

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS - UNICAMP

FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA - FEAGRI

CONSTRUÇÕES RURAIS:

**CARGAS ATUANTES NAS FUNDAÇÕES E SUA IMPLANTAÇÃO
EM SOLOS ARENOSOS DO INTERIOR DO ESTADO DE SÃO PAULO**

Por

ALEXANDRE TADEU CLARO

Parecer

Este exemplar corresponde
a redação final da dissertação
de Mestrado defendida por Ale-
xandre Tadeu Claro e apro-
vada pela Comissão Julga-
dora em 17 de fevereiro de 1998.
Campinas, 10 de fevereiro de 1999.

Orientador:

Prof. Dr. David de Carvalho.

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia
Agrícola da Universidade Estadual de Campinas
visando à obtenção do título de Mestre em
Engenharia Agrícola.

Área de Concentração: Construções Rurais.

CAMPINAS - SP

Brasil

Fevereiro - 1998

Presidente da Banca
[Assinatura]

9908583



UNIDADE	BC
N.º CHAMADA:	C562c
V.	Es
TOMBO BC/	37215
PROC.	229/99
0	☐
0	☒
PREÇO	R\$11,00
DATA	07/04/99
N.º OPD	

CM-00121836-9

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

C562c

Claro, Alexandre Tadeu

Construções rurais: cargas atuantes nas fundações e sua implantação em solos arenosos do interior do estado de São Paulo. / Alexandre Tadeu Claro.--Campinas, SP: [s.n.], 1998.

Orientador: David de Carvalho

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola.

1. Construções rurais. 2. Fundações (Engenharia). 3. Solos arenosos. 4. Engenharia de estruturas. I. Carvalho, David. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Agrícola. III. Título.

Aos meus pais

Ubirajara (in memoriam) e Regina,

aos meus irmãos

Rodrigo e Rejara,

e especialmente,

a Eliana, minha esposa

e Julia, minha filha

Dedico este Trabalho e agradeço pelo apoio e compreensão.

*“Poucos terão a grandeza para dobrar a história, mas
cada um de nós pode trabalhar para mudar uma
pequena parte dos acontecimentos.*

A história é feita de inúmeros atos de coragem e crença”.

(Robert F. Kennedy)

AGRADECIMENTOS

A Deus que me deu a graça, sabedoria e perseverança para realizar este trabalho.

Ao Prof. Dr. David de Carvalho, pela orientação, ensinamentos, paciência, amizade, disponibilidade e apoio no decorrer de todo este trabalho, o qual sem ele não seria possível.

Ao Engenheiro Paulo J. R. de Albuquerque e ao Engenheiro Eduardo T. da Silva, pelo companheirismo, idéias e sugestões em todas as etapas desenvolvidas.

Ao Prof. Dr. Paulo Leal, pelo apoio e incentivo ao meu ingresso na UNICAMP e à finalização deste trabalho.

A Prof. Dra. Raquel G. Tanaami e Maria Cecília A. T. da Silva, pelos ensinamentos e apoio.

À Coordenadoria de Pós-Graduação, pelos incentivos.

Ao Prof. Dr. Wesley J. Freire e demais professores do Departamento de Construções Rurais da FEAGRI, pelo apoio e compreensão demonstrados.

Às colegas Vanessa S. Pelá, Deise M. Zavan, Marivone S. Silva e Ana Paula Montagner, pelo incentivo e disposição permanente em ajudar.

Ao Prof. Dr. Cláudio V. Ferreira (UNESP), pelo auxílio e sugestões no desenvolvimento dos trabalhos de campo.

Ao Prof. Dr. Luís A. Seraphim, chefe do Laboratório de Solos da Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP, pelas sugestões e auxílio no decorrer deste trabalho.

A todos os colegas, professores e funcionários da FEAGRI que, direta ou indiretamente, auxiliaram no desenvolvimento deste trabalho.

Ao meu tio Oscar Kleiner Filho, pelo apoio concedido.

Ao CNPq, pela bolsa de estudos concedida durante o programa de mestrado.

A FAPESP/FAEP pelos recursos concedidos para a realização dos ensaios de campo

Em fim, a todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

Página

LISTA DE FIGURAS.....	xiv
LISTA DE QUADROS.....	xvii
LISTA DE TABELAS.....	xviii
LISTA DE FOTOS.....	xix
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS.....	xx
RESUMO.....	xxi
ABSTRACT.....	xxii
OBJETIVO.....	xxiii
1-INTRODUÇÃO.....	2
2-MATERIAL E MÉTODOS.....	10
3-CONCEITOS BÁSICOS.....	13
3.1- CONSTRUÇÕES RURAIS.....	13
3.1.1- Silos.....	13
3.1.1.1- Definição e Importância.....	13

3.1.1.2- Partes constituintes de um silo.....	15
3.1.1.2.1- Fundações.....	16
3.1.1.2.2- Pilares ou Apoios.....	17
3.1.1.2.3- Fundo da Célula.....	18
3.1.1.2.4- Célula.....	18
3.1.1.2.5- Cobertura.....	20
3.1.1.2.6- Torre.....	21
3.1.1.3- Carregamento nos silos para dimensionamento de sua estrutura	22
3.1.1.4- Algumas classificações de silos.....	23
3.1.2- Pontes de madeira para o meio rural.....	28
3.1.2.1- Generalidades.....	28
3.1.2.2- Partes constituintes de uma ponte de madeira composta por vigas principais simplesmente apoiada, com tabuleiro superior.....	30
3.1.2.2.1- Fundações.....	30
3.1.2.2.2- Vigas Principais.....	31
3.1.2.2.3- Tabuleiro.....	31
3.1.2.2.4- Guarda-corpo.....	32
3.1.2.2.5- Guarda-rodas ou Passeio.....	32
3.1.2.3- Solicitações nas pontes de madeira.....	33
3.1.2.3.1- Solicitações principais.....	33
3.1.2.3.2- Solicitações adicionais.....	33

3.1.2.3.3- Solicitações especiais.....	34
3.1.2.4- Classificações de pontes rodoviárias.....	34
3.1.2.5- Comentários a respeito de pontes de madeira para o meio rural	37
3.1.2.6-Tipos de fundações mais usuais para pontes de madeira.....	37
3.1.2.6.1- Contenção.....	38
3.1.2.6.2-Muros de Gravidade.....	39
3.1.2.6.3-Muros de Flexão.....	39
3.1.2.6.4-Mistos.....	39
3.1.2.6.5-Muros de Contrafortes.....	40
3.1.2.6.6-Muros de Gabiões.....	40
3.1.2.6.7-“Crib Wall”.....	40
3.1.2.7- Exemplos de aplicação.....	41
3.1.3- Galpões.....	51
3.1.3.1- Generalidades e Importância.....	51
3.1.3.2-Exemplos de fundação rasas.....	53
3.2- SOLOS DO INTERIOR DO ESTADO DE SÃO PAULO.....	56
3.2.1- Aspectos Geológicos.....	56
3.2.1.1- Introdução.....	56
3.2.1.2- Estratigrafia da Bacia do Paraná.....	56
3.2.2- Aspectos Geotécnicos.....	59
3.2.2.1- Coberturas Cenozóicas.....	59

3.2.2.1.1- Propriedades índices.....	64
3.2.2.2- Solo Residual do Grupo Bauru.....	66
3.2.2.2.1- Propriedades índices.....	68
3.2.3- Colapsibilidade.....	72
3.3- FUNDAÇÕES.....	77
3.3.1- Fundações diretas.....	77
3.3.2- Fundações profundas.....	79
3.3.3- Provas de cargas.....	86
3.3.3.1 Generalidade.....	86
3.3.3.2 Prova de carga estática.....	88
3.3.3.3 Prova de carga dinâmica.....	89
3.4- ESFORÇOS SOLICITANTES EM ESTRUTURAS.....	91
3.4.1- Ações a considerar.....	91
3.4.1.1- Cargas permanentes.....	91
3.4.1.2- Cargas acidentais.....	92
3.4.1.3-Ações excepcionais e ação do vento.....	92
3.4.1.4-Comentários Gerais.....	109
4-REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	120
4.1 COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES EM SOLOS ARENOSOS.....	120
4.1.1- Fundações superficiais (ou rasas ou diretas).....	120
4.1.1.1- Determinação da capacidade de carga de fundações superficiais	
.....	120

4.1.2- Fundações profundas.....	124
4.1.2.1- Determinação da capacidade de carga À compressão de fundações profundas.....	124
4.1.2.2- Fórmulas para a previsão da carga de ruptura.....	126
4.1.2.2.1- Aoki & Velloso (1975).....	126
4.1.2.2.2- Decourt & Quaresma (1978).....	128
4.1.2.3- Estacas Escavadas a trado à compressão analisadas.....	129
4.1.2.4- Estacas tipo Strauss à compressão analisadas.....	134
4.1.2.5-Estacas Apiloadas à compressão analisadas.....	136
4.1.2.6-Determinação da capacidade à tração de fundações profundas	137
4.1.2.7-Estacas Escavadas à tração analisadas.....	139
4.1.2.8-Estacas tipo Strauss à tração analisadas.....	140
4.1.2.9-Estacas Apiloadas à tração analisadas.....	140
4.1.3.0- Determinação da capacidade de carga de estacas carregadas horizontalmente.....	141
 5- EXEMPLOS PRÁTICOS DE CARGAS ATUANTES EM CONSTRUÇÕES RURAIS E MODELOS DE FUNDAÇÕES.....	145
5.1- Silos.....	145
5.1.1- Carregamentos devido ao peso próprio.....	145
5.1.2- Carregamento devido ao produto ensilado.....	146
5.1.3-Carregamento devido à ação do vento.....	147

5.1.4- Características do silo estudado.....	150
5.1.5- Carregamento no silo devido ao peso próprio e ao produto ensilado	150
5.1.5.1- Carregamento devido ao peso próprio.....	150
5.1.5.2- Carregamento devido ao produto ensilado.....	151
5.1.6- Carga aplicada sobre o solo de fundação.....	157
5.1.7- Determinação da pressão aplicada ao solo pela estrutura.....	157
5.1.8- Verificação à ação do vento.....	158
5.1.8.1- Verificação ao tombamento do conjunto.....	159
5.2- Pontes de Madeira para o Meio Rural.....	160
5.2.1- Para o cálculo da fundação.....	160
5.2.2- Determinação das solicitações e esforços nas pontes de madeira	161
5.2.3- Anteprojeto.....	162
5.2.4- Peso próprio total da ponte estudada.....	165
5.2.5- Dados para o cálculo das fundações.....	167
5.3- Galpões.....	175
5.3.1- Determinação dos esforços provenientes do efeito dos ventos.....	175
6- ANÁLISE DOS DADOS.....	182
7- CONCLUSÕES.....	190
8- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	194
ANEXO A	202

Ensaio de Campo Realizados.....	203
Prova de Carga em Estaca Apilada.....	203
ANEXO B	
ANEXO C	

LISTA DE FIGURAS

Página

FIGURA 1- Partes constituintes das unidades armazenadoras (Fonte: FORTES, 1985).....	15
FIGURA 2- Disposições de células em silos multicelulares (Fonte: FORTES, 1985).....	19
FIGURA 3- Veículos-Tipo para pontes rodoviárias (Fonte: LOGSDON, 1996).....	36
FIGURA 4- Fundação em estacas com contenção de madeira (Fonte: LOGSDON, <i>et ali</i> , 1997).....	42
FIGURA 5- Fundação em estacas com contenção mista de gabiões e madeira. (Fonte: LOGSDON, <i>et ali</i> , 1997).....	44
FIGURA 6- Fundação em estacas com muro de contenção em madeira preservada (Fonte: LOGSDON, <i>et ali</i> ,1997).....	45
FIGURA7- Fundações sobre muros de Gabiões (Fonte: LOGSDON, <i>et ali</i> ,1997).....	46
FIGURA 8- Fundação em Muro de Alvenaria (Fonte: LOGSDON, <i>et ali</i> ,1997).....	47
FIGURA 9- Fundação em estaca com contenção “crib-wall” (Fonte: LOGSDON, <i>et</i> <i>ali</i> ,1997).....	48
FIGURA 10- Fundação sobre muro de concreto (Fonte: LOGSDON, <i>et ali</i> ,1997).....	49
FIGURA 11- Fundação utilizando muro de concreto sobre estacas(Fonte: LOGSDON, <i>et</i> <i>ali</i> ,1997).....	50
FIGURA 12- Fundação do tipo rasa.....	55

FIGURA 13- Esboço da distribuição das unidades litoestratigráficas no Estado de São Paulo e sua divisão geomorfológica (baseados em IPT, 1981).....	57
FIGURA 14- Área de possível ocorrência de cobertura cenozóica no interior do Estado de São Paulo (adaptação de Melo & Ponçano, 1993).....	60
FIGURA 15- Perfis de sondagem (SPT) em algumas cidades do interior de São Paulo.....	63
FIGURA 16- Faixas granulométricas dos solos do sedimento cenozóico.....	64
FIGURA 17- Curvas de compactação - proctor normal.(Fonte: FERREIRA, 1991).....	65
FIGURA 18- Curvas granulométricas médias para o solo da região de Bauru. (Fonte: FERREIRA, 1991).....	69
FIGURA 19.1- Curvas de compactação - Local 1. (Fonte: FERREIRA, 1991).....	70
FIGURA 19.2- Curvas de compactação - Local 2. (Fonte: FERREIRA, 1991).....	71
FIGURA 19.3- Curvas de compactação - Local 3. (Fonte: FERREIRA, 1991).....	71
FIGURA 20- Ocorrência de colapso em prova de carga.....	72
FIGURA 21- Prova de carga em solo colapsível previamente inundado.....	74
FIGURA 22- Isopletas da Velocidade Básica. (Fonte: NBR 6123, 1988).....	100
FIGURA 23- Aspectos da alteração das linhas de fluxo em função da topografia.....	101
FIGURA 24- Teorema de Bernoulli.....	110
FIGURA 25- Forças aerodinâmicas.....	115
FIGURA 26- Coeficiente de arrasto C_a para edificações de Planta Retangular - vento de baixa turbulência(Fonte: NBR 6123, 1988).....	118
FIGURA 27- Distribuição de Frequência de Atrito Lateral Médio (r_L) ao Longo do fuste das Estacas com até 6,7 m de comprimento.....	133

FIGURA 28- Distribuição de Frequência de Pressão na Ponta (r_p) das Estacas com até 6,7 m de comprimento.....	133
FIGURA 29- Pressões nas paredes e tremonha do silo, devido ao produto ensilado (Fonte: VAZ, 1987).....	146
FIGURA 30- Coeficientes de arrasto em cilindros poligonais (Fonte: VAZ, 1987).....	148
FIGURA 31- Área frontal efetiva do cilindro hexagonal (Fonte: VAZ, 1987).....	149
FIGURA 32- Seção hexagonal do corpo do silo (Fonte: VAZ, 1987).....	154
FIGURA 33- Vista frontal do silo (Fonte: VAZ, 1987).....	156
FIGURA 34- Esquema da ponte em estudo (Fonte: LOGSDON, 1996).....	163
FIGURA 35- Dimensões finais da ponte em estudo(Fonte: LOGSDON, 1996).....	168
FIGURA 36- Valores mínimos do carregamento vertical sobre a cortina (Fonte: LOGSDON, 1996).....	170
FIGURA 37- Valores máximos do carregamento vertical sobre a cortina (Fonte: LOGSDON, 1996).....	171
FIGURA 38- Valores máximos do carregamento horizontal sobre a cortina (Fonte: LOGSDON, 1996).....	174
FIGURA 39- Características do galpão (Fonte: SALES <i>et ali</i> , 1994).....	176
FIGURA A1- Curva <i>Carga x Deslocamento</i> para a prova à tração.....	208
FIGURA A2- Curva <i>Carga x Deslocamento</i> para a prova com carregamento horizontal....	209
FIGURA A3- Curva <i>Coefficiente de reação horizontal do solo (η_h) x Deslocamento</i>	210

LISTA DE QUADROS

Páginas

QUADRO 1- Cargas dos veículos (Fontes: LOGSDON, 1996).....	35
QUADRO 2- Características do veículo (Fontes: LOGSDON, 1996).....	36
QUADRO 3- Valores de coeficientes K e α	127
QUADRO 4- Valores dos coeficientes F_1 e F_2	128
QUADRO 5- Características e resultados de estacas curtas analisadas.....	132
QUADRO 6- Características das estacas mais profundas e resultados obtidos.....	132
QUADRO 7- Características das estacas tipo Strauss e resultados obtidos.....	135
QUADRO 8- Características das estacas Apiloadas e resultados obtidos.....	136
QUADRO 9- Provas de carga à Tração em Solo Natural.....	139
QUADRO10- Valores de coeficiente ηh para o solo.....	143
QUADRO 11- Características dos materiais (Fonte: VAZ, 1987).....	152
QUADRO 11- Características dos materiais (Cont.) (Fonte: VAZ, 1987).....	153
QUADRO 12- Força de arrasto do vento sobre o silo(Fonte: VAZ, 1987).....	158
QUADRO 13- Cálculo do peso total, sobre o tabuleiro (Fonte: LOGSDON, 1996).....	166

LISTAS DE TABELAS

Páginas

TABELA 1- Escala de Beaufort (Fonte: NBR 6123, 1988).....	95
TABELA 2 a- Parâmetros meteorológicos para o Fator S2. (Fonte: NBR 6123, 1988).....	106
TABELA 2 b- Fator S2 (Fonte: NBR 6123, 1988).....	107
TABELA 3- Valores mínimos para o fator S3 (Fonte: NBR 6123, 1988).....	108
TABELA 4- Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular. (Fonte: NBR 6123, 1988).....	113

LISTA DE FOTOS

	Páginas
FOTO 1- Conjunto de silos com várias células.....	4
FOTO 2- Conjunto de silos com várias células.(foto aproximada).....	4
FOTO 3- Ponte de madeira.....	5
FOTO 4- Ponte de madeira.....	5
FOTO 5- Galpão rural.....	6
FOTO 6- Galpão rural.....	6
FOTO 7- Construção apresentando tombamento por problemas de recalques de fundação.....	7
FOTO 8- Construção fora de sua verticalidade original por problemas de recalques de fundação.....	7
FOTO 9- Cobertura de construção danificada pela ação do vento.....	8
FOTO 10- Detalhe de portão arrancado de sua posição original pela ação do vento.....	8
FOTO A1- Prova de carga à Tração.....	204
FOTO A2- Prova de carga à Tração.....	204
FOTO A3- Prova de carga com Carregamento Horizontal.....	205
FOTO A4- Prova de carga com Carregamento Horizontal.....	205

RESUMO

Visando-se a implantação de estruturas rurais de pequeno e médio porte como: silos, pontes de madeira para o meio rural e galpões, em solos arenosos do interior do estado de São Paulo, neste trabalho são apresentadas noções e exemplos práticos de cálculo de esforços, que chegam nas fundações destas estruturas, bem como dados de comportamento de fundações nestes solos.

São apresentados e analisados dados de carga de ruptura obtidos através de provas de carga diretas e provas de carga de estacas escavadas, apiloadas e tipo strauss, submetidas a carregamentos de compressão, tração e lateral. É analisado o efeito da inundação do solo, devido a sua característica colapsível, no comportamento das fundações.

ABSTRACT

The behavior of small and medium rural structures as silos, rural wood bridges and sheds with foundations laid on countryside on São Paulo State is analysed. Notions and practical examples of calculation of efforts that reach the foundations of these structures, as well as data of behavior of foundations in those soils are presented.

Data of rupture load obtained from direct load tests in superficial soil and load tests in bored piles, pounded piles (apiloadas) and strauss piles, submitted to compression, traction and lateral loads are presented. The soaking effect in the soil behavior is analysed.

OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivo apresentar a aplicação de elementos de fundações em construções rurais como: silos, pontes de madeira para o meio rural e galpões. Foram realizados estudos da viabilidade da execução de estruturas de fundações nestas edificações, considerando para tanto que as mesmas serão implantadas em solos arenosos colapsíveis do interior do Estado de São Paulo.

Capítulo 1

Introdução

1. INTRODUÇÃO

É comum ocorrerem problemas em obras construídas sobre fundações projetadas e executadas de maneira inadequadas, seja devido à utilização de uma taxa de trabalho do solo com valores superiores aos reais, ou na utilização de cargas, provenientes da construção com valores inferiores aos existentes, devido à análises errôneas dos arranjos estruturais, ou ainda, devido a má execução dos serviços, muitas vezes executados por pessoas sem nenhum conhecimento técnico, interpretando erroneamente os projetos executivos.

A combinação desses três fatores, ou a ação independente de qualquer um deles, tem trazido na maioria das vezes consequências trágicas, podendo levar as construções a sua não utilização, seja devido a acentuados recalques ou pelo próprio estado de ruína.

Na intenção de contribuir para minimizar tais problemas, principalmente nas áreas rurais, são estudados neste trabalho: silos, pontes de madeira para o meio rural e galpões, que pelas suas características próprias, requerem conhecimento intimamente relacionados com áreas da engenharia civil.

Estas edificações são analisadas independentemente, verificando suas características construtivas, materiais mais comumente utilizados, formas arquitetônicas, arranjos estruturais,

enfim, o necessário para se estabelecer as cargas provenientes da construção, que irão solicitar os elementos de fundação, seja na forma de cargas de compressão, tração ou esforços laterais. Conhecendo também o solo onde estas edificação obrigatoriamente deverão ser implantadas, o solo arenoso do interior do Estado de São Paulo, que recobre grandes extensões, cerca de 50 % de todo o Estado, compreendendo a faixa do interior, são indicados elementos de fundação que melhor se adaptem a essas condições.

Os elementos de fundações apresentados para as edificações foram verificados de maneira técnica e economicamente viáveis para as várias situações apresentadas.

Nas fotografias apresentadas a seguir pode-se observar alguns exemplos de construções rurais como silos, pontes de madeira e galpões, e também construções danificadas tanto pelo afundamento devido a recalques, como pela ação dos ventos. No anexo C pode-se observar ainda duas reportagens retiradas de jornais locais, que comentam sobre construções danificadas devido ao colapso do solo em função da inundação e outra devido a ocorrência de uma tempestade com a incidência de fortes ventos.



FOTO 1 - Conjunto de silos com várias células

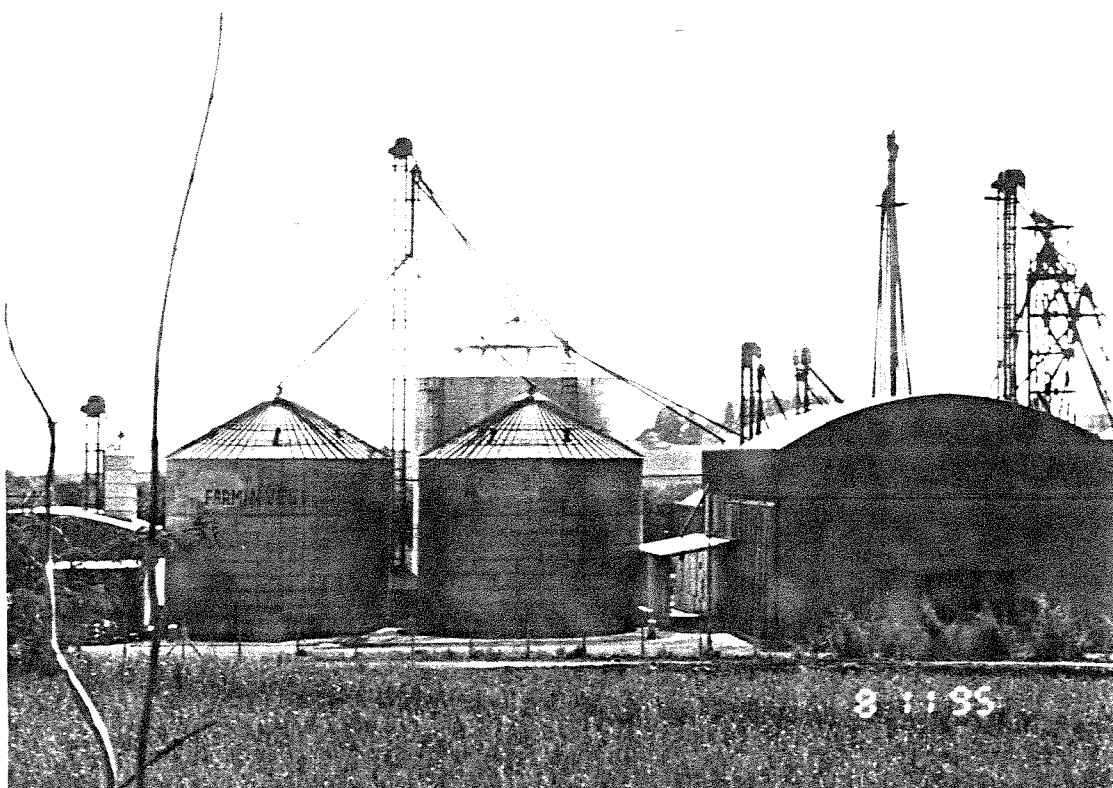


FOTO 2 - Conjunto de silos com várias células (foto aproximada)

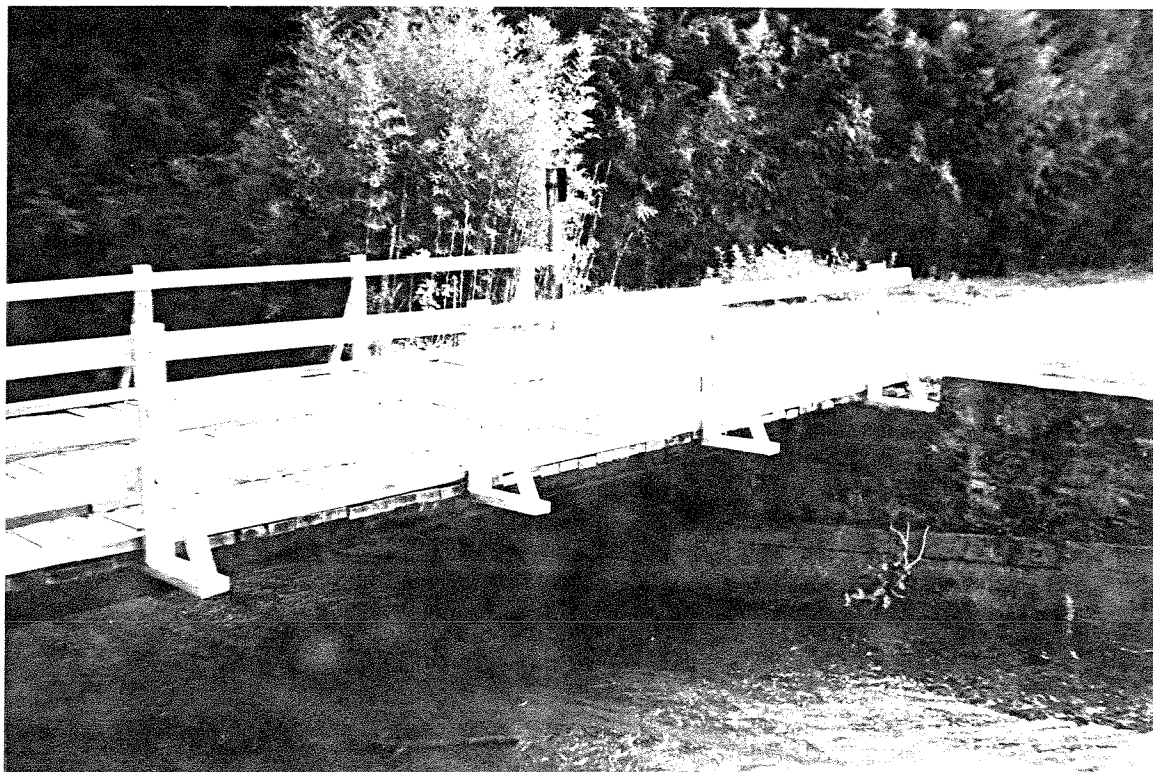


FOTO 3 - Ponte de madeira composta por vigas simplesmente apoiada,
com tabuleiro superior



Foto 4 – Detalhe de recalque de pilar de alvenaria em ponte de madeira



FOTO 5 – Galpão rural.



