D_M^3 \cdot D_B}{(D_T + D_B)}} \quad (43)$$

Em que: D_T , D_M e D_B = diâmetros medidos no topo (extremidade mais delgada), no meio do vão, e na base de cada poste, respectivamente.

O cálculo da resistência à flexão (f_M) foi feito a partir da eq. (44).

$$f_M = \frac{M_{rup}}{W} \quad (44)$$

Em que:

M_{rup} = momento de ruptura, determinado a partir da carga de ruptura;

W = módulo de resistência elástico da seção transversal do poste, determinado a partir do diâmetro medido no meio do vão.

3.1.2 Retirada de peças estruturais e CPs

Após os ensaios de flexão estática, os postes foram cortados para a obtenção de peças estruturais e CPs. A Figura 19 apresenta a forma de corte dos postes.

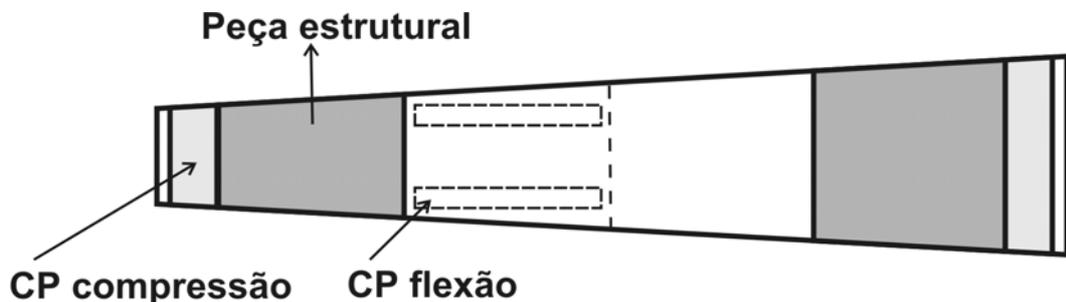


Figura 19 - Corte dos postes para obtenção dos corpos-de-prova

Nos extremos de cada poste, foram cortadas peças com até 15cm de comprimento; estas peças foram descartadas para evitar as partes mais expostas dos postes. Adjacentes às peças descartadas foram cortadas outras peças com 15cm de comprimento, de onde foram obtidos os CPs para realização de ensaios de compressão paralela às fibras, e também CPs para determinação de densidade e umidade. Em cada poste, adjacentes as peças de onde foram retirados os CPs, foram cortadas duas peças estruturais com 50cm de comprimento, uma no topo e outra na base, para realização de ensaios de compressão paralela às fibras. Os CPs para realização de ensaios de flexão estática foram retirados de cada poste, do trecho entre o local de ruptura à flexão e as peças estruturais do topo.

Tanto para a base como para o topo, foram confeccionados quatro CPs para os ensaios de compressão paralela, sendo dois retirados da parte mais externa da seção transversal (E1 e E2) na região do alburno, e outros dois da parte interna (I1 e I2) na região do cerne. De cada

extremidade, também foi retirado um CP para realização de ensaios de determinação da densidade e da umidade. Para a realização de ensaios de flexão estática foram confeccionados dois CPs (F1 e F2), retirados da parte mais externa da seção transversal, e da mesma forma foram retirados CPs para realização de ensaios de determinação da densidade e da umidade (Dh). A Figura 20 apresenta a localização dos CPs na seção transversal.

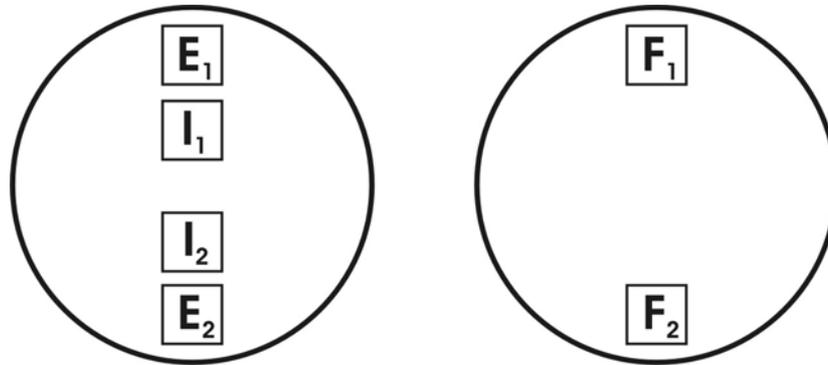


Figura 20 - Localização dos corpos-de-prova na seção transversal

Portanto, nessa etapa, foi retirado um total de 200 CPs de compressão paralela e 50 CPs de flexão, além de 50 peças estruturais para ensaios de compressão paralela.

3.1.3 Ensaio de compressão paralela em peças estruturais

Para os ensaios de compressão paralela às fibras em peças estruturais, inicialmente foram feitas as medidas de comprimento e circunferência (nas extremidades e no meio) de cada peça, e depois foi determinada a umidade por meio de higrômetro. A determinação da resistência e da rigidez à compressão paralela às fibras foi feita em uma máquina universal de ensaios, com capacidade máxima de 3000 kN. A determinação dos deslocamentos foi feita a partir de dois transdutores de deslocamento, fixados nas peças de forma diametralmente oposta, com sensibilidade de milésimos de milímetro. A Figura 21 apresenta uma visão geral do ensaio de compressão paralela às fibras em peça estrutural.



Figura 21 - Ensaio de compressão paralela às fibras em peça estrutural.

As colunas da tabela anterior representam, o comprimento (L), o diâmetro total no topo (D_{TP}), o diâmetro a 1 metro do topo (D_1), o diâmetro a 2 metros do topo (D_2), e assim por diante até o diâmetro total na base (D_{BS}). Por fim o diâmetro médio de cada poste.

3.2.1 Ensaio de flexão

A Tabela 9 apresenta os resultados de rigidez à flexão (E_M) e resistência à flexão (f_M), obtidos nos ensaios realizados nos postes estruturais de madeira.

Tabela 9 - Rigidez e resistência à flexão de postes de madeira

Poste	E_M (MPa)	f_M (MPa)
1	18656	128
2	18892	127
3	24027	130
4	21516	133
5	21311	119
6	20203	128
7	29410	153
8	27628	146
9	15546	102
10	23138	131
11	26519	167
12	22988	161
13	22103	150
14	24463	141
15	18770	104
16	21947	131
17	17790	101
18	18052	115
19	29846	159
20	19741	149
21	17704	124
22	23616	147
23	27559	135
24	19654	113
25	23297	132
Média	22175	133
CV (%)	17	14

3.2.2 Ensaio de compressão paralela em peças estruturais

A Tabela 10 apresenta os resultados de rigidez à compressão paralela (E_{C0}) e resistência à compressão paralela (f_{C0}) dos ensaios realizados em peças estruturais, retirados do topo e da base dos postes.

Tabela 10 - Rigidez e resistência à compressão paralela de peças estruturais

Poste	CPs do TOPO (MPa)		CPs da BASE (MPa)	
	E_{C0}	f_{C0}	E_{C0}	$f_{C0} - \text{máxv.}$
1	15718	55	16826	38
2	25999	52	27422	44
3	19254	63	24347	45
4	13000	50	17202	39
5	26075	51	17439	47
6	15288	57	15826	44
7	20453	59	20007	47
8	20873	54	28298	50
9	23603	52	16223	41
10	18660	59	23921	41
11	24410	62	20451	43
12	19761	53	15557	41
13	21023	62	19515	55
14	24213	61	20407	53
15	17026	49	15115	46
16	19963	58	15272	46
17	13831	49	12417	40
18	19050	46	18354	33
19	14436	57	25733	48
20	22557	58	21665	48
21	16028	60	19294	53
22	17432	68	16939	55
23	25511	56	18801	51
24	18740	48	13110	42
25	18440	63	16410	68
Média	19654	56	19062	46
CV (%)	20	10	22	15

A última coluna apresenta os valores de máxima tensão normal de compressão paralela ($f_{C0} - \text{máx.}$) aplicada às peças estruturais, retirados da base. Para essas peças estruturais foi utilizada a capacidade máxima da máquina, porém isso não foi suficiente para rompê-las.

3.2.3 Ensaio de flexão em corpos-de-prova

A Tabela 11 apresenta os resultados de rigidez à flexão (E_M), resistência à flexão (f_M) e densidade aparente (ρ), dos ensaios realizados nos 2 CPs, retirados da região externa da seção transversal de cada poste de madeira.

Tabela 11 – Rigidez, resistência à flexão, e densidade aparente de CPs

Poste	E_M (MPa)		f_M (MPa)		ρ (kg/m ³)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
1	23666	16825	145	122	960	990
2	23243	20021	126	119	860	830
3	23326	*	145	*	980	810
4	21702	*	150	*	960	950
5	15403	16345	84	100	910	810
6	20211	20682	125	133	880	860
7	29758	20303	144	123	980	920
8	24307	*	124	*	920	870
9	16148	16844	111	107	870	780
10	16004	18470	119	115	760	1010
11	18129	18261	115	141	1030	850
12	21746	17980	124	117	870	880
13	23425	19452	147	143	930	930
14	19444	25476	121	122	830	910
15	15063	*	107	*	670	770
16	19531	*	148	*	920	860
17	19590	21274	103	124	940	960
18	16997	19274	119	129	*	830
19	23630	24405	153	171	1040	960
20	22458	22462	133	125	900	930
21	17396	*	107	*	910	730
22	16766	19512	103	129	910	980
23	14951	18522	89	95	840	850
24	18663	22369	111	132	800	740
25	19957	19032	144	120	960	890
Média	20061	19869	124	125	901	876
CV (%)	18	12	16	13	9	9

3.2.4 Ensaio de compressão paralela às fibras em corpos-de-prova

A Tabela 12 apresenta os resultados de rigidez à compressão paralela (E_{C0}) dos ensaios realizados em 8 CPs, retirados da região externa (E1 e E2) e da região interna (I1 e I2) tanto do topo (T) como da base (B), da seção transversal de cada poste.

Tabela 12 - Rigidez à compressão paralela

Poste	Corpos-de-prova - E_{C0} (MPa)							
	TE1	TE2	TI1	TI2	BE1	BE2	BI1	BI2
1	25419	24231	22483	17389	39138	32959	17815	11313
2	21589	24661	16056	13100	19833	23267	9676	24755
3	24856	35911	17009	15322	20071	12428	29472	*
4	25249	29048	16705	17858	21961	26479	16692	16190
5	29890	15676	15148	27787	19910	21247	13940	20833
6	24113	30353	15832	17408	24030	26369	11938	12125
7	36681	33421	35601	14701	45556	34783	15042	22323
8	35449	19863	34998	19840	43547	33749	25997	15647
9	24871	16875	16332	12730	13277	18664	16083	*
10	26913	26814	9970	14657	40427	22719	22007	10190
11	39766	38233	17702	22920	26758	25091	18134	17094
12	23998	37215	16815	14544	25824	17375	19695	9118
13	15688	17006	40252	15378	29161	19648	15764	21080
14	57050	60995	15503	21256	36014	43836	23745	13053
15	19589	26565	19590	13023	22573	16466	16706	17070
16	50503	34446	12808	24248	38023	54028	54933	15049
17	23315	24871	15711	15065	31990	24472	23414	13193
18	21308	23437	*	15517	20692	25276	*	15415
19	64479	31608	22123	21883	28184	34048	11032	15846
20	8107	40477	18180	22903	32786	31241	18719	23626
21	18692	18647	12289	12778	17033	19207	14464	15562
22	27735	31067	16011	14314	29386	14542	14279	7816
23	37522	40488	16558	23628	42215	43624	19544	15696
24	23450	17826	17473	16361	16633	28325	10776	17912
25	24015	24553	22380	13665	23529	25304	17517	12590
Média	29210	28972	19314	17531	28342	27006	19058	15804
CV(%)	44	35	39	24	33	37	48	28

A Tabela 13 apresenta os resultados de resistência à compressão paralela (f_{C0}) dos ensaios realizados em 8 CPs, retirados da região externa (E1 e E2) e da região interna (I1 e I2) tanto do topo (T) como da base (B), da seção transversal de cada poste.

Tabela 13 - Resistência à compressão paralela

Poste	Corpos-de-prova - f_{C0} (MPa)							
	TE1	TE2	TI1	TI2	BE1	BE2	BI1	BI2
1	70	64	62	58	61	73	57	40
2	58	63	64	54	51	63	39	60
3	72	70	60	60	70	53	70	37
4	66	59	57	61	61	59	58	46
5	52	47	46	53	50	49	43	44
6	63	62	53	55	65	67	40	47
7	64	67	70	53	73	76	51	60
8	63	53	58	52	66	67	63	49
9	50	51	57	50	55	52	53	30

Tabela 13 - Resistência à compressão paralela (continuação)

Poste	Corpos-de-prova - f_{c0} (MPa)							
	TE1	TE2	TI1	TI2	BE1	BE2	BI1	BI2
10	60	64	46	56	75	73	60	36
11	70	51	64	68	79	81	73	59
12	58	61	59	54	62	56	59	40
13	51	57	68	58	66	67	49	51
14	65	67	47	52	69	71	58	50
15	49	50	51	43	53	51	51	53
16	68	61	64	61	77	73	75	52
17	48	60	47	51	61	60	56	30
18	54	55	32	48	53	57	35	50
19	67	74	68	61	74	73	39	57
20	35	65	54	62	57	64	56	62
21	46	48	49	48	58	55	52	55
22	58	76	48	47	78	55	42	35
23	56	56	47	56	62	64	55	54
24	51	47	56	53	55	55	41	53
25	63	67	63	47	63	59	67	48
Média	58	60	56	54	64	63	54	48
CV(%)	15	14	16	11	14	14	20	20

A Tabela 14 apresenta os resultados de densidade aparente (ρ) do topo e da base de cada poste, determinadas a partir da extração de 1 CP de cada extremidade.

Tabela 14 - Densidade aparente

Poste	ρ_{TOPO} (kg/m ³)	ρ_{BASE} (kg/m ³)
1	930	720
2	770	780
3	980	960
4	940	920
5	790	860
6	870	820
7	830	1010
8	920	920
9	870	820
10	880	980
11	950	1140
12	910	1030
13	910	980
14	820	910
15	690	710
16	970	980
17	870	870
18	810	700
19	1060	1050
20	920	940
21	760	910

Tabela 14 - Densidade aparente (continuação)

Poste	$\rho_{\text{TOPO}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$\rho_{\text{BASE}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$
22	1010	820
23	890	890
24	770	920
25	980	930
Média	884	903
CV(%)	10	12

3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A análise dos resultados será feita a partir de procedimento estatístico de comparação de médias. Em cada caso será testada a hipótese nula de igualdade entre as médias de duas propriedades por vez. Nos casos em que a hipótese nula for rejeitada, a hipótese alternativa de diferença entre as médias será aceita. Todo procedimento estatístico foi feito por meio do pacote estatístico MINITAB, considerado-se em todos os casos o nível de significância (α) de 5%.

3.3.1 – Procedimento estatístico utilizado

Para testar a hipótese de igualdade entre as médias de duas propriedades por vez foi uma análise de variância. Este procedimento pressupõe que as variâncias são iguais, e que os dados apresentam distribuição normal.

A igualdade das variâncias foi verificada por meio da análise visual de gráficos dos resíduos contra valores estimados (MARTÍNEZ, 2001). A Figura 22 apresenta um exemplo desse tipo de gráfico, em que se pode concluir que as variâncias são aproximadamente iguais.

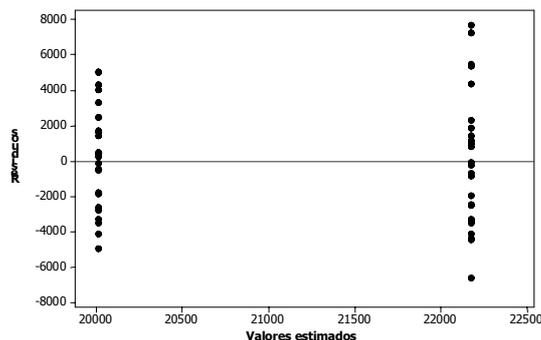


Figura 22 – Gráfico dos resíduos contra os valores estimados

Para se verificar a suposição de normalidade dos dados foi utilizado o teste estatístico de Shapiro (MARTÍNEZ, 2001). Nos casos em a suposição de normalidade não pode ser admitida foi realizada uma transformação dos dados de forma a se obter uma distribuição normal para os resíduos, e a homogeneidade da variância. Para isso utilizou-se o método apresentado por BOX-

COX (1964). Este método aplica uma transformação exponencial nos dados, na tentativa de aproxima-los de uma distribuição normal.

Por fim as análises de variância foram realizadas, sendo que a hipótese nula de igualdade entre cada par de médias testadas foi rejeitada sempre que $F_{\text{CALCULADO}} > F_{\text{TABELADO}}$, para o nível de significância adotado ($\alpha = 5\%$), ou seja sempre que a probabilidade p-valor apresentada pelo programa MINITAB era menor que 5%.

3.3.2 – Comparações de médias

Em todas as comparações foi possível admitir que as variâncias eram aproximadamente homogêneas. A Tabela 15 apresenta um resumo das comparações realizadas.

Tabela 15 - Comparações realizadas

Comparação	Var.1	Var.2	Var.1/Var.2	Normal	P valor	Médias
Topo x Topo	E_{C0-EST}	E_{C0-CP}	0,83	não	0,003	Diferentes
Topo x Topo	f_{C0-EST}	f_{C0-CP}	0,98	sim	0,478	Iguais
Base x Base	E_{C0-EST}	E_{C0-CP}	0,84	não	0,008	Diferentes
Topo x Base	E_{C0-EST}	E_{C0-EST}	1,03	sim	0,607	Iguais
Topo x Base	E_{C0-CP}	E_{C0-CP}	1,05	não	0,372	Iguais
Topo x Base	f_{C0-CP}	f_{C0-CP}	1,00	sim	0,963	Iguais
Topo x Base	$\rho - CP$	$\rho - CP$	0,98	sim	0,504	Iguais
Geral	E_{C0-EST}	E_{C0-CP}	0,83	não	0,002	Diferentes
Topo	$E_{C0-CP-EXT}$	$E_{C0-CP-INT}$	1,58	não	0,000	Diferentes
Topo	$f_{C0-CP-EXT}$	$f_{C0-CP-INT}$	1,07	sim	0,042	Diferentes
Base	$E_{C0-CP-EXT}$	$E_{C0-CP-INT}$	1,57	não	0,000	Diferentes
Base	$f_{C0-CP-EXT}$	$f_{C0-CP-INT}$	1,24	sim	0,000	Diferentes
Flexão	E_{M-EST}	E_{M-CP}	1,11	sim	0,026	Diferentes
Flexão	f_{M-EST}	f_{M-CP}	1,06	sim	0,115	Iguais

Constatam-se diferenças significativas entre as regiões externa e interna da seção transversal, das propriedades de rigidez e de resistência, nas duas extremidades. Observa-se também que os valores médios, de rigidez e de resistência, das regiões externas são superiores aos valores médios das regiões internas. Essas diferenças devem estar relacionadas com a presença, em grande parte da região interna da seção transversal, de madeira juvenil, que, como se sabe, apresenta valores de propriedades mecânicas mais baixos em relação à madeira adulta.

Quando se faz a comparação entre as propriedades entre as duas extremidades, verifica-se que não há diferença, nem com relação à rigidez, nem com relação à resistência, tanto para peças estruturais quanto CPs. Esse fato tem uma boa aplicação prática, no que se refere à caracterização dos postes, pois implica em dizer que tanto faz determinar a rigidez e a resistência à compressão paralela a partir de CPs (ou peça estrutural) do topo ou da base, desde que, no caso de CPs, estes sejam retirados tanto da região externa quanto da região interna.

Para a rigidez à compressão paralela, em todas as comparações entre peças estruturais e CPs, tomados ambos do topo, ou da base, ou de forma geral (média de topo e base estrutural x média de topo e base dos CPs) constatam-se diferenças significativas. Este resultado pode ser entendido pela diferença entre as áreas das regiões externa e interna da seção transversal da peça estrutural, pois, para um material com seção transversal formada por um material interno de módulo de elasticidade E_I e área A_I , e material externo de módulo de elasticidade E_E e área A_E , sob ação de esforço de compressão, a rigidez equivalente (E_{EQV}) do conjunto, ou seja, da peça estrutural é igual a média ponderada dos módulos de elasticidade externo e interno, com pesos iguais às respectivas áreas externa e interna da seção transversal. Assim, no caso de igualdade entre as áreas externa e interna, o valor de E_{EQV} seria igual a média aritmética dos módulos de elasticidade dos dois materiais, ou seja, igual ao valor conforme determinado pelos CPs.

Com relação à propriedade de resistência à compressão, não existe diferença significativa entre os valores do topo obtidos com a peça estrutural e CPs. A diferença entre a resistência da região externa (maior resistência) e da região interna (menor resistência) deve ter sido compensada pela diferença entre as áreas das regiões da seção transversal, que deve ser maior na região interna, de tal forma que a média obtida com os CPs igualou-se ao valor determinado com a peça estrutural.

Da mesma forma que na resistência à compressão paralela (para o topo), a resistência à flexão não apresentou diferença significativa entre os valores das peças estruturais e os obtidos com CPs, apesar de se ter usado CPs retirados da região externa da seção transversal, que apresenta melhores propriedades. Com relação à rigidez na flexão as diferenças foram significativas entre peças estruturais e CPs. Um fato que deve ser levado em consideração nessa última comparação é que a peça estrutural roliça apresenta uma estrutura anatômica moldada pela natureza ao longo dos anos. Esta estrutura íntegra age de tal forma a minorar os efeitos dos possíveis defeitos. Os CPs, por outro lado, apesar da ausência dos defeitos, têm sua estrutura original quebrada. Portanto, quando os defeitos não são muito pronunciados, as peças estruturais roliças podem apresentar propriedades mecânicas superiores às da madeira serrada sem defeitos.

3.3.3 – Resistência estrutural

Considerando-se a resistência obtida a partir das peças estruturais retiradas dos topos dos postes como a resistência real das estacas, pode-se calcular a carga estrutural das estacas de madeira.

A partir dos valores de f_{c0} de peças estruturais do topo, apresentados na Tabela 10 estima-se o valor característico de acordo com o critério apresentado no item 6.4.8 da NBR 7190/1997, chegando-se a $f_{c0K} = 50$ MPa.