FOTO 6 – Galpão rural.

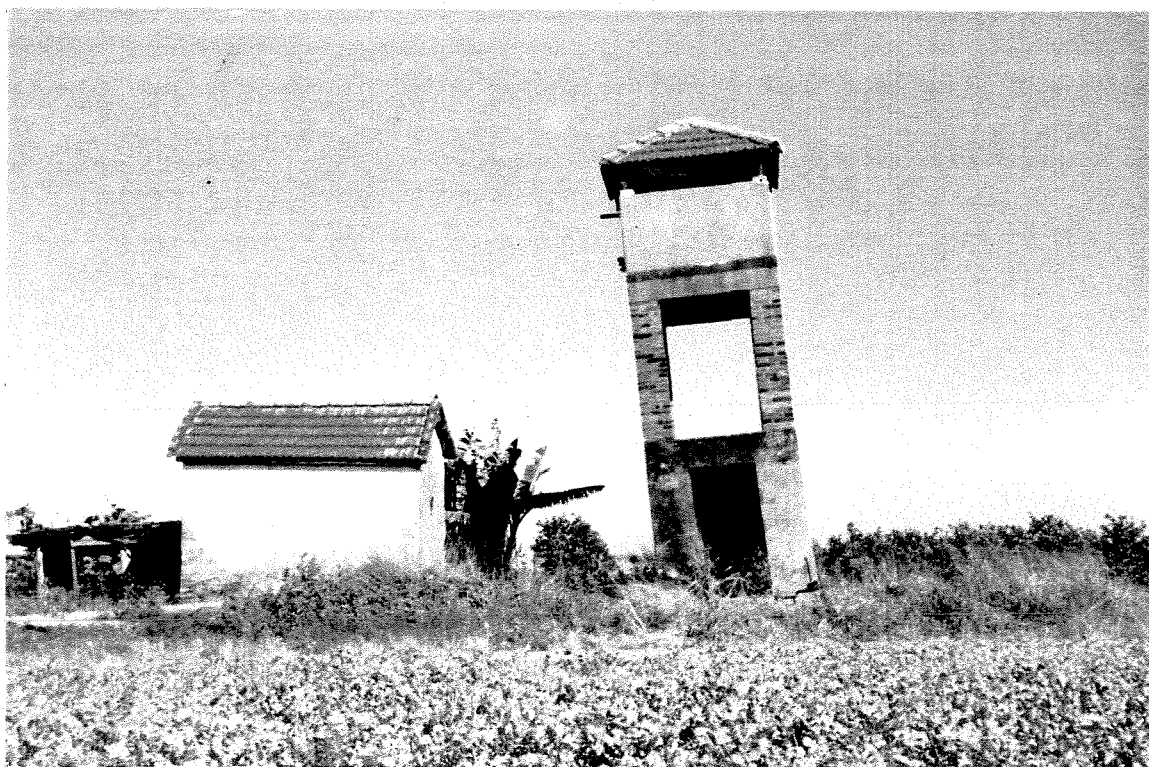


FOTO 7 - Construção apresentando tombamento por problemas de recalque de fundação.

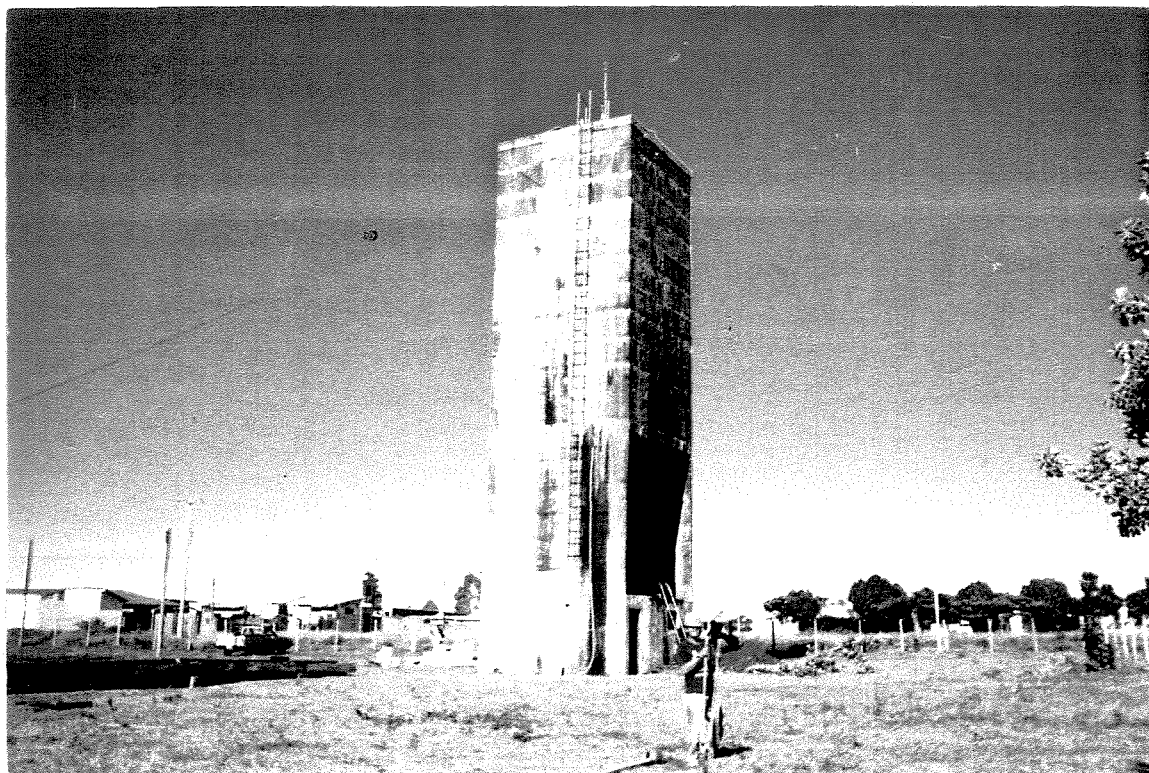


FOTO 8- Construção fora de sua verticalidade original por problemas de recalque de fundação.



FOTO 9 – Cobertura de construção danificada pela ação do vento.



FOTO 10 – Detalhe de portão metálico arrancado de sua posição original pela ação do vento.

Capítulo 2

Material e Métodos

2. MATERIAL E MÉTODOS

Pretende-se atingir os objetivos deste trabalho através da apresentação dos seguintes tópicos:

- apresentação de conceitos básicos sobre os tipos de construções rurais estudadas,
- apresentação de exemplos práticos de cálculos de esforços nas fundações das construções estudadas,
- realização de ensaios de campo, execução de provas de carga à tração e a compressão, estando o solo em sua umidade natural e inundado, em estacas apiloadas, visando complementar os dados disponíveis na literatura,
- levantamento de informações sobre o comportamento de fundações diretas neste tipo de solo,
- levantamento de informações sobre o comportamento de estacas escavadas, apiloadas e tipo Strauss, submetidas à carregamentos de compressão, tração e horizontal, neste tipo de solo,

- levantamento de dados sobre o efeito da colapsividade no comportamento das fundações, quando ocorre a inundação do solo,
- agrupamento de dados de diversos locais, por tipo de fundações e tipo de carregamento, visando identificar comportamentos padrões para toda região analisada,
- discussão sobre a viabilidade da utilização dos tipos de fundações estudadas, nos tipos de construções rurais de pequeno e médio porte analisadas.

Capítulo 3

Revisão de Conceitos
Básicos Sobre Construções
Rurais, Solos do Interior ,
Fundações e Esforços
Solicitantes em Estrutura

3. CONCEITOS BÁSICOS

3.1 CONSTRUÇÕES RURAIS

Serão apresentados a seguir definições e conceitos de construções rurais, baseados nos seguintes autores: *Jorge Fortes Filho*, para silos, *Norman Barros Logsdon*, para pontes de madeira para o meio rural e, também deste autor, para galpões. Recomenda-se que para maiores informações e detalhes, os mesmos poderão ser retirados de trabalhos desses autores.

3.1.1 SILOS

3.1.1.1 Definição e Importância

Silo: construção destinada a armazenar e conservar qualquer material granular ou pulverulento a granel. O termo unidade, ou conjunto de armazenagem engloba tanto os depósitos propriamente ditos, onde fica o produto armazenado, como a construção que envolve as máquinas para transportes, conservação, beneficiamento, mistura e, outras partes constituintes.

Os silos são construídos com os mais diversos materiais como: concreto armado (às vezes protendido), chapas metálicas lisas, onduladas, corrugadas (trapezoidais), madeira, alvenaria de tijolos ou blocos de concreto, que podem estar cintados por fios de aço, argamassa armada, chapas plásticas, membranas de lona ou de plástico e outros.

Os silos são encontrados em fazendas, indústrias químicas, da construção civil, de alimentação, de mineração, siderúrgicas, portos etc., armazenando sementes, forragens, cereais, farinhas, compostos químicos, fertilizantes, cimento, cal, minério, carvão, etc. Os silos a serem estudados neste trabalho serão apenas os designados às áreas de atividades rurais.

O manuseio de produto a granel de grãos alimentícios e o seu armazenamento em silos adequados contribuem eficazmente para o abastecimento de um país, pois apresentam as seguintes vantagens:

- permitem armazenar diferentes espécies de grãos, podendo o silo ser ocupado várias vezes ao ano;
- permitem regular o abastecimento de determinado tipo de cereal;
- diminuem a um nível mínimo as perdas do produto ensilado, ao mesmo tempo que propicia um produto limpo, livre do ataque de insetos, roedores, microrganismos e, com qualidades alimentícias preservadas;
- reduzem, apreciavelmente, os custos de comercialização do produto com a eliminação da sacaria e redução do custo de manuseio;
- permitem o armazenamento por diversos anos, sem alterações substanciais do produto ensilado, evitando assim as flutuações de oferta no mercado interno e externo;

- propiciam a regularização dos transportes, principalmente por ocasião de uma safra abundante;
- possibilitam um controle efetivo dos estoques.

3.1.1.2 Partes constituintes de um silo

Tecendo-se comentários sobre cada uma das partes constituintes de uma unidade armazenadora procurar-se-á, fornecer indicações de ordem construtiva. Na figura 1 apresentam-se esquematicamente duas unidades, através de suas plantas e cortes verticais correspondentes, indicando-se as partes constituintes de cada um. As figuras 1.a e 1.b dizem respeito a um silo com várias células. As figuras 1.c e 1.d dizem respeito a um silo com um único local para armazenamento do produto ou uma única célula.

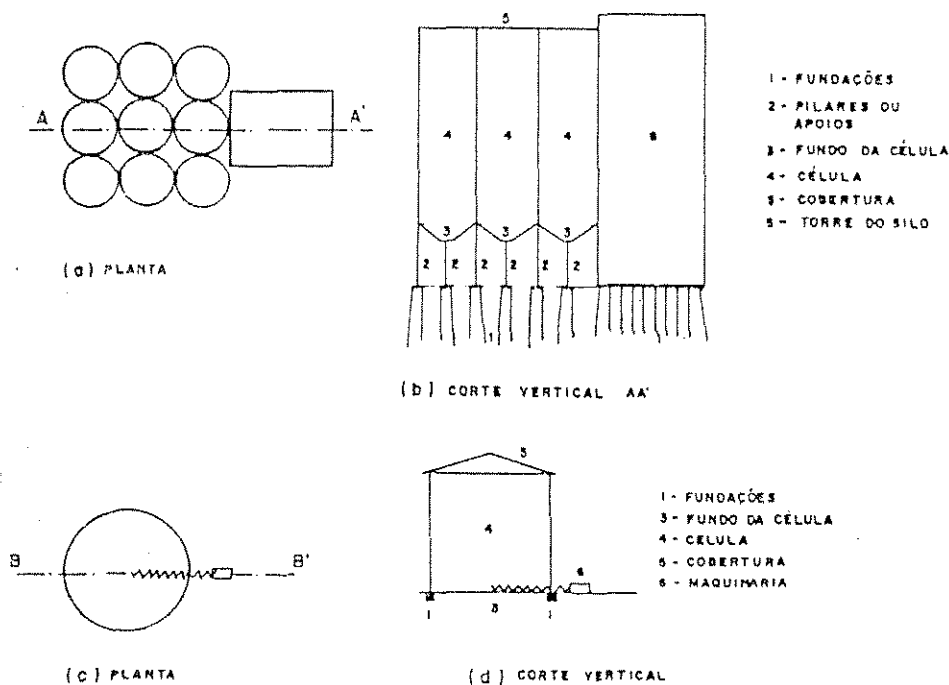


FIGURA 1 - Partes constituintes das unidades armazenadoras. (Fonte: FORTES, 1985)

3.1.1.2.1 Fundações

Devido ao peso do produto ensilado, da estrutura e da maquinaria, estar aplicado em uma área relativamente pequena, são exercidas sobre o solo, abaixo dos silos, altas pressões. O tipo de fundação a ser utilizado, depende basicamente, das condições locais e das características da estrutura e das cargas aplicadas.

Nota-se que nos silos, ao contrário do que ocorre nas edificações corriqueiras, grande parte da carga no solo é aplicada após a conclusão da construção (cerca de 60 % ou mais no caso de silos de concreto e cerca de 90 % ou mais, no caso de silos metálicos) e em período relativamente curto, o que pode acarretar rupturas de solos argilosos com baixa permeabilidade, ou recalques imediatos consideráveis (FORTES, 1985).

Os sucessivos enchimentos e esvaziamentos das células do silo, principalmente naquelas em que o nível de produto ensilado sofre grandes variações, ocasionam variações nos valores das tensões no solo, que provocam alteração no valor do módulo de deformabilidade do solo e a existência de deformações residuais e permanentes. O módulo de deformabilidade aumenta com as sucessivas variações de tensões, até atingir um valor estável superior ao inicial, sendo que as deformações acumuladas durante as variações de tensões podem ser consideráveis (FORTES, 1985).

É comum, nos silos dotados de várias células, algumas ou todas terem cada uma, um nível de produto ensilado diferente, o que pode acarretar grandes variações de pressões no solo, conduzindo ao aparecimento de recalques diferenciais danosos à estrutura; por este motivo deve-se analisar as várias combinações de carga no cálculo da fundação.

Para a sustentação dos silos são utilizados os vários tipos de fundações, como sapatas, "*radiers*", estacas e outros, utilizando-se, quando possível, poços para diminuir a pressão no solo, principalmente no caso dos silos altos.

A ação do vento sobre o silo tendendo ao tombamento da construção não deve ser esquecida no dimensionamento da fundação.

O material mais utilizado nas fundações dos silos é o concreto armado.

3.1.1.2.2 Pilares ou Apoios

O recipiente onde está o produto ensilado pode estar apoiado diretamente no solo, ou afastado deste, apoiando-se em pilares que levam às fundações e, estas ao solo o carregamento proveniente da estrutura. Quando se tem a existência dos pilares, a distribuição destes é condicionada pela distribuição das células do silo, pela localização da maquinaria e do acesso de veículos a determinado ponto abaixo das células. Nos silos com células de seção transversal circular é conveniente, estruturalmente, colocar-se o eixo do pilar coincidindo com a reta vertical obtida pelo encontro das superfícies médias das paredes de duas células e, nos silos com células de seção transversal poligonal o eixo deve coincidir com as interseções dos planos médios de duas paredes adjacentes. É bastante comum algumas das paredes das células, com fundos distantes do solo, prosseguirem abaixo do fundo da célula até o solo, servindo como elementos de apoio.

Comumente, unindo os topos dos pilares, têm-se vigas de eixo reto ou circular, de acordo com a forma da seção transversal da célula, dispostas abaixo das paredes das células, nas interseções destas com seus fundos (FORTES, 1985).

3.1.1.2.3 Fundo da Célula

O fundo da célula pode ser plano, uma placa, ou ter a forma de um funil, recebendo então a denominação de tremonha, cujas formas mais comuns são as tronco-cônicas e as tronco-piramidais.

É pelo fundo da célula, por uma saída denominada abertura de descarga ou orifício de saída, que o produto ensilado deixa a célula, sendo descarga a denominação dada à retirada do produto do interior da célula, podendo ser realizada naturalmente por ação da gravidade ou por meio de equipamentos apropriados. Quando o centro do orifício coincide com o eixo da célula tem-se uma descarga centrada, caso contrário, tem-se uma descarga excêntrica. O processo de enchimento da célula é denominado carga ou enchimento.

Normalmente o fundo da célula é construído com concreto armado ou com chapas metálicas.

3.1.1.2.4 Célula

A célula é um compartimento onde fica armazenado o produto a ser preservado. A célula pode ter as mais variadas formas sendo as mais comuns as prismáticas e cilíndricas cujo eixo coincide com a vertical. Um silo pode ter uma ou mais células, denominando-se, no primeiro caso, silo unicelular ou de célula única e, no segundo caso, silo multicelular ou de várias células, sendo que, no caso do silo unicelular, a célula na maior parte das vezes é cilíndrica e raramente tem a forma de um prisma alongado (FORTES, 1985).

O silo multicelular apresenta algumas vantagens frente ao silo unicelular, pois pode se movimentar a massa ensilada de uma célula para outra provocando uma aeração que é benéfica em certas ocasiões para a conservação do produto. No silo multicelular as células podem estar dispostas de inúmeras maneiras, apresentando-se na figura 2 alguns exemplos através de cortes transversais esquematizados do conjunto de células.

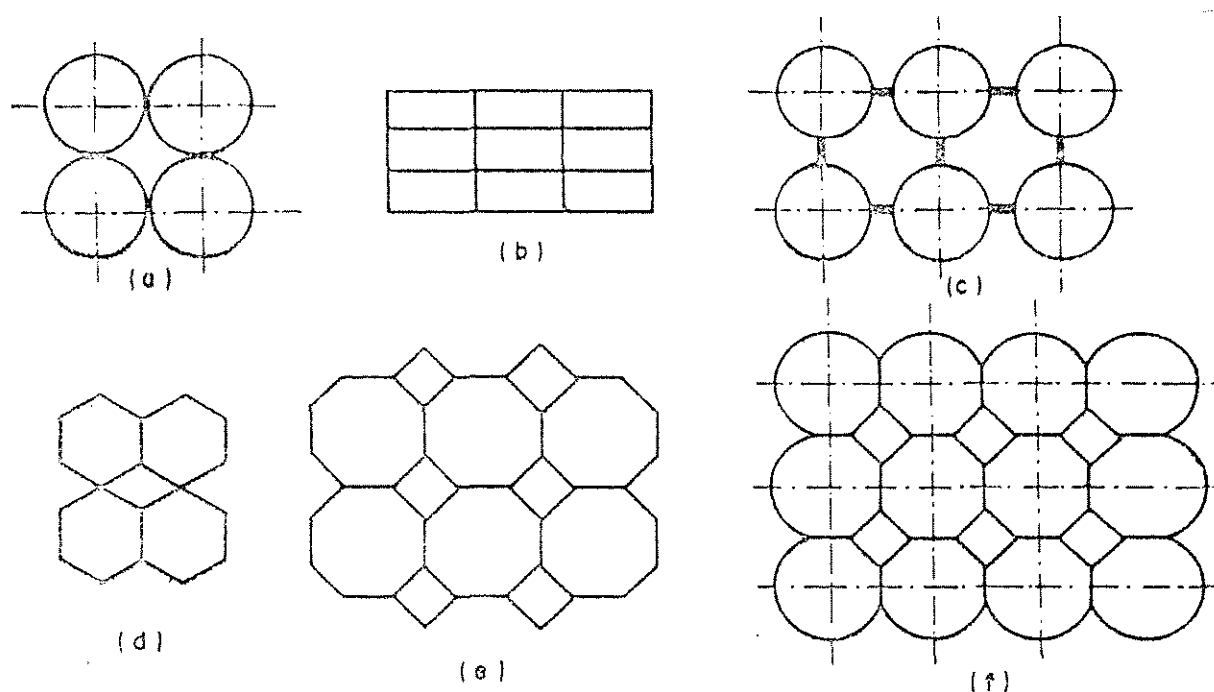


FIGURA 2 - Disposição de células em silos multicelulares. (Fonte: FORTES, 1985)

Observando-se a figura 2 vê-se que, com exceção da disposição (b), todas as outras disposições proporcionam espaços pequenos entre as células, denominados de intercélulas, que são aproveitados para armazenarem produtos ou servir de conduto para a descarga. A disposição mostrada na figura (f) é preconizada por THEIMER (1969), como a melhor sob o ponto de vista econômico.

Outra vantagem do silo multicelular é que neste se obtém uma maior relação entre a capacidade de armazenamento e a quantidade de material de construção, pois uma ou mais paredes são comuns a duas células, obtendo-se um menor custo por unidade de volume armazenado considerando-se apenas o material de construção do silo, todavia, deve-se ter em conta que outros fatores interferem no custo final como maquinaria, processo construtivo, etc.

As células são construídas com os mais diversos materiais de construção sendo os mais utilizados o concreto armado (e menos freqüentemente o concreto protendido) e, chapas metálicas lisas, onduladas e corrugadas (trapezoidais). Outros materiais também utilizados são a madeira, alvenaria de tijolos ou blocos de concreto, que podem estar cintados por cabos de aço, argamassa armada, lonas, membranas plásticas e outros.

3.1.1.2.5 Cobertura

Comumente a cobertura é constituída do mesmo material de construção das paredes no caso dos silos de concreto e nos de chapas metálicas. Nos silos de madeira é comum se

empregarem cúpulas de madeira, ou os telhados convencionais de telhas de barro cozido, ou fibrocimento.

As coberturas de silos unicelulares são comumente placas, cúpulas, ou telhados convencionais, possuindo às vezes aberturas para enchimento e entrada de pessoas na célula. Nos silos multicelulares de concreto tem-se quase sempre uma placa cobrindo todas as células, sendo comum esta placa servir de piso para suportar equipamentos e facilitar a inspeção das células e acima desta, vir a cobertura que é outra placa de concreto.

Nos silos multicelulares de chapa corrugada, cada célula tem sua cobertura.

3.1.1.2.6 Torre

A torre, também denominada coração do silo, abriga o centro de controle do silo e a totalidade ou parte dos vários equipamentos necessários para as operações básicas de armazenamento. A torre pode localizar-se em posição central ou lateral ao conjunto de células. Nos silos de célula única a torre comumente não existe no caso dos pequenos silos, ou é apenas um pequeno galpão onde ficam as máquinas de tratamento e beneficiamento do produto a ser ensilado. Nas indústrias os equipamentos para conservação e transporte do produto ensilado podem estar dispostos em vários locais devido a características de cada processo produtivo, podendo não existir assim uma construção, a torre, que contenha o centro de controle e os equipamentos do silo.

3.1.1.3 Carregamento nos silos para dimensionamento de sua estrutura

Os silos podem ser projetados e construídos com qualquer forma ou tamanho, ajustando-se aos diversos requisitos ou processos para os quais são planejados; entretanto, sempre a primeira condição para o desenvolvimento do projeto estrutural é o perfeito conhecimento das forças que atuam sobre a estrutura.

Os critérios de projetos para silos são similares aos de outras estruturas, todavia, são necessários cuidados especiais, devido à influência das condições funcionais e geométricas e ao fato de que a estrutura, freqüentemente, é carregada para 100 % da carga de projeto.

Os carregamentos a serem considerados nos cálculos, normalmente são:

- peso próprio;
- cargas de equipamentos (estruturas de transportes ou alimentadores);
- produto armazenado (durante o enchimento, o repouso e o esvaziamento);
- cargas dinâmicas (terremotos, vibrações...);
- sedimentos das fundações;
- efeitos térmicos (temperatura do ar, temperatura do produto armazenado);
- ações do vento.

A combinação destas ações deve ser feita com muito cuidado visto serem, normalmente, incertas suas determinações (VAZ, 1987).

3.1.1.4 Algumas classificações de silos

Os silos podem ser classificados de diversos modos, sendo apresentado aqui seis classificações: quanto à construção em relação ao solo, quanto ao material de construção, quanto à categoria, quanto à entrada de ar, quanto à capacidade estática, definida como o volume ou peso máximo de produto que o silo pode armazenar e, quanto ao sentido de maior dimensão da célula.

Quanto à construção em relação ao solo

a) Silos elevados ou aéreos:

São caracterizados por serem construídos acima do nível do solo; todos os grandes silos com células de muitos metros de altura geralmente são deste tipo.

b) Silos subterrâneos:

São aqueles em que os compartimentos para a estocagem localizam-se abaixo do nível do solo. São construções mais simples que os silos elevados, porém estão sujeitos à infiltração de água e têm descarga mais lenta.

c) Silos semi-subterrâneos:

São unidades intermediárias entre os dois tipos anteriores, pois parte de sua construção fica acima do solo e parte abaixo.

Quanto ao material de construção:

a) Silos de madeira:

São silos com capacidade relativamente pequena, apresentando algumas desvantagens como o perigo de incêndio e pouca durabilidade. Nas regiões onde a madeira é um material de construção disponível e barato, tais silos devem ser vistos com interesse.

b) Silos de alvenaria:

São silos construídos com tijolos ou blocos de concreto e argamassa de cimento; são pouco utilizados no Brasil.

c) Silos de concreto:

Estes silos subdividem-se em silos de concreto armado e de concreto protendido e destinam-se geralmente ao armazenamento de grandes volumes, possuindo várias células. Os silos de concreto armado são geralmente multicelulares com células cilíndricas interligadas com grande altura. Os silos de concreto protendido não são usuais, podendo-se citar exemplos de silos formados por um conjunto de células cilíndricas isoladas com grande

diâmetro e de silos constituídos por peças pré-moldadas onde uma das funções da protensão é solidarizar estas peças.

d) Silos metálicos:

São geralmente pré-fabricados de pequena e média capacidade cujas paredes das células são de chapas lisas ou onduladas de aço, alumínio ou ferro galvanizado, montados sobre um piso de concreto. Estes silos são muitas vezes constituídos de várias células cilíndricas isoladas, conseguindo-se atingir então uma grande capacidade de armazenamento. Os silos cujas paredes das células são constituídas de chapas corrugadas (trapezoidais) são geralmente elevados.

e) Silos de argamassa armada:

São silos não usuais no Brasil, porém os de pequeno porte são construídos em países do Sudeste Asiático e da África, encontrando-se silos de grande porte construídos com este material na URSS.

Quanto à categoria:

a) Silos agrícolas:

São todos aqueles destinados à estocagem de grãos alimentícios e quanto à função podem ser:

a.1) silos de granja:

Geralmente pequenos, construídos de concreto armado, chapas metálicas, madeira, destinam-se a facilitar a manipulação dos grãos e diminuir os custos com sacarias.

a.2.) silos coletores ou regionais:

Estão localizados em zonas de produção e servem para coletar e beneficiar uma parcela significativa da produção de grãos da região ao seu alcance.

a.3.) silos intermediários:

Estes silos acham-se localizados em pontos estratégicos da malha de vias de transporte e visam regular e escalonar os fluxos que se dirigem aos terminais portuários, proporcionando um armazenamento temporário.

Quanto a entrada de ar:

a) Silos herméticos:

Neste tipo de silo a troca do ar no interior da célula com o exterior é impedida, fato este importante na conservação do produto.

b) Silos não herméticos:

São aqueles em que nenhum impedimento é feito à troca de ar entre o interior da célula e o exterior.

Quanto a capacidade estática:

Os silos podem ser classificados como de pequeno, de médio e de grande porte. Os valores das capacidades que identificam o porte dos silos não foram encontrados na bibliografia pesquisada. Pode-se dizer que os pequenos silos têm quase sempre apenas uma célula e estão presentes nas pequenas granjas e fazendas, tendo pequenas dimensões; os silos de médio porte encontram-se nas grandes fazendas ou servem para guardar a produção agrícola de regiões produtoras; os grandes silos têm geralmente muitas células e são encontrados nos portos, ou em locais onde há necessidade de guardar grandes quantidades de determinados produtos. Nas indústrias têm-se geralmente os silos de pequeno e médio porte, sendo comum os "*bunkers*".

Quanto ao sentido da maior dimensão da célula:

Existe ainda uma classificação, bastante utilizada no Brasil, que distingue os silos segundo o sentido de desenvolvimento da célula, separando-os em silos horizontais, se uma das dimensões do fundo do silo prevalece em relação à altura e, em silos verticais, se a altura da célula prevalece em relação às dimensões da base.

Os silos horizontais são geralmente alongados e compostos de compartimentos cuja capacidade individual deve ser inferior a 20 % da capacidade total do silo.

3.1.2 Pontes de madeira para o meio rural

3.1.2.1 Generalidades

Ponte rodoviária, segundo a ABNT (1984), é toda e qualquer estrutura destinada a permitir a transposição de um obstáculo natural ou artificial, por veículos rodoviários possíveis de trafegar na via terrestre de que faz parte (NBR-7182, item 2.1).

Nos últimos anos, a construção de pontes de madeira em estradas vicinais tem indicado mudanças no sentido da utilização de arranjos estruturais mais elaborados, que possam propiciar maior segurança e durabilidade DIAS *et al* (1992). Alguns exemplos são: pontes com vigas principais simplesmente apoiadas com tabuleiro superior, pontes constituídas por viga bicircular, composta por postes interligados com anéis metálicos, pontes constituídas por postes de menor diâmetro, dispostos transversalmente à direção das vigas principais, pontes com sistema estrutural em pórtico, onde a viga principal superior está escorada por diagonais ou apoios perpendiculares à viga, pontes com arranjos estruturais na forma de treliças ou ainda pontes estaiadas.

A madeira tem sido um dos materiais mais utilizados pelo homem, nos mais variados setores de atividades. Com relação ao caso específico das pontes, pode ser observada, ainda nos dias de hoje, a utilização de técnicas construtivas não condizentes ao nível atingido em pesquisas e estudos desenvolvidos no nosso país e no exterior (DIAS *et al*, 1992).

A possibilidade de utilização de madeira de reflorestamento devidamente preservada contra o apodrecimento, abriu uma grande perspectiva para a construção de ponte de madeira., tornando-se um excelente material, não só pela sua disponibilidade em locais não muito distantes da execução da obra, como pelo seu potencial de resistência e durabilidade, fazendo-a economicamente interessante. Entretanto, o que se observa é a pouca utilização deste material na construção de pontes de pequenos vãos, sem procedimentos capazes de permitir a elaboração de projetos cujos produtos finais sejam de nível adequado, possibilitando a construção de estruturas satisfatórias (DIAS *et al*,1992).

O estudo sistemático de madeira, principalmente da espécie eucalipto citriodora, para emprego na construção de pontes, teve início com os trabalhos desenvolvidos por Hellmeister no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) da Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

A utilização dos postes de eucalipto, possibilitou a construção de várias pontes de madeira, com diversos sistemas estruturais, contudo, o sistema estrutural mais elementar, o de vigas simplesmente apoiadas, tornou-se o mais difundido, com limitação do vão máximo que pode ser empregado em torno de 10 metros. Uma estimativa do número de vigas principais pode ser obtida em função do espaçamento entre elas, que deve situar-se entre 1,5 e 2 metros.

O engenheiro LOGSDON (1996), apresenta em seu trabalho "Cálculo simplificado, da superestrutura, de pontes rodoviárias de madeira em viga simplesmente apoiada com tabuleiro superior - uma necessidade do engenheiro florestal" importantes subsídios para o dimensionamento e detalhamento das várias situação de carga e sobrecarga, utilizando os postes de madeira. Limitando-se o problema a pontes em vigas simplesmente apoiada com

tabuleiro superior, nas quais as vigas principais são uniformemente distribuídas sob o tabuleiro, apresentando uma proposta para o cálculo simplificado, da superestrutura, prevendo a utilização de tabelas, obtidas com o auxílio de linhas de influência, que fornecem diretamente os efeitos máximos, devidos ao carregamento móvel, permitindo a construção dos envoltórios de máximos.

O estudo da madeira para a construção de pontes, tem sido incrementado nos últimos 20 anos, com o aperfeiçoamento de diversos sistemas construtivos, que procuram extrair ao máximo, as características peculiares deste material. Com isso têm surgido várias oportunidades de complementação dos estudos acadêmicos, através de diversas estruturas de pontes.

3.1.2.2. Partes constituintes de uma ponte de madeira composta por vigas principais simplesmente apoiada, com tabuleiro superior

As pontes de madeira compostas por vigas principais simplesmente apoiadas, com utilização de tabuleiro superior são de certa forma bastante simples e, são compostas geralmente por:

3.1.2.2.1 Fundações

São elementos de ligação entre as vigas principais e o solo, podendo ainda haver um elemento intermediário, como no caso de pontes onde suas vigas principais são apoiadas em pilares, que por sua vez são apoiados nos elementos de fundação, podendo ser compostos pelos mais variados tipos, como fundações rasas ou profundas, tendo como finalidade principal transferir as cargas da superestrutura para o solo. São projetadas e executadas de forma que tais cargas, atendendo os coeficientes de segurança, não permitam que o solo entre em colapso ou tenham recalques que possam por em perigo a utilização da estrutura.

3.1.2.2.2 Vigas Principais

São postes de madeira que podem ter seções variadas tanto na sua forma como na sua dimensão, sendo determinada em função da utilização estrutural da ponte, com as seções podendo ser circulares, retangulares, falquejadas, laminadas, etc.

As vigas principais são aquelas que recebem todos os esforços provenientes do resto da estrutura e, tem como função, além de suportar as cargas permanentes, acidentais e ações excepcionais e de ventos, transferi-las para os apoios ou fundações.

3.1.2.2.3 Tabuleiro

Geralmente formados por tábuas fixadas nas vigas principais por pregos, parafusos, tirantes ou ainda tarugos de madeira encaixados sob pressão. Recebem todo o tráfego dos veículos que pela ponte transitam, servindo como pista de rolamento. Sobre o tabuleiro pode existir ainda revestimento, compostos pelos mais variados materiais como: saibro, betumes, concreto asfáltico ou concreto comum.

3.1.2.2.4 Guarda-corpo

São proteções laterais, que têm por finalidade impedir a queda de transeuntes para fora da ponte. Servem também como guia visual para os veículos. São formadas na maioria das vezes de tábuas de madeira de pequenas dimensões e são fixadas nas pontes da mesma maneira que o tabuleiro.

3.1.2.2.5 Guarda-rodas ou Passeio

É o lugar destinado nas pontes para os transeuntes e tem como finalidade além de servir como passeio para os pedestres, servir como proteção adicional para que os veículos não adentrem o passeio. São formadas por pequenas vigas ou tábuas fixadas sobre o tabuleiro.

3.1.2.3 Solicitações nas pontes de madeira

As cargas e demais influências que causam esforços solicitantes nas pontes rodoviárias de madeira, segundo LOGSDON (1982), podem ser subdivididas em três categorias: as principais, as adicionais e as especiais.

3.1.2.3.1 Solicitações principais

Entende-se por solicitações principais aquelas que devem ser consideradas no cálculo de qualquer tipo de estrutura, são elas:

- cargas permanentes ou cargas mortas
- carga móvel ou carga acidental vertical

3.1.2.3.2. Solicitações adicionais

As solicitações adicionais são aquelas que somente necessitam ser consideradas em certos tipos de estruturas, ou mesmo as que podem ser desprezadas no estudo de estruturas de menor importância, como:

- impacto vertical
- força longitudinal
- força centrífuga

- ventos

OBS.: Nas pontes de madeira o impacto vertical é uma solicitação adicional, já nas pontes de concreto ou de aço é uma solicitação principal (LOGSDON, 1996).

3.1.2.3.3 Solicitações especiais

São as que aparecem em projetos de características peculiares e devem ser estabelecidas em cada caso particular. Como por exemplo de solicitações especiais, tem-se:

- choque de veículos contra pilares de pontes rodoviárias
- choques de barcos contra as paredes laterais de pontes canais

3.1.2.4 Classificação de pontes rodoviárias

As pontes rodoviárias são subdivididas, segundo a ABNT (1984), em três classes (NBR-7188, item 3.1.1), assim discriminadas

- a) Classe 45 - na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 KN de peso total
- b) Classe 30 - na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 300 KN de peso total

b) Classe 12 - na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 120 KN de peso total

A utilização das diferentes classes de pontes, segundo a ABNT (1984), fica a critério dos órgãos com jurisdição sobre as mesmas (NBR-7188, item 3.1.1.1).

Os veículos-tipo correspondentes a cada classe de ponte, segundo a ABNT (1984), são os fornecidos nas quadros 1 e 2 e na figura 3.

O trem-tipo, sempre orientado na direção do tráfego, segundo a ABNT (1984), será colocado na posição mais desfavorável para o cálculo de cada elemento (NBR-7188, item 4.1), não se considerando a carga do eixo ou da roda que produza redução de esforços solicitantes.

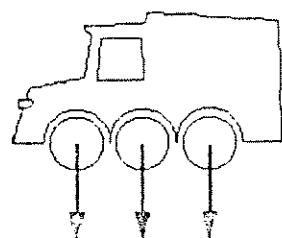
QUADRO 1 - Cargas dos veículos. (Fonte: LOGSDON, 1996)

Classe da Ponte	VEÍCULO		CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA		
	Tipo	Peso Total (KN)	p (KN/m ²)	p' (KN/m ²)	DISPOSIÇÃO DA CARGA
45	45	450	5	3	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	5	3	
12	12	120	4	3	

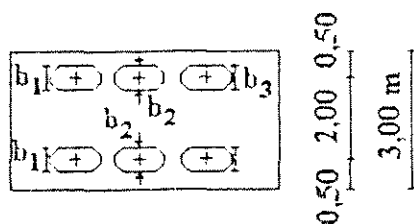
QUADRO 2 - Características do veículo. (Fonte: LOGSDON, 1996)

CARACTERÍSTICAS	UNIDADE	TIPO 45	TIPO 30	TIPO 12
Quantidade de eixos	Eixos	3	3	2
Peso total do veículo	KN	450	300	120
Peso de cada roda dianteira	KN	75	50	20
Peso de cada roda traseira	KN	75	50	40
Peso de cada roda intermediária	KN	75	50	
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b_2 de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b_3 de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Area de contato de cada roda	m ²	0,20 b	0,20 b	0,20 b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

a) Veículos-tipo 30 e 45

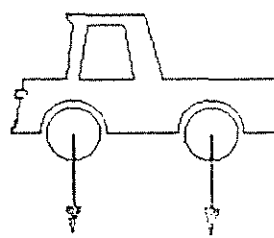


1,50 1,50 1,50 1,50
6,00 m

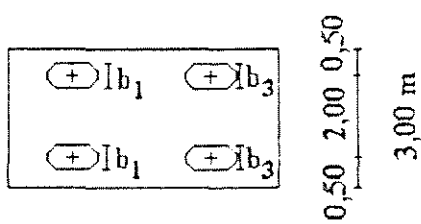


Tipo 45 - 75 KN por roda
Tipo 30 - 50 KN por roda

b) Veículo-tipo 12



1,50 3,00 1,50
6,00 m



Roda dianteira - 20 KN por roda
Roda traseira - 40 KN por roda

FIGURA 3 - Veículos -Tipo para pontes rodoviárias. (Fonte: LOGSDON, 1996)

3.1.2.5 Comentários a respeito de pontes de madeira para o meio rural

A utilização de tabelas como as apresentadas por LOGSDON (1996), podem ser utilizadas para a determinação das reações verticais, devido ao carregamento acidental, em vigas simplesmente apoiadas para pontes de classes 12, 30 e 45. Já para a determinação do peso próprio proveniente da estrutura da ponte, o mesmo deve ser calculado em função do peso específico da madeira utilizada para a confecção das peças que compõem a ponte. Porém, observou-se que este peso próprio gira em torno de 25 a 35% do peso móvel, se tornando assim, um valor de fácil determinação, uma vez que os valores devido ao carregamento acidental, apresentam-se tabelados.

Sendo assim, os elementos de fundação podem ser dimensionados, obtendo-se os valores de carregamento finais, através da obtenção dos valores tabelados de carregamento acidental para reações verticais, acrescidos de 25 a 35% do seu valor. Esta variação pode ser melhor aplicada comparando-se o peso próprio da madeira utilizada para a confecção da estrutura da ponte, para valores mais elevados de peso de madeira, utilizar a faixa mais próxima dos 35 %, enquanto que para madeiras mais leves, utilizar a faixa de acréscimo de 25 %.

3.1.2.6 Tipos de fundações mais usuais para pontes de madeira

Algumas características da obra podem impor um certo tipo de fundação, outras permitem uma variedade de soluções. Nestes casos, segundo VELLOSO & REZENDE LOPES (1995), é interessante fazer um estudo de alternativas e escolher uma das soluções, com base no menor custo e no menor prazo de execução.

No caso específico de pontes, outros aspectos devem ser considerados, tais como: erosão, níveis d'água máximos e mínimos, velocidades máximas de escoamento, história do comportamento da fundação de pontes próximas, etc. Frequentemente, para evitar o risco de solapamento da base, se utilizam fundações profundas.

O acesso à ponte, introduz ao problema da fundação, obras de contenção do aterro de acesso.

3.1.2.6.1 Contenção: segundo RANZINI & NEGRO JR (1995), é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se ao empuxo ou tensões geradas em maciço, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro.

Um tipo muito comum de obra de contenção são os **muros**, que são estruturas corridas de contenção constituídas de paredes vertical, ou quase vertical, apoiada em uma fundação rasa ou profunda. Os muros podem ser constituídos em alvenaria (de tijolos ou pedras), em concreto (simples ou armado) ou elementos especiais.

Alguns tipos de muros, importantes no estudo das pontes de madeira, foram descritos por RANZINI & NEGRO JR (1995), como segue:

3.1.2.6.2 Muros de Gravidade: são estruturas corridas, massudas, que se opõe aos empuxos horizontais pelo peso próprio. Podem ser de concreto simples, de pedras (argamassadas ou não), existindo até exemplos em madeira, apresentados em figuras, por UPPAL, RIZKALLA & PINKNEY (1990).

Os muros de gravidade são indicados quando se dispõe de espaço para acomodar sua seção transversal, cuja largura é da ordem de 40 % da altura a ser arrimada (de preferência inferior a 5 m), e em terrenos de boa capacidade de carga, capaz de suportar as tensões máximas na fundação em sapatas corrida.

3.1.2.6.3 Muros de Flexão: são estruturas mais esbeltas, com seção transversal em forma de “L”, que resistem aos empuxos por flexão, utilizando-se parte do peso próprio do maciço arrimado, que se apoia sobre a base do “L” para manter-se em equilíbrio. São constituídos em concreto armado.

Os muros de flexão, a exemplo dos de gravidade, são indicados quando se dispõe de espaço para acomodar sua seção transversal, cuja largura é da ordem de 40 % da altura a ser arrimada (tornam-se antieconômicos para alturas acima de 5 a 7 m) e, em terrenos de boa capacidade de carga, capaz de suportar as tensões máximas na fundação em sapata corrida.

3.1.2.6.4 Mistos: são muros com características intermediárias entre os de gravidade e de flexão. Assim, funcionam parcialmente por peso próprio e parcialmente a flexão.

3.1.2.6.5 Muros de Contrafortes: são basicamente muros de flexão, entretanto possuem elementos verticais de maior porte, chamados contrafortes ou gigantes, espaçados de alguns metros, em planta, destinados a suportar os esforços de flexão pelo engastamento na fundação.

3.1.2.6.6 Muros de Gabiões: são muros de gravidade construídos pela superposição de “gabiões” de malhas de arames galvanizados, cheios com pedras (diâmetro maior que a abertura da malha das gaiolas).

O muro de gabiões tem as mesmas limitações dos muros de gravidade, entretanto tem como principal característica: a flexibilidade, que permite que sua estrutura se acomode a recalques diferenciais e a permeabilidade.

3.1.2.6.7 “Crib Wall”: são estruturas formadas por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço, que são moldados no local, em forma de “fogueiras”, cujo espaço interno é preenchido por material granular graúdo (brita grossa ou pedra de mão).

O “Crib Wall”, ou paredes de engradados, é uma estrutura capaz de se acomodar a recalques das fundações e funcionam como arrimos de gravidade.

Quando o muro resiste a esforços de compressão, pode-se utilizá-los também como elemento de apoio de estruturas (sapatas, bloco, bloco sobre estacas, sapatas sobre estacas, etc.). Este procedimento é comum em pontes.

SMITH & BUSH (1997), consideram muros de concreto armado como a melhor alternativa para apoio de estruturas de pontes de madeira.

3.1.2.7 Exemplos de aplicação

a) Pontes Apoiadas em Estacas com CONTENÇÃO de Madeira

PRATA (1995) apresenta, em sua revisão bibliográfica, uma ponte de madeira com atêrro (revestimento de pista com terra). O sistema de fundação, desta ponte, consiste em apoiar as vigas principais sobre estacas cravadas de madeira, que também servem de contrafortes de uma contenção, formadas por tábuas dispostas horizontalmente. Na figura 4 apresentam-se os detalhes da fundação desta ponte.

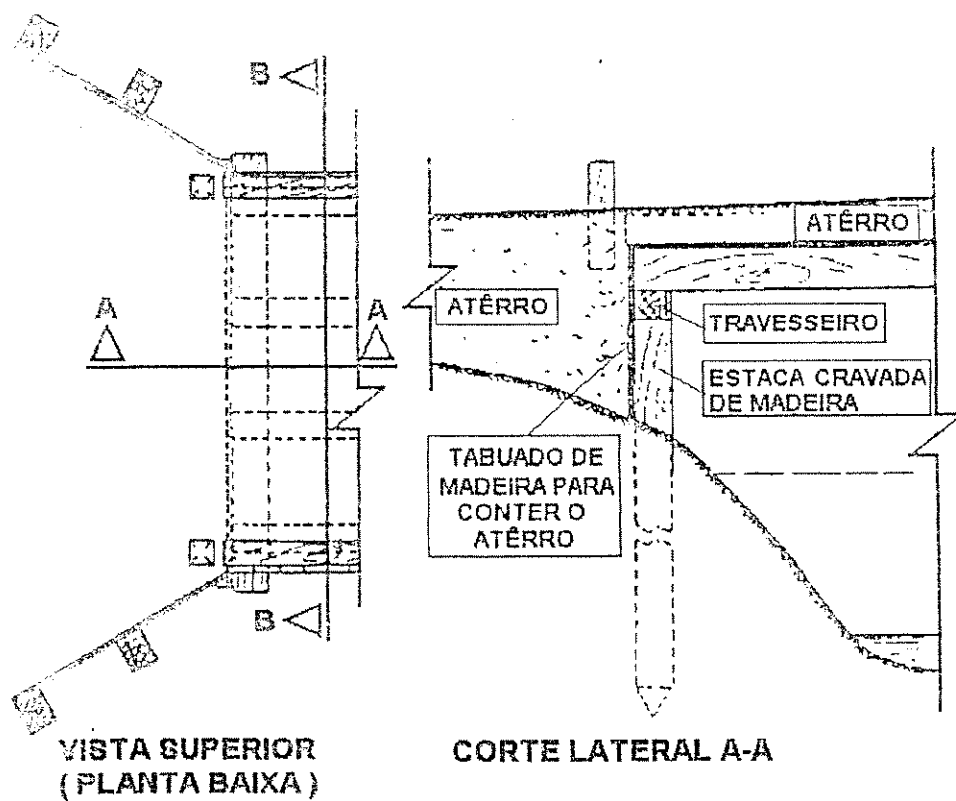


FIGURA 4 - Fundação em estaca com contenção de madeira.

(Fonte: LOGSDON et ali, 1997)

b) Pontes Apoiadas em Estacas com Contenção Mista de Gabiões e Madeira

Providenciando-se um muro de gabões, a partir do sistema anterior, pode-se tirar pressão horizontal das estacas e obter um outro sistema de fundação para a ponte. Este sistema é apresentado, em figuras, no trabalho de UPPAL, RIZKALLA & PINKNEY (1990). Na figura 5, apresentam-se os detalhes deste sistema de fundação.

c) Ponte Apoiada em Estaca com Muro de Contenção em Madeira

UPPAL, RIZKALLA & PINKNEY (1990) e OU & WELLER (1986) apresentam pontes com muro de contenção de madeira preservada, encostado nas estacas de apoio da ponte. Na figura 6, apresentam-se os detalhes deste sistema de fundação.

d) Ponte Apoiada em Muro de Gabiões

Há algum tempo, no Estado de São Paulo, durante o governo do Sr. Franco Montoro, foram construídas inúmeras pontes metálicas apoiadas diretamente sobre muros de Gabiões. Na figura 7, apresentam-se alguns detalhes deste sistema de fundação.

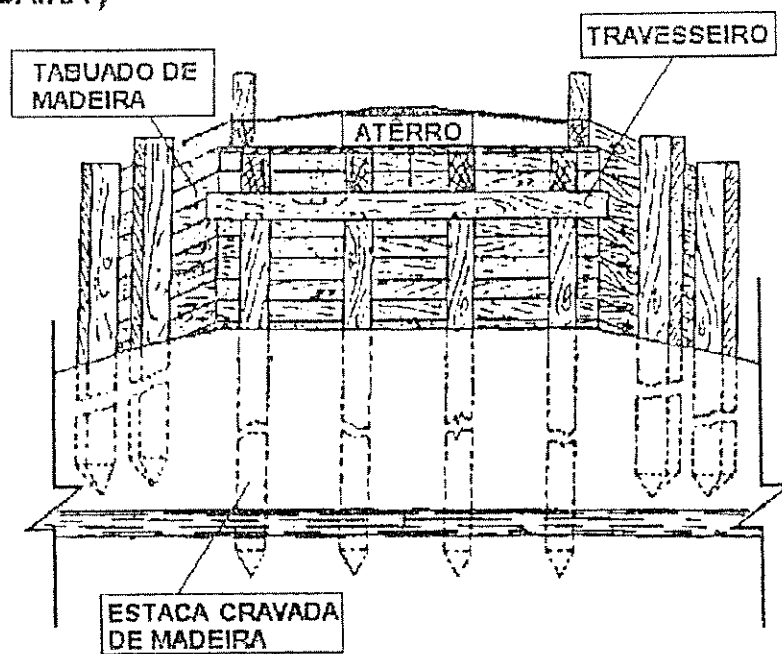
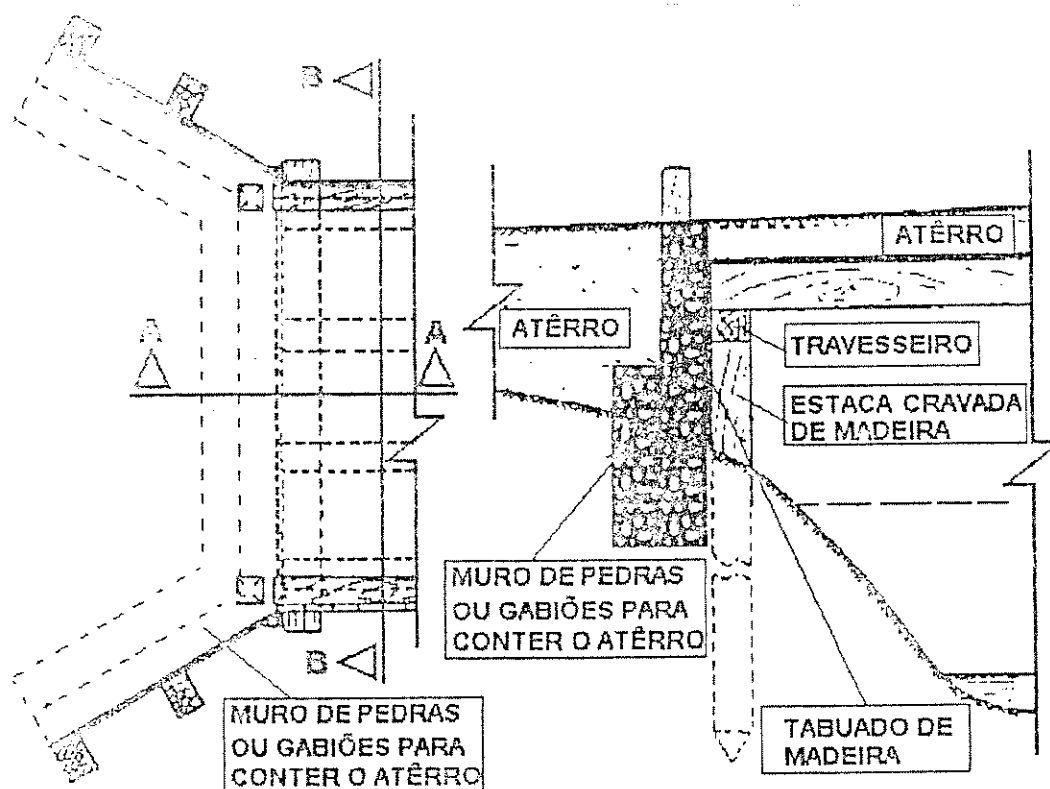


FIGURA 5 - Fundação em estacas com contenção mista de gabiões e madeira.