Considerando-se a situação de longa duração ($k_{mod1} = 0,7$), madeira submersa ($k_{mod2} = 0,65$) e madeira de primeira categoria ($k_{mod3} = 1,0$), e também o coeficiente de ponderação de resistência para estados limites úteis ($\gamma_w = 1,4$), obtém-se a resistência de cálculo, $f_{c0d} = 16,25$ MPa. Para um valor de diâmetro no topo igual a 25 cm em uma estaca, obtém-se a força de compressão de cálculo igual a 798 kN. Esse valor, dividido pelo coeficiente de ponderação das ações ($\gamma_G = 1,4$), é de 570 kN, que pode ser comparado com o valor indicado por ALONSO (1996) para estaca de madeira de diâmetro médio de 25cm (200 kN), sendo quase três vezes maior. O valor apresentado é comparável à carga nominal de 500 kN, apresentada (CINTRA & AOKI, 1999) para estaca circular pré-moldada de concreto protendida, com diâmetro de 25cm. Portanto, os elementos estruturais de eucalipto citriodora apresentaram um excelente comportamento para uso como estacas de madeira, no que se refere à resistência estrutural.

4. ESTUDO DO SISTEMA ESTACA DE MADEIRA - SOLO

Este capítulo enfoca o estudo do comportamento de estacas de madeira isoladas em interação com o solo (sistema estaca de madeira – solo), e tem como principais finalidades a determinação da capacidade de carga de estacas de madeira isoladas, a determinação da distribuição das resistências ao longo do fuste das estacas e também na base, e a determinação da curva carga-recalque das estacas, por meio de ensaios de carregamento dinâmico (ECD) realizados em 12 estacas de madeira que compõem a fundação de uma ponte de madeira, localizada no campus 2 da USP em São Carlos.

Para comparação com as determinações feitas a partir do ECD, que neste trabalho são tomadas como valores de referência, foram feitas avaliações da capacidade de carga e de sua distribuição ao longo do fuste e na base das estacas por meio de método semi-empírico. Também foram estimadas curvas carga-recalque teóricas, e também pelo método expedito do repique, para comparação com as curvas carga-recalque determinadas por meio de ECD.

A caracterização das estacas de madeira foi feita mediante ensaio de flexão estática nas peças estruturais e a partir da retirada de CPs. A caracterização do solo de fundação foi feita por meio de sondagens a percussão nos locais previstos para a cravação das estacas. A retirada dos CPs visou, além da caracterização das estacas, ampliar o estudo do elemento estrutural feito em item anterior, verificando possíveis diferenças entre as propriedades determinadas nas duas extremidades das estacas, entre as propriedades das regiões externa e interna da seção transversal, e entre as propriedades antes e após o tratamento preservativo. Todos os ensaios foram realizados em campo, com exceção dos ensaios nos CPs retirados das estacas, realizados em laboratório de acordo com o Anexo B da NBR 7190/1997. Nesta etapa, o elemento estrutural de madeira é referenciado como estaca, e suas extremidades como pé (extremidade mais delgada) e cabeça.

4.1 – MATERIAIS E MÉTODOS

4.1.1. Caracterização das estacas

Foram estudadas as 12 estacas de madeira da espécie Eucalipto citriodora, fornecidas por empresa da cidade de São Carlos. As estacas tinham comprimento de 12 metros e diâmetro

médio de 35 cm, aproximadamente. Todas foram submetidas a ensaio de flexão no pátio da empresa em que foram adquiridas. A Figura 23 ilustra o ensaio realizado.



Figura 23 - Ensaio de flexão em estaca

Os ensaios foram realizados de acordo com a NBR 6131/80 – Postes de madeira – resistência à flexão – Método de ensaio, da ABNT.

Depois dos ensaios de flexão foram cortadas peças com 30 cm de comprimento das extremidades das estacas, para posterior confecção de CPs e realização de ensaios de compressão paralela, em laboratório. Posteriormente, foram cortados discos com 5 cm de espessura das extremidades das estacas para determinação da umidade em que foram realizados os ensaios de flexão das estacas, conforme a Figura 24.



Figura 24 – Peças e discos retirados das extremidades das estacas

Após o corte das extremidades, foram medidos o comprimento e a circunferência, a cada metro, de uma extremidade a outra, de cada estaca.

Todas as estacas foram submetidas a tratamento sob pressão, com o preservativo (CCA) no sistema de célula cheia, na empresa em que foram adquiridas.

Após o tratamento preservativo foram cortadas peças com aproximadamente 15cm do pé de cada estaca para posterior confecção de CPs e realização de ensaio de compressão paralela em laboratório.

Das peças cortadas das duas extremidades das estacas, antes do tratamento, foram retirados quatro CPs (dois da região externa da seção transversal e dois da região interna). Das peças cortadas do pé de cada estaca, após o tratamento preservativo, foram retirados mais dois CPs, apenas da região externa da seção transversal. Portanto foram retirados dez CPs de cada estaca, sendo oito antes do tratamento e dois após o tratamento preservativo, totalizando 120 CPs de compressão paralela.

Ainda no pátio da empresa foram fixadas chapas com dentes estampados na cabeça de cada estaca, para reduzir possíveis danos, nesta extremidade, durante a cravação. E para facilitar a cravação, no pé de cada estaca foram feitos biséis, com aproximadamente 30 cm de comprimento e inclinação aproximada de 1:3, deixando a ponta com formato aproximado de um retângulo. Esses detalhes das extremidades podem ser vistos na Figura 25.

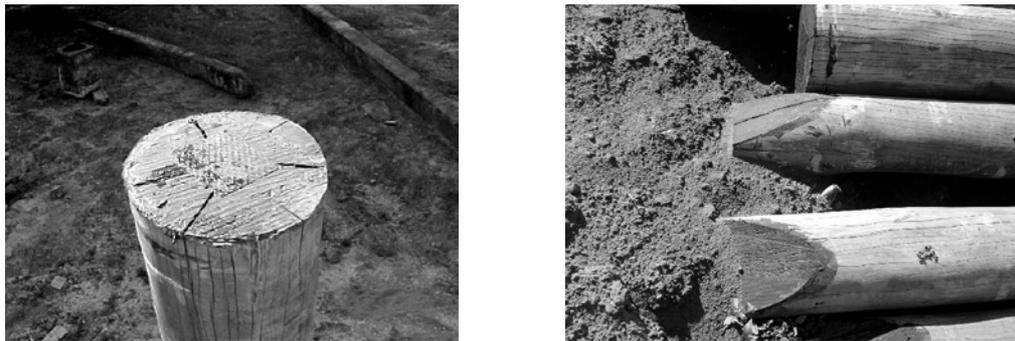


Figura 25 – Chapa com dente estampado na cabeça e bisel no pé das estacas

4.1.2. Caracterização do solo

Para caracterização do solo de suporte das estacas foram realizados ensaios de SPT (Standard Penetration Test), de acordo com a NBR 6484/80 - Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos, da ABNT.

Foi feito um furo de sondagem no local previsto para cravação de cada uma das estacas, totalizando doze furos de sondagem. Assim, foram feitas seis sondagens, alinhadas e com espaçamento de 1,90m de centro a centro, em cada lado da ponte.

Nos casos em que a sondagem indicou um valor de N_{SPT} diferente da penetração padrão de 30cm, o valor do N_{SPT} correspondente a 30cm foi determinado considerando-se uma relação linear entre o valor do N_{SPT} e o comprimento de penetração.

Todas as propriedades do solo foram determinadas a partir de correlações, apresentadas na literatura, entre as propriedades necessárias e os ensaios de SPT realizados.

4.1.3 Cravação das estacas

Para permitir o deslocamento do bate-estacas para execução das cravações e posteriores recravações, durante os ensaios de carregamento dinâmico, foi necessário a execução de um aterro, ligando os dois lados da ponte com, aproximadamente, dez metros de largura. Para permitir o acesso do bate-estacas ao local de cravação, complementou-se o aterro com uma rampa. Após a execução do aterro foi realizada a locação das estacas. Devido a mudanças no projeto, as estacas não puderam ser cravadas no local exato em que foram realizadas as sondagens, conforme planejado, ficando uma distância horizontal, na direção do tráfego, de aproximadamente 1 metro entre cada furo de sondagem e sua respectiva estaca. Desta forma, a sondagem feita para cada estaca cravada deve ser tomada como a sondagem mais próxima à referida estaca.

No final, o aterro ficou com espessura média de 4 metros sobre as linhas de cravações das estacas. Por ser um aterro recente e não-compactado, o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) da camada de aterro foi considerado nulo. A Figura 26 apresenta detalhes do aterro de acesso e da locação das estacas.



Figura 26 – Aterro de acesso e locação das estacas.

O bate-estacas utilizado possui torre de 13,5 metros de altura, e mecanismo de movimentação feito por deslizamento sob tubos de aço, apoiados sobre peças de madeira, colocadas nos locais apropriados por operários.

O capacete utilizado tinha 45 cm de diâmetro e 78 cm de altura. Era dividido ao meio por um separador de 3,5 cm de espessura. A parte superior do capacete era preenchida por um cepo de madeira dura. Entre a cabeça da estaca e a parte inferior do capacete não foi utilizado coxim, mas sobre o cepo foi utilizada uma chapa de compensado com espessura aproximada de 1,5 cm. O peso total do capacete era de 1555 N.

As estacas pesavam 10 kN, aproximadamente, e foram cravadas com um martelo de queda livre com 30 kN de peso.

A Figura 27 apresenta o bate-estacas com o martelo e detalhe do capacete utilizado.



Figura 27 – Bate-estacas, martelo, e capacete

Para verificação da profundidade cravada, foram feitas marcas com giz, de 50cm em 50cm ao longo das estacas, a partir do pé da estaca. Um pino de aço foi fixado a aproximadamente 2m da cabeça da estaca, servindo de apoio para o cabo de aço do guincho do bate-estacas, que laçava, puxava, levantava e posicionava a estaca junto a torre do bate-estacas. Depois de posicionada a estaca, o capacete, que ficava pendurado no martelo por alças laterais, era colocado sobre a cabeça da estaca. A Figura 28 mostra detalhes da marcação, do posicionamento de uma estaca, e do capacete pendurado ao martelo.



Figura 28 - Marcação, levantamento da estaca, e detalhe do capacete pendurado ao martelo

A altura de queda inicial usada para todas as estacas foi de 30 a 35cm. Durante as cravações foram anotados os números de golpes necessários para penetração dos trechos de 50cm, marcados nas estacas. Quando a cravação ia se tornando mais difícil, aumentava-se a altura de queda para 50cm, 70cm, ou 100cm, conforme a dificuldade de cravação.

O controle da capacidade de carga das estacas, durante a cravação, foi feito pelo método do repique, buscando-se mobilizar uma carga (RMX), por meio de um golpe do martelo, maior que o dobro da carga de trabalho de 265 kN, estipulada no projeto estrutural da superestrutura da ponte. Observando-se que abaixo do pé de todas as estacas o solo encontrado é formado por areia siltosa, adotou-se o valor de 3,7 mm para a parcela de deslocamento elástico do solo (C_3), valor que é o ponto médio do intervalo indicado, para esse tipo de solo, por SOUZA FILHO & ABREU (1990). Para a rigidez das estacas utilizou-se o valor determinado na caracterização de

cada estaca. Para o valor de α foi utilizado o valor de 0,8 recomendado por DE ROSA (2000). A Figura 29 apresenta uma estaca sendo cravada, e a obtenção do repique de uma estaca.



Figura 29 – Cravação e determinação de repique

A Figura 30 mostra uma vista geral das estacas no final dos trabalhos de cravação.



Figura 30 - Estacas cravadas

4.1.4 Ensaio de carregamento dinâmico

Foi realizado ensaio de carregamento dinâmico (ECD) em cada uma das 12 estacas que compõem a fundação de uma ponte de madeira, localizada no campus 2 da USP em São Carlos.

Neste trabalho as determinações feitas por meio do ECD são tomadas como referências, isto é, são tomados como valores corretos para comparações com avaliações, estimativas ou previsões feitas por outros métodos.

Os ensaios foram realizados por empresa especializada e em conformidade com a NBR 13208/94 – Estaca – Ensaio de carregamento dinâmico – Método de ensaio, da ABNT.

Instrumentação das estacas

O equipamento usado para a monitoração da cravação foi um Analisador de Cravação de Estacas, ou Pile Driving Analyzer (PDA), modelo PAK, com seis canais para ligação de

instrumentos (transdutores de deformação específica e acelerômetros). A Figura 31 mostra o equipamento utilizado.



Figura 31 - PDA modelo PAK, usado para monitoração da cravação das estacas.

Os instrumentos foram fixados, nas estacas, aos pares e em posições diametralmente opostas, por meio de parafusos, a uma distância aproximada de três diâmetros da cabeça de cada estaca. Na parte externa da estaca foram instalados dois transdutores de deformação e dois acelerômetros, conforme o procedimento convencional de instrumentação de estacas. Além disso, nesse caso específico de estacas de madeira, foi instalado mais um par de transdutores de deformação específica no interior de cavidades feitas, previamente, nas estacas. Essas cavidades foram feitas em posições diametralmente opostas, com 15 cm de altura por 10 cm de largura, e profundidade aproximada de 10 cm. Este procedimento, inédito, teve a finalidade de possibilitar a determinação de possível diferença entre os módulos de elasticidade dinâmicos das regiões externa e interna da seção transversal das estacas. A Figura 32 mostra detalhes de uma cavidade feita na estaca, do processo de fixação, e dos instrumentos fixados nas estacas.



Figura 32 - Instrumentos fixados na parte externa e na parte interna de estaca de madeira.

Execução dos ensaios de carregamento dinâmico

Os ensaios foram realizados nas estacas em condição de repouso, ou seja, sob efeito de recuperação ou relaxação, por períodos variando de 1 a 3 dias, ou seja, foram feitas recravações. Apenas nos casos das estacas número 7 e número 8 (que foi monitorada durante todo o processo de cravação) os ensaios (propriamente ditos) foram efetuados no final da cravação.

O ensaio consistiu na aplicação de uma série de no mínimo sete golpes do martelo na estaca, com energias crescentes. Isto é, iniciando com altura de queda de 20cm para o primeiro golpe, e acrescentando 20cm para os próximos golpes, até 140cm para o último golpe. Procedimento de execução denominado ECD de energia crescente ou Prova de carga dinâmica.

Paralelamente, durante a aplicação de cada golpe eram determinados a nega e o repique por meio do procedimento de CHELLIS (1961). A Figura 33 mostra a medição da altura de queda para aplicação de um golpe e a obtenção do repique durante o ensaio.

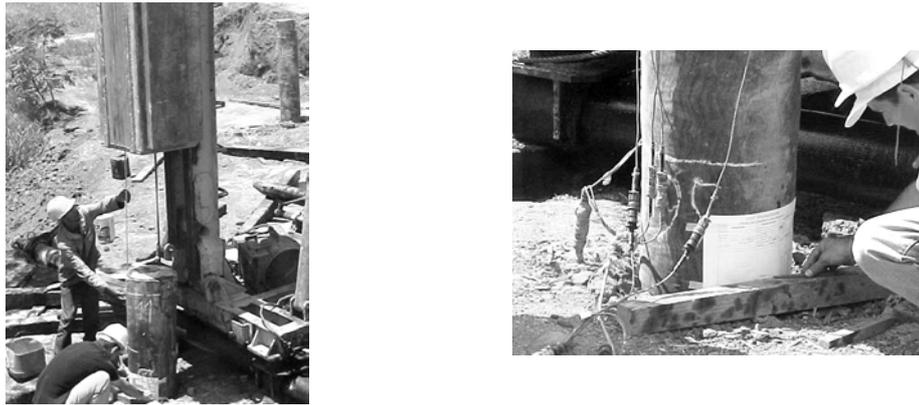


Figura 33 - Medição de altura de queda e determinação de repique.

Para cada golpe o PDA recebeu os sinais de seis instrumentos simultaneamente (quatro transdutores de deformação e dois acelerômetros), porém foram feitos dois processamentos separados, um utilizando os acelerômetros e os transdutores fixados na parte externa da estaca, e o outro utilizando os acelerômetros e os transdutores fixados nas cavidades feitas nas estacas. Assim, em cada caso, as prováveis velocidades de propagação de onda e, conseqüentemente, os módulos de elasticidade dinâmicos foram determinados por meio da proporcionalidade dos sinais médios de força e velocidade.

Método CASE

O método CASE permite a avaliação da capacidade de carga estática no momento de aplicação de um golpe do martelo. Para isso, o valor do fator de amortecimento do solo (J_{CASE}) é adotado, com base nas sondagens e nas indicações sugeridas pelos autores do método para cada tipo de solo. A partir do fator de amortecimento do solo (J_C) correspondente a cada estaca, obtido por meio de análise de um dos golpes pelo método CAPWAP (descrito no próximo item) foram feitos re-processamentos dos golpes pelo método CASE. Desta forma, para cada golpe, foram obtidos os valores correspondentes de RMX e DMX, que são a resistência estática mobilizada naquele golpe e o deslocamento máximo no golpe, respectivamente. O maior valor de RMX

corresponde à capacidade de carga da estaca ensaiada. A partir dos pares de valores (RMX, DMX) foi possível determinar a curva carga-recalque da prova de carga dinâmica.

Além dos valores de RMX e DMX, a análise de cada golpe feita pelo método CASE, forneceu os valores das seguintes grandezas:

CSX = tensão máxima de compressão na região dos sensores; valor calculado a partir da média dos dois sinais de deformação específica, obtidos pelos transdutores;

CSI = tensão máxima de compressão na região dos sensores; valor calculado a partir do maior dos dois sinais de deformação específica, obtidos pelos transdutores. Quanto mais próximo CSI for de CSX, menor a flexão sofrida pela estaca durante o golpe.

TSX = tensão máxima de tração calculada ao longo do fuste da estaca;

EMX = energia máxima transferida para a estaca durante o golpe, na região dos sensores;

ETR = eficiência na transferência de energia do golpe. Ou seja, ETR representa a relação entre a energia efetivamente transmitida à estaca durante o golpe (EMX) e a energia potencial do martelo (peso do martelo multiplicado pela altura de queda).

Método CAPWAP

Nas análises CAPWAP as características das estacas utilizadas foram: as dimensões das estacas; a densidade de 1000 kg/m^3 , adotada para todas as estacas; a velocidade de propagação da onda e módulo de elasticidade dinâmico, obtidos conforme descrito em item anterior.

Para realização da análise CAPWAP de cada estaca foi escolhido o golpe que provocou maior mobilização de resistência do solo, com os instrumentos fixados na parte externa da estaca. Os principais resultados obtidos por meio do método CAPWAP foram a determinação das parcelas laterais e de ponta que compõem a capacidade de carga de cada estaca, e a distribuição da resistência lateral ao longo do fuste. Além disso, foram obtidos os parâmetros do solo J_{CASE} (utilizado no método CASE) e o “quake” ao longo do fuste e na ponta da estaca.

Um outro resultado importante obtido por meio do método CAPWAP foi a curva carga-recalque simulada, de cada estaca.

Método do Repique

Para cada golpe em cada estaca foi novamente usado o procedimento de CHELLIS (1961), já usado anteriormente durante o controle de cravação das estacas. Para cada golpe os valores de K e S foram determinados, e em seguida foram calculados o deslocamento máximo (DMX) e resistência mobilizada (RMX), utilizando mesmos valores de C_3 e α usados durante o controle da cravação. A partir dos pares de valores de RMX e DMX, determinados para cada golpe, foi

possível traçar uma curva carga-recalque de energia crescente para cada estaca, sem o uso de instrumentação.

4.2. RESULTADOS OBTIDOS

Neste item serão apresentados os resultados de caracterização das estacas, de caracterização do solo, do controle de cravação das estacas, e do ensaio de carregamento dinâmico.

4.2.1. Caracterização das estacas

Ensaio de flexão

A Tabela 16 apresenta os resultados de rigidez à flexão (E_M) dos ensaios realizados em cada uma das estacas, com comprimento original em torno de 12 m, e sem tratamento preservativo.

Tabela 16 - Rigidez à flexão das estacas em tamanho original

Estaca	E_M (MPa)
1	19451
2	13987
3	14271
4	15563
5	16726
6	19280
7	19412
8	17735
9	14336
10	12292
11	17090
12	13407
Média	16129
CV(%)	16

Dimensões

A Tabela 17 apresenta os diâmetros, a cada metro, de uma extremidade a outra, de cada estaca. Nesta tabela D_0 representa o diâmetro do pé antes de ser afilado, D_1 o diâmetro a 1m do pé, D_2 a 2m do pé, e assim por diante até o diâmetro na cabeça (D_{CB}) da estaca.

Tabela 17 - Diâmetros das estacas (cm)

Estaca	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅	D ₆	D ₇	D ₈	D ₉	D ₁₀	D _{CB}
1	35	34	35	36	36	37	39	39	40	42	44	46
2	30	31	32	32	33	34	35	36	36	37	38	41
3	31	33	33	33	34	35	36	37	38	38	40	43
4	29	29	30	31	31	32	32	33	34	35	36	38
5	29	29	31	31	32	33	33	35	35	36	37	39
6	30	30	32	32	33	34	35	35	36	37	39	42
7	27	28	28	29	30	31	32	32	33	34	35	37
8	27	28	28	30	30	31	32	32	33	34	36	39
9	31	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
10	27	28	29	30	31	31	32	33	34	36	38	41
11	29	29	30	31	32	32	33	34	35	36	38	40
12	28	29	30	31	32	32	33	34	34	35	36	38
Média	29	30	31	32	32	33	34	35	36	37	38	40
CV(%)	7	6	6	6	6	6	7	6	6	6	6	6

A Tabela 18 apresenta, para cada estaca, o comprimento e o diâmetro equivalente no pé da estaca. O diâmetro equivalente no pé das estacas foi determinado a partir da área do pé, aproximadamente retangular, após o afilamento.

Tabela 18 – Comprimento e diâmetro equivalente no pé das estacas.

Estaca	L (m)	D _{PÉ} - EQUIVALENTE (cm)
1	11.10	23
2	11.15	20
3	11.20	21
4	11.14	19
5	11.16	19
6	11.10	20
7	11.40	18
8	11.15	18
9	11.15	21
10	11.10	18
11	11.15	19
12	11.15	19
Média	11	20
CV(%)	1	7

Ensaio de compressão paralela em CPs antes do tratamento

A Tabela 19 apresenta os resultados de rigidez à compressão paralela (E_{C0}) dos ensaios realizados em 8 CPs, retirados da região externa (E1 e E2) e da região interna (I1 e I2), tanto do pé (P) como da cabeça (CB), da seção transversal de cada estaca de madeira, antes do tratamento preservativo.