(Fonte: LOGSDON *et ali*, 1997)

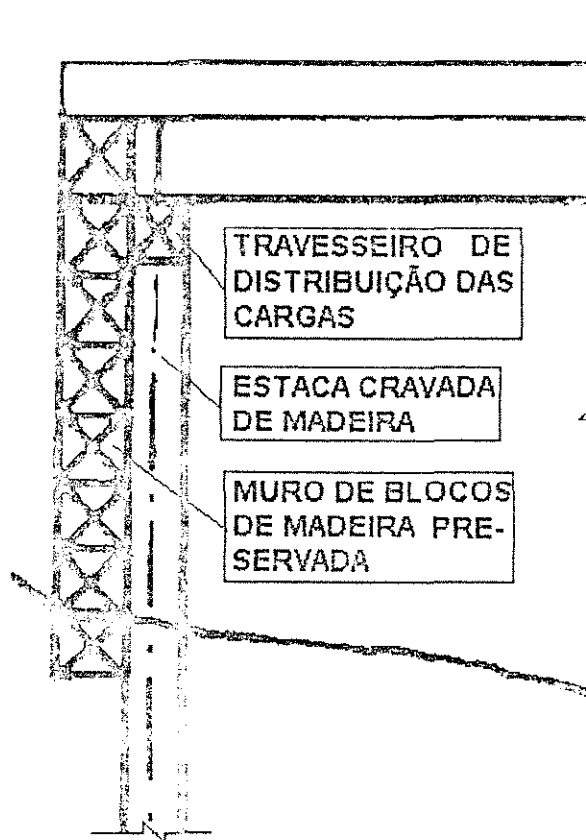


FIGURA 6 - Fundação em estaca com muro de contenção em madeira preservada.

(Fonte: LOGSDON *et ali*, 1997)

e) Ponte Apoiada em Muro de Contenção de Alvenaria

Uma ponte de madeira sem aterro e com encontros de alvenaria, foi apresentada por PRATA (1995). O sistema de fundação, desta ponte, consiste de apoiar as vigas principais diretamente sobre o muro de gravidade de alvenaria. Na figura 8, apresentam-se os detalhes da fundação desta ponte.

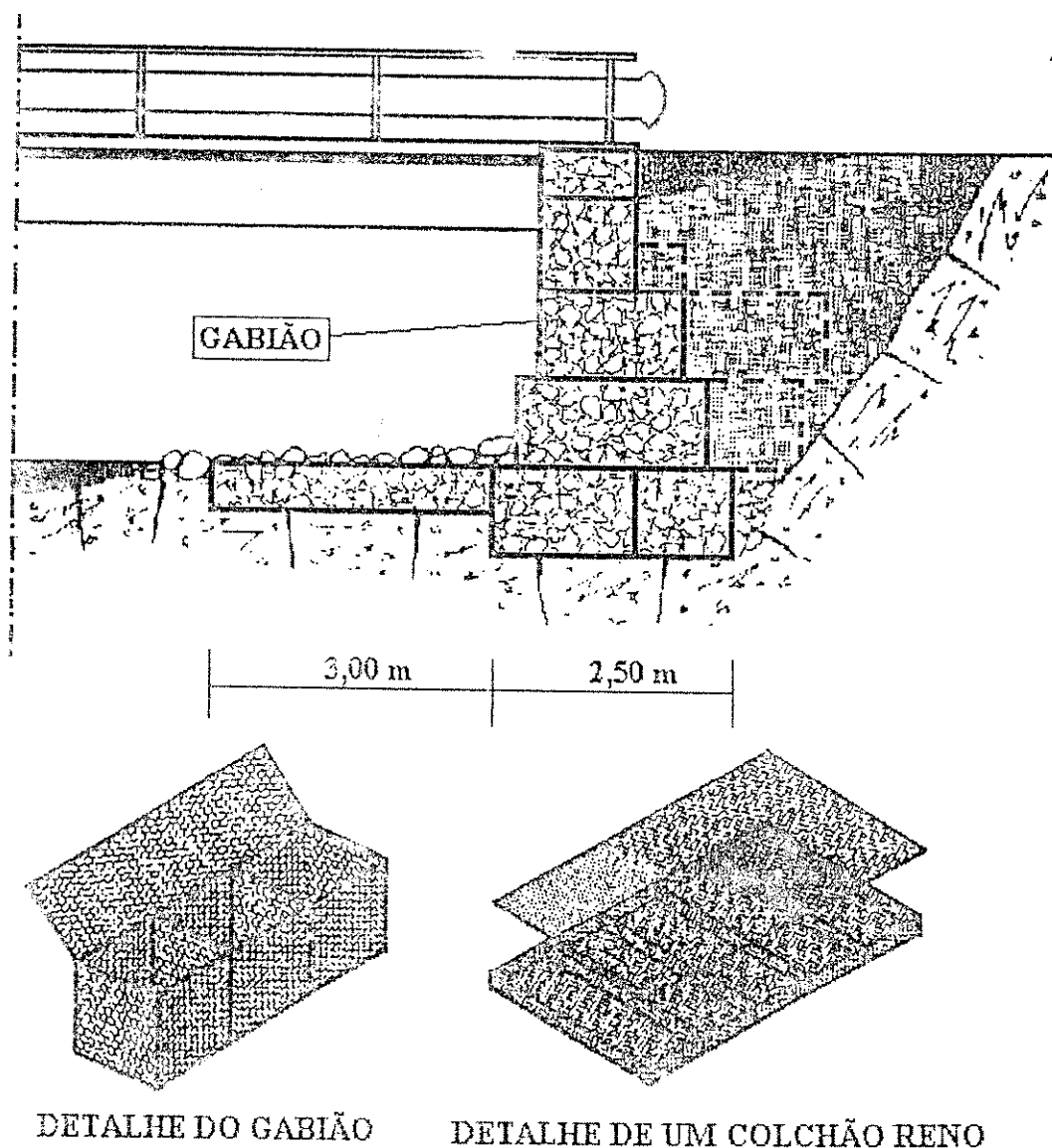


FIGURA 7 - Fundação sobre muro de Gabiões. (Fonte: LOGSDON *et ali*, 1997)

f) Ponte Apoiada em Estacas com Contenção em "Crib Wall"

PRATA (1995), também apresenta o esquema de uma ponte de madeira em viga contínua. O sistema de fundação desta ponte, consiste de apoiar as vigas principais sobre estacas cravadas de madeira e conter o atêrro com um muro "crib wall". Os taludes foram protegidos por pedras ou gabiões. Na figura 9, apresentam-se os detalhes da fundação desta ponte.

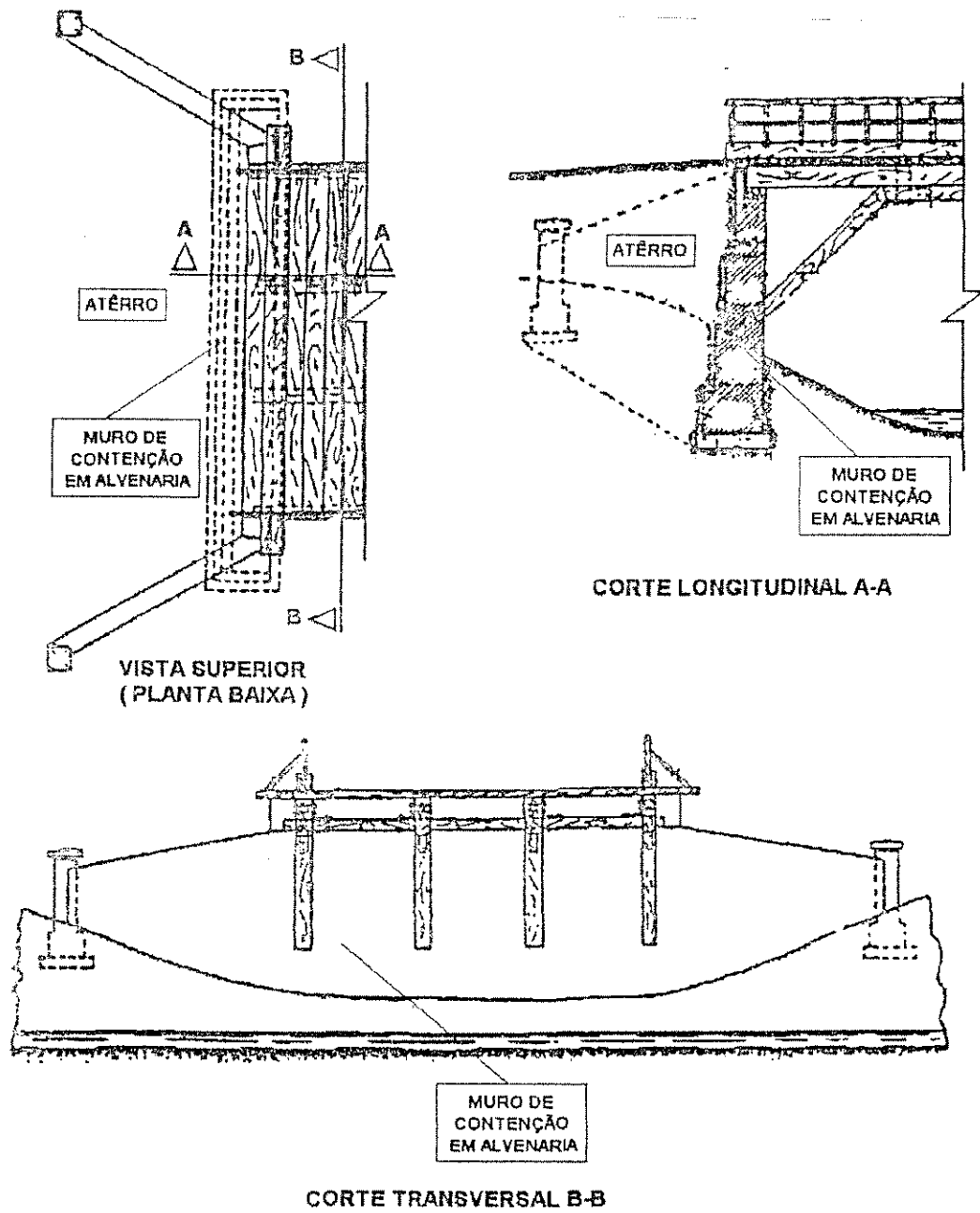


FIGURA 8 -Fundação em Muro de Alvenaria(Fonte: LOGSDON *et ali*, 1997)

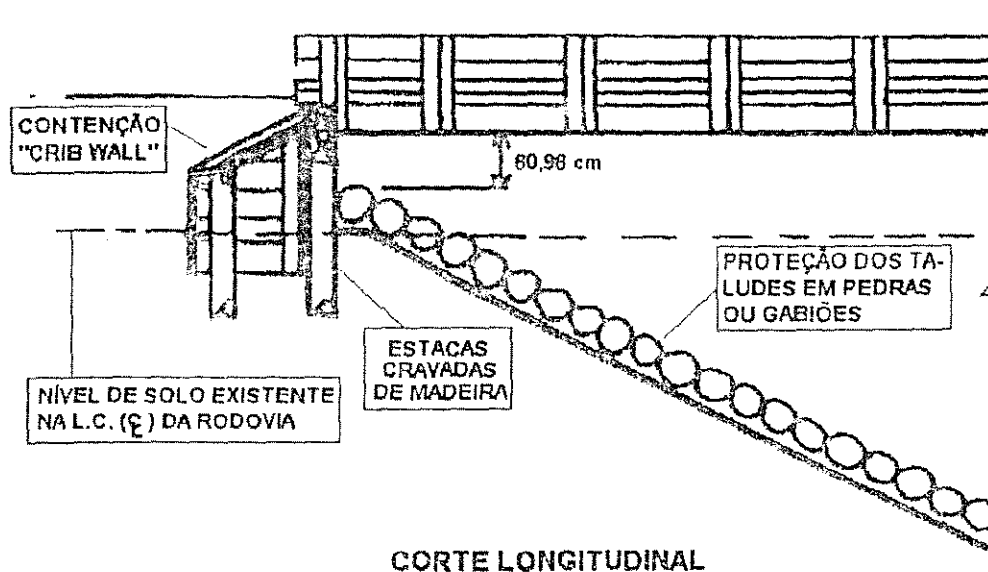


FIGURA 9 - Fundação em estaca com contenção "Crib wall".

(Fonte: LOGSDON *et al*, 1997)

g) Ponte Apoiada Sobre Muro de Gravidade em Concreto

Uma ponte construída pelo Departamento de Transporte da Virgínia Ocidental, apresentada por PRATA (1995), tem um sistema de fundação, que consiste de um muro de gravidade em concreto. Na figura 10, apresentam-se os detalhes da fundação desta ponte.

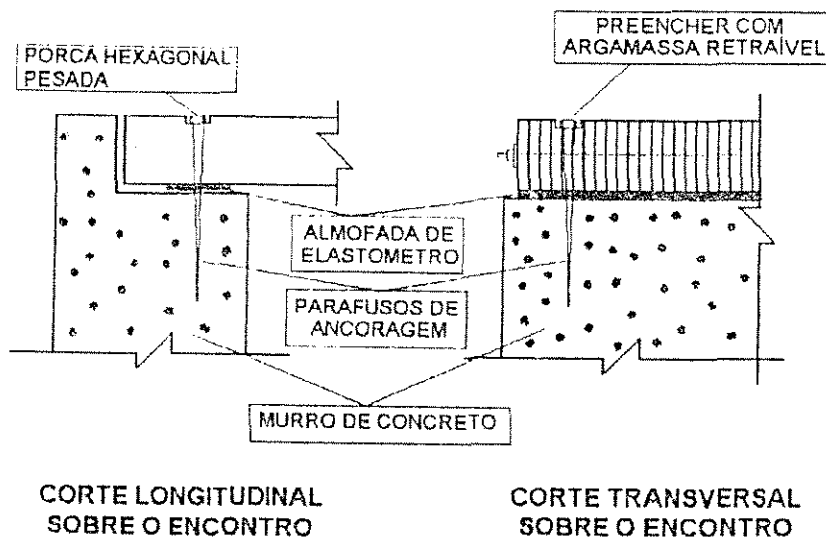


FIGURA 10 - Fundação sobre muro de concreto. (Fonte: LOGSDON *et ali*, 1997)

h) Ponte Apoiada em Muro de Concreto sobre Estacas

Para cargas muito grandes, ou ainda solos muito moles, pode-se utilizar a solução apresentada por HORTEGAL (1979). Neste trabalho, a solução indicada para fundação, nos encontros, de uma ponte pênsil de madeira, foi a utilização de um muro de concreto sobre estacas. Na figura 11, apresentam-se os detalhes da fundação desta ponte.

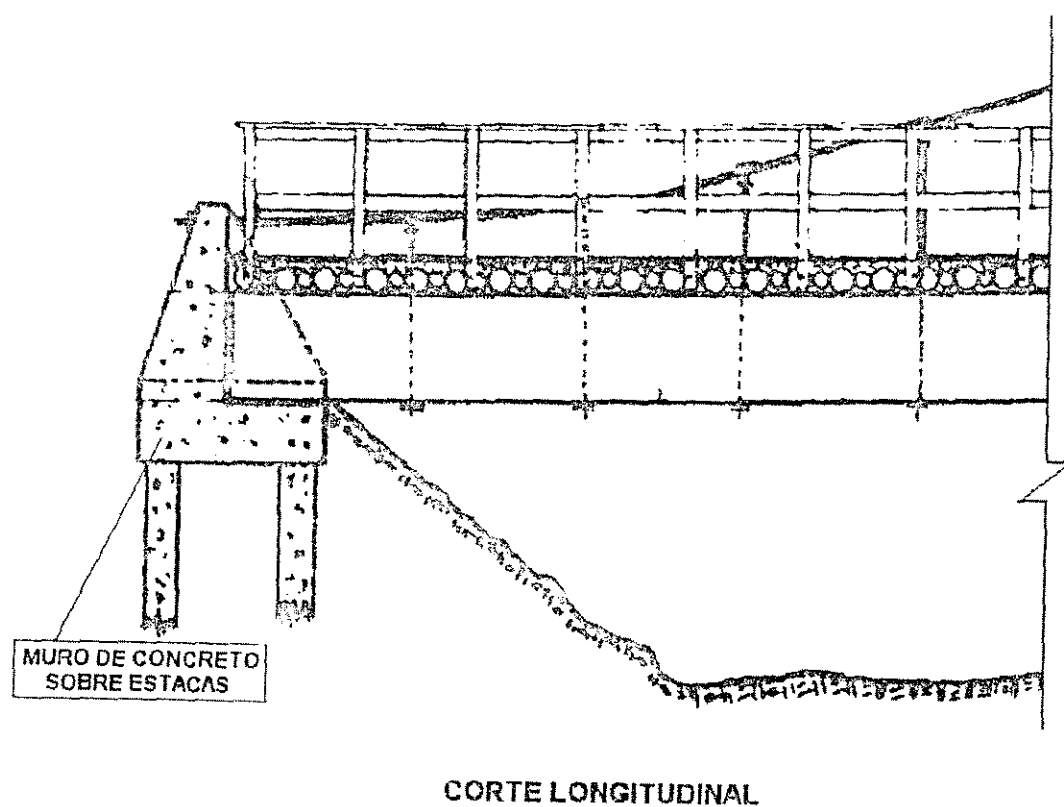


FIGURA 11 - Fundação utilizando muro de concreto sobre estacas.

(Fonte: LOGSDON *et ali*, 1997)

3.1.3 Galpões

3.1.3.1 Generalidades e Importância

É comum encontrarmos nas propriedades agrícolas galpões com as mais diversas finalidades, seja para criação de animais, para armazenamento de produtos agropecuários, tais como: adubos, inseticidas e sementes; ou mesmo para depósitos de materiais e ferramentas.

Os galpões mais comuns são os de forma retangular ou quadrada, vista em planta, com cobertura em duas águas. Praticamente o que irá diferenciar os galpões entre si será a sua forma de fechamento, ocupação interna ou ainda sua estrutura de telhado.

Tomaremos como base de estudo galpões com características a seguir, podendo ser construídos, tendo em vista, as seguintes considerações:

O contrapiso sobre o pavimento de concreto que sirva simultaneamente de piso do galpão. Espessura do pavimento média igual a 12 cm.

Se a fundação é feita sob o pavimento de concreto é desnecessário a capa isoladora, já que o concreto bem dosado e construído é isolante da umidade.

Paredes: São construídas com materiais que reünam a devida resistência, como: tijolo cozido ou cru, blocos de concreto, solo-cimento, madeira, etc.

É importante que estejam bem construídas para que se tornem isolantes, secas, resistentes, higiênicas e econômicas.

Em paredes de tijolos com cal, convém utilizar argamassa 1:1:2 (cal, saibro e areia) ou barro devidamente batido, o mesmo para tijolos crus.

Nas paredes de blocos de concreto, recomenda-se argamassa com dosagem 1:1:6 (cimento Portland, cal e areia). Neste caso, previne-se que os blocos, com aberturas para portas e janelas, de concreto devem estar bem curados e secos.

Em todos os casos de paredes de alvenaria, ao chegar à altura intermediária, é bom construir uma viga de travamento que proporcione solidez ao conjunto. Para isso, coloca-se na viga ferro de construção de 8 a 10 mm de diâmetro e concreto 1:2, 5:3,5. A seção da viga de travamento pode ser de largura igual à da parede e 8 a 10 cm de altura.

A mesma viga de travamento pode servir de verga e contra-verga para as aberturas (portões, portas e janelas).

Cobertura: Podem ser de telhas de barro ou fibrocimento.

Piso: Se não está construído um pavimento comum, pode-se fazer de concreto. Então nivela-se perfeitamente o solo, a seguir, constrói-se o contrapiso cuja espessura variará segundo o destino do galpão. Pode preparar o concreto com dosagem 1:3:6. A espessura conveniente do contrapiso e do piso para produtos, máquinas e veículos leves é de 10 a 12 cm.

Logo se construirá a cobertura de recobrimento do contrapiso com argamassa de cimento Portland 1:3 (cimento Portland e areia) em quadros de 2,5 m a fim de localizar as fissuras que se produzem, ao contrair-se o material por dessecar.

Nessa forma resultam os pisos resistentes e impermeáveis e, por sua grande duração, econômicos.

Aberturas: os portões além de dar acesso, regulam com as janelas a iluminação e o arejamento interior.

Os avanços na fabricação de pré-moldados de cimento Portland, permitem a fabricação de marcos, portas, janelas de concreto armado que dão bons resultados.

Se as portas e janelas são feitas de madeira, pode-se colocar um recobrimento metálico.

Cálculo de Resistência: Quando os galpões são grandes é indispensável calcular devidamente, por razões econômicas e de segurança, todas aquelas partes que possam pôr em perigo a estabilidade; devem ser calculadas as fundações, os contrapisos e os pisos segundo seu destino, as colunas e as bases, as vergas e contra-vergas, se são construídos independentes ou com viga de travamento, em função dos pesos próprios, das sobrecargas e ação dos ventos.

As dimensões dos galpões dependem, em cada propriedade, da quantidade de produtos a serem armazenados e do espaço destinado à máquinas agrícolas, a afiação das ferramentas, construção e a reparação de ferramentas, de móveis, pessoas, etc.

3.1.3.2. Exemplos de fundação rasa.

As cargas provenientes do peso próprio que solicitam as fundações são basicamente determinadas em função dos pesos específicos dos materiais utilizados na construção, que por sua vez são bastante diversificados. A seguir são demonstrados os

tipos mais comuns de fundações rasas empregadas para este tipo de edificação, aconselha-se porém que o solo de apoio destas, sejam retirados em escavação na forma de cava e posteriormente recolocados de forma compactada. Na utilização de fundações profundas os tipos mais utilizados são as estacas escavadas a trado, estacas apiloadas e também estacas tipo strauss.

Tipo de fundação rasa bastante difundida no meio rural é a formada por alvenaria de tijolos de barro comum, sendo às vezes complementada e reforçada por vigas armadas de concreto. Pode-se observar na figura 12, exemplos destas fundações.

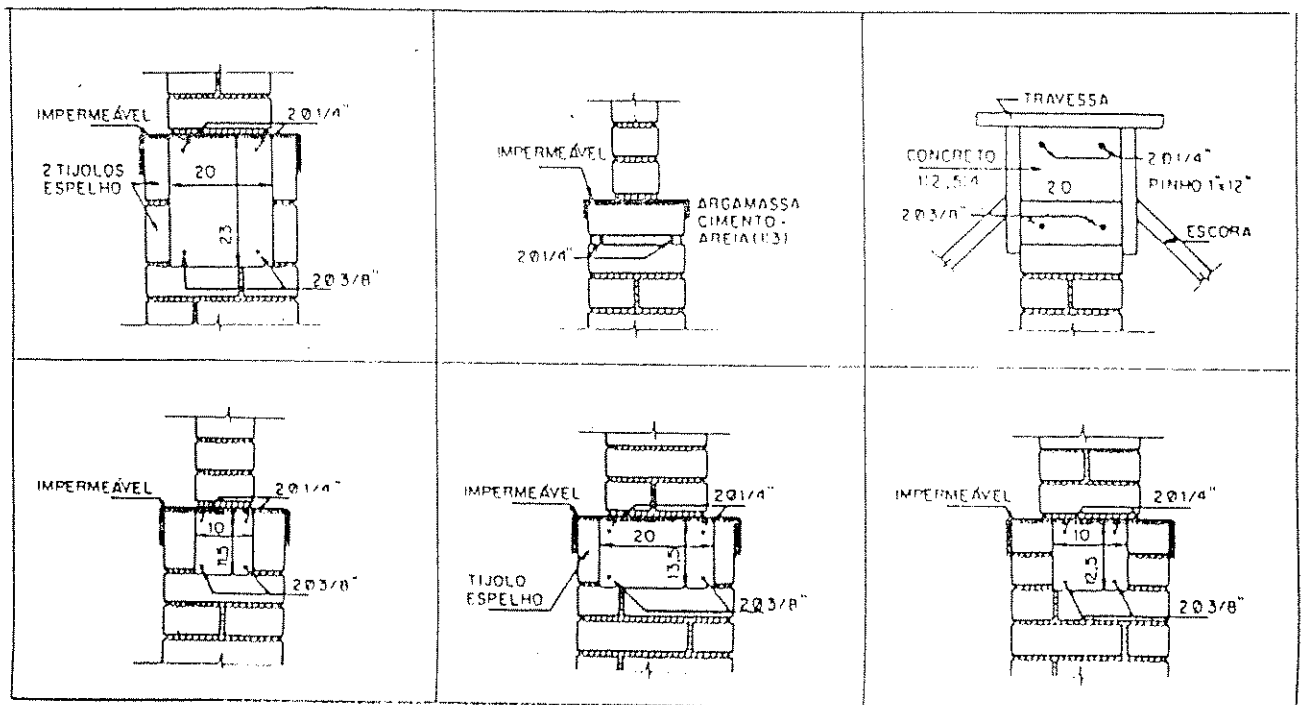
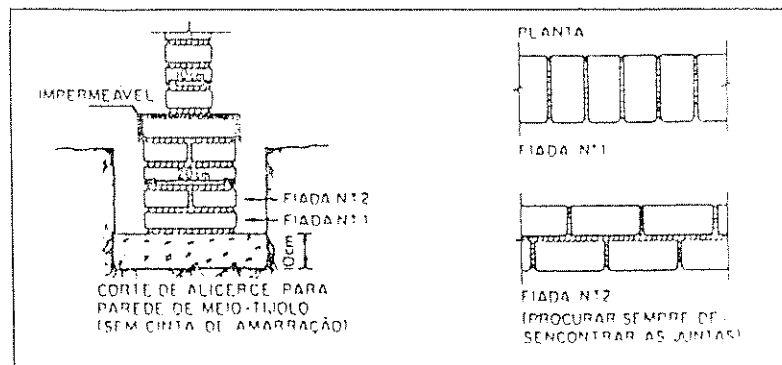
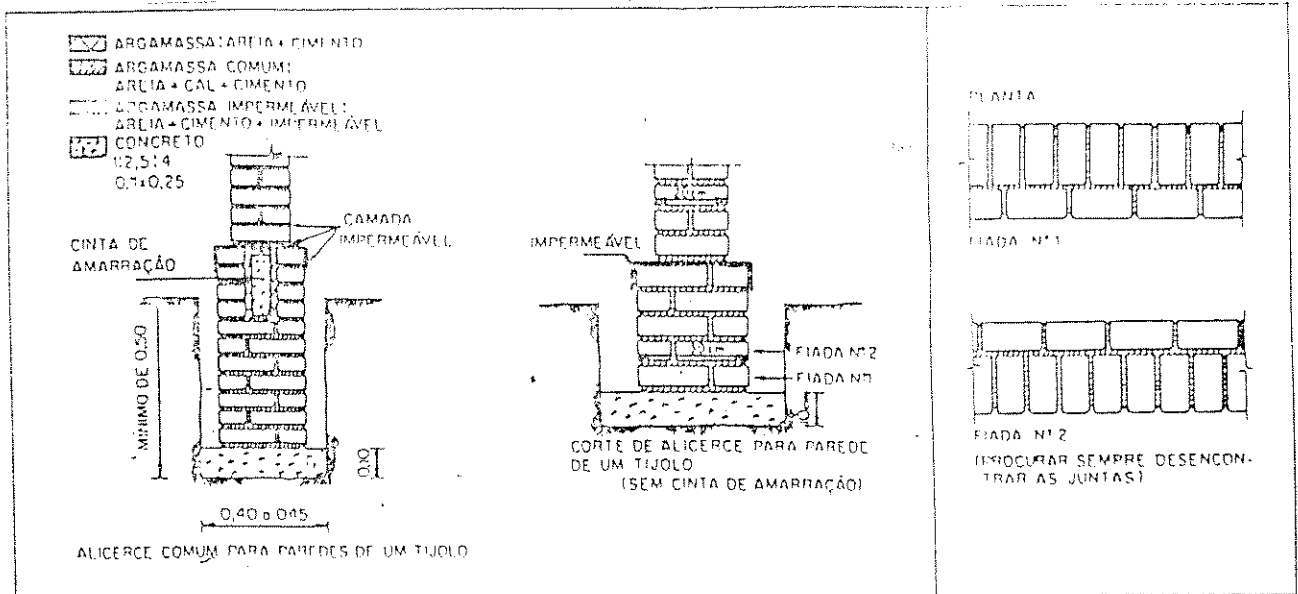


FIGURA 12 - Fundações do tipo rasa.