Tabela 19 - Rigidez à compressão paralela antes do tratamento

Estaca	Corpos- de-prova - E_{C0} (MPa)							
	PE1	PE2	PI1	PI2	CBE1	CBE2	CBI1	CBI2
1	25489	19070	30620	28003	18748	23229	35104	12784
2	20481	21727	16634	16423	19466	19756	26618	24230
3	22554	28423	27179	27190	25516	42466	18114	15360
4	34730	31472	23819	20559	28425	28439	32764	49714
5	20639	26502	23418	14886	23902	28551	27761	36880
6	26679	25679	19126	22141	29968	26963	27954	27986
7	22616	19887	27818	19103	28466	41776	41116	41433
8	25644	38877	35245	18653	24512	27492	40950	38191
9	29832	28378	22963	27287	32693	40251	21697	18529
10	26436	24166	21069	16584	23933	29637	29006	20170
11	22860	38587	18468	20627	21177	41396	28913	27835
12	21496	27445	16955	23456	30487	23398	15636	17013
Média	24955	27518	23610	21243	25608	31113	28803	27510
CV (%)	17	23	24	21	17	26	28	43

A Tabela 20 apresenta os resultados de resistência à compressão paralela (f_{C0}) dos ensaios realizados em 8 CPs, retirados da região externa (E1 e E2) e da região interna (I1 e I2), tanto do pé (P) como da cabeça (CB), da seção transversal de cada estaca de madeira, antes do tratamento preservativo.

Tabela 20 - Resistência à compressão paralela antes do tratamento

Estaca	Corpos-de-prova - f_{C0} (MPa)							
	PE1	PE2	PI1	PI2	CBE1	CBE2	CBI1	CBI2
1	58	60	66	62	51	66	57	41
2	69	60	53	70	66	77	71	67
3	58	76	75	75	63	76	76	68
4	72	68	65	62	70	69	72	79
5	69	78	74	54	74	80	82	82
6	73	84	73	71	77	88	90	91
7	69	71	55	56	74	79	79	75
8	72	71	66	63	75	77	90	87
9	81	60	61	62	58	64	53	46
10	63	65	52	47	51	64	60	68
11	64	66	66	71	71	62	85	65
12	39	44	41	46	44	49	47	41
Média	65	67	62	62	65	71	72	68
CV(%)	16	16	17	15	17	15	20	25

A Tabela 21 apresenta os resultados de densidade aparente (ρ) obtidos a partir dos CPs, retirados da região externa (E1 e E2) e da região interna (I1 e I2), tanto do pé (P) como da cabeça (CB), da seção transversal de cada estaca de madeira, antes do tratamento preservativo.

Tabela 21 - Densidade aparente antes do tratamento

Estaca	Corpos-de-prova - ρ (kg/m ³)							
	PE1	PE2	PI1	PI2	CBE1	CBE2	CBI1	CBI2
1	990	950	910	960	870	910	930	880
2	1100	930	940	1040	1020	1050	1030	1060
3	1060	1070	1010	1050	1070	1020	1130	1110
4	1010	990	1000	980	1010	1020	1000	1070
5	980	1010	1010	1000	1050	1060	1150	1130
6	1040	1010	1060	960	1130	1140	1160	1180
7	970	1000	920	960	1060	1010	1060	1050
8	970	1010	980	1010	1140	1100	1200	1140
9	1060	900	920	920	970	960	990	970
10	910	910	900	910	930	1010	1030	1000
11	960	1060	1120	1110	1120	1110	1150	1100
12	800	830	830	880	800	840	880	870
Média	988	973	967	982	1014	1019	1059	1047
CV(%)	8	7	8	7	10	8	9	9

Ensaio de compressão paralela em CPs depois do tratamento

A Tabela 22 apresenta os resultados de rigidez à compressão paralela (E_{C0}), resistência à compressão paralela (f_{C0}) e densidade aparente (ρ), dos ensaios realizados nos 2 CPs, retirados da região externa (E1 e E2) da seção transversal do pé de cada estaca de madeira, após o tratamento preservativo (TR).

Tabela 22 - Rigidez (E_{C0}), resistência (f_{C0}) e densidade (ρ) depois do tratamento.

Estaca	E_{C0} (MPa)		f_{C0} (MPa)		ρ (kg/m ³)	
	TRE1	TRE2	TRE1	TRE2	TRE1	TRE2
1	21020	23590	58	62	920	900
2	34203	17418	63	62	940	930
3	23174	0	78	80	1050	1060
4	23419	28538	64	72	1010	1010
5	24588	21172	79	75	1040	1020
6	22565	30900	82	73	990	1010
7	15821	20003	59	61	970	940
8	25752	37979	73	70	1020	1010
9	20951	11975	68	40	920	970
10	23523	26350	73	67	1010	980
11	30169	17829	79	66	1070	1110
12	17065	15586	43	41	850	830
Média	23521	20945	68	64	983	981
CV (%)	21	47	17	19	7	8

4.2.2 Caracterização do solo

Os resultados das 12 sondagens realizadas estão apresentados no ANEXO A. Os doze furos de sondagem totalizaram 92,38 metros lineares. A Figura 34 apresenta o perfil do solo, obtido a partir das sondagens SP01 a SP06, feitas no local previsto para a cravação das estacas em um dos lados da ponte.

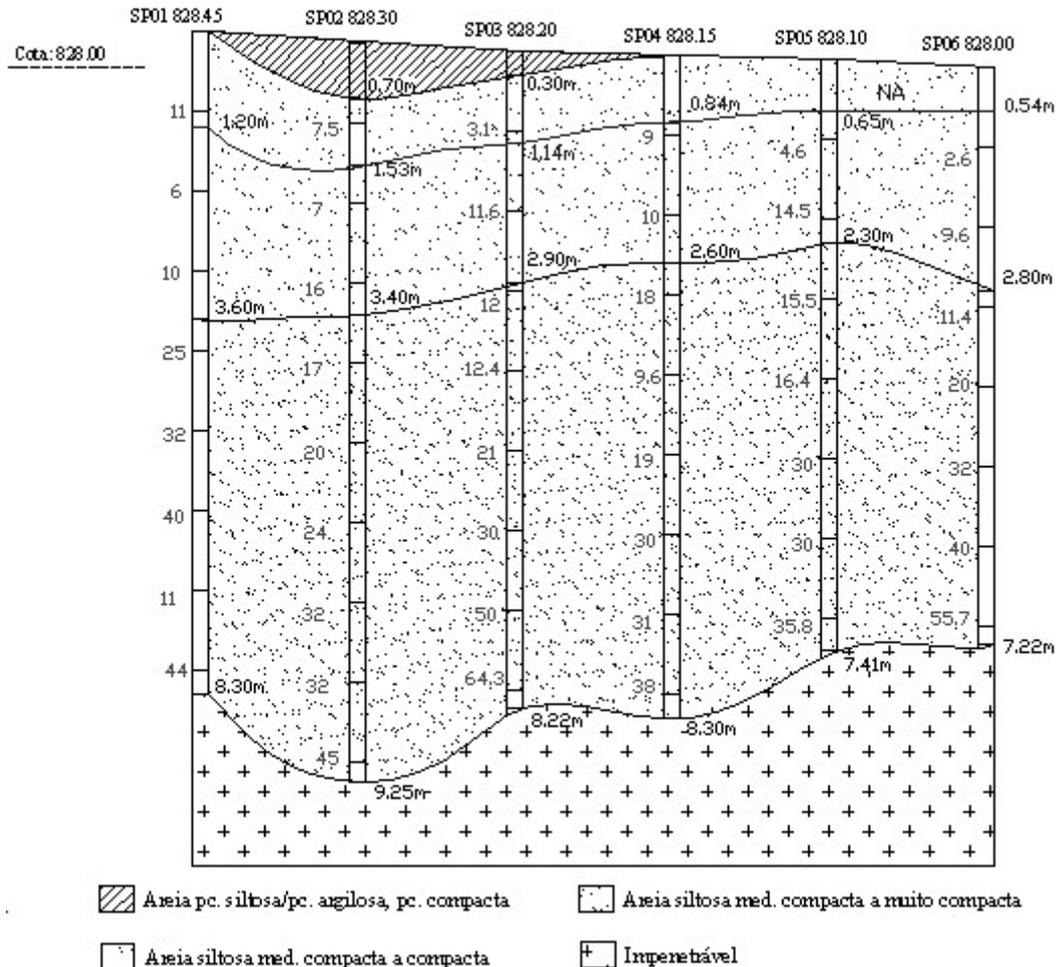


Figura 34 - Perfil do solo referente às sondagens SP01 a SP06

A Figura 35 mostra o perfil referente às sondagens SP07 a SP12, feitas no local de cravação das estacas do outro lado da ponte.

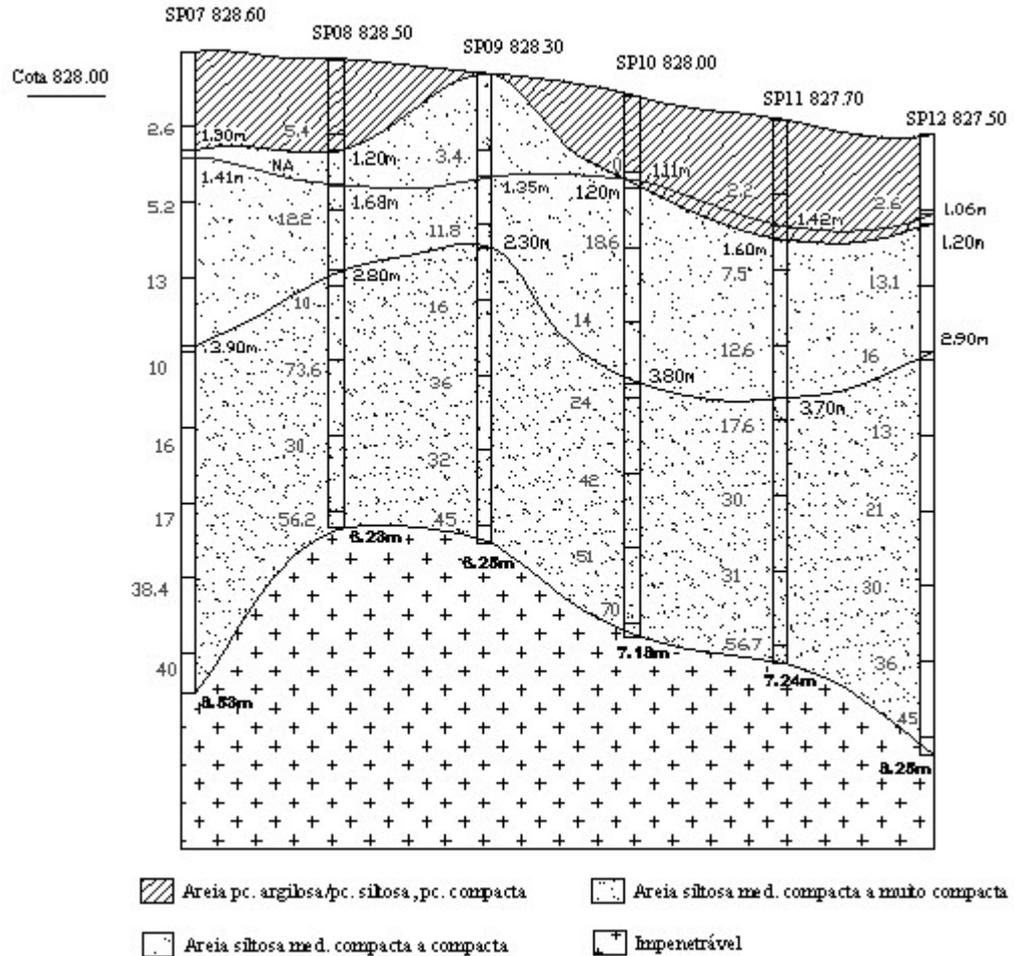


Figura 35 - Perfil do solo referente às sondagens SP07 a SP12

4.2.3 Cravação das estacas

Aterro de acesso e locação das estacas

As estacas foram cravadas, em cada lado da ponte, com a distância de 1,90m entre cada estaca, medida de centro a centro. A Tabela 23 apresenta para cada sondagem sua respectiva estaca.

Tabela 23 – Sondagens e respectivas estacas cravadas

SP01	SP02	SP03	SP04	SP05	SP06	SP07	SP08	SP09	SP10	SP11	SP12
E10	E3	E2	E6	E5	E12	E1	E8	E7	E4	E11	E9

Execução cravação

O número de golpes necessários para penetração de cada trecho de 50cm, marcados nas estacas, e a respectiva altura de queda utilizada estão apresentados em anexo. A partir desses valores é possível construir gráficos de cravação, que dão uma idéia da dificuldade de cravação encontrada. A Figura 36 apresenta o gráfico de cravação de uma estaca, considerando-se uma

altura de queda constante durante toda a cravação. Para isso adotou-se uma relação linear entre altura de queda, número de golpes, e comprimento cravado.

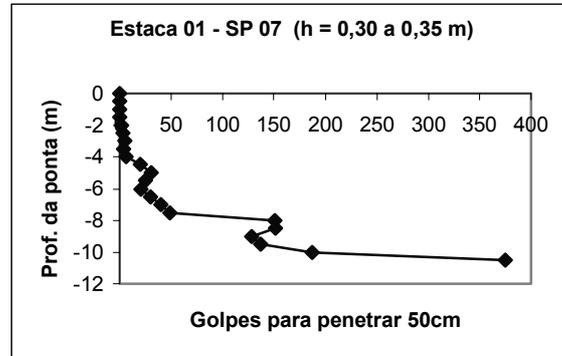


Figura 36 - Gráfico de cravação de uma estaca

A Tabela 24 apresenta os valores dos comprimentos cravados (L_{CRAV}) e livres (L_0) e também do diâmetro médio cravado (D_{mCRAV}) das estacas ao final das cravações.

Tabela 24 - Comprimento cravado, livre, e diâmetro cravado

Estaca	L_{CRAV} (m)	L_0 (m)	D_{mCRAV} (cm)
1	10,10	1,00	38,3
2	10,07	1,08	34,5
3	9,14	2,06	35,7
4	10,40	0,74	32,4
5	10,06	1,10	33,3
6	10,20	0,90	34,4
7	10,00	1,40	31,3
8	10,00	1,12	31,8
9	10,15	1,00	35,6
10	9,95	1,15	32,3
11	10,25	0,90	33,1
12	9,95	1,20	32,7

Controle da cravação

A Tabela 25 apresenta os valores de nega (S), repique (K) e resistência máxima mobilizada no golpe (RMX) determinados pelo procedimento de CHELLIS (1961) e usado como controle da cravação.

Tabela 25 - Nega, repique e RMX

Estaca	S (mm)	K (mm)	RMX (kN)
1	8	5	1275
2	8	5	889
3	6	6	702
4	8	2	1148
5	7	4	779
6	7,5	5	963
7	7	5	828
8	6	7	614
9	7	5	966
10	8	5	911
11	6,5	6	696
12	7,5	4	760

4.2.4 Ensaio de carregamento dinâmico

Características dinâmicas das estacas

A Tabela 26 apresenta os valores de velocidade de onda (c) e de módulo de elasticidade dinâmico (E_d) das estacas, obtidos nos ensaios de carregamento dinâmicos (ECD), tanto para os sensores fixados na parte externa da estaca, como para os sensores fixados na parte interna, dentro das cavidades feitas nas estacas.

Tabela 26 – Características dinâmicas das estacas ensaiadas

Estacas	Sensores na parte externa		Sensores na parte interna	
	c (m/s)	E_d (Mpa)	c (m/s)	E_d (Mpa)
E1	4100	17100	4500	20600
E2	3900	15500	2600	6900
E3	3500	12500	4500	20600
E4	4000	16300	3700	14000
E5	3900	15500	2400	5900
E6	4000	16300	4000	16300
E7	4000	16300	3000	9200
E8	4000	16300	3000	9200
E9	4000	16300	3800	14700
E10	3700	14000	4500	20600
E11	4000	16300	3000	9200
E12	3900	15500	3700	14000
Média	3917	15658	3558	13433
CV (%)	4	8	21	40

Determinação da capacidade de carga das estacas

Os ECDs foram realizados aplicando-se uma série de, no mínimo, sete golpes do martelo com alturas de queda crescentes. Para cada golpe foram determinados os valores de resistência máxima mobilizada (RMX), de nega (S), de deslocamento máximo (DMX), da tensão média

(dos dois sensores de força) máxima de compressão (CSX), da tensão máxima (entre os dois sensores de força) de compressão (CSI), da tensão máxima de tração (TSX), de energia efetivamente transferida (EMX), e de eficiência do sistema de cravação (EFC). Esses valores foram obtidos a partir das aplicações dos métodos CASE, CAPWAP, e do procedimento apresentado por CHELLIS (1961) de obtenção de nega e repique a partir de lápis e papel.

A Tabela 27 apresenta os valores de deslocamento máximo (DMX), de nega (S), de energia efetivamente transferida (EMX), de eficiência do sistema de cravação (EFC), e de resistência máxima mobilizada (RMX) correspondentes ao golpe de maior resistência mobilizada para cada estaca. É importante notar que RMX apresentado nessa tabela corresponde à soma da resistência lateral e da resistência de ponta para o golpe de maior mobilização de resistência, e, portanto corresponde a capacidade de carga de referência das estacas ensaiadas.

Tabela 27 – Valores correspondentes ao golpe de maior mobilização das resistências

Estaca	DMX (mm)	S (mm)	EMX (kN.m)	EFC (%)	RMX (kN)	CSX (MPa)	CSI (MPa)	TSX (MPa)
E1	10,9	2	11,1	26,4	1150	8,7	21,7	2,5
E2	9,5	2	6,0	20,0	730	7,9	13,4	1,9
E3	15,1	6	9,2	21,8	500	11,9	19,9	0,5
E4	10,0	0	8,6	20,5	1150	12,0	27,5	3,0
E5	6,9	1	3,6	11,9	730	8,1	20,1	1,8
E6	7,5	1	6,8	28,2	990	11,6	24,9	5,0
E7	17,3	10	12,6	30,1	800	11,6	25,4	2,9
E8	15,1	9	8,0	26,6	570	10,0	17,9	4,0
E9	11,1	1	10,3	24,6	1140	13,7	31,5	2,7
E10	10,6	2	8,9	29,8	980	10,7	16,5	2,9
E11	10,2	2	4,8	13,5	690	7,4	14,4	1,5
E12	8,7	1	4,7	19,6	730	9,4	20,9	3,3

Determinação da curva carga-recalque

Para cada estaca, a partir dos pares de valores RMX e DMX para cada altura de queda, foi construída uma curva carga-recalque de ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente, também conhecida como curva carga mobilizada – deslocamento máximo de prova de carga dinâmica. Os pares de valores RMX e DMX, para cada estaca e para cada golpe, estão apresentadas no APÊNDICE D. As curvas carga-recalque determinadas pelo ECD estão apresentadas no item de comparação entre curvas carga-recalque.

Curva carga-recalque aproximada

Conforme mencionado, em paralelo com o ECD de energia crescente, para cada estaca e para cada altura de queda crescente também foi executado o procedimento de CHELLIS (1961) de determinação de nega e repique, a partir do qual foram medidos os valores de DMX, e

estimados os valores RMX, por meio da aplicação da eq. (39). Assim, sem o uso de instrumentação, foi possível traçar uma curva carga recalque de energia crescente, para cada estaca, pelo método do repique. Essas curvas estão apresentadas no item de comparação entre curvas carga-recalque.

Determinação das parcelas de resistência lateral e resistência de ponta

A partir das análises CAPWAP foi possível determinar as parcelas de resistência por atrito lateral e de resistência de ponta, referentes às capacidades de carga de cada estaca, obtidos nos golpes de maior mobilização de resistência. A Tabela 28 apresenta os resultados obtidos de resistência lateral, resistência de ponta, e resistência total para cada estaca ensaiada.

Tabela 28 – Resultados do Ensaio de carregamento dinâmico – Análise CAPWAP

Estaca	Resistência lateral (kN)	Resistência de ponta (kN)	Capacidade de carga (kN)
E1	623	527	1150
E2	517	213	730
E3	197	303	500
E4	822	328	1150
E5	563	167	730
E6	808	182	990
E7	398	402	800
E8	218	352	570
E9	734	406	1140
E10	638	342	980
E11	214	476	690
E12	484	246	730
Média	518	329	847
CV (%)	45	35	28

Determinação da distribuição do atrito lateral

Por meio da análise CAPWAP foi possível determinar a distribuição do atrito lateral local ao longo do fuste da estaca, e também na ponta da estaca. Para isso cada estaca foi dividida em 10 segmentos de comprimentos aproximados de 1 metro. As Tabelas 29, 30, e 31 apresentam o atrito lateral local e a parcela de encurtamento elástico do solo (quake ou C3) determinados para cada segmento, e também para a ponta, de cada estaca.

Tabela 29 – RL local e “quake” dos segmentos, e RP e “quake” na ponta das estacas E1 a E4

Estaca >	E1		E2		E3		E4	
Segmento	RL (kN)	C3 (mm)						
1	14	3,860	0	3,330	0	4,370	0	3,450
2	6	3,860	0	3,332	0	4,368	0	3,450
3	0	3,860	4	3,332	0	4,368	0	3,450
4	6	3,860	11	3,332	1	4,368	35	3,450
5	33	3,860	18	3,332	5	4,368	113	3,450
6	74	3,860	20	3,332	3	4,368	153	3,450
7	115	3,860	22	3,332	0	4,368	181	3,030
8	127	3,860	127	3,332	19	4,368	121	3,000
9	121	3,860	151	3,332	61	4,368	95	2,960
10	128	3,758	163	3,332	108	4,368	124	2,760
Média	62	3,850	52	3,332	20	4,368	82	3,245
CV(%)	90	0,8	130	0,0	185	0,0	83	8,4
Ponta	E1		E2		E3		E4	
	RP (kN)	C3 (mm)						
	527	4,670	213	4,740	303	9,560	328	3,400

Tabela 30 – RL local e “quake” dos segmentos, e RP e “quake” na ponta das estacas E5 a E8

Estaca >	E5		E6		E7		E8	
Segmento	RL (kN)	C3 (mm)	RL (kN)	C3 (mm)	RL (kN)	C3 (mm)	RL (kN)	C3 (mm)
1	0	3,380	32	2,500	0	1,990	0	2,400
2	0	3,379	40	2,500	2	1,991	0	2,401
3	0	3,379	39	2,500	17	1,991	0	2,401
4	18	3,379	96	2,500	43	1,991	0	2,401
5	43	3,379	117	2,500	65	1,991	0	2,401
6	52	3,379	109	2,500	71	1,991	0	1,541
7	93	3,379	104	2,500	60	1,991	0	1,541
8	230	3,039	111	2,330	41	1,991	0	1,541
9	88	2,739	73	2,070	42	1,991	102	1,541
10	40	2,099	87	1,820	58	1,991	116	1,541
Média	56	3,153	81	2,372	40	1,991	22	1,971
CV(%)	124	13,6	41	10,1	64	0,0	211	23,0
Ponta	E5		E6		E7		E8	
	RP (kN)	C3 (mm)	RP (kN)	C3 (mm)	RP (kN)	C3 (mm)	RP (kN)	C3 (mm)
	167	6,040	182	3,500	402	10,260	352	14,640

Tabela 31 – RL local e “quake” dos segmentos, e RP e “quake” na ponta das estacas E9 a E12

Estaca >	E9		E10		E11		E12	
Segmento	RL (kN)	C3 (mm)						
1	0	4.890	3	3.950	0	5.350	0	1.240
2	0	4.893	7	3.950	0	5.350	0	1.239
3	0	4.893	26	3.950	7	5.350	0	1.239
4	21	4.893	61	3.950	14	5.350	4	1.239
5	75	4.893	90	3.950	10	5.350	36	1.239
6	129	4.893	91	3.950	7	5.350	80	1.239
7	169	4.893	81	3.950	17	5.350	96	1.239
8	154	4.843	84	3.869	42	5.350	93	1.239
9	100	4.793	96	3.292	65	5.350	78	1.239
10	87	3.369	97	2.735	51	5.168	97	1.239
Média	74	4.7253	64	3.7546	21	5.3318	48	1.2391
CV(%)	89	10.1	59	11.0	107	1.1	91	0.0
Ponta	E9		E10		E11		E12	
	RP (kN)	C3 (mm)						
	406	4.790	342	2.300	476	6.230	246	1.310

Resumo de resultados das análises CAPWAP

Os resultados das análises CAPWAP, de cada estaca, estão resumidos em quatro gráficos apresentados no ANEXO B. Onde, o gráfico localizado no lado esquerdo na parte de cima da página mostra as curvas de força medida e de força calculada, e demonstra a validade dos modelos utilizados pela boa coincidência entre as duas curvas. O gráfico localizado no lado direito na parte de cima da página mostra as curvas de força e velocidade ao longo do tempo para o golpe analisado. O gráfico localizado no lado esquerdo na parte de baixo da página mostra a curva carga-recalque para a cabeça e para a ponta da estaca, na prova de carga estática simulada. O gráfico localizado no lado direito na parte de baixo da página mostra um diagrama de barras referente à distribuição do atrito lateral ao longo do fuste e o diagrama dos esforços normais na estaca.