3.2 SOLOS DO INTERIOR DO ESTADO DE SÃO PAULO

3.2.1 Aspectos Geológicos

3.2.1.1 Introdução

A divisão geomorfológica do Estado de São Paulo retrata agrupamentos de rochas formadas em determinados ciclos do tempo geológico, desde o proterozóico, até as movimentações tectônicas de cenozóico. (FÚLFARO *et al.*, 1993). São cinco as províncias da divisão geomorfológica do Estado de São Paulo: o Planalto Atlântico, a Depressão Periférica, a Cuesta Basáltica, o Planalto Ocidental e a Planície Costeira (figura 13).

A região estudada situa-se na bacia sedimentar do Paraná, formada por três das cinco divisões geomorfológicas do Estado, a saber: Planalto Ocidental, Cuesta Basáltica e Depressão Periférica, ocupando a posição vizinha à sua margem nordeste perfazendo mais da metade da área total do Estado e todo o interior do mesmo. A Bacia do Paraná, uma bacia cratônica, encontra-se preenchidas por rochas sedimentares e cratônicas, cujas as idades variam do Paleozóico Inferior até o Cenozóico.

3.2.1.2 Estratigrafia da Bacia do Paraná

A estratigrafia da Bacia do Paraná é composta pelos seguintes grupos:

GRUPO PARANÁ

Expõem-se ao sul do Estado entre as cidades de Itapeva e Itararé, ao longo do “canyon” do rio Itararé e nas encarpas terminais do planalto sedimentar, entre o vale desse rio e Itapeva, oriundas das formações Furnas e Ponta Grossa.

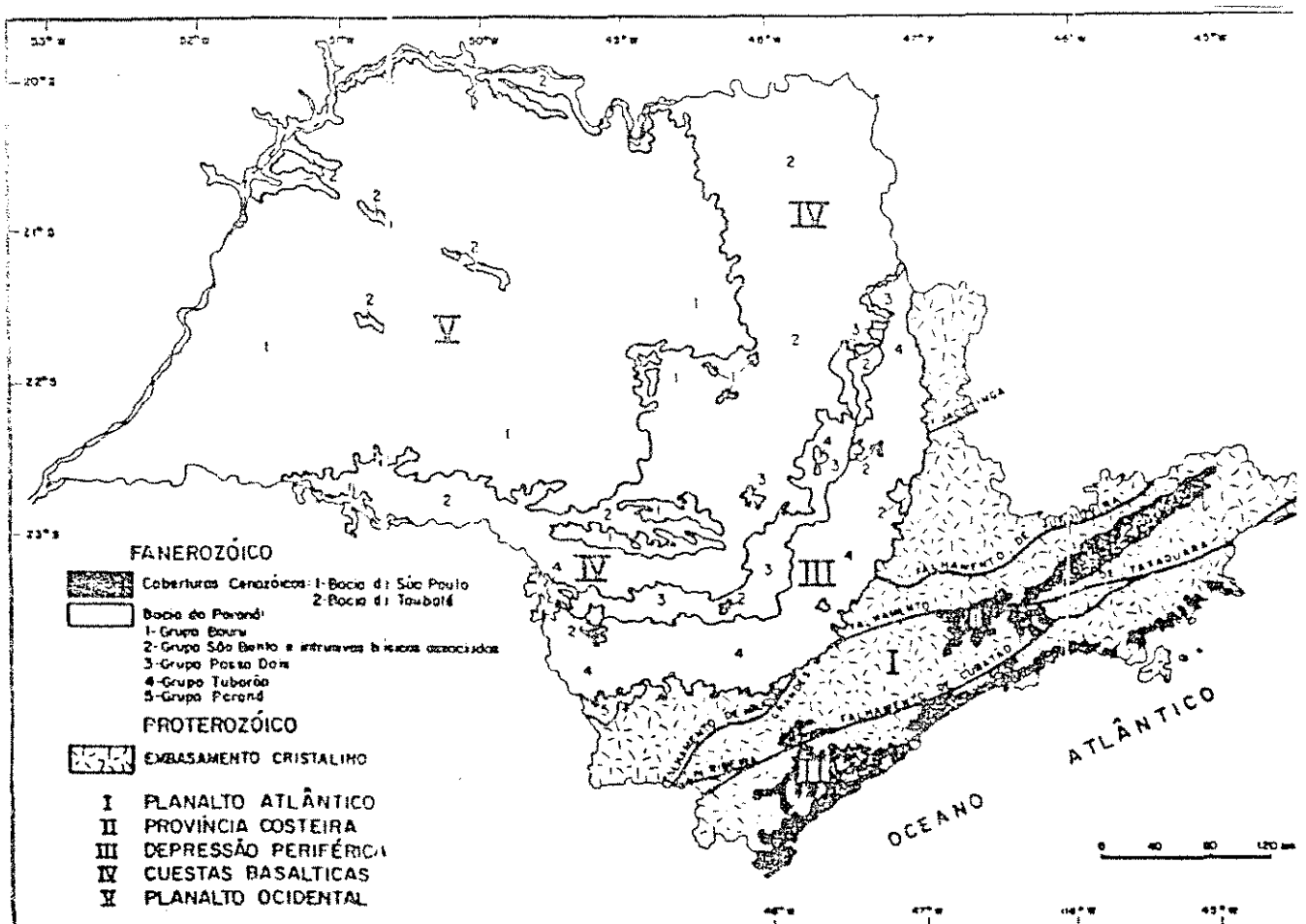


FIGURA 13- Esboço da distribuição das unidades litoestratigráficas no Estado de São Paulo e sua divisão geomorfológica (baseados em IPT, 1981).

GRUPO TUBARÃO

Atravessa o estado em forma de arco com a concavidade voltada para E-SE, iniciando-se na região de Itapeva e Itararé, atravessando cidades como Sorocaba, Campinas, vale do rio Mogi-Guaçu até a região de Mococa, engloba as formações Aquidauana, Itararé, Tatui e Tietê.

PASSA DOIS

Disposto em faixa paralela à do grupo precedente, encontra-se entre as províncias da Depressão Periférica e a Cuesta Basáltica, proveniente das formações Irati e Corumbataí (Serra Alta + Terezina = Estrada Nova + Rio do Rastro).

SÃO BENTO

Ocupa o limite oeste da Depressão Periférica e o fronte da Cuesta Basáltica, passando por regiões como a de Botucatu, via Washington Luiz, na base da Serra de Santana dos Padres e Franca, sendo constituído pelas formações Serra Geral, Botucatu e Pirambóia.

BAURU

Os sedimentos desse grupo ocupam todo Planalto Ocidental, ocupando territorialmente quase a metade da superfície do Estado, provenientes de formações como Marília, Adamantina, Santo Anastácio e Caiuá.

Na figura 13 pode-se observar a distribuição litoestratigráfica no Estado de São Paulo e sua divisão geomorfológica.

3.2.2 Aspectos Geotécnicos

3.2.2.1 Coberturas Cenozóicas

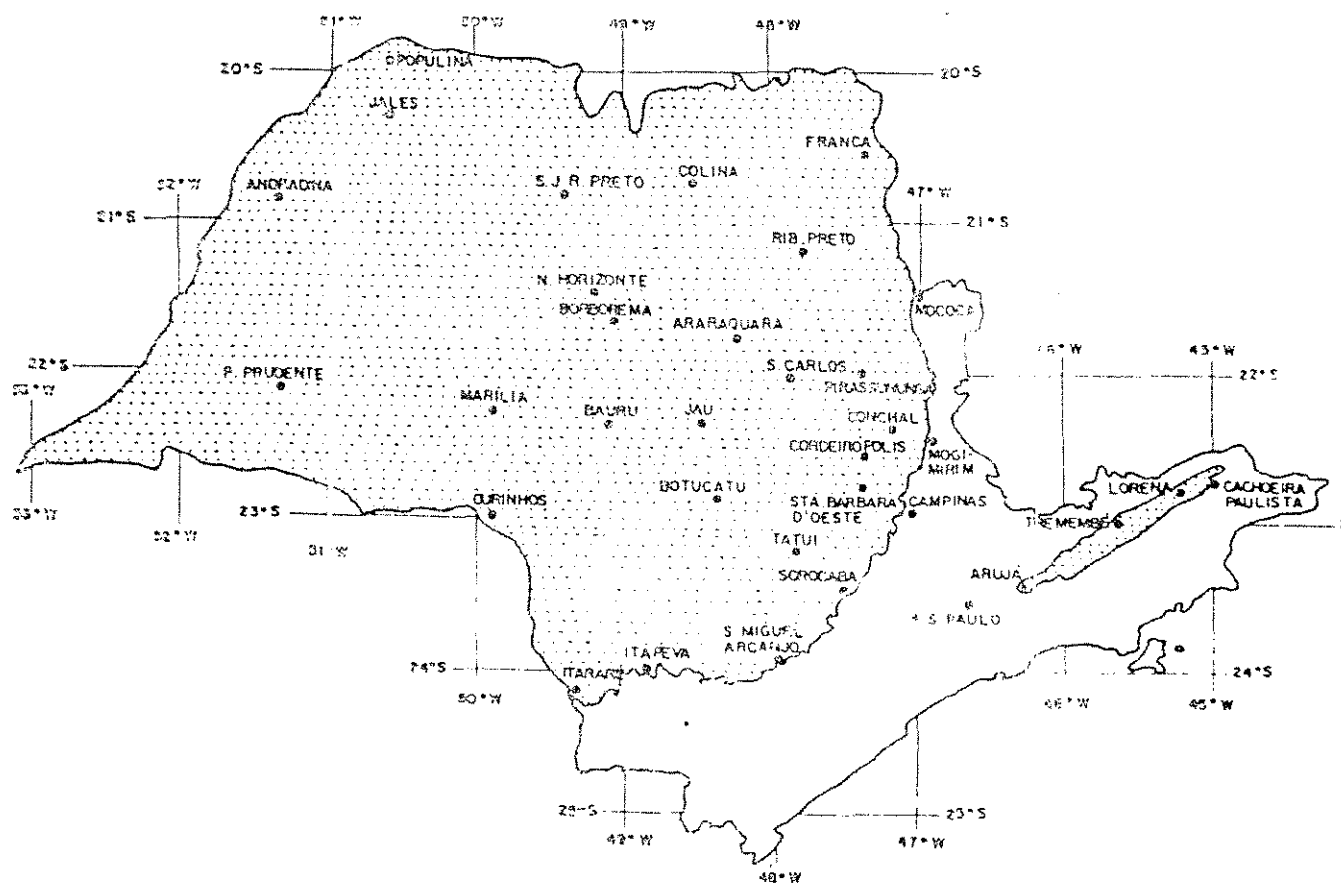
Dada a importância do sedimento cenozóico, pela sua ocorrência no local estudado e suas peculiaridades, apresenta-se, nesse capítulo, um estudo desse material. Serão mostradas suas características geotécnicas, bem como, resultados de ensaios *in situ* e de laboratório, provenientes de trabalhos de GIACHETI *et al.* (1993), SOUSA (1993), AGNELLI (1992) e, FERREIRA (1991).

A camada de solo superficial, em grande parte do interior de São Paulo, é geologicamente denominada de sedimento cenozóico. Devido a sua gênese, esse sedimento apresenta-se pouco compacto, com partículas razoavelmente selecionadas, o que lhe confere uma estrutura bastante porosa. Duas texturas são típicas dos solos do sedimento cenozóico: uma arenosa, a predominante, e outra argilosa (GIACHETI *et al.*, 1993).

Com espessura geralmente inferior a 10m, freqüentemente separado da camada subjacente por uma linha de seixos, e normalmente situado acima do nível de água, o sedimento cenozóico apresenta características típicas de material laterizado e colapsível (GIACHETI *et al.*, 1993).

Conforme mostra a figura 14, adaptada de MELO & PONÇANO (1983), observa-se que este solo recobre extensa área do Estado de São Paulo, compreendendo o Planalto

Ocidental, a Cuesta Basáltica e a Depressão Periférica, formadas pela bacia sedimentar do Paraná.



LEGENDA:  Provável cobertura cenozóica

FIGURA 14 - Área de possível ocorrência de cobertura cenozóica no interior do Estado de São Paulo (adaptado de Melo & Ponçano, 1983).

Este sedimento é produto do retalhamento dos materiais do Grupo Bauru e das Formações Serra Geral e Botucatu, através de um pequeno transporte em meio aquoso de "razoável competência" (BERTOLUCCI, 1983), e depositados em forma de aluviões e coluviões (BJORNBERG, 1965).

Os solos do sedimento cenozóico mostram-se com texturas arenosas ou argilosas, dependendo das características dos materiais que lhe deram origem. A ação do intemperismo sob condições climáticas de região tropical, onde tem-se elevada temperatura, intensa pluviosidade e situações de boa drenagem, provocou neste material o processo de laterização.

Os depósitos cenozóicos podem ser identificados em aerofotos pela presença de pequenas lagoas e de depressões fechadas, baixa densidade de drenagem, coloração clara, colinas extensas com superfícies convexas e planas. Observa-se, também, a ocorrência de boçorocas e que a vegetação natural de cobertura é escassa e do tipo de savana (LANDIM *et al.*, 1974).

Na condição natural, o sedimento cenozóico é muito poroso, pouco denso, facilmente erodível e, colapsível quando carregado e inundado (VILAR, 1979). Entretanto, quando compactado, este sedimento mostra qualidades mecânicas e hidráulicas favoráveis às aplicações da engenharia civil. Em face destas características, torna-se imprescindível para o projetista de fundações o conhecimento de suas propriedades, tanto no estado natural quanto no compactado.

As ocorrências do sedimento cenozóico mostram-se, em geral, com espessuras que variam entre 5 e 7m podendo-se, no entanto, encontrar valores acima de 20m. Suas cores

predominantes são o vermelho e o marrom, variando do claro ao escuro (GIACHETI *et al.*, 1993).

A presença da linha de seixos, é uma indicação segura e útil na identificação do contato entre o sedimento cenozóico e solo subjacente. Sua espessura pode variar desde alguns centímetros, quando torna-se difícil sua identificação através de uma sondagem de simples reconhecimento, até valores maiores do que um metro, constituindo as jazidas de cascalho. A existência desta linha é mais freqüente no sedimento cenozóico arenoso do que no argiloso (GIACHETI *et al.*, 1993).

A influência dos pedregulhos na resistência a penetração do amostrador nessa camada de seixos, varia de incipiente, para camadas pouco espessas e de baixa densidade de pedregulhos na massa de solo, até o impenetrável.

Na figura 6 são apresentados 15 perfis geotécnicos que representam de maneira expressiva o subsolo das cidades onde foram realizados, bem como assemelham-se bastante com o subsolo de toda a região estudada, pois, como foi observado o solo desta região apresenta características similares .

A compactidade e consistência do sedimento cenozóico variam, respectivamente, de fofa a pouco compacta para as ocorrências arenosas e de mole a média para as argilas.

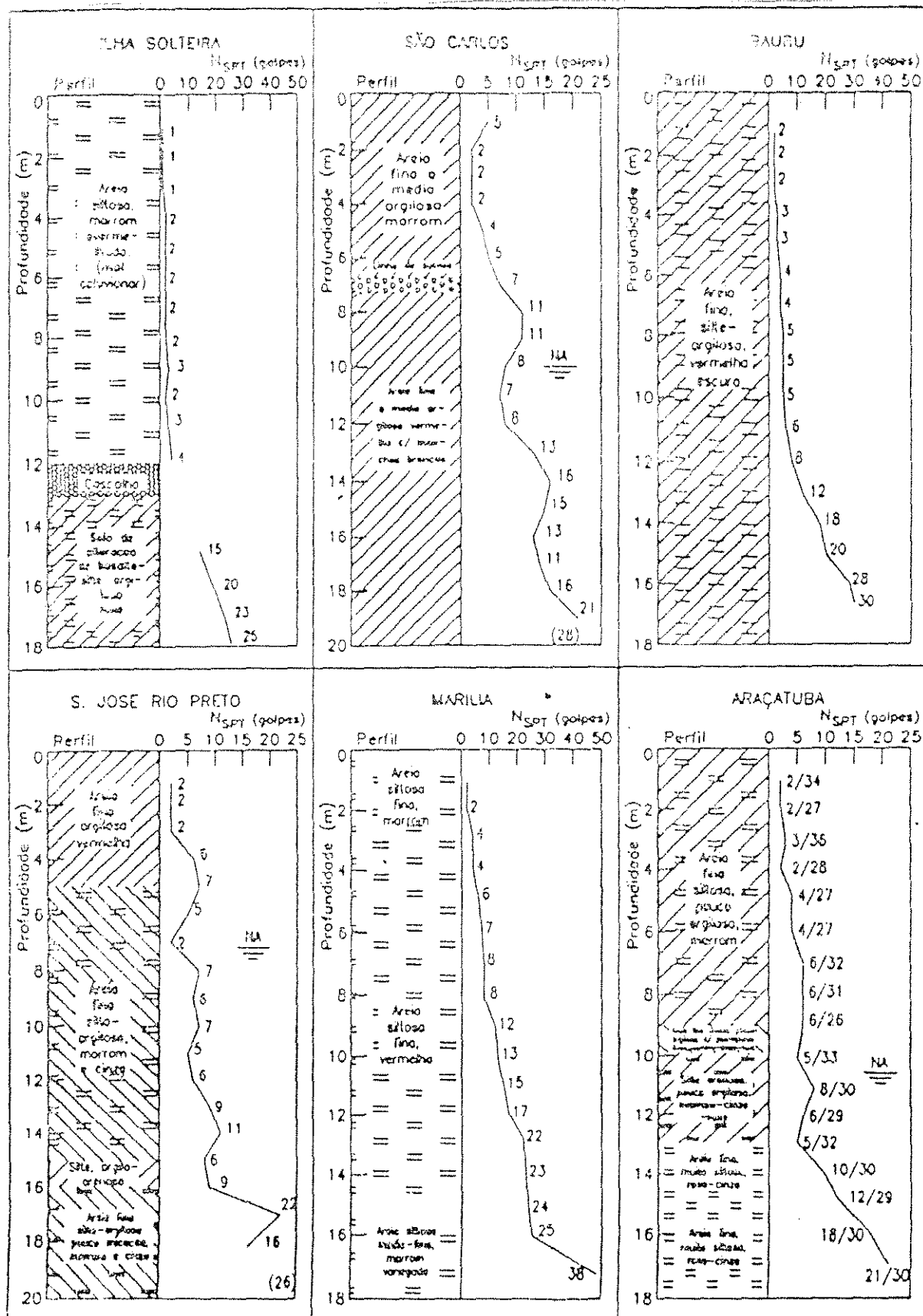


FIGURA 15 - Perfis de sondagens (SPT) em algumas cidades do interior de São Paulo.

3.2.2.1.1 - Propriedades índices

Os resultados de dissertações realizadas na EESC-USP (STANCATI, 1978; FEJON, 1987; AGUIAR, 1989; BROLLO, 1991; LOLLO, 1991; NISHIYAMA 1991 e GRUBER, 1993) permitiram fornecer os intervalos de variação das propriedades índices das texturas arenosa e argilosa do sedimento cenozóico.

Na figura 16 estão mostradas as faixas granulométricas dessas duas texturas. Os solos arenosos variam desde areia fina a média até areias finas argilosas, com uma porcentagem de silte inferior a 10%, ocasionando uma falta de partículas de tamanhos intermediários. Os solos argilosos variam desde argilas arenosiltosas até argilas siltosas com porcentagens de argila e areia aproximadamente iguais, o que, muitas vezes, dificulta a sua identificação no campo.

O índice de vazios de ambos os solos apresenta-se acima de 0,70. Os solos arenosos mostram vazios pequenos, o suficiente para ocasionar o inconveniente de succionar a parafina líquefeita usada na impermeabilização de amostras indeformadas.

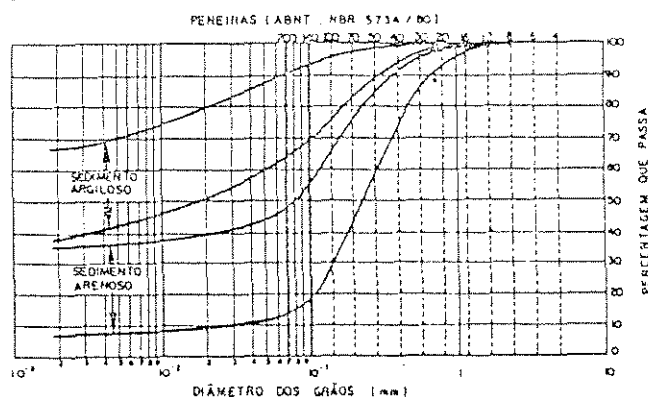


FIGURA 16 - Faixas granulométricas dos solos do sedimento cenozóico.

A plasticidade dos solos arenosos varia desde o não plástico até valores do índice de plasticidade da ordem de 15%, enquanto que os solos argilosos tem esse intervalo entre 13% a 33%. Segundo VARGAS (1988), a classificação dos solos tropicais pode ser feita a partir dos limites de consistência, desde que se considerem os argilominerais e a natureza mineralógica de fração silte.

Os sólidos predominantes na formação de ambos os solos são o quartzo na fração areia e a caulinita na argila, resultando por isso, solos inativos e não expansivos. As massas específicas dos sólidos variam em torno de $2,65 \text{ g/cm}^3$ e $2,75 \text{ g/cm}^3$ para os solos arenosos e argilosos, respectivamente. Quando ocorre maior quantidade de minerais mais pesados, a massa específica dos sólidos pode chegar a valores superiores a $3,00 \text{ g/cm}^3$.

Na figura 17 são mostradas quatro curvas de compactação de laboratório na energia equivalente ao do Proctor Normal. As duas mais à esquerda (1 e 2) definem um limite de variação dessas curvas para os solos arenosos, enquanto as duas mais à direita (3 e 4) definem esse limite para os solos argilosos.

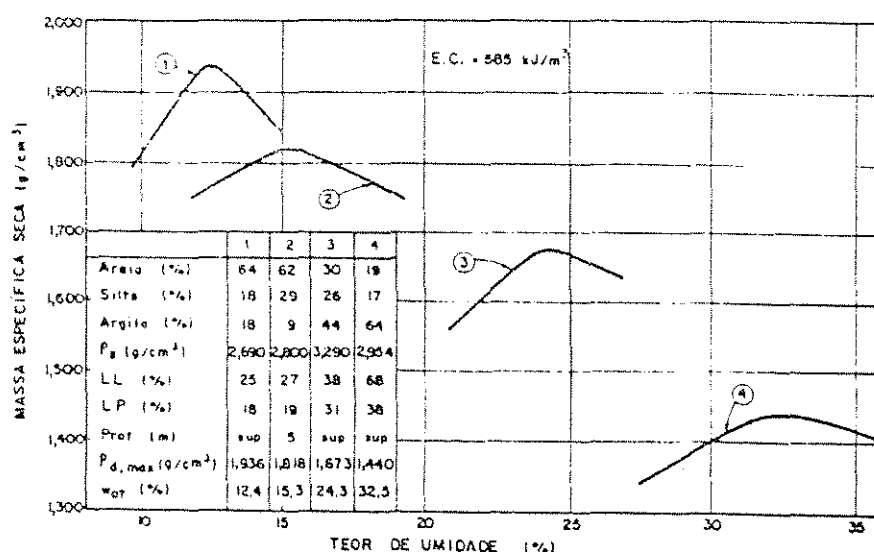


FIGURA 17 - Curvas de compactação - proctor normal. (Fonte: FERREIRA, 1991)

3.2.2.2 Solo Residual do Grupo Bauru

Parte da área estudada, predominantemente a designada pelo Planalto Ocidental, apresenta locais onde o solo superficial deixa de ser o sedimento cenozóico, para encontrarmos o solo residual do Grupo Bauru, principalmente na região onde localiza-se a Cidade de Bauru. Trabalhos de FERREIRA (1991) e AGNELLI (1992), apresentam resultados de ensaios *in situ* e de laboratório, bem como suas características geotécnicas, em estudos realizados na região de Bauru, resultados representativos para caracterizar o solo referente a este grupo.

O solo superficial é o arenoso, residual do arenito do Grupo Bauru (AGNELLI, 1992).

O solo do Grupo Bauru é dividido da base para o topo, nas formações Caiuá, Santo Anastácio, Adamantina e Marília, sendo que na região de Bauru ocorrem apenas as formações Adamantina e Marília (SOARES *et al.*, 1979).

Segundo FERREIRA (1991), a Formação Adamantina é constituída por arenitos de granulação de média a fina, siltitos arenosos micáceos, arenitos micáceos, argilitos e arenitos conglomeráticos e, raramente, arenitos com nódulos carbonáticos.

A fração arenosa é rosada e avermelhada, com boa seleção e arredondamento regular. Análise granulométricas (DAEE-1976), da Formação Adamantina, com 80 a 100 % de areia, mostram diâmetro d_{50} entre 0,09 mm e 0,28 mm, com uma média de 0,15 mm.

A espessura da Formação Adamantina é muito variável, em função das irregularidades topográficas do subsolo (basaltos da Formação Serra Geral ou arenitos da

Formação Botucatu ou Pirambóia, conforme o local). Entretanto, sua espessura máxima na área é inferior a 200 m.

O contato basal da Formação Adamantina é feito com uma discordância erosiva que a separa das formações abaixo (Pirambóia, Botucatu ou Serra Geral). Porém, na área, não existem afloramentos deste contato. O contato superior com a Formação Marília é brusco e transicional, de maneira bem marcante.

Quanto à origem, as freqüentes estruturas hidrodinâmicas (estratificação e marcas ondulares assimétricas), mostram que a Formação Adamantina foi depositada por rios meandantes com extensas planícies de inundação, onde eram comuns as lagoas. Os bancos de arenitos foram depositados por canais e os bancos de siltitos em planícies de transbordamento, baixos de inundação e lagoas.

A Formação Marília é constituída por arenitos, conglomerados e laminitos, intercalados entre si, apresentando seixos de composição variada, geralmente de quartzo, calcedônia, quartzito e arenito e, algumas vezes, de calcário e argilito.

Os arenitos são de granulação fina à grossa, freqüentemente conglomeráticos (seixos de quartzo, basalto, quartzito, gnaiss, arenito e argilito), com cimento carbonático, de cores bege, cinza claro e vermelho. Geralmente são sub-angulares e mal selecionados.

A Formação Marília apresenta-se bastante lixiviado, originando solo avermelhado de grande espessura da ordem de 80 a 90 metros. Quanto a origem, SOARES & LANDIM (1975), atribuem para esta formação, um ambiente de leques aluviais, justificando através da litologia, granulometria e estruturas sedimentares.

3.2.2.2.1 Propriedades índices

FERREIRA (1991), coletou amostras de três diferentes locais da região de Bauru e, junto ao Laboratório de Geotecnia da E.E.S.C-U.S.P, elaborou um programa de ensaios sobre amostras deformadas e indeformadas, para cada local pesquisado, realizando ensaios de granulometria, massa específica dos sólidos, limites de liquidez e plasticidade e, compactação, nas amostras deformadas e, ensaios de compressão simples e adensamento.

Considerando que o solo estudado apresenta características bastante semelhantes nas três regiões onde as amostras foram coletadas, considerou-se para fins deste trabalho que o restante da região onde encontra-se o solo do Grupo Bauru venha a ter as mesmas características e, os resultados apresentados à seguir de acordo com o trabalho de FERREIRA (1991), exprimem a média das três regiões da cidade de Bauru.

Na figura 18 estão mostradas as faixas granulométricas médias para as três regiões onde as amostras foram coletadas e, a distribuição granulométrica determinada, apresentando discretas variações com a profundidade de um local para o outro. A granulometria foi praticamente constante para toda a espessura, nos três locais pesquisados e, de acordo com a ABNT na NBR 7181/84, o solo foi classificado como sendo uma areia fina argilosa, com porcentagens médias de partículas de 73 % de areia, 12 % de silte e 15 % de argila. Os valores obtidos para índice de vazios, em média, estão situados dentro da faixa de 0,40 a 0,85, previstos por DAS (1985), para o caso das areias finas. Na caracterização quanto à plasticidade, os limites de Atterberg obtidos para cada local, sofreram pequena variação com a profundidade, sendo os índices de plasticidades obtidos em média de 7,3 a 5,3.

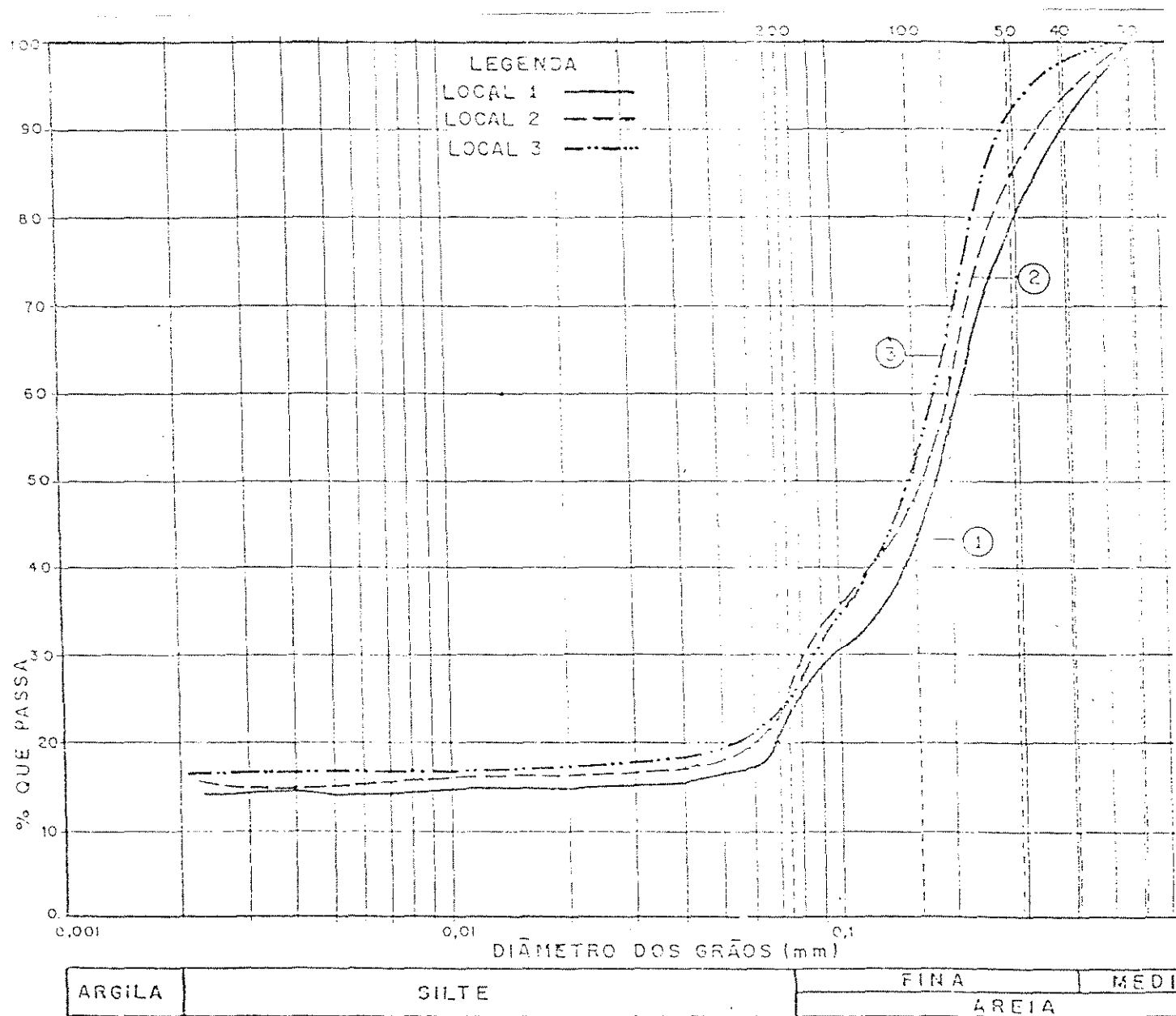


FIGURA 18 - Curvas granulométricas médias para o solo da região de Bauru.

(Fonte: FERREIRA, 1991)

A massa específica dos sólidos se manteve praticamente constante para toda área estudada, apresentando valores entre $2,66 \text{ g/cm}^3$ e $2,71 \text{ g/cm}^3$, com valor médio de $2,68 \text{ g/cm}^3$.

Os parâmetros $\rho_{d\text{máx}}$ e w_{ot} , obtidos nos ensaios de compactação apresentaram pequenas dispersão, apresentando valores bem característicos, coerentes com valores típicos fornecidos por VARGAS (1981), para solos residuais de arenito, ficando o teor de umidade ótima entre 9,7 e 11,8 %, para uma média entre as amostras de 11,5 %, estes resultados podem ser observados nas figuras 19.1, 19.2 e 19.3.

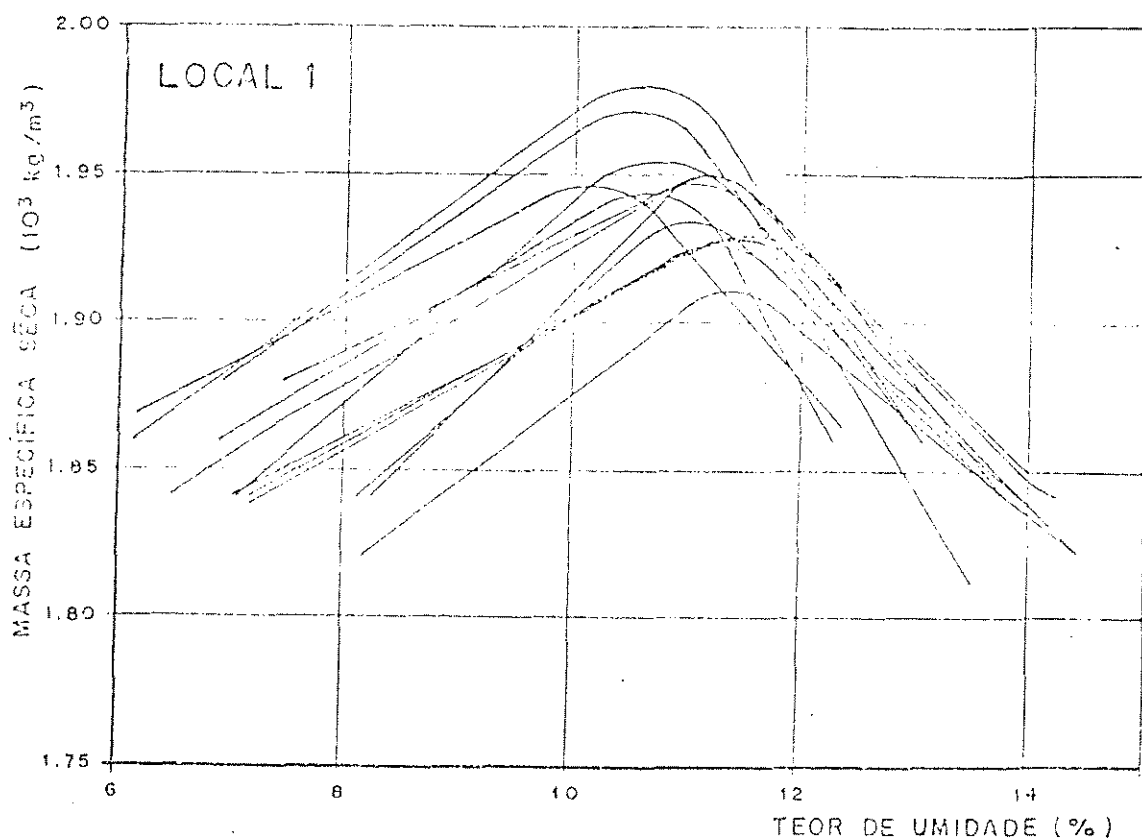


FIGURA 19.1 - Curvas de compactação - Local 1. (Fonte: FERREIRA, 1991)

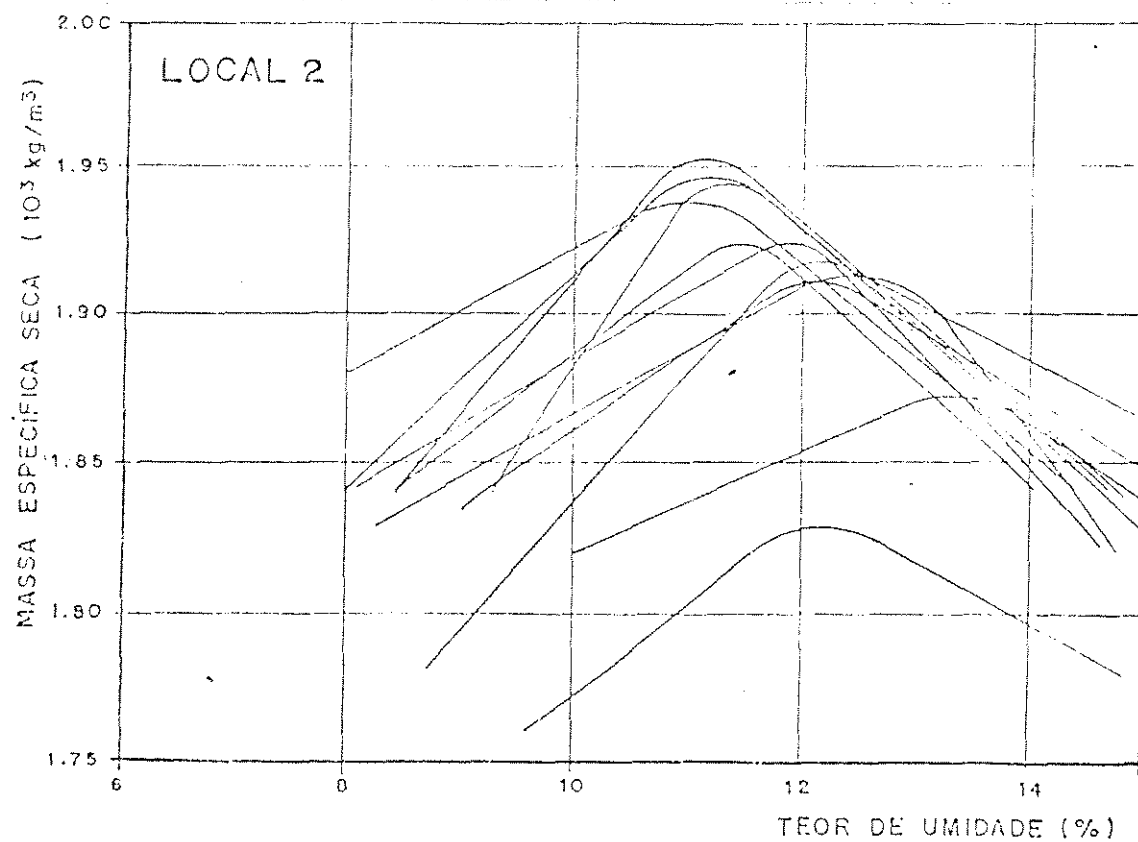


FIGURA 19.2 - Curvas de compactação - Local 2. (Fonte: FERREIRA, 1991)

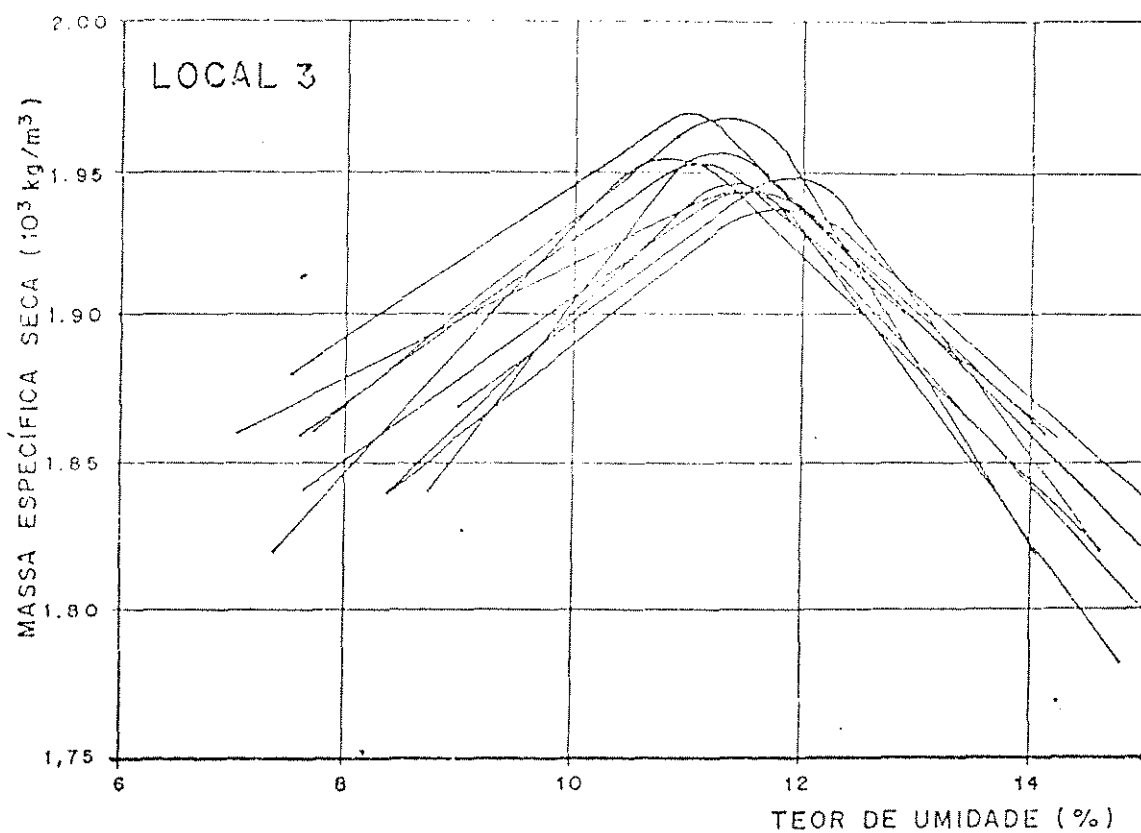


FIGURA 19.3 - Curvas de compactação - Local 3. (Fonte: FERREIRA, 1991)

3.2.2.3 Colapsibilidade

Uma das principais características do solo estudado é apresentar o fenômeno da colapsibilidade, que consiste numa redução abrupta de volume, provocada pelo desarranjo de sua estrutura devido a um aumento do teor de umidade. O colapso provoca portanto uma descontinuidade na curva tensão x deformação, conforme ilustrado pela prova de carga genérica da figura 20, em que se admite a inundação do solo durante o ensaio.

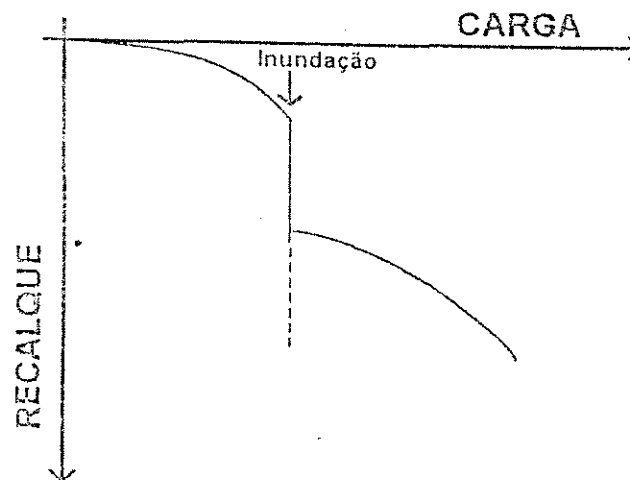


Figura 20 - Ocorrência de colapso em prova de carga.

Em consequência, as fundações de edificações em solos colapsíveis podem se comportar satisfatoriamente por algum tempo, mas bruscamente sofre um recalque adicional, em geral de considerável magnitude, por causa do aparecimento acidental de uma fonte de água que passa a inundar o solo, acarretando um efeito perverso ao solo colapsível e, consequentemente, um comportamento dramático das fundações.

O mecanismo do colapso difere completamente do processo clássico de adensamento. O colapso “ocorre como resultado de um acréscimo do teor de umidade e, por isso, há expulsão de ar da estrutura do solo colapsível em vez de expulsão de água”(MACKECHNIE,1989). Essas condições inversas ou contrárias de entrada e saída de água podem caracterizar o fenômeno do colapso como oposto ao do adensamento. Também o tempo de ocorrência do fenômeno faz uma distinção nítida entre colapso e adensamento. No adensamento, “a variação de volume dos solos saturados ocorre como um processo transiente; por outro lado o colapso manifesta-se num período de tempo relativamente curto”(TADEPALLI & FREDLUND, 1991).

À conceituação tradicional de colapso sobre carga constante, pode-se acrescentar modernamente a alternativa de maior compressibilidade ou menor rigidez do solo em vez de descontinuidade da curva tensão x deformação de solos colapsíveis, se a inundação procede ao início do carregamento. Nesse caso de inundação prévia a colapsibilidade se manifesta não por um recalque abrupto, mas pela redução da capacidade de carga, conforme ilustrado pela figura 21.

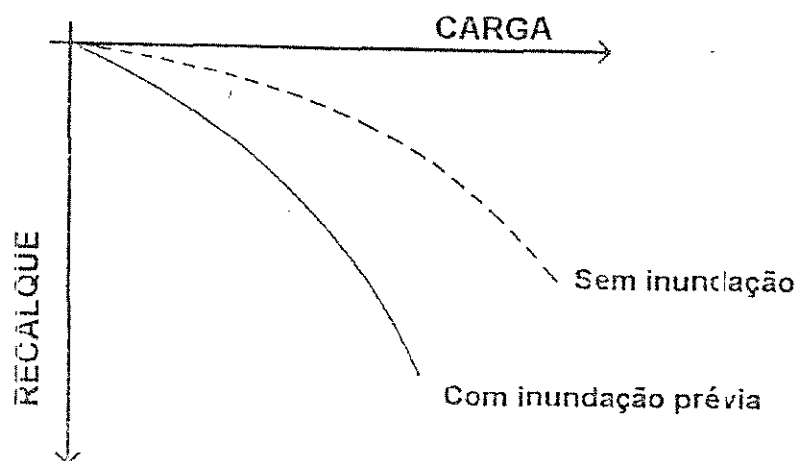


FIGURA 21 - Prova de carga em solo colapsível previamente inundado.

São dois os requisitos básicos para o desenvolvimento da colapsibilidade: uma estrutura porosa, caracterizada por um alto índice de vazios, e a condição não saturada, representada por um baixo teor de umidade. A estrutura porosa pode estar associada a presença de um agente cimentante que, aliada a uma sucção suficientemente elevada, estabiliza o solo na condição parcialmente saturada, conferindo-lhe uma resistência “aparente” ou temporária.

Mas para um solo potencialmente colapsível entrar efetivamente em colapso, duas condições básicas devem ser satisfeitas: a elevação do teor de umidade até um certo valor limite e a atuação de um estado de tensões também limite ou crítico que, em fundações, é representado pela carga de colapso. A adição de água ao solo colapsível produz um efeito adverso ou destrutivo, pois reduz ou dissipa a sucção e/ou enfraquece e até destrói a cimentação, causando a redução da resistência e, portanto, o colapso do solo, se a carga atuante é suficientemente alta.

Em outras palavras o solo colapsível apresenta uma estrutura potencialmente instável mas mantida com uma rigidez temporária graças à pressão de sucção e/ou cimentação. Este estado resistente é instável frente a variação do teor de umidade, pois quando este ultrapassa um limite crítico sobrevem o colapso, desde que a carga atuante também esteja acima de um certo limite. Portanto, os solos susceptíveis ao colapso apresentam uma grande sensibilidade à ação da água; o aumento do teor de umidade é o mecanismo detonador ou efeito gatilho do colapso.

Quanto ao estado de tensões atuantes no solo, também há dois valores críticos, representados pelos limites inferior e superior. “A colapsibilidade dos solos porosos parece ser desprezível para tensões baixas aplicadas, aumenta com as tensões aplicadas até um máximo, diminui para um mínimo para uma alta tensão aplicada; nos caso estudados, a tensão crítica é 0,5 MPa”(VARGAS,1973). Este autor observa, contudo, que “para tão alta tensão, o recalque do solo devido a sua compressibilidade, no teor de umidade natural, é intolerável para fins práticos”.

“As regiões tropicais apresentam condições fragantes para o desenvolvimento de solos potencialmente colapsíveis, quer pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas, quer pelos solos com deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas”(VILAR *et al.* 1981).

“Alguns indicativos da presença de solos colapsíveis são: baixos SPT (≤ 4 golpes) e CPT ($q_c \leq 100$ MPa), granulometria aberta (ausência de fração silte), baixo grau de saturação ($\leq 60\%$) e grande porosidade ($\geq 40\%$)”. (FERREIRA *et al.*, 1989).

No Estado de São Paulo, comprovadamente se destacam como solos colapsíveis o sedimento cenozóico e, o solo residual do grupo Bauru, que recobrem grandes extensões do interior do Estado, como vimos anteriormente e, também a argila porosa vermelha da cidade de São Paulo.

3.3 FUNDAÇÕES

3.3.1 Fundações diretas

De acordo com a NBR-6122/96, define-se fundação superficial (ou rasa ou direta) como aquela em que a carga é transmitida ao terreno predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação e compreendem as sapatas, os blocos, as sapatas associadas, os *radiers* e as vigas de fundação. A profundidade de apoio é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Sapata é um elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de trabalho nele produzidas não sejam resistidas pelo concreto, mas sim pelo emprego da armadura. Pode possuir espessura variável ou constante e sua base em planta é normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal.

O bloco, elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura. Pode ter suas faces verticais, inclinadas ou escalonadas e apresentar normalmente em planta seção quadrada ou retangular.

Sapata associada ou radier parcial é uma fundação comum à vários pilares, cujos centros, em planta, não estejam situados no mesmo alinhamento. Ocorre quando não é possível projetar sapatas isoladas, podendo haver superposição em planta.

Radier é o caso limite, quando todos os pilares de uma obra estão sobre a mesma sapata.

Viga de fundação elemento de fundação comum a vários pilares, cujos centros, em planta, estejam situados no mesmo alinhamento.

Neste caso o cálculo estrutural deve ser feito levando em conta que as reações de apoio devem coincidir com as cargas dos pilares.

O problema básico para se projetar uma fundação direta consiste na fixação da pressão admissível para o solo.

Pressão admissível sobre uma camada de terreno de fundação é aquela que aplicada sobre a mesma, nas condições fixadas em cada caso, provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e simultaneamente oferece um coeficiente de segurança satisfatório contra a ruptura ou o escoamento do solo.

Recalque admissível é aquele que a estrutura pode suportar sem prejudicar sua estabilidade, utilização e estética.

Qualquer fundação provoca recalques que, desde uniformes não tem maior importância, dependendo é claro de sua magnitude. O que importa são os recalques diferenciais (diferença entre os recalques máximo e mínimo) e mais ainda o recalque diferencial específico (ou a distorção angular) definido como a relação entre o recalque diferencial e a distância entre os pontos correspondentes.

3.3.2 Fundações profundas

De acordo com a NBR 6122/96, é todo elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência do fuste) ou por uma combinação das duas, e que esta assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação inclui-se as estacas, os tubulões e os caixões.

Quando as camadas superiores do solo tem características tais que se as cargas de uma construção forem apoiadas sobre elas poderá advir ruptura do terreno ou recalques excessivos, é preciso utilizar fundações profundas: estacas ou tubulões.

De acordo com o item 3.9 da NBR-6122/96, estaca é um elemento de fundação profundo executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário.