As curvas carga-recalque simuladas das estacas estão apresentadas no item de comparação entre curvas carga-recalque.

4.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.3.1 Caracterização das estacas

Ensaio de flexão nas estacas

O valor médio da rigidez à flexão das estacas, já corrigido para 12% de umidade, foi de 16129 MPa e o coeficiente de variação de 16%. Apenas para efeito de comparação pode-se dividir esse valor médio por 0,9 (item 6.3.4 da NBR 7190/1997) chegando-se a um valor estimado médio de 17921 MPa, para a rigidez à compressão paralela. Este valor é mais baixo do que o valor médio de 26295 MPa, obtido a partir de CPs submetidos à ensaio de compressão paralela, sem tratamento preservativo. No entanto, vale lembrar que o ensaio feito nas estacas usou esquema estático de peça engastada e livre, diferentemente do esquema adotado pela NBR 7190/1997 para o qual foi determinada a relação de 0,90 entre a rigidez à flexão e a rigidez à compressão, além do que a relação foi determinada para ensaios realizados em CPs.

Ensaio de compressão paralela em CPs – comparação de médias

O procedimento estatístico usado foi idêntico ao usado no item 3.3.2.

Em todas as comparações realizadas foi possível admitir que as variâncias eram aproximadamente iguais.

A Tabela 32 apresenta um resumo das comparações realizadas.

Tabela 32 – Comparações entre médias

Comparação	Var.1	Var.2	Var1./Var.2	Normal	P valor	Médias
Pé (antes)	E_{C0} - ext	E_{C0} - int	1,17	Sim	0,030	Diferentes
Pé (antes)	f_{C0} - ext	f_{C0} - int	1,06	Sim	0,262	Iguais
Pé (antes)	ρ -ext	ρ - int	1,01	Não	0,830	Iguais
Cabeça (antes)	E_{C0} - ext	E_{C0} - int	1,01	Sim	0,950	Iguais
Cabeça (antes)	f_{C0} - ext	f_{C0} - int	0,97	Sim	0,746	Iguais
Cabeça (antes)	ρ -ext	ρ - int	0,97	Sim	0,360	Iguais
Pé x Cabeça (antes)	E_{C0} - pé	E_{C0} - cab	0,86	Sim	0,030	Diferentes
Pé x Cabeça (antes)	f_{C0} - pé	f_{C0} - cab	0,93	Sim	0,300	Iguais
Pé x Cabeça (antes)	ρ - pé	ρ - cab	0,94	Sim	0,092	Iguais
Pé (antes x depois)	E_{C0} - antes	E_{C0} - depois	1,05	Sim	0,100	Iguais
Pé (antes x depois)	f_{C0} - antes	f_{C0} - depois	0,97	Não	0,940	Iguais
Pé (antes x depois)	Dens - antes	Dens - depois	0,99	Não	0,920	Iguais

Com exceção da rigidez no pé das estacas, não há diferenças significativas entre as propriedades (rigidez, resistência e densidade) das regiões externa e interna na seção transversal das estacas, tomando-se uma mesma extremidade. Nas cabeças das estacas a grande seção transversal

possibilitou a retirada de CPs tanto da parte interna como da parte externa com características de madeira madura. Este fato também explica os resultados de resistência e densidade obtidos para os pés das estacas, mas é contrário ao resultado obtido para a rigidez. Uma explicação para isso seria uma maior sensibilidade da rigidez à presença de madeira juvenil na seção transversal.

Fazendo-se a comparação entre as duas extremidades, não há diferença nem da resistência, nem da densidade. Para a rigidez o valor médio obtido na cabeça é superior ao valor obtido no pé. Para a resistência e a densidade, estes resultados, obtidos para peças roliças com 12 metros de comprimento e diâmetro médio de 35cm, confirmam os resultados obtidos com as peças roliças de 6 metros de comprimento e 25 cm de diâmetro médio. Ou seja, para determinação da resistência à compressão paralela e da densidade aparente de estacas, tanto faz retirar CPs do pé, como da cabeça. Como resultado prático geral pode-se dizer que para determinação das propriedades de rigidez, resistência, e densidade de estacas de madeira com mais de 6 metros de comprimento seria indicado retirar-se CPs do pé, contemplando-se as regiões externa e interna da seção transversal.

O tratamento preservativo com CCA não provocou nenhuma mudança significativa em nenhuma das três propriedades, rigidez e resistência à compressão paralela, e densidade das estacas. Resultado semelhante já havia sido obtido por PINHEIRO (2001) para as propriedades de rigidez e resistência de CPs de Eucalipto Grandis, tratados com CCA.

Resultado final da caracterização das estacas

A Tabela 33 apresenta os resultados finais da caracterização das estacas, determinados segundo a NBR 7190/1997, antes do tratamento preservativo.

Tabela 33 – Características das estacas cravadas

Resistência característica	$f_{c0K} = 51 \text{ MPa}$
Rigidez média	$E_{c0,m} = 26295 \text{ MPa}$
Densidade aparente média	$\rho = 1006 \text{ kg / m}^3$

4.3.2 Caracterização do solo

A Tabela 34 apresenta as características médias das camadas de solo do lado da ponte referente às sondagens SP01 a SP06.

Tabela 34 - Características médias das camadas de solo – SP01 a SP06

Prof.(m)	Espessura (m)	Descrição
0,17	0,17	Areia fina pouco argilosa - $N_{SPT-MÉDIO} = 3$
2,93	2,77	Areia fina pouco siltosa - $N_{SPT-MÉDIO} = 12$
8,12	5,35	Areia fina à média siltosa - $N_{SPT-MÉDIO} = 37$
8,12	*	Impenetrável à ferramenta de percussão - $N_{SPT-MÉDIO} = 47$

A Tabela 35 apresenta as características médias das camadas de solo do lado da ponte referente às sondagens SP07 a SP12.

Tabela 35 - Características médias das camadas de solo – SP07 a SP12

Prof. da base (m)	Espessura(m)	Descrição
0,95	0,95	Areia fina pouco argilosa - $N_{SPT-MÉDIO} = 3$
3,23	2,28	Areia fina pouco a medianamente siltosa - $N_{SPT-MÉDIO} = 18$
7,28	4,05	Areia fina à média siltosa- $N_{SPT} = 39$
7,28	*	Impenetrável à ferramenta de percussão - $N_{SPT-MÉDIO} = 52$

Nota-se que as características médias do solo de um lado e do outro da ponte não são muito diferentes.

A Tabela 36 apresenta os valores médios de N_{SPT} , para cada metro de profundidade, ao longo das linhas de sondagens SP01 a 06 e SP07 a SP12.

Tabela 36 - N_{SPT} médio e coeficiente de variação para cada profundidade

SP01 a SP06			SP07 a SP12		
Prof. (m)	N_{SPT} médio	CV (%)	Prof. (m)	N_{SPT} médio	CV (%)
1	6	54	1	3	65
2	10	32	2	11	41
3	14	23	3	14	17
4	17	33	4	29	82
5	26	24	5	29	32
6	33	23	6	38	39
7	36	44	7	50	32
8	45	31	8	43	8
9	45	*	9	*	*

Percebe-se que os valores médios de N_{SPT} para cada metro de profundidade nos dois lados da ponte são semelhantes, sendo que o perfil referente às sondagens SP07 a SP12 apresenta maior variabilidade (CV= 65% para 1m e CV =82% para 4m) que o perfil referente às sondagens SP01 a SP06 (CV= 54% para 1m e CV =44% para 4m). Lembrando que as sondagens nos dois lados da ponte estão distanciadas de apenas 1,90m, a ordem de grandeza dos valores de coeficiente de variação apresentada evidencia a grande variabilidade do subsolo no que se refere à resistência a penetração.

4.3.3 Cravação das estacas

O gráfico de cravação, apresentado na Figura 36, e as tabelas, apresentadas no APÊNDICE B com o número de golpes para penetração de 50cm, dão uma idéia da resistência encontrada para cravação das estacas. De um modo geral nenhuma estaca apresentou dificuldades de cravação, principalmente nos primeiros metros, ao longo da camada de aterro. Muitas vezes apenas o peso do martelo sobre a estaca era suficiente para penetrar mais de dois metros. Portanto, é bem provável que a cravação das estacas não apresentasse problemas mesmo sem o afilamento do pé.

A partir dos comprimentos cravados, verifica-se que a superfície de resistência ficou a uma profundidade média de 10 m, medida a partir da superfície do aterro, com um coeficiente de variação (CV) de 3%.

Controle da cravação

Por meio do controle efetuado durante a cravação das estacas, usando-se o método do repique, a relação entre a capacidade de carga avaliada para cada estaca e a carga de trabalho estipulada (265kN) variou de 2,3 a 4,8, portanto acima do coeficiente de segurança ($CS=2,0$) requerido pela NBR 6122/1996. O valor médio de RMX encontrado foi de 878 kN, com coeficiente de variação igual a 22%.

4.3.4 Ensaio de carregamento dinâmico

Características dinâmicas das estacas

A determinação da velocidade de onda, e conseqüentemente do módulo de elasticidade dinâmico, com base apenas na proporcionalidade dos sinais médios de força e velocidade, tem baixa acurácia, mas no caso dos sensores fixados na parte externa das estacas foi possível conferir a velocidade de onda também por meio do tempo decorrido entre o início do golpe e a chegada da reflexão de ponta.

Para o módulo de elasticidade determinado a partir dos instrumentos instalados na parte interna, dentro das cavidades feitas nas estacas, assumiu-se um limite superior para a velocidade de onda de 4500 m/s; assim é possível que os módulos dinâmicos das estacas 1 e 3 sejam maiores que 20600MPa. Os módulos dinâmicos das estacas 7, 8 e 11 ($E_d = 9200$ MPa) e principalmente das estacas 5 e 2 ($E_d = 5900$ MPa e $E_d = 6900$ MPa, respectivamente) apresentaram valores muito baixos. É possível que esses valores indiquem algum defeito na parte interna das estacas. O valor médio foi de 13433 MPa, muito baixo, em comparação com os valores médios obtidos por meio de ensaio de compressão paralela com os CPs da parte interna dos postes ($E_{C0} = 22246$ MPa para o pé e $E_{C0} = 28156$ MPa para a cabeça). O valor do coeficiente de variação de 40%

mostra a grande variabilidade dos resultados, podendo esse valor ser ainda maior, uma vez que, como observado, os valores para as estacas 1 e 3 podem ser maiores.

Os módulos de elasticidade dinâmicos determinados a partir dos instrumentos instalados na parte externa das estacas representam a média ponderada dos módulos dos materiais da parte externa e interna da seção transversal, em que os pesos são as respectivas áreas. O valor médio de 15658 MPa também é baixo, em comparação com os valores médios obtidos por meio de ensaio de compressão paralela com os CPs da parte externa dos postes ($E_{C0} = 26236$ MPa para o pé e $E_{C0} = 28360$ MPa para a cabeça). Os resultados obtidos apresentaram uma baixa variabilidade ($CV = 8\%$).

Constata-se uma boa proximidade entre o valor médio obtido com os sensores na parte externa e os valores obtidos por meio de flexão estática dos postes ($E_M = 16129$ MPa) provavelmente porque ambos os resultados foram obtidos com o poste, ou seja, com peça em tamanho estrutural. Nota-se que também neste caso o valor estático foi superior.

Esforços durante a cravação e eficiência do sistema de cravação

Na Tabela 27, a partir do exame dos valores de compressão média (CSX) e de compressão máxima (CSI) dos dois sensores, pôde-se constatar uma grande diferença de valores. O valor médio de CSI é mais que o dobro de CSX. Essa diferença de valores mostra um elevado nível de flexão nas estacas durante a aplicação dos golpes. Em ensaios de ECD alguma flexão sempre é observada, mas neste caso os valores obtidos são muito altos, e poderiam provocar a quebra de estacas de concreto, por exemplo. Assim, as estacas de madeira resistem muito bem aos esforços de flexão causados durante a cravação. No entanto, o elevado nível de flexão pode ser a causa dos baixos níveis de eficiência observados, com valores variando de 12 a 30%.

Os valores de eficiência do sistema de cravação foram, em geral, mais baixos que os usualmente obtidos para estacas de concreto. Além da flexão mencionada, a menor impedância da estaca de madeira, em relação à de concreto, deve ter contribuído para isso.

Determinação da capacidade de carga das estacas

Para todas as estacas, com a exceção da estaca 3, o valor da capacidade de carga encontrado foi superior ao dobro da carga de serviço estipulada (265 kN). A estaca número 3 apresentou um coeficiente de segurança individual de 1,88. Como todas as 12 estacas foram submetidas a ensaio de carregamento dinâmico a NBR 6122/1996 permite que o coeficiente de segurança seja 1,6 no lugar de 2,0. Portanto, todas as estacas apresentaram coeficiente de segurança superior ao coeficiente de segurança exigido pela NBR 6122/1996. A capacidade de carga média para as 12 estacas foi de 847 kN, com coeficiente de variação de 28%.

Análises CAPWAP

Entre as doze estacas, oito (E1, E2, E4, E5, E6, E9, E10, E12) apresentaram maior resistência lateral que resistência de ponta, três (E3, E8 e E11) apresentaram maior resistência de ponta, e uma (E7) apresentou resistência lateral, praticamente igual à resistência de ponta. As três estacas com valor de resistência lateral mais baixa também apresentaram as menores capacidades de carga. A resistência média total apresentou 60% de resistência lateral, e 40% de resistência de ponta, aproximadamente.

A partir das Tabelas 29 a 31 de distribuição do atrito lateral local, observa-se que, em geral não houve atrito lateral nos primeiros 3 segmentos das estacas, e uma baixa resistência no quarto segmento, correspondendo à resistência lateral oferecida pelo aterro. Os valores maiores de atrito lateral situam-se nos últimos segmentos, sendo algumas vezes maior no penúltimo que no último segmento. As estacas 6 e 10 apresentaram atrito lateral em todos os segmentos, e a estaca 8 só apresentou atrito lateral nos últimos dois segmentos. Em geral a distribuição do atrito lateral é pouco uniforme.

As tabelas 29 a 31 apresentam os valores de “Quake” lateral para cada segmento do fuste da estaca e da ponta. A partir destes valores pode-se estimar um único valor de “Quake” para comparação com o valor adotado ($C_3=3,7$ mm) nos cálculos de RMX desenvolvidos pelo método do repique. A estimativa deste valor pode ser feita por meio de uma média ponderada dos valores médios de “Quake” lateral e de seu valor na ponta para cada estaca, tendo por pesos os valores de resistência lateral total e da resistência de ponta, respectivamente. Desta forma, a partir dos valores de todas as estacas chega-se ao valor de 4,7 mm com o coeficiente de variação de 50%. Nota-se que o valor obtido está próximo do valor usado e também está dentro do intervalo de valores indicados por SOUZA FILHO & ABREU (1990) no entanto o coeficiente de variação é muito alto.

Avaliações e estimativas do comportamento do sistema estaca-solo

Para comparações com as determinações feitas pelo ECD foram feitas avaliações da capacidade de carga axial e de sua distribuição ao longo do fuste e da ponta da estaca, e também foi feita a estimativa da curva carga-recalque teórica de cada estaca.

Capacidade de carga e distribuição da resistência lateral

As avaliações da capacidade de carga e da distribuição da resistência lateral foram feitas a partir das sondagens realizadas, das características das estacas, e dos comprimentos cravados pelo método estático semi-empírico Aoki-Velloso. Para automatização dos cálculos foi desenvolvido um programa na linguagem computacional C++, que leva em consideração a conicidade das

estacas de madeira. Uma exposição sucinta do programa, e os resultados obtidos para a distribuição da resistência lateral ao longo do fuste (e a resistência na ponta) de cada estaca estão apresentados no APÊNDICE C. A Tabela 37 apresenta os valores de resistência lateral total, resistência de ponta, e capacidade de carga, obtidos por meio do método Aoki-Velloso.

Tabela 37- Resistência lateral total, resistência de ponta, e capacidade de carga - AV

Estacas	Resistência Lateral (kN)	Resistência de ponta (kN)	Resistência total (kN)
E1	310	364	674
E2	367	474	841
E3	306	332	638
E4	647	784	1431
E5	442	406	848
E6	412	442	854
E7	520	547	1067
E8	693	683	1376
E9	410	480	890
E10	451	487	938
E11	430	506	936
E12	420	574	994
Média	451	507	957
CV (%)	26	25	25

A Tabela 38 apresenta os valores de resistência avaliados pelo método Aoki-Velloso divididos pelos valores determinados pelo ECD.

Tabela 38 – Relação entre resistências - Aoki-Velloso versus ECD

Estaca	RL/RL	RP/RP	RT/RT
1	0,50	0,69	0,59
2	0,71	2,23	1,15
3	1,55	1,10	1,28
4	0,79	2,39	1,24
5	0,79	2,43	1,16
6	0,51	2,43	0,86
7	1,31	1,36	1,33
8	3,18	1,94	2,41
9	0,56	1,18	0,78
10	0,71	1,42	0,96

Tabela 38 - Resistências Aoki-Velloso versus resistências ECD (continuação)

Estaca	RL/RL	RP/RP	RT/RT
11	2,01	1,06	1,36
12	0,87	2,33	1,36
Média	1,12	1,71	1,21
CV(%)	71	37	38

Nota-se que, em média, os valores de resistência lateral estão próximos, mas com grande variabilidade.

Para a resistência de ponta o valor avaliado, em média, foi muito maior que o valor determinado. Uma provável razão para essa grande diferença entre os valores na ponta pode ser os altos valores de N_{SPT} nos níveis dos pés das estacas, uma vez que, em sua maioria ficaram muito próximos ao impenetrável indicado pelas sondagens. Nesses locais os valores de N_{SPT} geralmente não foram apresentados para a penetração padrão de 30cm, e eram estimados considerando-se uma relação linear entre o número de golpes e a profundidade de penetração, como é usual. No entanto, é provável que esses valores tenham sido superestimados. Uma solução seria limitar as estimativas do valor de N_{SPT} para cravação de estacas de madeira em 35 ou 40, conforme sugerido por alguns autores. Uma outra razão para as diferenças entre valores avaliados e determinados pode ter sido o uso dos coeficientes F_1 (1,75) e F_2 (3,50) indicados para estacas pré-moldadas. Como as estacas pré-moldadas usadas no desenvolvimento do método foram estacas de concreto, pode ser que os valores de F_1 e F_2 sejam deferentes para estacas de madeira. A partir dos valores de resistência de ponta e lateral avaliados e determinados pode-se chegar as valores médios de F_1 e F_2 como uma primeira indicação de valores válidos para estacas de madeira, por meio da seguinte equação:

$$F_{MADEIRA} \cdot R_{ECD} = F_{AV} \cdot R_{AV} \quad (45)$$

Em que:

$F_{MADEIRA}$ = valor do coeficiente válido (F_1 ou F_2) para a estaca de madeira;

R_{ECD} = resistência (lateral ou ponta) determinado no ECD;

F_{AV} = coeficiente usado no método Aoki-Velloso;

R_{AV} = resistência (lateral ou ponta) avaliado pelo método Aoki-Velloso;

Os valores médios assim encontrados foram $F_1 = 3,0$ com coeficiente de variação igual a 37% e $F_2 = 3,9$ com coeficiente de variação igual a 71%.

Para a resistência total os valores avaliados são, em média, 21% maiores, com variabilidade de 38%. Diante da grande variabilidade existente tanto no solo quanto na madeira pode-se dizer que este resultado é satisfatório.

Curva carga-recalque estimada

A estimativa da curva carga-recalque teórica de cada estaca foi feita pela expressão proposta por VAN DER VEEN (1953). A partir do valor da carga de ruptura, obtida por meio do método Aoki-Velloso, e de um ponto da curva carga-recalque, determinado por meio do método Aoki-Lopes. O recalque foi estimado para uma carga axial de 250 kN, que é um pouco abaixo da carga de serviço, estipulada no projeto da superestrutura da ponte em 265 kN. Considerou-se uma distribuição uniforme ao longo de cada trecho da estaca. Para o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do solo foram usadas as correlações apresentadas por TEIXEIRA & GODOY (1996) e para o módulo de elasticidade determinados na caracterização das estacas. Os valores de recalque total de cada estaca estão apresentados no APÊNDICE D e a Tabela 39 apresenta as expressões de VAN DER VEEN (1953) estimadas.

Tabela 39 – Expressões de VAN DER VEEN (1953)

Estaca	PR (kN)	α (mm ⁻¹)	Expressão
1	674	0,630	$P_i = 674 (1 - e^{-0,630 \cdot w_i})$
2	841	0,349	$P_i = 841 (1 - e^{-0,349 \cdot w_i})$
3	638	0,698	$P_i = 638 (1 - e^{-0,698 \cdot w_i})$
4	1431	0,263	$P_i = 1431 (1 - e^{-0,263 \cdot w_i})$
5	848	0,416	$P_i = 848 (1 - e^{-0,416 \cdot w_i})$
6	854	0,463	$P_i = 854 (1 - e^{-0,463 \cdot w_i})$
7	1067	0,331	$P_i = 1067 (1 - e^{-0,331 \cdot w_i})$
8	1376	0,273	$P_i = 1376 (1 - e^{-0,273 \cdot w_i})$
9	890	0,482	$P_i = 890 (1 - e^{-0,482 \cdot w_i})$
10	938	0,325	$P_i = 938 (1 - e^{-0,325 \cdot w_i})$
11	936	0,366	$P_i = 936 (1 - e^{-0,366 \cdot w_i})$
12	994	0,312	$P_i = 994 (1 - e^{-0,312 \cdot w_i})$

Comparações entre curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos

Os gráficos a seguir, de 37 a 42, apresentam a curva carga-recalque de ECD de energia crescente; a curva simulada pela análise CAPWAP; e a curva aproximada obtida por meio do método do repique para cada estaca.

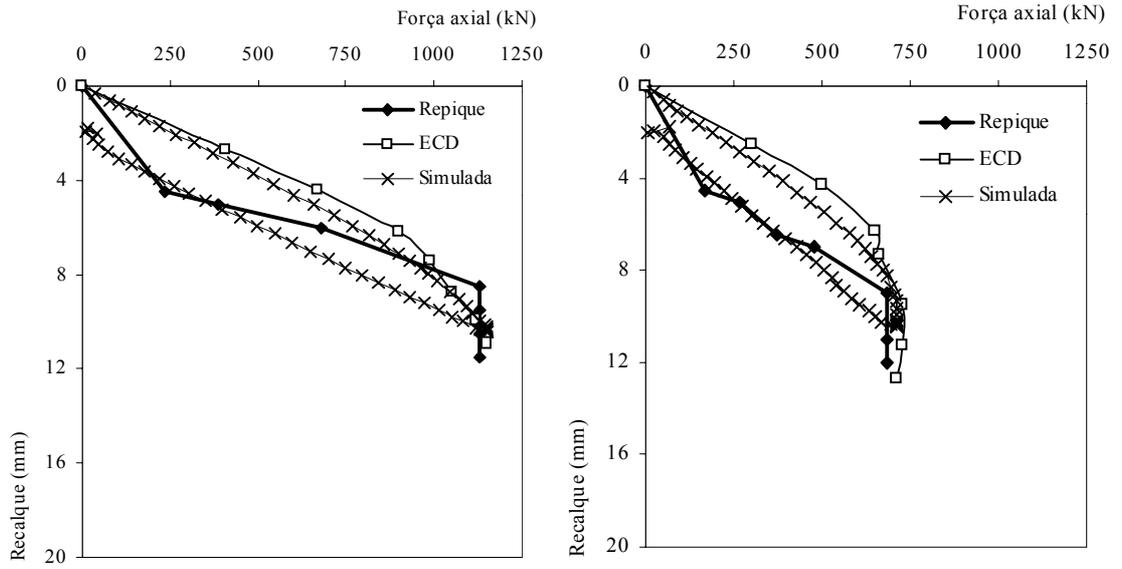


Figura 37 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 1e 2

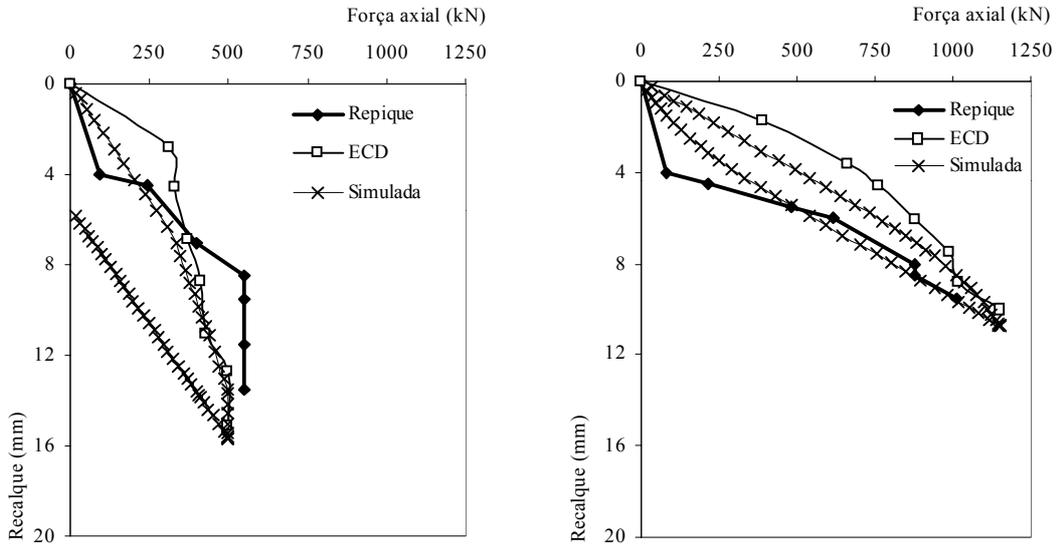


Figura 38 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 3e 4

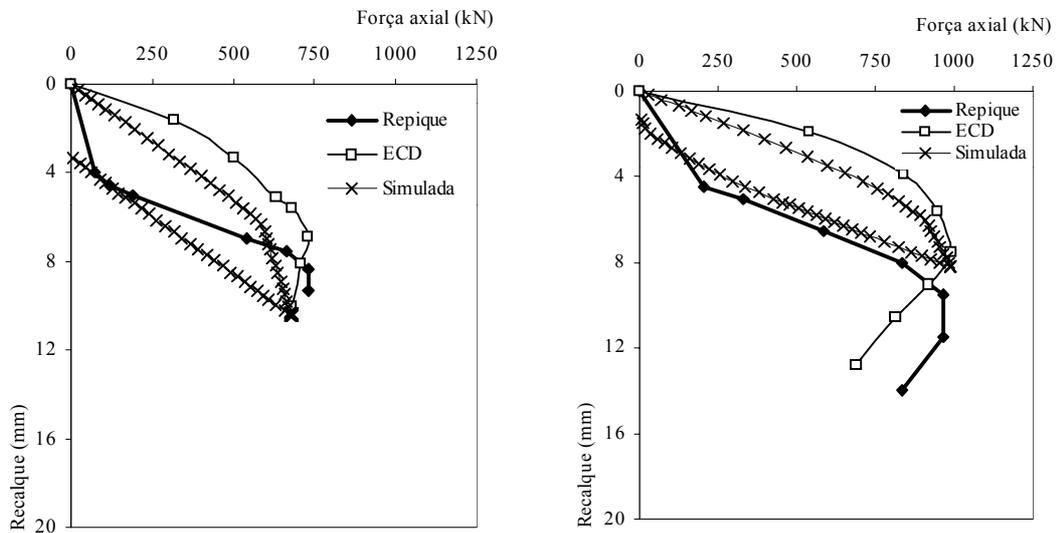


Figura 39 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 5e 6

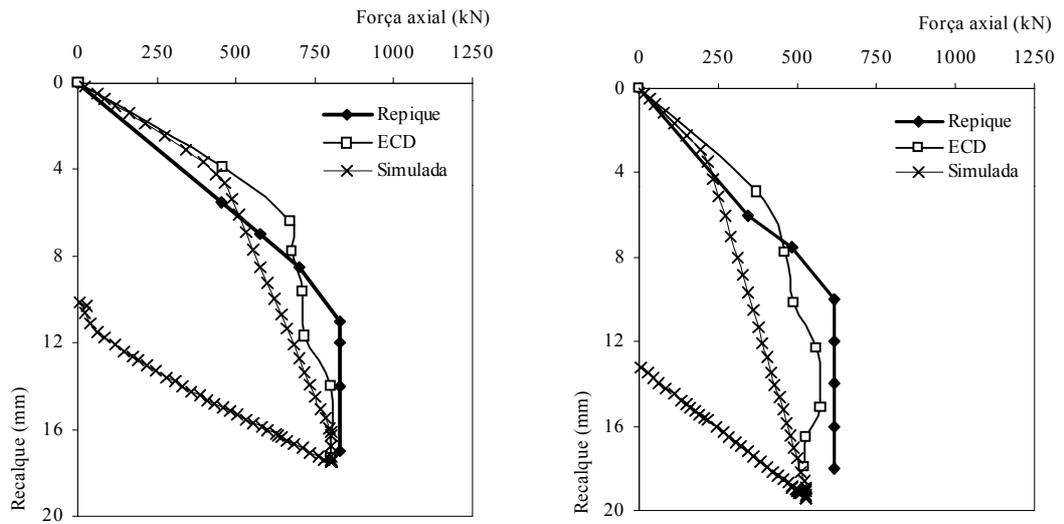


Figura 40 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 7 e 8

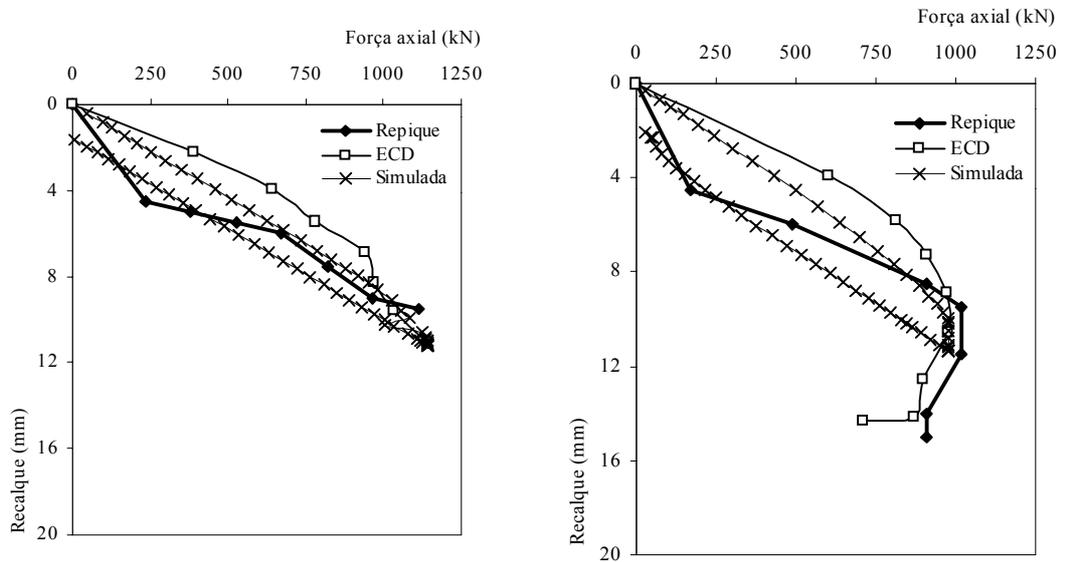


Figura 41 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 9 e 10

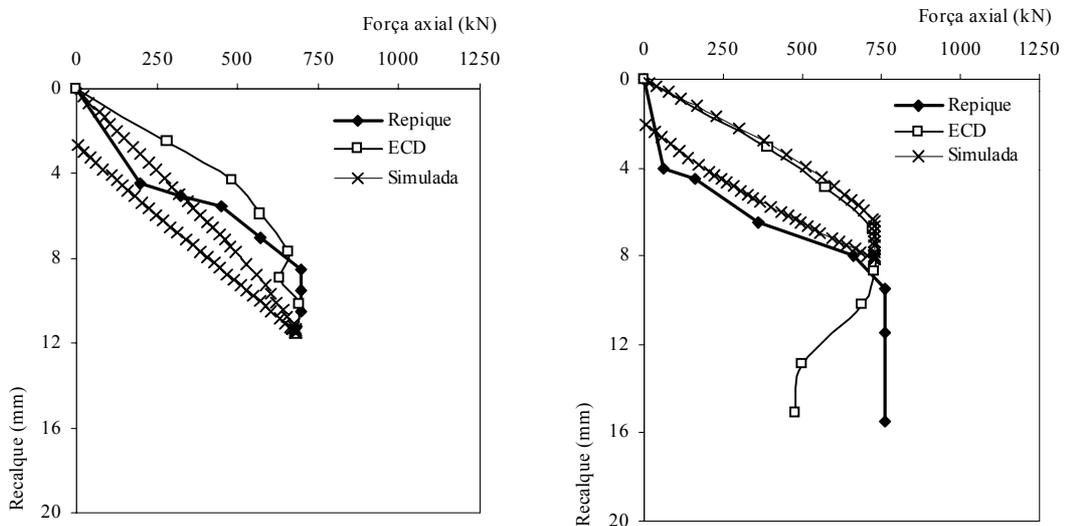


Figura 42 - Curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos, Estacas 11 e 12

Em geral os gráficos representados nas Figuras 37 a 42 apresentaram uma boa concordância entre as curvas carga-recalque de ensaios dinâmicos. A curva de energia crescente e a simulada em alguns casos mostram sobreposição, em alguns trechos. A curva carga-recalque obtida pelo método do repique geralmente se situa próxima às anteriores, estando na maioria das vezes um pouco abaixo, ficando o primeiro ponto da curva carga-recalque abaixo dos demais pontos da curva, porque foi usado o valor de C_3 constante, e provavelmente nos golpes de baixa energia não se atingiu o valor máximo adotado. Resumindo pode-se dizer que o método do repique mostrou-se um excelente método para controle da cravação de estacas de madeira.

Comparações entre distribuição do atrito lateral determinado pelo ECD e avaliado pelo método Aoki-Velloso

As Figuras a seguir, de 43 a 48, apresentam a distribuição do atrito lateral local, determinado pelo ECD e avaliado pelo método Aoki-Velloso (AV), de cada segmento em que o comprimento cravado da estaca foi dividido.

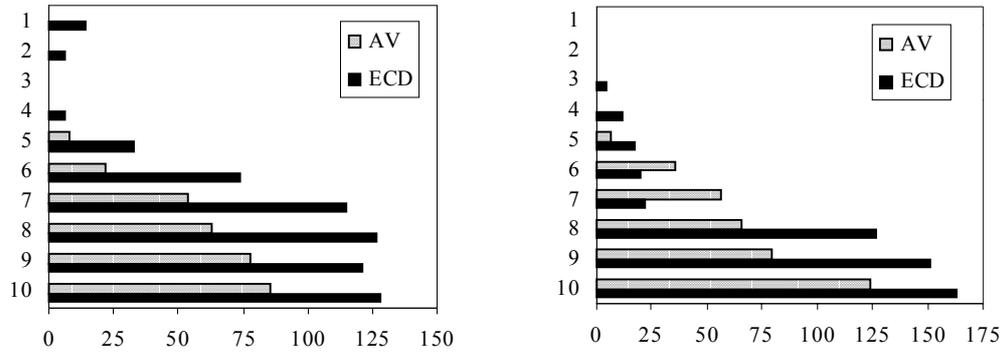


Figura 43 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 1 e 2

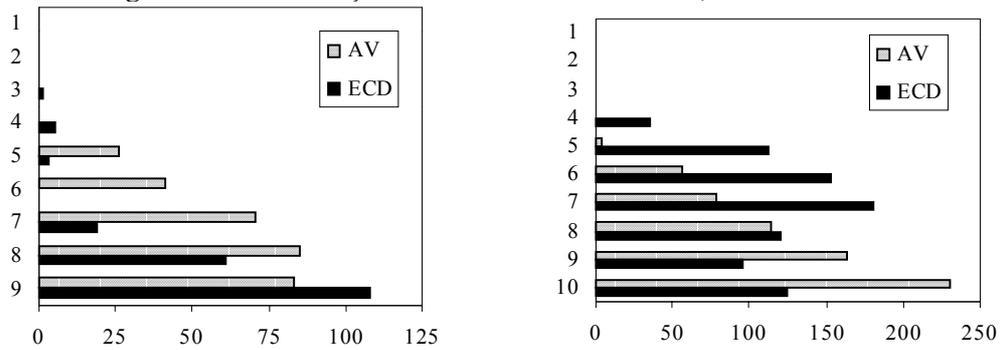


Figura 44 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 3 e 4

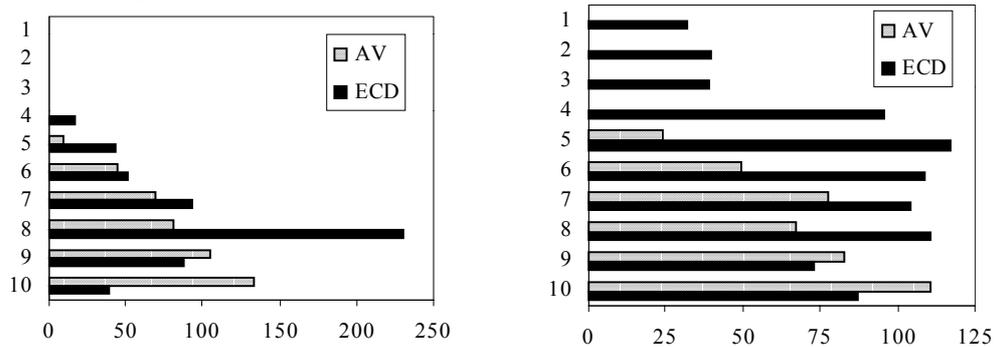


Figura 45 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 5 e 6

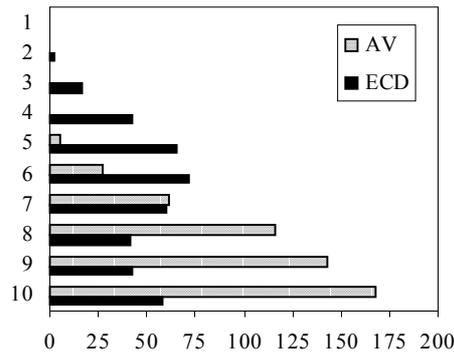


Figura 46 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 7 e 8

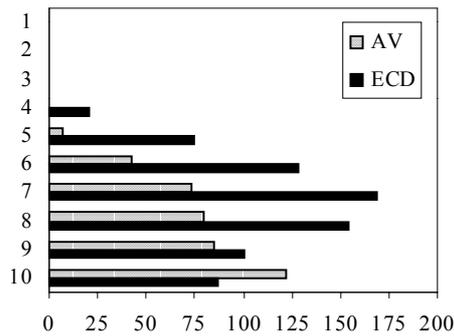
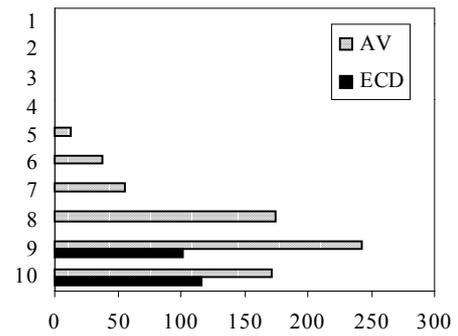


Figura 47 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 9 e 10

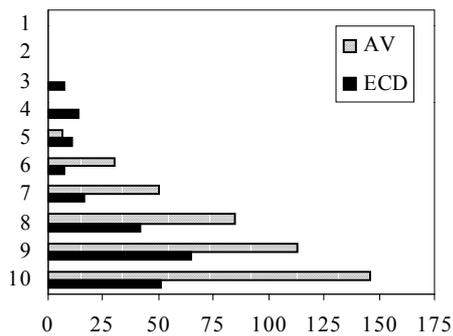
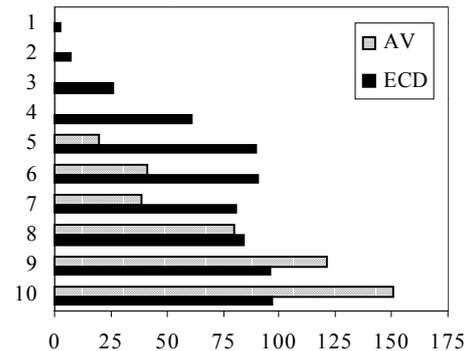


Figura 48 - Distribuição da resistência lateral local, Estacas 11 e 12

As Figuras, de 43 a 48, em geral não apresentaram uma boa concordância entre os valores determinados pelo ECD e avaliados pelo AV. Não se percebe nenhum padrão de comportamento, algumas vezes os valores obtidos pelo ECD são maiores, outras os valores avaliados pelo ECD são menores. Em alguns segmentos a diferença é significativa. Deve se salientar que estes resultados são similares as obtidos com outros materiais como concreto, por exemplo.

Comparações entre a curva carga-recalque determinada pelo ECD e estimada pela expressão de VAN DER VEEN

As Figuras a seguir, de 49 a 54, apresentam a curva carga-recalque de ECD de energia crescente; e a curva carga-recalque estimada a partir da expressão de VAN DER VEEN.

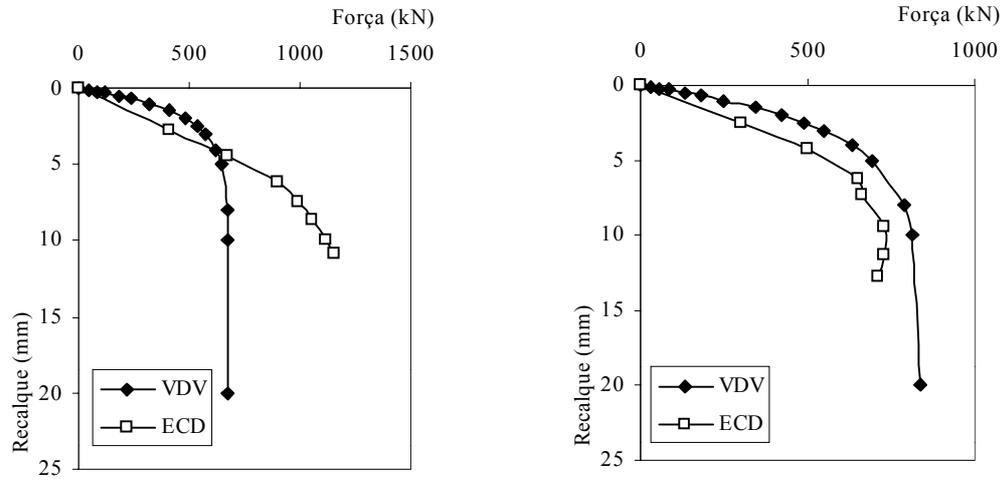


Figura 49 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 1 e 2

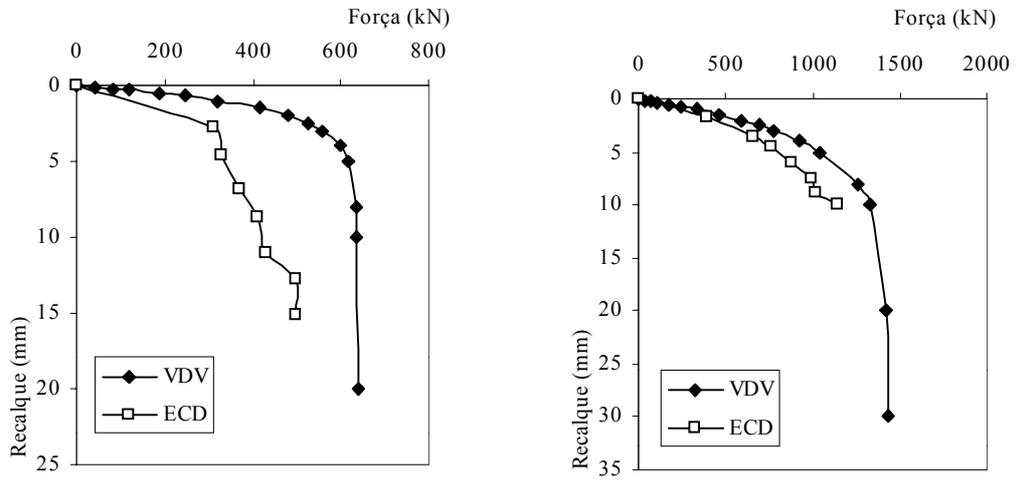


Figura 50 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 3 e 4

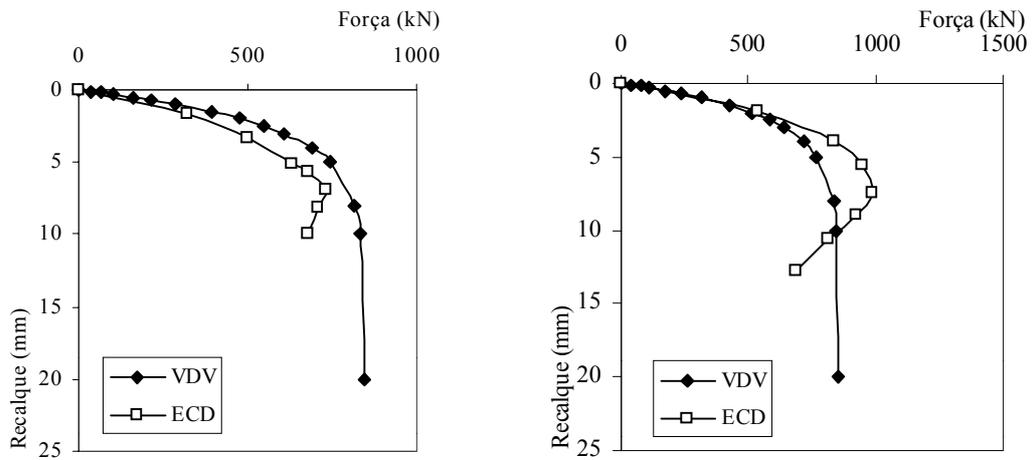


Figura 51 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 5 e 6

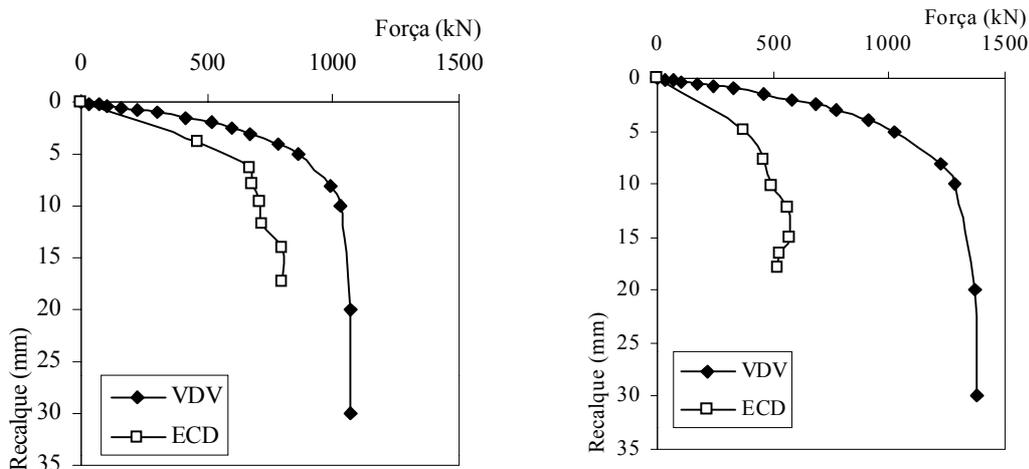


Figura 52 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 7 e 8

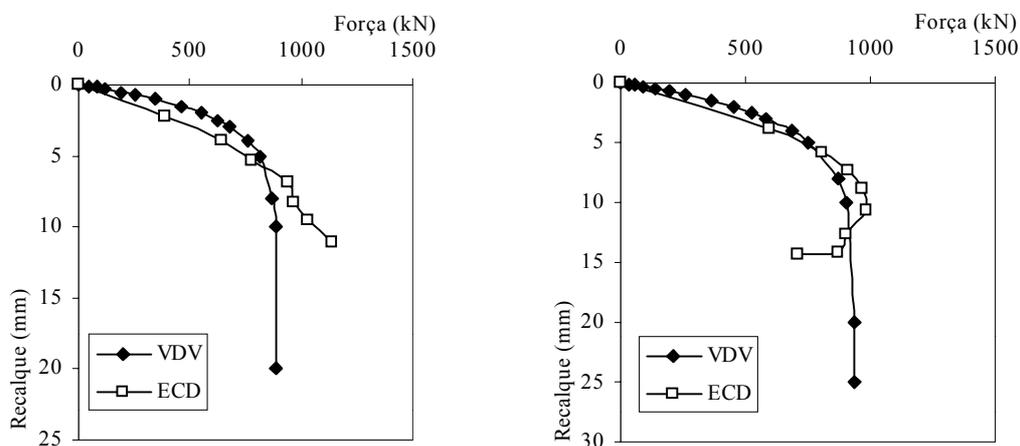


Figura 53 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 9 e 10

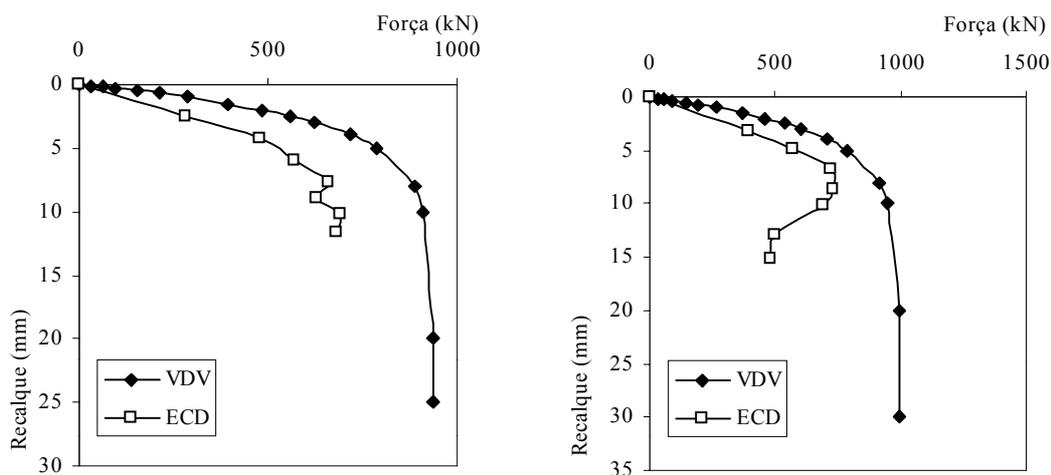


Figura 54 - Curvas carga-recalque determinada (ECD) e estimada, Estacas 11 e 12

As Figuras, de 49 a 54, apresentaram uma razoável concordância entre as curva carga-recalque de ECD, e a curva carga-recalque estimada a partir da expressão de VAN DER VEEN. Na maioria dos casos a estimativa é um pouco maior do que o valor determinado pelo ECD, mas no

caso da estaca 8 o valor estimado foi muito maior do que o valor determinado. Conclui-se que o método de VAN DER VEEN pode ser usado de maneira satisfatória para previsão da curva carga-recalque de estacas de madeira.

5 CONCLUSÕES FINAIS

No decorrer deste trabalho são apresentadas diversas conclusões. A seguir, estão apresentadas as principais conclusões e algumas recomendações para o projeto e execução de estacas de madeira.

CONCLUSÕES

Existe diferença significativa de propriedades de rigidez e resistência entre as regiões interna e externa da seção transversal das peças roliças estruturais de diâmetro médio de 25cm e comprimento de 6m.

Para a caracterização de madeira roliça estrutural, até 6 metros, tanto faz determinar a rigidez e a resistência à compressão paralela a partir de CPs ou peça estrutural, do topo ou da base, desde que, no caso de CPs, estes sejam retirados tanto da região externa quanto da região interna.

Para determinação das propriedades de rigidez e resistência à compressão paralela, e de densidade, de estacas de madeira com mais de 6 metros de comprimento deve-se retirar CPs da extremidade mais delgada, contemplando-se as regiões externa e interna da seção transversal.

Existem diferenças significativas entre os valores das peças estruturais e os obtidos com CPs para a propriedade de rigidez à compressão paralela.

Não existe diferença significativa entre os valores das peças estruturais e os obtidos com CPs para a propriedade de resistência à compressão paralela na extremidade mais delgada da peça.

Não existe diferença significativa de resistência entre os valores das peças estruturais e os obtidos com CPs para ensaios de flexão, mas para rigidez as diferenças são significativas.

O tratamento preservativo com CCA não provocou nenhuma mudança significativa em nenhuma das três propriedades, rigidez e resistência à compressão paralela, e densidade das estacas.

Para o valor de diâmetro no topo igual a 25cm em uma estaca, obtém-se a força de compressão de cálculo igual a 798 kN. Esse valor, dividido pelo coeficiente de ponderação das ações ($\gamma_G = \gamma_Q = 1,4$), corresponde à carga nominal de 570 kN, que é comparável à carga nominal de 500 kN, indicada para estaca circular pré-moldada protendida de concreto, com o mesmo diâmetro.

Os elementos estruturais roliços de eucalipto citriodora apresentaram um excelente comportamento para uso como estacas de madeira, no que se refere à resistência estrutural.

Os resultados finais, já reportados para a umidade de 12%, da caracterização das estacas foram: Resistência característica, $f_{c0K} = 51\text{MPa}$; Rigidez média, $E_{c0,m} = 26295\text{ MPa}$; Densidade aparente média, $\rho = 1006\text{ kg / m}^3$.

As estacas de madeira resistem muito bem aos esforços de flexão causados durante a cravação.

O nível de eficiência do sistema de cravação durante a cravação de estacas de madeira é baixo quando comparado com os normalmente obtidos para estacas de concreto.

Não é necessário o afilamento dos pés de estacas de madeira para cravação em terrenos arenosiltosos medianamente compactos.

O uso do método do repique apresentou bons resultados para determinação da curva carga-recalque de estacas de madeira.

O valor médio da deformação elástica do solo abaixo do pé das estacas, determinado por meio de análises CAPWAP, foi de 4,7mm.

Os valores de $F_1 = 3,0$ e $F_2 = 3,9$ para os coeficientes do método Aoki-Velloso são uma primeira indicação de valores médios a serem usados para estacas de madeira.

As curvas carga-recalque da prova de carga dinâmica, simulada pela análise CAPWAP, e determinada pelo método do repique apresentaram uma boa concordância.

A previsão da curva carga-recalque por meio da expressão proposta por VAN DER VEEN (1953) pode ser usada de maneira satisfatória para estacas de madeira.

O sistema estaca de madeira-solo, dado a natureza dos materiais envolvidos, apresenta grande variabilidade de suas propriedades. Por essa ótica, com exceção das comparações feitas para o atrito lateral local, os resultados avaliados, em geral, apresentaram uma boa concordância com os valores determinados.

O uso de estacas de madeira como elemento estrutural de fundações de obras de engenharia, no Brasil, é uma solução ecologicamente correta, economicamente viável, e estruturalmente segura.

RECOMENDAÇÕES

Classificar visualmente qualquer elemento estrutural de madeira a ser usado como estaca para fundação;

Para caracterização de estacas de madeira extrair corpos-de-prova da extremidade mais delgada, contemplando-se as regiões externa (região do alburno) e interna (região do cerne) da seção transversal;

Para estacas de eucalipto citriodora, na falta de caracterização por meio da extração de corpos-de-prova, considerar o elemento estrutural como pertencente à classe C40.

Para cravação, utilizar martelo com peso de, no mínimo, três vezes o peso da estaca de madeira e altura de queda mínima de 1 metro;

Para previsão da capacidade de carga axial de estaca de madeira usar o método Aoki-Velloso com coeficientes $F_1 = 3$ e $F_2 = 4$; e para a previsão da capacidade de carga lateral usar a metodologia proposta por BROOMS (1964).

Controlar a cravação por meio do método do repique, apresentado por CHELLIS (1961), com alturas de queda crescentes;

Usar chapa com dente estampado na cabeça da estaca para evitar danos, nessa extremidade, durante a cravação; mas, no caso de cravação em terreno areno-siltoso medianamente compacto, não afilar o pé da estaca.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1991) NBR -12131: Estacas - Prova de carga estática. Rio de Janeiro.

ABNT (1994) NBR-13208: Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico – Método de ensaio, Rio de Janeiro.

ABNT (1996) NBR 6122 Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

ABNT (1984) NBR 7188 Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro.

ABNT (1980) NBR 6231 Resistência à flexão de poste de madeira – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

ABNT (1984) NBR 8456 Postes de eucalipto preservado para redes de energia elétrica- Especificação. Rio de Janeiro.

AF&PA / ASCE (1996) Standard 16-95 - Load and Resistance Factor Design – LRFD - Supplement: Timber poles and piles.

AF&PA / NDS (1997) National Design Specification – Part VI: Round Timber Piles.

AF&PA / NDS (1997) National Design Specification – Part VI: Round Timber Piles.

AGUIRRE & WANDERLEY (1976) Introdução ao estudo das fundações profundas. Rio de Janeiro.

ALONSO, U. R. (1989) Dimensionamento de Fundações Profundas. São Paulo: Edgard Blucher Ltda.

ALONSO, U. R. (1991) Previsão e Controle das Fundações. São Paulo: Edgard Blucher Ltda., 142 p.

ALONSO, U.R. (1996) Estacas premoldadas. In: Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI, cap. 9, p. 373-399.

-
- ALVES, A. L. M.; LOPES, F. R.; DANZIGER, B. R (2004) Métodos dinâmicos para previsão e controle do comportamento de estacas cravadas, Teoria e prática de engenharia civil, n 4, p 12-21.
- ANSI/AF&PA NDS (2005) National Design Specification for Wood Construction.
- AOKI, N. (1997) Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1997.
- AOKI, N. ; LOPES, F.R. Estimating stress and settlements deep foundations by theory of elasticity. In: PCSMFE,5. Buenos Aires, 1975.
- AOKI, N. ; VELLOSO, D.A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PCSMFE, 5., Proceedings... Buenos Aires, 1975.
- AOKI, N. Controle in situ da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas via repique elástico da cravação. São Paulo: ABMS, 1985.
- AOKI, N. Modelo simples de transferência de carga de estaca vertical sujeita à carga axial de compressão. In: CICLO DE PALESTRAS SOBRE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – ABMS – Núcleo Regional do Nordeste. 1987.
- AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. SGS-404: Fundações - Notas de aula. São Carlos: DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA - EESC-USP, 2002.
- ARSENALT, R. D. (1975) CCA-Treated wood foundations: A study of permanence, effectiveness, durability, and environmental considerations. In: Proceedings of the AWPA. V.71, p.126-147.
- AS 3813.3 (2001) Timber – Heavy Structural Products – Visually graded – Part 3.
- ABNT (1997). NBR 7190 - Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro.
- ASTM D5457 (1993) Standard Specification for Computing the Reference Resistance of Wood-based Materials and Structural Connections for Load and Resistance Factor Design.. Philadelphia, PA..
- ASTM (1999) D 25-99 - Standard Specification for Round Timber Piles. Philadelphia, PA.
- ASTM(2003) D 2899-03 - Standard Practice for Establishing Allowable Stresses for Round Timber Piles. Philadelphia, PA.

-
- ASTM D25-91 (1991) Standard Specification for round timber piles. American Society for Testing and Materials.
- AWPA (1991) Book of Standards. C3 – Standard for the Preservative of Piles by Pressure Process - American Wood Preservers Association. Stevensville, MD.
- AWPI (2000) Constructions Guidelines for Timber Piling Projects. American Wood Preservers Institute – Pole Piling and Timber Council.
- BALLARIN, A. W.; LARA PALMA, H.A. (2003) Propriedades de resistência e rigidez da Madeira adulta de P taeda L. R. *Árvore*, Viçosa – M.G., v. 27, n.3, p. 371 – 380.
- BERANTZEV, V. G.(1965) Design of deep foundations. Proceedings, 6TH ICSMFE, Montreal, v.2, p. 229-237.
- BASTOS, C. A. B.; MILITITSKY, J.; GEHLING, W. (2000) A avaliação da erodibilidade dos solos sob o enfoque geotécnico – pesquisas e tendencias. *Teoria e prática de engenharia civil*, n 1, p 17-25.
- BOWLES, J. E.(1974) *Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering*, MacGraw-Hill.
- BOWLES, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*, MacGraw-Hill, 5 th ed.
- BROMS, B.B. (1965) Lateral Resistance of piles in Cohesive Soils. *Journal of S.M. and foundation Division*, ASCE.
- BSI (1996) British Standard Institution BS 5268-2 - Structural use of timber. Code of practice for permissible stress design, materials and workmanship. London,.
- CALIL JÚNIOR, C.; LAHR, F. A. R.; DIAS, A. A.; STAMATO, G. C.; PIGOZZO, J. C. *Projeto e Construção de Pontes de Madeira – Curso de Extensão Universitária*, LaMEM /SET / EESC/ USP, São Carlos, 2002.
- CASSENS et al.(1995) *Selection and Use of Preservative-Treated Wood*, Forest Products Society.
- CHAMECKI, S. (1956) “Consideração da rigidez no cálculo de recalques de fundações.” I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre/RS. Vol1, Porto Alegre/RS.
- CHELIS, R. D. *Pile Foundations*. 2nd. Edition. MC Graw-Hill Book Company, Tokyo, 1961.

-
- CINTRA, J.C.A. (2002) Carregamento lateral de estacas, USP/EESC.
- CINTRA, J.C.A. ; AOKI, N. (1999) Carga Admissível em Fundações Profundas. São Carlos: Publicação EESC-USP, 61p.
- COLLIN, J. G. (2002) Timber Pile Design and Construction Manual. American Wood Preservers Institute.
- COSTA, F. V. (1956) Estacas para Fundações. Livraria Luso – Espanhola e Brasileira. São Paulo.
- DA FONTE, A. O. C.; FILHO, I. P.; JUCÁ, T. (1994) Interação solo-estrutura em edifícios altos. X COMBRASEF. Foz de Iguaçu.
- DAVALOS, J.F.; PETRO, S.H. (1994) Timber structures for bridge applications. Turner-Faibank Highway Research Center.
- DAVISSON, M. T.; ROBINSON, K. E. (1965) Bending and Buckling of Partial Embebed Piles. 6TH ICsMFE, Canada.
- DE ROSA, R. L. (2000) Proposição de modificação das fórmulas dinâmicas de cravação de Chellis de Uto et al. a partir de resultados do método Case. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2000.
- DÉCOURT, L. ; QUARESMA, A.R. (1978) Capacidade de carga de estacas a partir dos valores de SPT. In: COMBRAMSEF, 6., Rio de Janeiro.
- DÉCOURT, L.(1996) Análise e Projeto de Fundações Profundas - Estacas. In: Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI, cap. 8.1 – 9.2, p. 265-398.
- DIN 1054. (1976) Baugrund. Zulässige Belastung des Baugrunds; (Subsoil; permissible loading of subsoil). German code, November. Berlin: Beuth Verlag.
- DIN 4026.(1975) Beiblatt. Rammfähle. Herstellung, Bemessung and zulässige Belastung – Erläuterungen; (Driven piles; construction procedure, design and permissible loads). German code, August. Berlin: Beuth Verlag.
- DUKE, T. J. (1975) Wood Structures – A design guide and commentary – ASCE, New York.
- EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. (2001) Pontes de Concreto – Ações nas Pontes -Notas de Aula – Fascículo 2. EESC/SET/USP, São Carlos.

-
- EVANS II, J.W, et al.(2000) Juvenile wood effect in red alder: analyses of physical and mechanical data to delineate juvenile and mature woos zones. Forest Prod. J, v.50, n 7/8, p.75-87.
- FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M.F.; ELSON, W. K. (1992) Piling Engineering. 2ND. Edition. Blackie, Glasgow & London.
- GOMES, C. G.; LOGSDON, N. B.; CARVALHO, D.; CALIL JÚNIOR, C. (1998) Fundações para Pontes de Madeira. In: VI ENCONTRO BRASILEIRO DE MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, Florianópolis, 1998. Anais... Imprensa Universitária da UFSC, Florianópolis.
- GONÇALVES, C.; ANDREO, C.S.; BERNARDES, G.P. (1996) Ensaio de carregamento dinâmico. Estacas Benaton, Guarulhos-SP.
- GRAHAM, J. S. (1997) Design of Timber Foundation Piling for Highway Bridges and Other Structures., National Timber Piling Council, Rye, NY.
- GUSMÃO,A.D. ; LOPES, F.R (1994) Um método simplificado para consideração da interação solo-estrutura em edificações. In: CBGE,6. / COMBRASEEF,9. Salvador.
- HANSBO, S. (1994) Foundation Engineering, ELSEVIER.
- HELLMEISTER, J.C. (1978) Pontes de eucalipto citriodora. Tese de Livre Docência. LaMEM /SET / EESC/ USP. São Carlos.
- HELLMEISTER, L. A. V. (2003) Aplicação do método das ondas de tensão na caracterização mecânica de toras, pranchas e tábuas de *Pinus taeda* L. Tese (Doutorado) Universidade Estadual Paulista “Julio Mesquita Filho”. Faculdade de Ciências Agrônomicas. Botucatu. 2003.
- LABORATÓRIO PRINCES RISBOROUGH (1972) Nota técnica 52. Grã-Bretanha
- LEPAGE, E. S. (Coord.) (1986) Manual de Preservação de Madeiras. 2 volumes, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo.
- MARTÍNEZ, M.M.(2001) Desenvolvimento de um modelo estatístico para aplicação no estudo de fadiga em emendas dentadas de Madeira. Tese (Doutorado) Universidade de são Paulo, São Carlos. 2001

-
- MATLOCK & REESE (1961) Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures. 5TH ICSMFE, Paris.
- MEYERHOFF, G.G. (1956) Penetration tests and the bearing capacity of cohesionless soils. SMFD-ASCE, v.82, n.1, p.866.
- MEYERHOFF, G.G. (1953) Some recent foundation research and its application to design. THE STRUCTURAL ENGINEER, v.31, p.151-167.
- MEYERHOFF, G.G. (1951) The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, v.2, n.4, p.301.
- MINDLIN, R.D. (1936) Forces at a point in the interior of semi-infinite solid. *Physics. J. Amer. Inst. Physics (Physics)*, v.7, n.5, p. 195-202.
- MONTEIRO, P. F. (1997) Capacidade de carga de estacas- Método Aoki-Velloso, Relatório interno de Estacas Franki Ltda.
- NIYAMA. S, (1983) Medições dinâmicas na cravação de estacas – fundamentos, instrumentação, e aplicações práticas. Dissertação (Mestrado). EPUSP. São Paulo.
- NS 3420 (1991) Norwegian Standards - Descriptions for construction and building.
- NS 3470-1 (1999) Norwegian Standards - Design of timber structures; 5th edition.
- OKIMOTO, F.S. (2001) Análise da perda de protensão em pontes protendidas de madeira. Tese (Doutorado) 197p.– Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.
- OKIMOTO,F.S; CALIL JUNIOR.,C. (1998) Pontes protendidas de madeira: conceitos e aplicações. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6., 1998, Florianópolis. Anais... Florianópolis: IMPRENSA UNIVERSITÁRIA DA UFSC. v.2, p. 303-312.
- PARTEL, P. M. P. (1999) Sistemas Estruturais e Construtivos Utilizando Madeira Roliça de Reflorestamento. Dissertação (Mestrado) 150p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PFEIL, W. Pontes em concreto armado. 2 volumes. LTC. 4ed. Rio de Janeiro, 1990.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. Estruturas de Madeira. 6 ed. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 224p. Rio de Janeiro, 2003.

-
- PINHEIRO, R. V. (2001) Influência da preservação contra a demanda biológica em propriedades de resistência e de elasticidade da madeira. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2001.
- POULOS, H.G.; DAVIS, E. H. (1980) Pile foundation analysis and design. John Wiley & Sons. New York.
- PRATA, D.G. Pontes protendidas de madeira. Tese (Doutorado) 311p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- RANZINI, S. M. T.; NEGRO JR. A. Obras de Contenção: Tipo, Métodos Construtivos, Dificuldades Executivas. In: Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI, 1996. cap. 13, p. 497-515.
- REIS, J. H. C. (2000) Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole, Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.
- RITTER, M.A. Timber Bridges – design, construction, inspection, and maintenance. Madison, Wisconsin, 1992.
- SIMONS, N. S.; MENZIES, K. E. Introdução à Engenharia de Fundações. Editora Interciência. Rio de Janeiro, 1981.
- SMITH, E. A. L. (1960) Pile Driving Analysis by the Wave Equation – Journal of Soil Mechanics and Foundation ASCE.
- SOUZA FILHO, J. M.; ABREU, P. S. B. (1990) Procedimentos para controle de cravação de estacas pré-moldadas de concreto. 6º CBGE/ IX COBRASEF, Salvador.
- STRAUB, H. A (1964) history of Civil Engineering, MIT Press.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. (1996) Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: Fundações: teoria e prática. São Paulo. Pini. Cap. 7, p. 227-264.
- TERZAGHI, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics. New York: John Willey and Sons.
- TOMLINSON, M. J. (1998) Pile Design and Construction Practice 4TH Edition. E.F.N. Spon, London.

-
- TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1978) Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra – A arte de construir e suas bases científicas na mecânica dos solos. 1.ed. São Paulo, SP. McGraw-Hill do Brasil. 513 p.
- UPPAL, A. S.; RIZKALLA, S. H.; PINKEY, R. B. (1990) Response of Timber Bridges of Train Loading. Canadian Journal of Of Civil Engineering, CJCE, V.17, n.6, p. 940-951.
- VAN DER VEEN (1953) The Bearing Capacity of Piles. 3RD ICSMFE. Suíça.
- VARGAS, M. (1955) Fundações, Manual do Engenheiro, v.4, Ed. Globo, Porto Alegre.
- VELLOSO, P. P. C. (1987) Fundações – Aspectos Geotécnicos. Publicação do Departamento de Engenharia da PUC – RJ, v. 2/3.
- VELLOSO, D. A; LOPES, F.R. (1996) Fundações. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, Vol.1, 281 p.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F.R. (2002) Fundações. Rio de Janeiro: COPPE – UFRJ, Vol.2, 472p.
- VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. (1996) Concepção de Obras de Fundações. In: Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI.Cap. 6, p. 211-226.
- VÉSIC, A.S. (1975) Principles of pile foundation design – Lecture 2. Boston: SOIL MECHANICS SERIES, n.38.

APÊNDICE A - EQUAÇÃO PARA CÁLCULO DA RIGIDEZ DE PEÇAS ROLIÇAS BI-APOIADAS COM CARGA CONCENTRADA APLICADA NO MEIO DO VÃO

Essa equação considera uma variação linear da extremidade mais delgada para o meio, e outra variação linear do meio para o final da peça. Ou seja, a geometria da peça roliça é considerada como formada por dois troncos de cones de comprimentos iguais a metade da peça. Assim, o diâmetro de uma seção transversal, a uma distância x da extremidade mais delgada (topo), pode ser determinado pelas seguintes equações,

Para o primeiro trecho, ou seja, para $0 < x < L/2$:

$$D(x) = \frac{2 \cdot x}{L} (D_M - D_T) + D_T \quad (\text{A.1})$$

Para o segundo trecho, ou seja, para $L/2 < x < L$:

$$D(x) = \frac{(2 \cdot x - L)}{L} (D_B - D_M) + D_M \quad (\text{A.2})$$

Em que:

$D(x)$ = diâmetro de uma seção a uma distância x do topo;

L = comprimento da peça;

D_T, D_M, D_B = diâmetros no topo, no meio, e na base da peça roliça;

A expressão geral do PTV para o cálculo do deslocamento vertical de uma seção de uma viga, desprezando-se efeitos de cisalhamento é:

$$\Delta = \int_0^L \frac{M(X) \cdot m(X)}{E \cdot I(X)} dx \quad (\text{A.3})$$

Em que:

Δ = deslocamento ;

$M(x)$ = momento fletor devido ao carregamento aplicado;

$m(x)$ = momento fletor devido a uma carga concentrada unitária aplicada na direção e no sentido do deslocamento Δ que se deseja calcular;

E = módulo de elasticidade do material;

$I(x)$ = momento de inércia da seção transversal da viga.

Para o cálculo do deslocamento vertical no meio do vão de uma viga, formada por uma peça roliça com a geometria acima mencionada, com uma carga concentrada no meio do vão, a equação (A.3) pode ser dividida em duas integrais, a primeira para o trecho que vai de zero ao meio do vão, e a segunda para o trecho que vai do meio do vão até o final.

As expressões válidas para o primeiro trecho, ou seja, para $0 < x < L/2$ são:

Momento devido à carga concentrada (P) aplicada no meio do vão

$$M(x) = \frac{P}{2} \cdot x \quad (\text{A.4})$$

Momento devido à carga concentrada unitária aplicada no meio do vão

$$m(x) = \frac{1}{2} \cdot x \quad (\text{A.5})$$

Momento de inércia

$$I(x) = I_T \left[\frac{2 \cdot x}{L} \left(\frac{D_M - D_T}{D_B} \right) + 1 \right]^4 \quad (\text{A.6})$$

Em que:

$I(x)$ = momento de inércia para a seção a uma distância x do topo;

I_T = momento de inércia para a seção do topo da peça, calculado pela equação (A.7).

$$I_T = \frac{\pi \cdot D_T^4}{64} \quad (\text{A.7})$$

As expressões válidas para o segundo trecho, ou seja, para $L/2 < x < L$ são:

Momento devido à carga concentrada (P) aplicada no meio do vão

$$M(x) = \frac{P}{2} \cdot x - P \left(x - \frac{L}{2} \right) \quad (\text{A.8})$$

Momento devido à carga concentrada unitária aplicada no meio do vão

$$m(x) = \frac{1}{2} \cdot x - 1 \left(x - \frac{L}{2} \right) \quad (\text{A.9})$$

Momento de inércia

$$I(x) = I_M \left[\frac{(2 \cdot x - L)}{L} \left(\frac{D_B - D_M}{D_M} \right) + 1 \right]^4 \quad (\text{A.10})$$

Em que:

I_M = momento de inércia para a seção central da peça calculada pela equação (A.7).

$$I_M = \frac{\pi \cdot D_M^4}{64} \quad (\text{A.11})$$

Substituindo-se as expressões (A.4) a (A.6) e (A.8) a (A.10) na equação (A.3), integrando-se de 0 a L/2, e de L/2 a L, respectivamente, e somando-se os resultados das duas integrais, chega-se, depois de algumas transformações algébricas, na equação:

$$E = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot \Delta \cdot I_{EQ}} \quad (\text{A.12})$$

Sendo I_{EQ} o momento de inércia equivalente, dado pela equação:

$$I_{EQ} = \frac{\pi \cdot D_{EQ}^4}{64} \quad (\text{A.13})$$

Em que, D_{EQ} é o diâmetro equivalente e é dado pela seguinte equação:

$$D_{EQ} = \sqrt[4]{\frac{2 \cdot D_T \cdot D_M^3 \cdot D_B}{(D_T + D_B)}} \quad (\text{A.14})$$

APÊNDICE B - NÚMERO DE GOLPES PARA CRAVAÇÃO DAS ESTACAS

As Tabelas B1 a B12 apresentam os valores dos números de golpes do martelo sobre as estacas para penetração de cada trecho de 50cm, a altura do martelo utilizada, e a profundidade da ponta da estaca.

Tabela B1 – Estaca 1/SP07

Golpes	h (m)	Prof. (m)
0	*	0,5
0	*	1,0
0	*	1,5
2	0,33	2,0
3	0,33	2,5
5	0,33	3,0
4	0,33	3,5
6	0,33	4,0
20	0,33	4,5
31	0,33	5,0
25	0,33	5,5
21	0,33	6,0
30	0,33	6,5
40	0,33	7,0
49	0,33	7,5
151	0,33	8,0
52	0,95	8,5
44	0,95	9,0
47	0,95	9,5
64	0,95	10,0
77	0,95	10,3

Tabela B2 - Estaca 2/SP03

Golpes	h (m)	Prof. (m)
1	0,33	0,5
6	0,33	1,0
10	0,33	1,5
14	0,33	2,0
16	0,33	2,5
18	0,33	3,0
22	0,33	3,5
15	0,48	4,0
16	0,48	4,5
22	0,48	5,0
25	0,48	5,5
27	0,48	6,0
52	0,48	6,5
55	0,48	7,0
40	0,65	7,5
41	0,65	8,0
45	0,65	8,5
53	0,65	9,0
75	0,65	9,5
97	0,65	10,0
15	1,00	10,1

Tabela B3 - Estaca 3/SP02

Golpes	h (m)	Prof. (m)
3	0,33	0,5
4	0,33	1,0
9	0,33	1,5
11	0,33	2,0
11	0,33	2,5
20	0,33	3,0
20	0,33	3,5
13	0,33	4,0
20	0,33	4,5
22	0,33	5,0
32	0,33	5,5
36	0,33	6,0
39	0,33	6,5
50	0,33	7,0
47	0,50	7,5
70	0,50	8,0
80	0,50	8,5
96	0,50	9,0
18	1,00	9,1

Tabela B4 - Estaca 4/SP10

Golpes	h (m)	Prof. (m)
2	0,325	0,5
1	0,325	1
1	0,325	1,5
4	0,325	2
12	0,325	2,5
15	0,325	3
12	0,325	3,5
11	0,325	4
10	0,325	4,5

Tabela B5 - Estaca 5/SP05

Golpes	h (m)	Prof. (m)
1	0,325	0,5
6	0,325	1
11	0,325	1,5
24	0,325	2
23	0,325	2,5
22	0,325	3
21	0,325	3,5
26	0,325	4
27	0,325	4,5

Tabela B6 - Estaca 6/SP04

Golpes	h (m)	Prof. (m)
2	0,325	0,5
5	0,325	1
12	0,325	1,5
22	0,325	2
22	0,325	2,5
16	0,325	3
20	0,325	3,5
18	0,325	4
20	0,325	4,5

Tabela B4 - Estaca 4/SP10

15	0,325	5
25	0,325	5,5
22	0,325	6
35	0,325	6,5
37	0,325	7
30	0,325	7,5
53	0,325	8
87	0,325	8,5
103	0,325	9
105	0,325	9,5
140	0,325	10
60	0,8	10,37

Tabela B5 - Estaca 5/SP05

30	0,325	5
50	0,325	5,5
57	0,325	6
42	0,475	6,5
43	0,475	7
56	0,475	7,5
63	0,475	8
68	0,475	8,5
87	0,475	9
95	0,475	9,5
70	0,7	9,9

Tabela B6 - Estaca 6/SP04

26	0,325	5
32	0,325	5,5
44	0,325	6
56	0,325	6,5
56	0,325	7
40	0,475	7,5
60	0,475	8
62	0,475	8,5
66	0,475	9
93	0,475	9,5
156	0,475	10
35	1	10,2

Tabela B7 - Estaca 7/SP09

Golpes	h (m)	Prof. (m)
1	0,35	0,5
3	0,35	1
4	0,35	1,5
5	0,35	2
6	0,35	2,5
8	0,35	3
11	0,35	3,5
10	0,35	4
9	0,35	4,5
17	0,35	5
19	0,35	5,5
21	0,35	6
20	0,35	6,5
27	0,35	7
22	0,35	7,5
35	0,35	8
59	0,35	8,5
67	0,35	9
45	0,5	9,5
64	0,5	10

Tabela B8 - Estaca 5/SP08

Golpes	h (m)	Prof. (m)
0	0	0,5
0	0	1
1	0,35	1,5
2	0,35	2
3	0,35	2,5
5	0,35	3
6	0,35	3,5
5	0,35	4
11	0,35	4,5
42	0,35	5
35	0,35	5,5
17	0,35	6
18	0,35	6,5
27	0,35	7
31	0,35	7,5
45	0,35	8
81	0,35	8,5
102	0,35	9
110	0,35	9,5
180	0,35	10
40	0,35	10,15

Tabela B9 - Estaca 9/SP12

Golpes	h (m)	Prof. (m)
1	0,325	0,5
4	0,325	1
14	0,325	1,5
16	0,325	2
11	0,325	2,5
11	0,325	3
11	0,325	3,5
13	0,325	4
25	0,325	4,5
28	0,325	5
29	0,325	5,5
31	0,325	6
28	0,325	6,5
29	0,325	7
37	0,325	7,5
60	0,325	8
110	0,325	8,5
149	0,325	9
97	0,475	9,5
130	0,475	10
45	0,475	10,15

Tabela B10 - Estaca 10/SP01

Golpes	h (m)	Prof. (m)
0	*	0,5
0	*	1
2	0,325	1,5
5	0,325	2
10	0,325	2,5
17	0,325	3
18	0,325	3,5
19	0,325	4
17	0,325	4,5
20	0,325	5
20	0,325	5,5
22	0,325	6
28	0,325	6,5
34	0,325	7
39	0,325	7,5
67	0,325	8
78	0,325	8,5
130	0,325	9
109	0,5	9,5
115	0,5	9,95

TabelaB11- Estaca11/SP11

Golpes	h (m)	Prof. (m)
4	0,325	0,5
6	0,325	1
11	0,325	1,5
11	0,325	2
14	0,325	2,5
20	0,325	3
18	0,325	3,5
14	0,325	4
15	0,325	4,5
16	0,325	5
28	0,325	5,5
30	0,325	6
38	0,325	6,5
40	0,325	7
36	0,325	7,5
40	0,325	8
54	0,325	8,5
80	0,325	9
94	0,325	9,5
163	0,325	10
20	0,95	10,25

Tabela B12 - Estaca 12/SP06

Golpes	h (m)	Prof. (m)
1	0,325	0,5
4	0,325	1
10	0,325	1,5
14	0,325	2
19	0,325	2,5
19	0,325	3
16	0,325	3,5
18	0,325	4
20	0,325	4,5
31	0,325	5
33	0,5	5,5
35	0,5	6
19	0,75	6,5
30	0,75	7
28	0,75	7,5
48	0,75	8
60	0,75	8,5
77	0,75	9
91	0,75	9,5
78	0,75	10

APÊNDICE C - RESISTÊNCIA LATERAL LOCAL

Para automatização dos cálculos foi desenvolvido um programa na linguagem computacional C++. O programa determina o atrito lateral local, a resistência lateral e a resistência da ponta (pé) para o método Aoki-Velloso.

Uma característica do programa, de especial aplicação para estacas de madeira, é a possibilidade de consideração da variação do diâmetro da estaca ao longo de seu comprimento, ou seja, da conicidade das estacas de madeira. Para isso, fornece-se ao programa os diâmetro do pé e da cabeça da estaca, que considera, automaticamente, uma variação linear dos diâmetros.

Quando a ponta da estaca se situa entre as cotas de determinação de dois valores consecutivos de N_{SPT} , a capacidade de carga é calculada por interpolação linear das resistências obtidas para as duas cotas, conforme indicado na exposição do método. Para o cálculo da resistência de ponta de estacas apoiadas sobre mais de uma camada de solo, contidas entre cotas de determinação de dois valores consecutivos de N_{SPT} , o programa adota o seguinte critério: toma-se a média ponderada das características dos solos (valores de K) contidos entre as duas cotas, usando-se como pesos as espessuras de cada camada.

A Figura C1 apresenta a tela do programa desenvolvido.

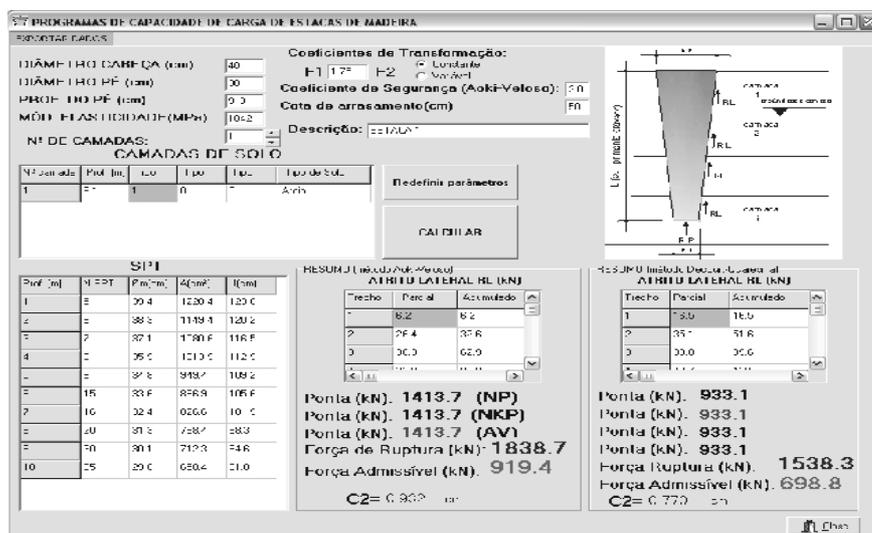


Figura C1 - Tela do programa de cálculo de capacidade de carga

As Tabelas C1 a C12 apresentam os valores de resistência lateral local de cada trecho do fuste de cada estaca, determinados pelo método Aoki-Velloso.

Tabela C1 - Estaca 1

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	9
6	24
7	51
8	63
9	69
10	82
10,1	12

RL total	310
-----------------	------------

Tabela C2 - Estaca 1

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	9
6	38
7	59
8	59
9	79
10	113
10,07	11

RL total	367
-----------------	------------

Tabela C3 - Estaca 3

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	22
6	39
7	60
8	84
9	89
9,14	12

RL total	306
-----------------	------------

Tabela C4 - Estaca 4

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	0
6	46
7	76
8	87
9	147
10	201
10,4	90

RL total	647
-----------------	------------

Tabela C5 - Estaca 5

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	12
6	47
7	72
8	74
9	105
10	126
10,06	7

RL total	442
-----------------	------------

Tabela C6 - Estaca 6

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	24
6	49
7	71
8	67
9	68
10	110
10,2	23

RL total	412
-----------------	------------

Tabela C7 - Estaca 7

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	8
6	35
7	63
8	115
9	146
10	153

RL total	520
-----------------	------------

Tabela C8 - Estaca 8

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	15
6	43
7	52
8	188
9	225
10	171

RL total	693
-----------------	------------

Tabela C9 - Estaca 9

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	8
6	42
7	74
8	72
9	82
10	116
10,15	18

RL total	410
-----------------	------------

Tabela C10 - Estaca 10

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	28
6	42
7	38
8	80
9	126
9,95	138

RL total	451
-----------------	------------

Tabela C11 - Estaca 11

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	6
6	26
7	48
8	70
9	108
10	133
10	39

RL total	430
-----------------	------------

Tabela C12 - Estaca 12

RL Local (kN)	
Prof.(m)	AV
1	0
2	0
3	0
4	0
5	6
6	29
7	49
8	72
9	115
9,95	148

RL total	420
-----------------	------------

APÊNDICE D – DADOS DO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO, DE REPIQUE E DE RECALQUE

Estaca 1		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepg(kN)
1	0,2	410	0,2	2,7	12,1	4,5	0	4,5	237
2	0,4	670	0,3	4,4	19,6	5	0	5	386
3	0,6	900	0,5	6,2	23,3	6	0	6	682
4	0,8	990	0,6	7,4	23,1	7,5	1	8,5	1127
5	1	1050	1	8,7	24,9	7,5	2	9,5	1127
6	1,2	1120	1,5	9,9	26,3	7,5	3	10,5	1127
7	1,4	1150	2	10,9	26,4	7,5	4	11,5	1127

Estaca 2		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepg(kN)
1	0,2	300	0,2	2,5	10,5	4,5	0	4,5	165
2	0,4	500	0,7	4,3	15	5	0	5	269
3	0,6	650	0,9	6,3	17,8	5,5	1	6,5	372
4	0,8	660	1	7,3	16	6	1	7	475
5	1	730	2	9,5	20	7	2	9	682
6	1,2	730	3	11,3	21,9	7	4	11	682
7	1,4	710	4	12,7	21,6	7	5	12	682

Estaca 3		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepg(kN)
1	0,2	310	0,4	2,8	11,6	4	0	4	92
2	0,4	330	0,6	4,6	11	4,5	0	4,5	244
3	0,6	370	1,5	6,9	14,9	5	2	7	397
4	0,8	410	2	8,7	16,6	5,5	3	8,5	549
5	1	430	4	11	19	5,5	4	9,5	549
6	1,2	500	5	12,7	21,4	5,5	6	11,5	549
7	1,4	500	5,8	15,1	21,8	5,5	8	13,5	549

Estaca 4		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepg(kN)
1	0,2	390	0,2	1,7	5,6	4	0	4	80
2	0,4	660	0,1	3,6	10,7	4,5	0	4,5	214
3	0,6	760	0,1	4,6	11,3	5,5	0	5,5	480
4	0,8	880	0,2	6,1	15,7	6	0	6	614
5	1	990	0,3	7,5	17,4	7	1	8	881
6	1,2	1020	0,3	8,8	19,1	7	1,5	8,5	881
7	1,4	1150	0,5	10	20,5	7,5	2	9,5	1014

Estaca 5		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepq(kN)
1	0,2	320	0,1	1,6	5,6	4	0	4	71
2	0,4	500	0,4	3,3	8,9	4,2	0	4,5	118
3	0,6	630	0,4	5,1	11,5	4,5	0,5	5	189
4	0,8	680	0,7	5,6	10,5	6	1	7	543
5	1	730	0,9	6,9	11,9	6,5	1	7,5	661
6	1,2	710	1,2	8,1	12,9	6,8	1,5	8,3	732
7	1,4	680	2	10	15,6	6,8	2,5	9,3	732

Estaca 6		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepq(kN)
1	0,2	540	0,2	1,9	11,6	4,5	0	4,5	203
2	0,4	840	0,4	3,9	22,1	5	0	5	329
3	0,6	950	0,6	5,6	25	6	0,5	6,5	583
4	0,8	990	1	7,5	28,2	7	1	8	836
5	1	920	2	9	28,8	7,5	2	9,5	963
6	1,2	810	4	10,6	29,4	7,5	4	11,5	963
7	1,4	690	6	12,8	31,9	7	7	14	836

Estaca 7		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepq(kN)
1	0,2	460	0,3	3,9	13,2	5,5	0	5,5	452
2	0,4	670	0,8	6,4	16,8	6	1	7	577
3	0,6	680	2	7,8	14,8	6,5	2	8,5	703
4	0,8	710	3,7	9,6	17,5	7	4	11	828
5	1	720	4,8	11,7	18,6	7	5	12	828
6	1,2	800	6,5	14	24,3	7	7	14	828
7	1,4	800	10	17,3	30,1	7	10	17	828

Estaca 8		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepq(kN)
1	0,2	370	1,1	4,9	19,5	5	1	6	347
2	0,4	460	2	7,8	21,7	5,5	2	7,5	481
3	0,6	490	4	10,2	23	6	4	10	614
4	0,8	560	6	12,3	24,8	6	6	12	614
5	1	570	9	15,1	26,6	6	8	14	614
6	1,2	530	10	16,5	24,4	6	10	16	614
7	1,4	520	11	17,9	24,6	6	12	18	614

Estaca 9		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepq(kN)
1	0,2	390	0,1	2,2	8,5	4,5	0	4,5	234
2	0,4	640	0,3	3,9	13,7	5	0	5	381
3	0,6	780	0,3	5,4	15,6	5,5	0	5,5	527
4	0,8	940	0,5	6,9	19,4	6	0	6	673
5	1	970	0,6	8,3	20,9	6,5	1	7,5	820
6	1,2	1030	0,8	9,6	21,4	7	2	9	966
7	1,4	1140	1	11,1	24,6	7,5	2	9,5	1113

Estaca 10		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepq(kN)
1	0,2	600	0,5	3,9	27	4,5	0	4,5	169
2	0,4	810	0,6	5,8	28,2	6	0	6	487
3	0,6	910	1	7,3	27,2	8	0,5	8,5	911
4	0,8	970	1,5	8,9	28,6	8,5	1	9,5	1017
5	1	980	2	10,6	29,8	8,5	3	11,5	1017
6	1,2	900	4,5	12,6	32	8	6	14	911
7	1,4	870	6	14,2	31,7	8	7	15	911
8	1,4	710	7,3	14,3	27,8	8	7	15	911

Estaca 11		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepq(kN)
1	0,2	280	0,4	2,5	8,4	4,5	0	4,5	199
2	0,4	480	0,5	4,3	11,4	5	0	5	323
3	0,6	570	0,6	5,9	11,3	5,5	0	5,5	448
4	0,8	660	1	7,7	13,4	6	1	7	572
5	1	630	1,5	8,9	12,8	6,5	2	8,5	696
6	1,2	690	2	10,2	13,5	6,5	3	9,5	696
7	1,4	680	3	11,6	15,8	6,5	4	10,5	696

Estaca 12		ECD				Repique			
Golpe	h (m)	RMX (kN)	S (mm)	DMX(mm)	Efc. (%)	K (mm)	S (mm)	DMX(mm)	Rrepq(kN)
1	0,2	390	0,6	3,1	13,6	4	0	4	60
2	0,4	570	0,8	4,9	16,5	4,5	0	4,5	160
3	0,6	720	1	6,8	18,8	5,5	1	6,5	360
4	0,8	730	1	8,7	19,6	7	1	8	660
5	1	690	2	10,2	18,7	7,5	2	9,5	760
6	1,2	500	4	12,9	21,8	7,5	4	11,5	760
7	1,4	480	7	15,1	25,3	7,5	8	15,5	760

Recalque para carga de serviço = 250kN

Estaca	Recalque Total (mm)
E1	0,736
E2	1,010
E3	0,713
E4	0,731
E5	0,839
E6	0,749
E7	0,807
E8	0,734
E9	0,684
E10	0,954
E11	0,849
E12	0,930

ANEXO A – SONDAGENS

cota em relação ao R.N. Nível d'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)		NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)		N	Classificação do Material	
			Gráfico		Gráfico				
			4	5	6			11	AREIA FINA POUCO SILTOSA
	1		3	3	3			6	POUCO COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA
	2		3	4	6			10	CINZA CLARO, AMARELA
825.00	3	3,60	6	10	15			25	AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA
	4		8	13	19			32	
	5		14	20	*			20 15	MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA
	6		4	5	6			11	
	7		18	22	*			22 15	MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS
820.00	8	8,30							LIMITE DE SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)

Profundidade do Nível d'água — SPT ÚLTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0.00 A 2.00
 Inicial 2,10 m em 24.09.2003 — SPT ESTIMADO LAVAGEM: 2.45 A 8.00
 Final 1,20 m em 25.09.2003 PROF. DO REVESTIMENTO: 3.50

Relatório N. SSR-031003	
início	termino
24.09.2003	25.09.2003
ESCALA 1/100	
DATA 08.10.2003	
VISTO ENG. RESP.	

LaMEM	
Cliente: Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.	
Obra: Ponte de Madeira	
Local: USP II - Campus São Carlos/SP	
E.G.BARRETO & Cia Ltda.	
Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinho - Araras/SP	
Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800	

Sondagem
SP01
Cota: 828,45
COORDENADAS
X=
Y=

cota em relação ao R.N. Nível D'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)		NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)							N	Revestimento Diam. de 63.5mm Amostrador → Diam. int. de 34.9 mm Diam. ext. de 50.8 mm Peso de 65 Kg Altura de Queda de 75 cm	
			Gráfico		10 20 30 40 50 60 70									
			Classificação do Material											
	1	0,70	4 16	3 14	4 14								7 28	ATERRO DE AREIA FINA POUCA ARGILOSA COM MATERIAL VEGETAL PRETA COM MANCHAS CINZAS
	2		3	3	4								7	AREIA FINA POUCA SILTOSA
	3	3,40	4	7	9								16	POUCA COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA
	4		6	8	9								17	CINZA, AMARELA
	5		6	9	11								20	AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA
	6		10	10	14								24	MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA
	7		12	14	18								32	
	8		15	16	*								16 15	MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS
	9	9,25	17	15	*								15 10	LIMITE DE SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)

Profundidade do Nível d'água ——— SPT ÚLTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0.00 A 3.00
 Inicial 2,71 m em 19.09.2003 ——— SPT ESTIMADO LAVAGEM: 3.45 A 9.00
 Final 1,53 m em 20.09.2003 PROF. DO REVESTIMENTO: 4.00

Relatório N. SSR-031003	
início	termino
19.09.2003	20.09.2003
ESCALA	1/100
DATA	08.10.2003
VISTO ENG. RESP.	

LaMEM	
Cliente: Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.	
Obra: Ponte de Madeira	
Local: USP II - Campus São Carlos/SP	
E.G.BARRETO & Cia Ltda.	
Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinho - Araras/SP	
Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800	

Sondagem
SP02
Cota : 828,30
COORDENADAS
X=
Y=

cota em relação ao R.N. Nível D'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)			NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)					N	Revestimento Amostrador → Diam. de 63.5mm Diam. int. de 34.9 mm Diam. ext. de 50.8 mm Peso de 65 Kg Altura de Queda de 75 cm	Classificação do Material
			Gráfico			10 20 30 40 50 60 70							
	1	0,30	1/18	1/12	2/17						3/29	ATERRO DE AREIA FINA POUCA ARGILOSA COM MATERIAL VEGETAL PRETA COM MANCHAS CINZAS	
	2		2/14	4/16	8						12/31	AREIA FINA POUCA SILTOSA	
	3	2,90	4/16	5/14	7/16						12	FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA	
	4		5/17	6	6/14						12/29	CINZA, AMARELA	
	5		8	10	11						21	AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA	
	6		11	12	18						30	MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA	
	7		17	15/9	*						15/9	MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS	
	8	8,22	19	15/7	*						15/7	[6] COM PEDREGULHOS	
LIMITE DE SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)													

Profundidade do Nível d'água — SPT ÚLTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0.00 A 2.00
 Inicial 1,91 m em 18.09.2003 LAVAGEM: 2.45 A 8.00
 Final 1,14 m em 19.09.2003 - - - SPT ESTIMADO PROF. DO REVESTIMENTO: 4.00

Relatório N. SSR-031003	
início	termo
18.09.2003	19.09.2003
ESCALA	1/100
DATA	08.10.2003
VISTO ENG. RESP.	

LaMEM
Cliente: Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.
Obra: Ponte de Madeira.
Local: USP II - Campus São Carlos/SP
E.G.BARRETO & Cia Ltda.
Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinho - Araras/SP
Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800

Sondagem
SP03
Cota : 828,20
COORDENADAS
X=
Y=

cota em relação ao R.N. Nível D'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)		NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)		N	Revestimento Amostrador → Diam. de 63.5mm Diam. int. de 34.9 mm Diam. ext. de 50.8 mm Peso de 65 Kg Altura de Queda de 75 cm
			Gráfico		Gráfico			
					10 20 30 40 50 60 70			Classificação do Material
	1		2	5	4		9	AREIA FINA POUCO SILTOSA
	2	2,60	2	4	6		10	POUCA COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA
	3		6	8	10		18	CINZA, AMARELA
	4		4	4	5		9	AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA COM PEDREGULHOS FINOS
	5		17	14	14		28	
	6		8	9	10		19	MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA
	7		9	12	18		30	
	8	8,30	10	13	18		31	
			13	19	*		19	MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS
							15	LIMITE DE SONDAAGEM (IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)

Profundidade do Nível d'água ——— SPT ÚLTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0,00 A 2,00
 Inicial 1,72 m em 18.09.2003 ——— SPT ESTIMADO LAVAGEM: 2,45 A 8,00
 Final 0,84 m em 19.09.2003 PROF. DO REVESTIMENTO: 3,00

Relatório N. SSR-031003		LaMEM		Sondagem
início	termo	Cliente: Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.		SP04
18.09.2003	19.09.2003	Obra: Ponte de Madeira		
ESCALA 1/100		Local: USP II - Campus São Carlos/SP		Cota : 828,15
DATA 08.10.2003		E.G.BARRETO & Cia Ltda.		COORDENADAS
VISTO ENG. RESP.		Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinho - Araras/SP		X=
		Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800		Y=

cota em relação ao R.N. Nível D'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)	NUMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)		Revestimento Diam. de 63.5mm Amostrador → Diam. int. de 34.9 mm Diam. ext. de 50.8 mm Peso de 65 Kg Altura de Queda de 75 cm	
				Gráfico	N		Classificação do Material
				10 20 30 40 50 60 70			
	1	2,30	2 21	1 9	3 17	4 26	AREIA FINA POUCA SILTOSA
	2		4 16	9 14	5	14 29	FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA
	3		8 16	7	8 14	15 29	CINZA, AMARELA
	4		5	7	10 16	17 31	AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA
	5		10	11	19	30	MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA
	6		10	13	17	30	
	7	7,41	12	14	17 11	31 26	MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS
LIMITE DE SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)							

Profundidade do Nível d'água Inicial 1,43 m em 17.09.2003 Final 0,65 m em 18.09.2003

— SPT ULTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0.00 A 2.00 LAVAGEM: 2.45 A 7.00

- - - SPT ESTIMADO PROF. DO REVESTIMENTO: 3.00

Relatório N. SSR-031003		LaMEM		Sondagem
início	termino	Cliente: Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.		SP05
17.09.2003	18.09.2003	Obra: Ponte de Madeira		Cota : 828,10
ESCALA	1/100	Local: USP II - Campus São Carlos/SP		COORDENADAS
DATA	08.10.2003	E.G.BARRETO & Cia Ltda.		X=
VISTO ENG. RESP.		Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinho - Araras/SP		Y=
		Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800		

cota em relação ao R.N. Nível D'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)		NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)		N	Revestimento Amostrador → Diam. de 63.5mm Diam. int. de 34.9 mm Diam. ext. de 50.8 mm Peso de 65 Kg Altura de Queda de 75 cm
			Gráfico		Gráfico			
					10 20 30 40 50 60 70			Classificação do Material
	1		5/22	2/23	*		2/23	AREIA FINA POUCA SILTOSA
	2		3/17	4	5/13		9/28	FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA
825.00	3	2,80	6/16	10/14	1		11/29	CINZA, AMARELA
	4		6	10	10		20	AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA
	5		14	16	*		16/15	MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA
	6		16	22	*		22/15	
	7	7,22	17	13	*		13/7	MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS
								LIMITE DE SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)

Profundidade do Nível d'água ——— SPT ÚLTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0.00 A 2.00
 Inicial 1,32 m em 16.09.2003 ——— SPT ESTIMADO LAVAGEM: 2.45 A 7.00
 Final 0,54 m em 17.09.2003 PROF. DO REVESTIMENTO: 3.00

Relatório N. SSR-031003		LaMEN		Sondagem
início	termino	Cliente: Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.		SP06
16.09.2003	17.09.2003	Obra: Ponte de Madeira		Cota : 828,00
ESCALA	1/100	Local: USP II - Campus São Carlos/SP		COORDENADAS
DATA	08.10.2003	E.G.BARRETO & Cia Ltda.		X=
VISTO ENG. RESP.		Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinho - Araras/SP		Y=
		Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800		

cota em relação ao R.N. Nível D'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)		NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)		N	Revestimento Amostrador → Diam. de 63.5mm Diam. int. de 34.9 mm Diam. ext. de 50.8 mm Peso de 65 Kg Altura de Queda de 75 cm
			Gráfico		Gráfico			
					10 20 30 40 50 60 70			Classificação do Material
	1	1,20	3	$\frac{4}{18}$	2		$\frac{6}{33}$	ATERRO DE AREIA FINA POUCA ARGILOSA COM MATERIAL VEGETAL FOFA PRETA COM MANCHAS CINZAS
	2		5	7	$\frac{6}{17}$		$\frac{13}{32}$	AREIA FINA POUCA SILTOSA FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA
	3	2,80	7	4	6		10	CINZA, AMARELA AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA
	4		5	$\frac{27}{11}$	*		$\frac{27}{11}$	MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA
	5		8	14	16		30	MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS
	6	6,23	16	$\frac{15}{8}$	*		$\frac{15}{8}$	[4] COM PEDREGULHOS
								LIMITE DE SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)

Profundidade do Nível d'água — SPT ULTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0.00 A 2.00
 Inicial 2,15 m em 24.09.2003 LAVAGEM: 2.45 A 6.00
 Final 1,68 m em 25.09.2003 - - - SPT ESTIMADO PROF. DO REVESTIMENTO: 4.00

Relatório N. SSR-031003		LaMEN		Sondagem
início	termino	Cliente:	Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.	SP08
24.09.2003	25.09.2003	Obra:	Ponte de Madeira	Cota : 828,50
ESCALA	1/100	Local:	USP II - Campus São Carlos/SP	COORDENADAS
DATA	09.10.2003	E.G.BARRETO & Cia Ltda.		X=
VISTO ENG. RESP.		Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinho - Araras/SP		Y=
		Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800		

cota em relação ao R.N. Nível D'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)		NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)		N	Revestimento Diam. de 63.5mm Amostrador → Diam. int. de 34.9 mm Diam. ext. de 50.8 mm Peso de 65 Kg Altura de Queda de 75 cm	
			1	2	3	Gráfico			
826,95	1	2,30	17	18	17			4	Classificação do Material AREIA FINA POUCO SILTOSA FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA
825,09	2		20	4	7	11	28	CINZA, AMARELA	
	3		4	6	10		16	AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA COM PEDREGULHOS	
	4		19	18	*		18	MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA	
	5		14	16	*		16		
	6	6,25	16	15	*		15	MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS	
							10		
								LIMITE DE SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)	

Profundidade do Nível d'água ——— SPT ÚLTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0.00 A 3.00
 Inicial 1,97 m em 24.09.2003 - - - - SPT ESTIMADO LAVAGEM: 3.45 A 6.00
 Final 1,35 m em 24.09.2003 PROF. DO REVESTIMENTO: 4.00

Relatório N. SSR-031003	
início	termo
24.09.2003	24.09.2003
ESCALA	1/100
DATA	09.10.2003
VISTO ENG. RESP.	

LaMEN	
Cliente: Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.	
Obra: Ponte de Madeira	
Local: USP II - Campus São Carlos/SP	
E.G.BARRETO & Cia Ltda.	
Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinho - Araras/SP	
Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800	

Sondagem
SP09
Cota : 828,30
COORDENADAS
X=
Y=

cota em relação ao R.N. Nível D'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)		NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)		N	Revestimento Diam. de 63.5mm Amostrador → Diam. int. de 34.9 mm Diam. ext. de 50.8 mm Peso de 65 Kg Altura de Queda de 75 cm					
			Gráfico		Gráfico								
					10	20	30	40	50	60	70		
	1	1,20	0	*	*							0	
	2		4	7	11							18	
	3		4	7	7							14	
	4	3,80	7	10	14							24	
	5		12	21	*							21	
	6		14	17	*							17	
	7	7,18	25	7	*							7	
												3	

Classificação do Material

ATERRO DE AREIA FINA POUCA ARGILOSA COM MATERIAL VEGETAL

FOFA A POUCA COMPACTA

PRETA COM MANCHAS CINZAS

AREIA FINA POUCA SILTOSA

POUCA COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA

CINZA, AMARELA

AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA

MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA

MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS

LIMITE DE SONDAGEM
(IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)

Profundidade do Nível d'água ——— SPT ÚLTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0.00 A 2.00
 Inicial 2,10 m em 23.09.2003 LAVAGEM: 2.45 A 7.00
 Final 1,11 m em 24.09.2003 - - - - SPT ESTIMADO PROF. DO REVESTIMENTO: 4.00

Relatório N. SSR-031003

início 23.09.2003 término 24.09.2003

ESCALA 1/100

DATA 09.10.2003

VISTO ENG. RESP.

LaMEN

Cliente: Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.

Obra: Ponte de Madeira

Local: USP II - Campus São Carlos/SP

E.G.BARRETO & Cia Ltda.

Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinho - Araras/SP

Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800

Sondagem

SP10

Cota : 828,00

COORDENADAS

X=

Y=

cota em relação ao R.N. Nível D'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)		NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)		N	Revestimento Diam. de 63.5mm Amostrador → Diam. int. de 34.9 mm Diam. ext. de 50.8 mm Peso de 65 Kg Altura de Queda de 75 cm
			Gráfico		Gráfico			
					10 20 30 40 50 60 70			Classificação do Material
	1	1,60	2/27	1/14			3/41	ATERRO DE AREIA FINA POUCA ARGILOSA COM MATERIAL VEGETAL
	2		2/17	3/13			7/28	FOFA A POUCA COMPACTA
	3		5/16	6/16			13/31	PRETA COM MANCHAS CINZAS
	4	3,70	6/16	7/14			17/29	AREIA FINA POUCA SILTOSA
	5		7/16	12/18			30	POUCA COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA
	6		10/16	13/18			31	CINZA, AMARELA
	7	7,24	14/17	9/9			17/9	AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA
								MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA
								MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS
								LIMITE DE SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)

Profundidade do Nível d'água ——— SPT ÚLTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0.00 A 2.00
 Inicial 1,60 m em 23.09.2003 ——— SPT ESTIMADO LAVAGEM: 2.45 A 7.00
 Final 1,42 m em 24.09.2003 PROF. DO REVESTIMENTO: 3.00

Relatório N. SSR-031003	
início	termo
23.09.2003	24.09.2003
ESCALA	1/100
DATA	09.10.2003
VISTO ENG. RESP.	

LaMEN	
Cliente:	Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.
Obra:	Ponte de Madeira
Local:	USP II - Campus São Carlos/SP
E.G.BARRETO & Cia Ltda.	
Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinho - Araras/SP	
Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800	

Sondagem
SP11
Cota : 827,70
COORDENADAS
X=
Y=

cota em relação ao R.N. Nível D'água	Amostra	Profund. da Camada (m)	ENSAIO PENETROMÉTRICO (N.de Golpes/15cm)	NUMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30 cm (SPT)		Revestimento Amostrador → Diam. de 63.5mm Diam. int. de 34.9 mm Diam. ext. de 50.8 mm Peso de 65 Kg Altura de Queda de 75 cm
				Gráfico	N	
826,44	1	1,20	1 17	2 19	3 34	Classificação do Material
825,00	2		3 8	6 17	14 32	ATERRO DE AREIA FINA POUCA ARGILOSA
	3	2,90	6 16	8 14	16	FOFA
	4		10 7	6	13	PRETA COM MANCHAS CINZAS
	5		5 9	12	21	AREIA FINA POUCA SILTOSA
	6		7 13	17	30	FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA
820,00	7		14 18	*	18 15	CINZA, AMARELA
	8	8,25	18 15	*	15 10	AREIA FINA A MÉDIA SILTOSA
						MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA
						MARROM COM MANCHAS AMARELAS E CINZAS
						LIMITE DE SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A FERRAMENTA DE PERCUSSÃO)

Profundidade do Nível d'água — SPT ÚLTIMOS 30 CM AVANÇO: A TRADO: 0.00 A 2.00
 Inicial 1,15 m em 22.09.2003 LAVAGEM: 2.45 A 8.00
 Final 1,06 m em 23.09.2003 --- SPT ESTIMADO PROF. DO REVESTIMENTO: 3.00

Relatório N. SSR-031003	
inicio	termino
22.09.2003	23.09.2003
ESCALA	1/100
DATA	09.10.2003
VISTO ENG. RESP.	

LaMEN	
Cliente:	Lab. de Madeiras e Estruturas de Madeira.
Obra:	Ponte de Madeira
Local:	USP II - Campus São Carlos/SP
E.G.BARRETO & Cia Ltda.	
Rua José Carroci, 685 - Jd. Sobradinha - Araras/SP	
Fone: (19) 3541 9444 Fax: (19) 3542 8800	

Sondagem
SP12
Cota : 827,50
COORDENADAS
X=
Y=

ANEXO B – RESULTADOS DAS ANÁLISES CAPWAP