Quanto ao material as estacas podem ser:

- a) de madeira
- b) de aço
- c) de concreto - simples
 - armado
 - protendido

d) mistas

Quanto ao modo de sua execução:

- pré-fabricadas
- moldadas *in loco*

Evidentemente as estacas de madeira e de aço são pré-fabricadas e introduzidas, posteriormente, no solo; as de concreto podem ser pré-fabricadas (pré-moldadas) ou moldadas *in loco*.

Estacas podem ser cravadas verticais ou inclinadas e podem ser submetidas a esforços de compressão ou tração na direção de seu eixo ou a esforços associados (incluindo esforços horizontais, momentos, etc.)

Cravação de estacas

Estacas podem ser introduzidas no solo por:

- cravação dinâmica, bate-estacas
- cravação com carga estática
- cravação por jato de água ou ar

É normalmente usada a cravação dinâmica (bate-estacas) para a cravação de estacas pré-fabricadas ou para a introdução de um molde metálico dentro do qual será concretada a estaca moldada in loco.

Usa-se a cravação estática quando devido às condições de vizinhança, uma cravação dinâmica é contra indicada (também chamada cravação por prensagem).

Usa-se também cravação estática em casos de reforço de fundação.

No caso de cravação dinâmica por bate-estacas a mesma prossegue até que a peça que está sendo cravada penetre no terreno, até a profundidade estipulada no projeto ou ainda até a nega.

No caso de cravação estática a mesma é levada até que a força necessária para a cravação (lida em manômetro e transformada em força através de um gráfico) atinja o valor estipulado (normalmente a carga de trabalho multiplicada por um coeficiente de segurança)

Estacas de madeira

A estaca de madeira é o tipo mais antigo de estacas que se usou e evidentemente o mais simples.

Existem estacas de madeira em obras executadas há mais de 1.000 anos

Trata-se de cravar um tronco de madeira o que normalmente é feito ainda hoje com bate-estacas de pequenas dimensões e martelos bastante leves.

O problema do uso dessas estacas são em primeiro lugar o fato de que só servem para pequenas cargas e evidentemente só nos casos em que sua durabilidade pode ser garantida.

A norma NBR-6122/96 fixa exigências sobre diâmetro mínimo (15 cm na ponta e 25 cm no topo) e quanto ao alinhamento.

Além disso manda proteger o topo para que resista aos esforços de cravação.

A exigência mais importante diz respeito ao nível de água. Em estruturas permanentes é imprescindível que o topo fique abaixo do nível de água permanentemente, a não ser que a madeira seja convenientemente tratada (osmose-pentox, creosoto a quente, etc.)

Em estruturas provisórias essa exigência é dispensável.

Cuidados especiais devem ser tomados quando em regiões sujeitas a ataque de teredo e outros animais que se alimentam de madeira (exemplo: Porto de Paranaguá).

É admitido o uso de emenda através de sambladura, anel metálico ou talas de junção.

A madeira usada entre nós é em geral o eucalipto, embora seja madeira de qualidade inferior. Usa-se normalmente em cimbramento, para cargas por estacas da ordem de 10 a 15 toneladas.

Estacas metálicas

Estacas metálicas são largamente usadas entre nós atualmente, principalmente, quando é necessário atingir profundidades muito elevadas.

Tem-se cravado estacas de 60-70 m. Pode-se usar perfis laminados, perfis soldados, estacas compostas de trilhos soldados e atualmente estacas tubulares (tubo de aço), que tem como grande vantagem o momento de inércia elevado para a mesma área de aço.

As emendas são feitas por solda usando-se também talas de junção.

As estacas de aço, quando terminada a cravação devem ter seu topo, eventualmente danificado durante a cravação, cortado.

A ligação da estaca de aço com o bloco de capeamento é outro assunto que tem sido discutido e uma série de soluções têm sido dadas, penetração no bloco, chapa de apoio, etc.

Atualmente com base em pesquisa feita nos Estados Unidos tem-se considerado suficiente uma penetração de 20 cm no bloco fazendo eventualmente uma fretagem em espiral nesse trecho, caso a estaca trabalhe à compressão.

No caso de tração deve-se soldar uma armadura capaz de transmitir o esforço de tração à estaca.

No caso de estacas tubulares vale o mesmo princípio a não ser que se encha de concreto o tubo até a altura capaz de transmitir a carga por aderência à camisa.

Problema sério com estacas de aço é que se usar martelos muito pesados a estaca tende a penetrar exageradamente no terreno, principalmente no caso de perfis, dada sua pequena seção.

É conveniente, no caso de comportamento discrepante com o previsível pelas sondagens interromper a cravação e verificar novamente, após alguns dias o efeito de "recuperação", ou então fazer provas de carga com vários comprimentos cravados, quando o vulto da obra o justificar.

De maneira geral a estaca metálica não constitui uma solução econômica quando existem outras possibilidades.

As vantagens do uso de estacas metálicas são importantes quando se pode:

- a) Economizar alavancas
- b) Utilizar estacas também como parte incorporada em muros de arrimo
- c) Uso simultâneo como estrutura provisória

Estacas pré-moldadas

As estacas pré-moldadas de concreto podem ser de concreto armado ou de concreto protendido.

Podem ser concretadas em formas horizontais ou verticais ou ainda por centrifugação.

São normalmente quadradas ou de seção circular, maciças ou ocas e excepcionalmente hexagonais ou octogonais.

As estacas de concreto protendido são normalmente feitas com armadura aderente, concretadas em pistas de protensão. Nos casos de estacas centrifugadas protendidas a ferragem é colocada na própria forma a ser centrifugada.

Estacas moldadas *in loco*

Brocas, são estacas de pequeno diâmetro, 25 a 30 cm, executadas manualmente e que são normalmente utilizadas para cargas da ordem de 5 a 8 toneladas.

Podem ser feitas com base alargada, através de um equipamento simples, tipo guarda-chuva, com limpeza posterior, pelo trado comum. Com isto costuma-se usar cargas da ordem de 12 a 15 toneladas.

A concretagem é simples com concreto jogado de cima.

Normalmente pontas de ferro são espetadas na parte superior.

Através de equipamentos mecanizados faz-se estacas escavadas de 25, 30 e 40 cm de diâmetro. A maior vantagem é a rapidez de execução, pois a máquina escava em poucos minutos.

As estacas tipo STRAUSS constituem uma fundação bastante difundido entre nós dado que o equipamento utilizado é muito simples e de fácil transporte.

Embora como fundação a estaca tipo STRAUSS seja solução bastante satisfatória o seu uso indiscriminado para qualquer tipo de solo tem conduzido a acidentes bastante sérios. Não há maiores problemas quando a execução é cuidadosa e a ponta fica em terreno impermeável e a concretagem é feita em seco. Quando, porém, a ponta fica em areia ou quando o tubo é puxado demasiadamente rápido e sem controle, interrupção do fuste é comum e suas conseqüências podem ser graves.

Estacas Apiloadas são executadas através da queda de um pilão sobre o solo de fundação, fazendo com que o mesmo seja compactado nas laterais do fuste da estaca, não

havendo remoção de solo, sendo o furo aberto pela expulsão do solo para as laterais do fuste da estaca e também para o fundo. A concretagem se dá sem a compactação do concreto que é simplesmente lançado na boca da estaca.

Estacas mistas

Em certos casos solução de estaca utilizando dois materiais diferentes: madeira + concreto ou aço podem ser usadas. Em obras com cargas pequenas e grandes comprimentos que podem vir a ser o caso de edificações rurais, madeira + concreto tem aplicações economicamente satisfatórias.

Os exemplos de fundações apresentados são os mais indicados, devido a sua viabilidade técnica-econômica para as construções rurais.

3.3.3 Provas de cargas

3.3.3.1 Generalidade

A natural dificuldade em conhecer as propriedades do solo onde as fundações serão construídas, as alterações das condições iniciais provocadas pela execução da fundação e o comportamento complexo do conjunto fundação-solo, de difícil modelagem numérica ou analítica, justificam a necessidade de utilização de ensaios “*in situ*”, constituindo então as provas de carga.

As provas de carga, utilizadas em geotecnia para se estudar o comportamento de fundação-solo, verificam aspectos importantes como a capacidade de carga, deslocamentos do elemento da fundação, e ainda, no caso de estacas instrumentadas, a transferência de carga em profundidade (ALBUQUERQUE, 1996).

Os diversos motivos que levam à execução de uma prova de carga podem ser resumidos da seguinte maneira:

- assegurar que não irá ocorrer ruptura para uma certa carga de trabalho
- avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação
- determinar qual a carga de ruptura, realizando uma checagem das estimativas
- determinar o comportamento carga x deslocamento de um elemento de fundação, especialmente na região da carga de trabalho.

Destes motivos citados, os dois primeiros podem ser considerados como ensaios relativos ao “controle de qualidade”, ao passo que os restantes seriam ensaios para obtenção

de dados, usados na avaliação dos parâmetros adotados em projetos, tendo em vista a previsão de recalques ou projetos de obras semelhantes (ALBUQUERQUE, 1996).

As provas de cargas podem ser feitas com cargas verticais ou inclinadas, à compressão ou tração, cargas horizontais ou qualquer tipo de solicitação, procurando reproduzir as condições de funcionamento da fundação a que se destinam.

As provas de carga podem ser divididas em:

- a) Prova de carga direta sobre o terreno da fundação
- b) Prova de carga estática em estacas e tubulões
- c) Prova de carga dinâmica em estações

3.3.3.2 Prova de carga estática

A prova de carga estática é definida na aplicação de sucessivos estágios de carga à fundação, conjuntamente com a leitura dos recalques correspondentes; para aplicar a carga é necessário utilizar um sistema de reação para que se possa efetuar o carregamento.

Neste tipo de trabalho o estudo estatístico raramente é feito, tendo em vista que não se consegue abranger um número significativo de elementos, pois toda uma estrutura é necessária para a realização de uma prova de carga estática, incluindo o custo e o tempo. Mas, apesar de todas estas dificuldades, este procedimento ainda é a melhor maneira de se

comprovar a resistência de uma fundação isolada, principalmente se for profunda, do tipo estaca ou tubulão.

3.3.3.3 Prova de carga dinâmica

Este ensaio constitui uma ferramenta alternativa quando se deve testar uma grande quantidade de estacas, devido ao custo moderado e à vantagem de ser realizada no final da cravação, permitindo o controle de sua instalação e a determinação do comprimento da estaca.

A verificação da capacidade de carga de estacas cravadas através da aplicação de fórmulas dinâmicas controladas pelas *negas*, tem sido um procedimento padrão adotado durante muito tempo. Entretanto, a compreensão do fenômeno de cravação de estacas sofreu avanços mais significativos a partir da teoria de equação de onda, através do trabalho inicial de SMITH (1960); o advento dos computadores contribuiu para uma rápida difusão desta técnica.

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

A norma brasileira NBR-6122/96, no seu capítulo sobre estacas cravadas, refere-se aos métodos dinâmicos como uma das formas de determinação da capacidade de carga de uma estaca pré-moldada.

O conceito mais recente para prova de carga dinâmica, segundo NIYAMA & AOKI (1991), baseia-se no procedimento de aplicar golpes sucessivos de martelo com energias crescentes, medindo-se a resistência à cravação através da instrumentação (DPA, Pile Driving Analyser).

O programa mais extenso e conhecido foi desenvolvido na “Case Western Reserve Institute - E.U.A”, iniciado em 1964. Deste resultou a técnica de instrumentação mais utilizada em todo o mundo na atualidade e, sobre a qual está baseado o conceito de prova de carga dinâmica, em seu sentido mais amplo (ALBUQUERQUE, 1996).

3.4 ESFORÇOS SOLICITANTES EM ESTRUTURAS

3.4.1 Ações a considerar

No cálculo dos esforços solicitantes deverá ser considerada a influência das cargas permanentes e acidentais e de todas as ações que possam produzir esforços importantes. Estas ações serão consideradas de acordo com as normas e com as condições peculiares de cada obra.

As ações são as causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. As forças são consideradas como ações diretas e, as deformações impostas como ações indiretas.

As ações podem ser:

- a) ações permanentes, provenientes das cargas permanentes;
- b) ações variáveis, provenientes das cargas acidentais;
- c) ações excepcionais e ação do vento.

3.4.1.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura e por todas as sobrecargas fixas, ou seja, os pesos próprios dos elementos estruturais e os pesos de

todos os demais componentes não removíveis, que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção (NBR 8681).

3.4.1.2 Cargas acidentais

As cargas acidentais variam em função do tipo da estrutura e seus respectivos valores são fixados por norma, dispostos na posição mais desfavorável para o elemento estudado. São ações que atuam nas construções em decorrência de seu uso, como: pessoas, mobiliário, veículos, produto ensilado no caso de silos e galpões, etc.

3.4.1.3 Ações excepcionais e ação do vento

As ações excepcionais tem duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas no projeto de determinadas estruturas (NBR 8681). Devido as características peculiares das construções rurais estudadas, como suas formas geométricas e, principalmente a localização e topografia do local da construção, geralmente lugares abertos, sem obstáculos artificiais e às vezes naturais, com isso, locais

de maior incidência de ocorrência de ventos consideráveis, será dada especial atenção ao efeito do vento nas estruturas.

Ação do vento

As ações devida ao vento são determinadas pela Norma Brasileira NBR 6123/88, “Forças devido ao vento em edificações”.

Esta norma fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas a ação estática e dinâmica do vento, visando o cálculo das várias partes que compõem a edificação.

Portanto, os ventos fortes são os de maior interesse na engenharia de estruturas e a rugosidade do terreno, os obstáculos naturais e artificiais serão objetos de consideração para determinar tal velocidade.

É até comum a ruína parcial ou total de edificações (casas, galpões, torres, silos, caixilhos, etc.), devido a ação do vento. Muitas vezes somos surpreendidos por notícias de tais eventos. A surpresa seja talvez decorrente de pouca atenção que o ser humano dedica aos vários aspectos da natureza e em particular ao ar.

Uma das dificuldades do ser humano é quantificar a velocidade do vento. É razoavelmente difícil para as pessoas e, em particular aos engenheiros, ter uma

sensibilidade. A escala de Beaufort classifica a velocidade do vento em graus crescentes em função dos efeitos causados. A tabela 1 reproduz esta escala, procurando assim permitir uma idéia da velocidade do vento após a avaliação dos danos causados.

O vento nas edificações

A ação do vento em edificações depende necessariamente de dois fatores: meteorológicos e aerodinâmicos (SÁLES, *et al* 1994).

A meteorologia estuda as condições do vento, movimento de massa de ar, causado por condições de pressão e de temperatura na atmosfera, enquanto que a aerodinâmica determina as forças resultantes em obstáculos submetidos ao fluxo de ar, em função das características da edificação.

Os aspectos meteorológicos serão responsáveis pela velocidade do vento a se considerar em uma edificação, sendo esta velocidade avaliada a partir de considerações tais como:

- local da edificação;
- tipo de terreno (plano, aclone, vales, morro, etc);
- altura da edificação;
- rugosidade do terreno (tipo e altura dos obstáculos à passagem do vento);
- tipo de ocupação.

GRAU	VELOCIDADE DO VENTO		DESCRIÇÃO DO VENTO	EFEITOS DEVIDOS AO VENTO
	Intervalo em m/s	Média em km/h		
0	0-0,5	1	calmaria	---
1	0,5-1,7	4	aura, sopro	A fumaça sobe praticamente na vertical
2	1,7-3,3	8	brisa leve	Sente-se o vento nas faces
3	3,3-5,2	15	brisa fraca	Movem-se as folhas das árvores
4	5,2-7,4	20	brisa moderada	Movem-se pequenos ramos. vento estende as bandeiras
5	7,4-9,8	30	brisa viva	Movem-se ramos maiores
6	9,8-12,4	40	brisa forte	Movem-se os arbustos
7	12,4-15,2	50	ventania fraca	Flexionam-se galhos fortes o vento é ouvido em edifícios.
8	15,2-18,2	60	ventania moderada	Difícil caminhar, galhos quebram-se, o tronco das árvores oscilam.
9	18,2-21,5	70	ventania	Objetos leves são deslocados, partem-se arbustos e galhos grossos, avarias em chaminés
10	21,5-25,5	80	ventania forte	Árvores são arrancadas, quebram-se os postes
11	25,5-29,0	95	ventania destrutiva	Avarias severas
12	29,0 e mais	105	furacão	Avarias desastrosas, calamidades

TABELA 1 - Escala de Beaufort (Fonte: NBR 6123, 1988).

Fica evidente que esta velocidade deverá considerar todos estes aspectos bem como as dimensões da edificação e as condições dos locais em que será construída.

Outros aspectos a serem considerados são: a aleatoriedade do vento que exige, não só a necessidade de realizar medições do vento natural, como também adotar simplificações para poder considerar seus efeitos e, a variação da velocidade do vento com a altura, em função das características do local de aplicação.

As forças devidas ao vento nas edificações devem ser calculadas separadamente para:

- a) elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc.)
- b) partes da estrutura (telhados, paredes, etc.)
- c) a estrutura como um todo

O cálculo separado prevê o nível de segurança requerida para edificações em função de sua finalidade. Assim para elementos de vedação e suas fixações justifica-se um coeficiente menor, pois além de não possuir responsabilidade estrutural, é mais econômica uma eventual substituição de alguns elementos do que um gasto inicial maior em todos

As forças devidas ao vento serão determinadas a partir dos seguintes parâmetros:

Velocidade do vento

Serão definidas as condições gerais que permitem determinar a velocidade que atuará em uma determinada edificação.

A primeira consideração sobre este aspecto é que regiões diferentes da terra estão sujeitas a diferentes situações da velocidade do vento. Como exemplo, sabe-se que ocorrem furacões nos Estados Unidos, no Brasil eles praticamente não ocorrem. Conclusão: é quase intuitivo que este aspecto deverá ser considerado (SÁLES, *et al* 1994).

Uma outra consideração importante é que a velocidade do vento, para uma dada região, é obtida através de medições (anemômetros ou anemógrafos), porém não devem ser esquecido que os resultados destas medições não poderão ser adotados como referência inicial sem as devidas considerações de sua variabilidade ao longo do tempo.

A vida útil de uma edificação corrente é normalizada em 50 anos fazendo com que a análise do vento deva considerar este aspecto. Em outras palavras, é necessário determinar qual a velocidade máxima num período de ocorrência adequado ao tipo de construção, o que já nos permite antever a necessidade de não só obter informações sobre a velocidade em vários locais, como também considerar estatisticamente estas informações.

Velocidade básica do vento

O conceito de velocidade básica do vento está diretamente associado às condições em que são efetuadas as medidas desta velocidade para o vento natural.

Os equipamentos destinados a leitura de velocidade do vento são padronizados assim como as condições de instalação (altura, localização e rugosidade do terreno).

Estas condições são:

- Localização dos anemômetros e anemógrafos em terrenos planos sem obstrução;
- Posição a 10m de altura;
- inexistência de obstruções que possam interferir diretamente na velocidade do vento.

Define-se, assim, um padrão que será utilizado como padrão de comparação. Sabe-se que nem sempre as edificações tem 10m de altura e estão situadas em terrenos planos. Estabelece-se a velocidade padrão e, a partir daí deverão ser feitas as devidas correções para cada caso particular da edificação.

A NBR-6123/88 estabelece para a velocidade básica um gráfico de isopletras, figura 22 baseado nas seguintes condições:

- Velocidade básica para uma rajada de três segundos;
- Período de retorno de 50 anos;
- probabilidade de 63% de ser excedida pelo menos uma vez no período de retorno de 50 anos;
- altura de 10 m;
- terreno plano, em campo aberto e sem obstruções.

As velocidades médias máximas, apresentadas no gráfico da figura 22, foram obtidas através de informações em várias estações meteorológicas (a maioria situada nos aeroportos) e com o devido tratamento estatístico. A NBR 6123/88 apresenta em um de seus anexos as estações consideradas, sua localização e altitude.

Velocidade Característica

Como pode ser observado, a velocidade básica é praticamente um padrão de referência a partir do qual é necessário determinar a velocidade que atuará em uma dada edificação, ou seja, a velocidade característica.

Esta velocidade característica deverá considerar os aspectos particulares da edificação, entre estes podemos citar:

- Topografia do local: condições particulares podem alterar consideravelmente a velocidade do vento. Por exemplo, uma edificação sobre um aclave.
- Rugosidade do terreno: a presença ou não de obstáculos, sua altura e disposição altera, como já foi visto, o perfil da velocidade do vento;
- Altura da edificação: o próprio perfil de velocidade justifica este item;
- Dimensões da edificação: o tempo da rajada será proporcional às dimensões da edificação;
- Tipo de ocupação e risco de vida: deve-se estabelecer critérios que possam considerar os riscos de vida em casos de ruína da edificação.

Portanto, a NBR 6123/88 prevê que a velocidade característica será obtida por

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

onde:

V_0 - velocidade básica

S_1 - fator topográfico

S_2 - fator rugosidade do terreno (dimensões e altura da edificação)

S3 - fator estatístico

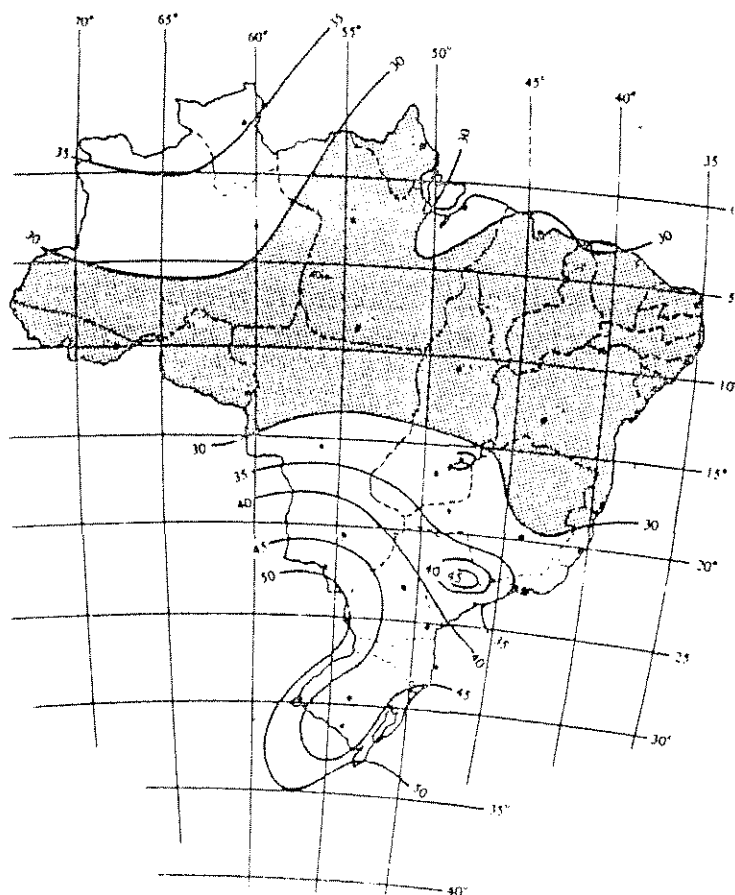


Figura 22 - Isopletas da Velocidade Básica.(Fonte: NBR 6123, 1988).

Fator Topográfico

O fator topográfico S1 considera os efeitos das variações do relevo do terreno onde a edificação será construída.

Este fator considera, portanto, o aumento ou a diminuição da velocidade básica devido a topografia do terreno, V_0 é fornecido para uma topografia de “campo aberto e plano”, portanto situações topográficas que quando comparadas com esta provoquem aumento da velocidade do vento, fornecem $S_1 > 1,0$ e, em contraposição os que provoquem diminuição desta velocidade, fornecem $S_1 < 1,0$. A aproximação ou afastamento das linhas de fluxo é a maneira em que se pode visualizar estas condições.

A norma brasileira considera basicamente três situações: terreno plano ou pouco ondulado, taludes e morros, e vales profundos protegidos dos ventos. A figura 23 ilustra estes aspectos.

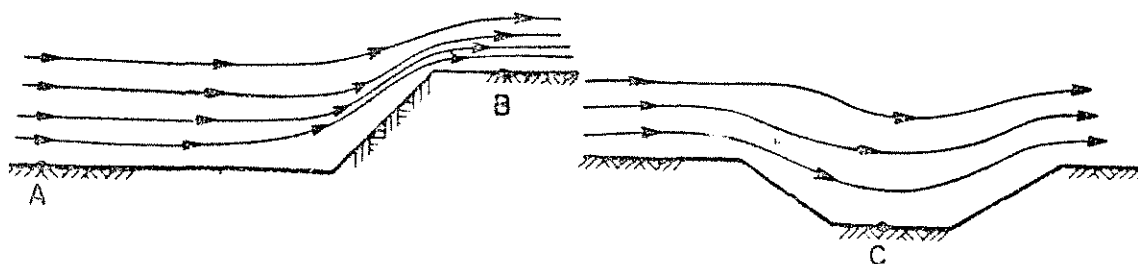


FIGURA 23 - Aspectos da alteração das linhas de fluxo em Função da topografia

Ponto A - Terreno plano.

Ponto B - Aclive com aumento da velocidade.

Ponto C - Vale protegido com diminuição da velocidade.

Valores de S1;

- a) Terrenos planos com poucas ondulações $S1 = 1,0$;
- b) Vales protegidos do vento em todas as direções $S1 = 0,9$;
- c) taludes e morros: a correção da velocidade básica será realizada a partir do ângulo de inclinação do talude ou do morro, conforme a norma, porém para efeito de simplificação utilizaremos $S1=1,1$ estando assim a favor da segurança.

Fator S2 - Rugosidade do terreno e dimensões da edificação

O fator S2 considera as particularidades de uma dada edificação no que se refere às dimensões, bem como a rugosidade média geral do terreno no qual a edificação será construída.

A discussão da influência de cada um destes fatores na velocidade característica está apresentada a seguir:

a) rugosidade do terreno:

Está diretamente associada ao perfil de velocidade que o vento apresenta quando interposto por obstáculos naturais ou artificiais.

É quase intuitivo que num terreno plano, aberto e sem obstruções o vento terá uma velocidade superior ao que ocorre no centro de uma cidade como São Paulo, densamente ocupada, onde os obstáculos fazem com que a velocidade média do vento seja menor.

A NBR 6123/88 estabelece cinco categorias de terreno (I a V) em função de sua rugosidade, transcritas a seguir:

CATEGORIA I

Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.

Exemplos: - mar calmo;

- lagos e rios;

- pântanos sem vegetação.

CATEGORIA II

Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.

Exemplos: - zonas costeiras planas

- pântanos com vegetação rala;

- campos de aviação

- pradarias e charnecas;

- fazendas sem sebes ou muros.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0m.

CATEGORIA III

Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-mentos de árvores, edificações baixas e esparsas.

Exemplos: - granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;

- fazendas com sebes e/ou muros;

- subúrbios a considerável distância do centro, casas baixas e esparsas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0m.

CATEGORIA IV

Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Exemplos: - zonas de parques e bosques com muitas árvores;

- cidades pequenas e seus arredores;

- Subúrbios densamente construídos de grandes cidades;

- áreas industriais plenas ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m.

Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

CATEGORIA V

Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e poucos espaçados.

exemplos: - florestas com árvores altas de copas isoladas;

- centros de grandes cidades;

- complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25m.

É necessário então adotar uma categoria para a definição do fator S2 para uma edificação.

b) dimensões da edificação:

As dimensões da edificação estão relacionadas diretamente com o turbilhão (rajada) que deverá envolver toda edificação. Quanto maior é a edificação maior deve ser o turbilhão que envolverá a edificação e por consequência menor a velocidade média.

Uma maneira de compreender é como se pudéssemos materializar a rajada do vento como um grande tubo que envolverá a edificação. O tempo que este tubo irá dispendir para ultrapassá-lo será então considerado o tempo de rajada. É evidente que quanto maior a edificação maiores deverão ser as dimensões do tubo.

A norma brasileira define três classes de edificações e seus elementos, considerando os intervalos de tempo de 3.5 e 10 segundos para rajadas. As classes estão transcritas abaixo:

“CLASSE A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não exceda 20 metros.

CLASSE B: toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros.

CLASSE C: toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.”

A tabela 2 a e 2 b, apresenta os valores de S2 para alturas de edificações, para valores fora da tabela utilizar a fórmula constante da norma.

Fator Estatístico S3

O fator estatístico S3 está relacionado com a segurança da edificação considerando, para isto, conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação.

CATEGORIA	z_g (m)	PARÂMETRO	CLASSE		
			A	B	C
I	250	b p	1,10 0,06	1,11 0,065	1,12 0,07
II	300	b F p ^r	1,00 1,00 0,085	1,00 0,98 0,09	1,00 0,95 0,10
III	350	b p	0,94 0,10	0,94 0,105	0,93 0,115
IV	420	b p	0,86 0,12	0,85 0,125	0,84 0,135
V	500	b p	0,74 0,15	0,73 0,16	0,71 0,175

TABELA 2 a - Parâmetros meteorológicos para o Fator S2. (Fonte: NBR 6123, 1988)

TABELA 2 b - Fator S2. (Fonte: NBR 6123, 1988)

C A T E G O R I A															
z (m)	I			II			III			IV			V		
	CLASSES			CLASSES			CLASSES			CLASSES			CLASSES		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	0,93	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	0,25	0,23	0,20	0,20	0,18
300	--	--	--	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	--	--	--	--	--	--	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1,32	1,32	1,32
500	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1,34	1,34	1,34

Para tanto a NBR-6123 estabelece como vida útil da edificação o período de 50 anos e uma probabilidade de 63% da velocidade básica ser excedida pelo menos uma vez neste período.

A tabela 3 apresenta os valores sugeridos pela norma brasileira.

GRUPO	DESCRIÇÃO	S_3
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos Grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

TABELA 3 - Valores mínimos para o fator S_3 . (Fonte: NBR 6123, 1988)

3.4.1.4 Comentários Gerais

A determinação dos fatores S1, S2 e S3 deverá ser sempre adequada às características da edificação e do terreno, procurando reproduzir estas condições.

É interessante salientar que a determinação da velocidade característica, isto é, a velocidade na qual estará adequada uma dada situação do edifício e do terreno, nada mais é do que a correção de uma velocidade padrão (V_0) para estas condições particulares.

Exemplos da determinação desta velocidade característica poderão ser observados no capítulo Exemplos Práticos de Cargas Atuantes em Construções Rurais e modelos usuais de fundações, juntamente com o cálculo para a determinação das forças, devido ao efeito do vento sobre as estruturas.

COEFICIENTES AERODINÂMICOS E AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO

Pressão Estática

Para um fluido incompressível e um fluxo em regime permanente (o ar é considerado contínuo e incompressível até para velocidades da ordem de 300 Km/h), podemos aplicar o teorema de Bernoulli, onde a soma das pressões estática, dinâmica e piezométrica é constante. No caso da ação do vento em edificações é possível desprezar a pressão piezométrica. podendo-se então dizer que:

$$\text{Pressão Dinâmica} + \text{Pressão Estática} = \text{constante.}$$

Podemos então aplicar o teorema de Bernoulli para a situação esquematizada na figura 24.

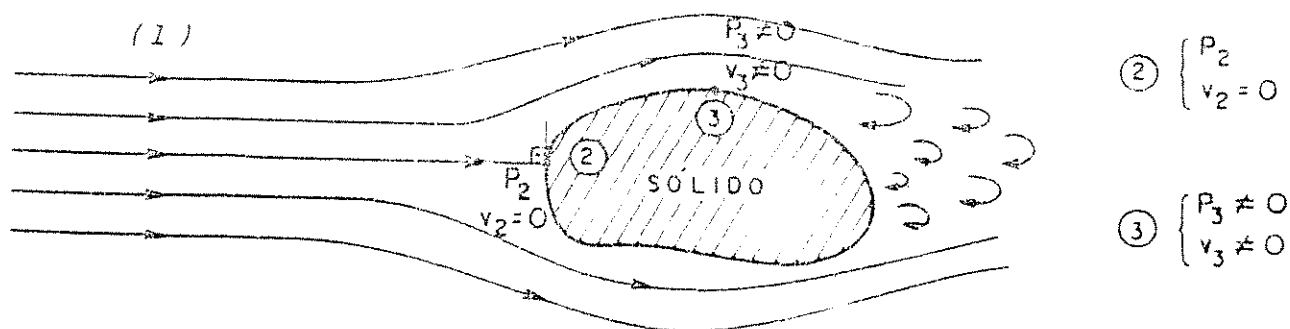


FIGURA 24 - Teorema de Bernoulli.

O ponto 2 tem a particularidade da velocidade ser nula e o denominamos de ponto de estagnação. Define-se, com isto, o parâmetro q , pressão de obstrução que nada mais é que a pressão obtida num dado ponto onde só existe pressão estática, sendo este ponto particular interessante nas aplicações da engenharia civil.

Sabendo que a velocidade V_1 nada mais é do que a velocidade característica do vento para uma edificação, obtemos então a pressão de obstrução.

$$q = \frac{1}{2} \rho V k^2$$

Substituindo o valor de ρ = massa específica do ar obtemos:

$$\rho = 12,022/9,8066 = 1,226 \text{ N s}^2/\text{m}^4$$

$$q = 0,613 V k^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad \text{ou}$$

$$q = 0,0613 V k^2 \quad (\text{Kgf/m}^2)$$

Cabe salientar a importância da pressão de obstrução, pois será utilizada como um padrão para todos os demais pontos onde deseja-se determinar a pressão estática total, enfatizando que esta pressão é perpendicular à superfície da estrutura.

Coefficiente de pressão externa.

O coeficiente de pressão externa é determinado através de ensaios de protótipos no túnel de vento, medindo-se a velocidade característica e a velocidade em um ponto qualquer associando-as respectivamente as velocidades.

Através desta metodologia, a NBR-6123 apresenta uma série de tipos de edificações com os respectivos valores de C_e .

Cabe agora observar que a força externa que irá atuar numa dada superfície de uma edificação será:

$$F_e = C_e q A$$

onde:

q = pressão de obstrução

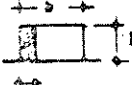
F_e = força externa

A = área da superfície analisada.

Esta força externa será aplicada em cada superfície que se deseje determinar os esforços provenientes das forças do vento, objetivando determinar as situações críticas para a estrutura em questão.

Os valores de C_e , podem ser obtidos ponto a ponto, porém o cálculo seria extremamente complicado e as normas técnicas recomendam valores médios para as superfícies que compõem a edificação, encontrados tabelados na norma brasileira.

Serão apresentados neste trabalho as tabelas de C_e (Tabela 4) para o cálculo das pressões nas paredes de edificações de planta retangular .

Altura relativa		Valores de C_e para								C de médio 
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
 $0,2 \leq \frac{b}{h} \leq 0,5$ O menor dos 2) $\frac{1}{2} \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} \leq \frac{b}{h} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} \leq \frac{b}{h} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2

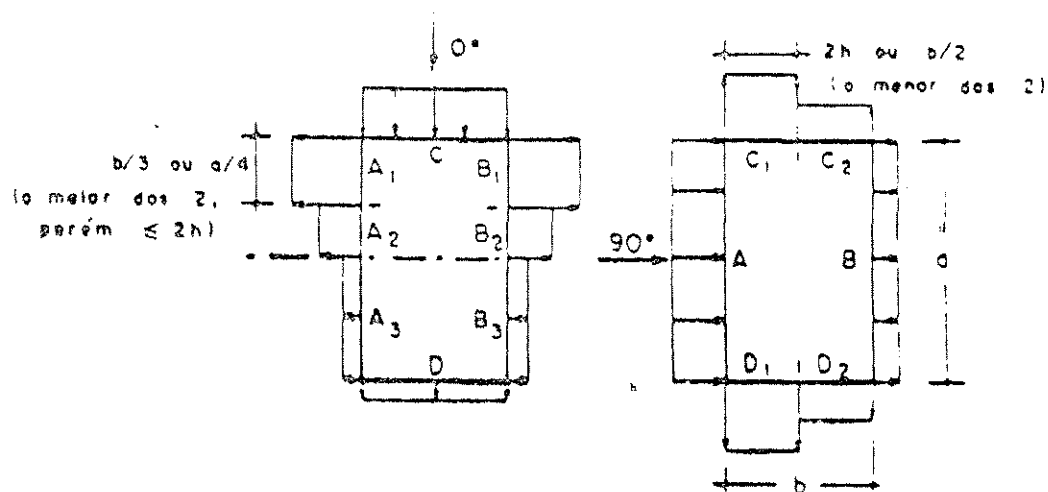


TABELA 4 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular. (Fonte: NBR 6123, 1988)

Outro tipo de esforço devido ao efeito do vento é a pressão interna nas edificações, provenientes de aberturas nas mesmas, como a finalidade principal deste trabalho é o dimensionamento das estruturas de fundação e, o efeito do vento sobre os telhados e também nas paredes, provenientes de pressão interna na edificação, não trazem esforços significativos às fundações, pois, constatou-se que na grande maioria das edificações, o peso próprio supera significativamente tais esforços, não serão apresentados tais valores, pois os esforços provenientes desta pressão especialmente nas paredes são menores, quando comparados as pressões externas e confrontados com o peso próprio.

Coeficiente de força

A força do vento atuando numa superfície de uma edificação será admitida sempre perpendicular a esta, e em particular as obtidas através do coeficiente de pressão.

A força global do vento (F_g) é a soma vetorial de todas as forças que atuam nas várias partes que compõem a edificação.

Esta força global poderá ser decomposta em várias direções, sendo que a definição desta será de acordo com as condições e hipóteses a serem efetuadas para o cálculo da estrutura.

Quaisquer destas forças (arrasto; direções x, y; sustentações, etc), poderão ser obtidas genericamente por:

$$F = C * q * A$$

onde:

q = pressão de obstrução

C^* = coeficiente de força especificado para cada caso

A = área da superfície de referência para cada caso

A figura 25 ilustra a força global e algumas das direções possíveis de decomposição desta força.

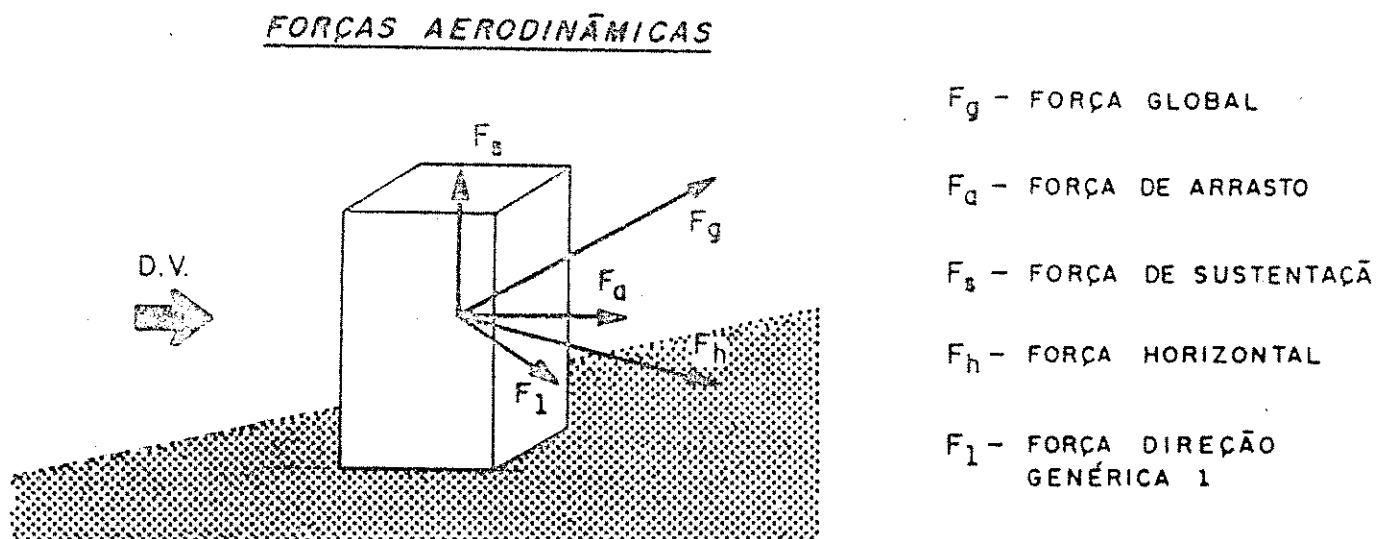


FIGURA 25 - Forças aerodinâmicas.

Força de arrasto

A força de arrasto é a componente da força global na direção do vento.

Esta força é particularmente importante pois permite ao calculista determinar as ações com características globais, ou seja, ações estas que serão aplicadas em toda estrutura.

De maneira análoga às demais forças aerodinâmicas, será obtida por:

$$F_a = C_a q A$$

onde:

F_a = força de arrasto

C_a = Coeficiente de arrasto

A aplicação prática mais comum da força de arrasto é a determinação da ação do vento nas edificações como um todo. No nosso caso em construções rurais como galpões e silos. Obter a força global numa direção do vento é razoavelmente mais simples que a análise da edificação em várias superfícies.

A seguir apresenta-se as recomendações da NBR-6123 referente ao coeficiente de arrasto.

Coeficientes de arrasto para edificações de seção constante e planta retangular

A determinação do coeficiente de arrasto (C_a), segundo a NBR-6123, para edificações de planta retangular deve considerar, principalmente, as condições de turbulência ou não do vento que incide sobre a edificação.

O vento não turbulento, caracterizado pela ausência de obstruções, como por exemplo em campo aberto, representando o nosso caso, foi o utilizado para a determinação do C_a nos ensaios de túnel de vento.

O gráfico, reproduzido na figura 26, indica o valor do C_a em função da altura, comprimento e largura da edificação.

Os coeficientes de força e, em particular o coeficiente de arrasto, são afetados pela presença de obstáculos naturais e artificiais nos arredores de uma edificação.

É extremamente difícil não só considerar estes efeitos como também dizer se eles serão benéficos ou não.

A NBR-6123 recomenda que estes efeitos de vizinhança sejam considerados até a altura do topo das edificações situadas num círculo de diâmetro igual ao da altura da edificação ou seis vezes o lado menor (b), adotando o maior dos dois valores.

A dificuldade em estabelecer com clareza as reais condições de vizinhança torna muito difícil avaliar seus efeitos, cabendo ao engenheiro definir estas condições e adotar as que melhor a reproduzem.

Para o estudo de construções rurais o efeito de vizinhança poderá ser desprezado, pois na grande maioria das vezes as edificações estarão posicionadas isoladamente, sendo portanto o vento do tipo não turbulento sem obstáculos artificiais e naturais.

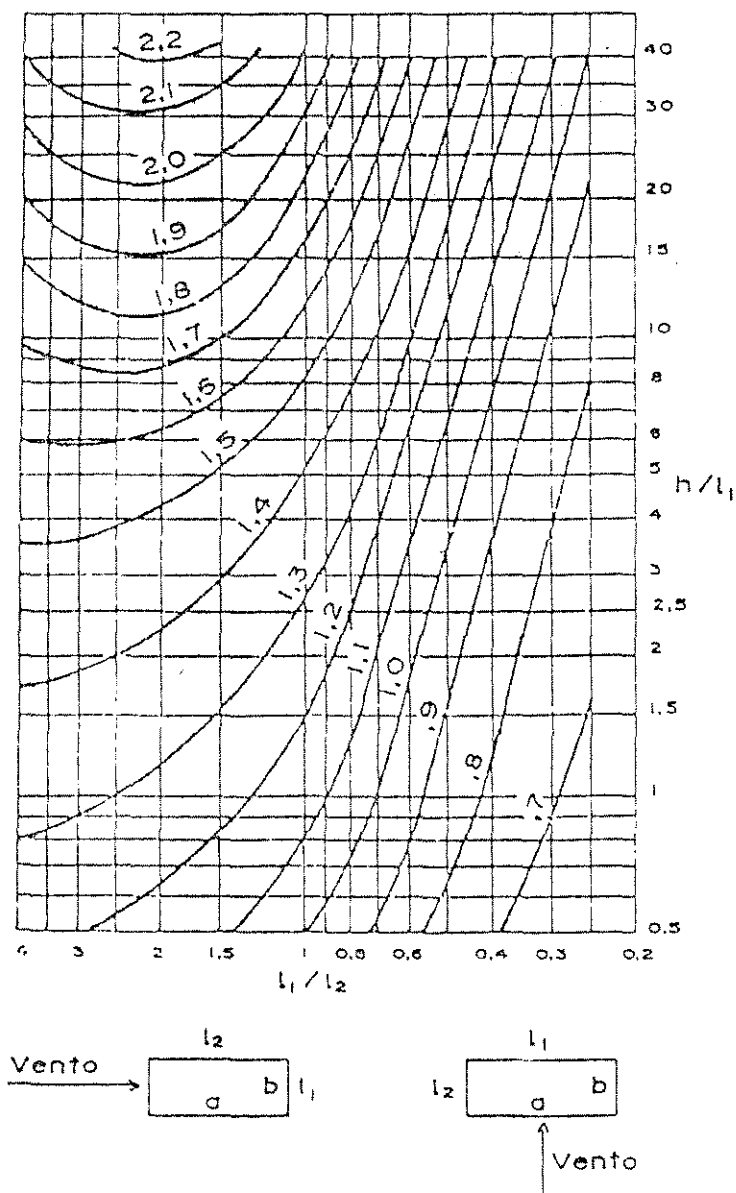


FIGURA 26 - Coeficiente de arrasto C_a para edificações de Planta Retangular - vento de baixa turbulência. (Fonte: NBR 6123, 1988)

Capítulo 4

Revisão Bibliográfica Sobre Fundações em Solos do Interior do Estado

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste Capítulo são apresentados os dados que se encontravam dispersos na literatura, sobre resultados de ensaios de vários autores, juntamente com os dados das provas de carga realizadas por este autor para a complementação deste trabalho, as quais são apresentadas em maiores detalhes no Anexo A.

4.1 COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES EM SOLOS ARENOSOS

4.1.1 Fundações superficiais (ou rasas ou diretas)

4.1.1.1 Determinação da capacidade de carga de fundações superficiais

Denomina-se Capacidade de Carga (σ_R) a tensão que aplicada por uma fundação provoca a ruptura de um solo.

Os modos de ruptura por cisalhamento podem ser divididos em três grupos: ruptura geral, ruptura por punção e ruptura local.

Ruptura geral é caracterizada pela existência de uma superfície de deslizamento contínua que vai da borda da sapata até ao nível do terreno. A ruptura é repentina, e a carga bem definida. Observa-se a formação de uma considerável protuberância na superfície e, a ruptura é acompanhada por um tombamento da fundação (ALBIEIRO *et ali*, 1984).

Ruptura por punção, ao contrário, não é fácil de ser observada. Com a aplicação da carga, a sapata tende a afundar significativamente, devida à compressão do solo subjacente. O solo externo à área carregada praticamente não é afetado, e não há movimento do solo na superfície. Os equilíbrios vertical e horizontal da fundação são mantidos (ALBIEIRO *et ali*, 1984).

Finalmente, a ruptura local é claramente definida apenas sob a base da fundação. Apresenta algumas características dos dois modos de ruptura vistos, constituindo-se num caso intermediário (ALBIEIRO *et ali*, 1984).

Geralmente o modo de ruptura depende da relativa compressibilidade do solo e, em particular, da profundidade e das condições de carregamento. Em casos normais de fundações diretas, ocorre ruptura geral em solos incompressíveis (areias compactas e argilas rijas) e ruptura por punção em solos muito compressíveis (areias fofas e argilas moles).

Para a determinação da capacidade de carga de fundações superficiais, além das provas de cargas diretas sobre placas ou provas de cargas sobre elementos de fundações,

temos: as hipóteses teóricas, equação de Terzaghi, equação de Skempton e a equação de Brinch Hansen, sendo que as primeiras propostas foram apresentadas por Prandtl (1921) e Reissner (1924).

Neste trabalho serão analisados somente valores apresentados por autores que relatam suas experiências com ensaios em solos naturais e também em solos melhorados através da compactação, minimizando desta forma os efeitos da colapsibilidade.

Várias pesquisas foram feitas abrindo-se uma valeta no terreno de realização dos ensaios, recolocando em seguida o solo escavado em camadas no interior da cava, conferindo ao solo um acréscimo de resistência à compressão e uma diminuição na compressibilidade e permeabilidade.

SOUTO SILVEIRA & SILVEIRA (1958, 1963) foram os primeiros pesquisadores a estudarem o método de recompactação de solo solto em cava no Brasil. Utilizaram o solo superficial de São Carlos, para o qual, em provas de carga direta em placa, obtiveram valores de σ_{adm} próximos de 43 kPa e, após compactarem o solo na cava, utilizando pequena energia de compactação (soquete manual), ocorreu um aumento na capacidade de carga de aproximadamente 200 % na σ_{adm} . Este trabalho teve uma aplicação na construção de edifícios no campos da U.S.P de São Carlos, os quais até hoje não apresentam fissuras nem recalques relevantes. Isso mostra a eficácia deste processo preventivo, que além de prático é econômico.

ARAGÃO & MELO (1982) realizaram estudos de compactação de solo solto em cava, durante a construção do Conjunto Habitacional de Massangano em Pernambuco, em solo colapsível, utilizando cava de 0,60 m de largura e 1,0 m de profundidade, sendo

que a camada compactada chegou a uma altura máxima de 0,40 m. Utilizou-se também a compactação com soquete manual de 15 kg aproximadamente. Com a realização de ensaios de adensamento sobre amostras indeformadas, verificou-se o aumento da resistência com a compactação do solo, igualmente a SOUTO SILVEIRA & SILVEIRA (1958, 1963).

CINTRA *et ali* (1986), realizaram ensaios de placa em modelo, constatando que, para baixas energias de compactação, o solo superficial de São Carlos, sofre uma significativa redução do recalque de colapso.

Outro trabalho que constata o aumento da resistência em função da compactação do solo é o de AFLITOS *et ali* (1990), no projeto de irrigação Formosa, localizado no município de Bom Jesus, Bahia: através de ensaios oedométricos e de provas de cargas diretas sobre placas, verificaram que o material natural colapsível, com 4,0 m de espessura, quando compactado nas condições ótimas do Proctor Normal, apresenta valores de coeficiente de permeabilidade que o torna praticamente impermeável às águas superficiais e, com potencial de colapso nulo, devido a saturação total de seus vazios, sob cargas iguais a 2 vezes às de trabalho da obra, isso demonstrando que, quanto maior for a energia de compactação, resultará um solo mais resistente com um menor potencial de colapsibilidade (SOUZA, 1993).

SOUZA (1993) constatou em seu trabalho de mestrado realizado na cidade de Ilha Solteira, onde o solo é colapsível, através de ensaios de adensamento realizadas em amostras indeformadas que os corpos de prova com o solo em seu estado natural, além de apresentarem maiores recalques, tinham resistência menores que os corpos de prova

compactados, que tinham baixo valor de vazios e pequena compressibilidade bem como a não ocorrência do colapso, mesmo quando da inundação durante o ensaio.

Foram observados ainda que em cava natural, o solo, quando em seu teor de umidade natural, tinha uma tensão admissível σ_{adm} média de 53 kN/m^2 , já quando da inundação, a uma tensão de 60 kN/m^2 , experimentou um colapso de $38,2 \text{ mm}$ contra os $3,5 \text{ mm}$ do ensaio anterior. Ensaio realizado em cava de $0,60 \text{ m}$ de solo subjacente compactado, mostraram uma tensão admissível σ_{adm} média de 115 kN/m^2 , tornando-se ainda menos suscetível ao colapso quando inundado.

Fica portanto de forma incontestável, segundo SOUZA (1993), provado que existe uma grande melhoria no solo quando o mesmo é compactado, principalmente se for na umidade ótima de compactação.

4.1.2 Fundações profundas

4.1.2.1 Determinação da capacidade de carga à compressão de fundações profundas

A carga admissível (σ_{adm}) ou capacidade de carga de uma estaca deve ser aquela que provoca apenas recalques que possam ser absorvidos pela construção, sem causar inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou escoamento do solo ou do elemento estrutural da fundação. Esta definição esclarece que as pressões e as cargas admissíveis dependem da sensibilidade da construção projetada

aos recalques, especialmente os recalques diferenciais específicos, os quais de ordinário, são os que podem prejudicar sua estabilidade ou funcionamento.

A carga admissível (σ_{adm} ou P_{adm}) geralmente é determinada a partir da aplicação de um coeficiente de segurança à carga de ruptura, a qual é obtida através de um cálculo, utilizando-se de fórmulas de previsões teóricas ou empíricas, ou através da verificação experimental, realizando-se prova de carga estática. Esta capacidade de carga na ruptura é dada pela soma de duas parcelas, conforme a equação:

$$P_R = P_L + P_P$$

onde:

P_R - capacidade de carga na ruptura

P_L - Parcela correspondente ao atrito lateral na ruptura

P_P - parcela correspondente à resistência de ponta na ruptura

A partir do valor de P_R , determinado experimentalmente, a carga admissível deve ser obtida mediante a aplicação de um coeficiente de segurança adequado, desde que não seja inferior a 2 (NBR 6122/96). No caso específico de estacas escavadas, devido aos elevados recalques necessários para mobilização da carga de ponta (quando comparados com os recalques necessários para a mobilização do atrito lateral) e por existirem dúvidas sobre a limpeza do fundo, a resistência por atrito prevista na ruptura não pode ser inferior a 80 % da carga de projeto a ser utilizada. Então, duas condições devem ser satisfeitas para se obter a carga admissível: $P_{adm} \leq P_R/2$ e $P_{adm} \leq P_L/0,8$. A partir do valor de P_R

calculado através de fórmulas também deve-se aplicar um coeficiente de segurança, havendo geralmente sugestões deste valor pelos autores das fórmulas. Quando a estaca tiver sua ponta em rocha e se puder comprovar o contato entre o concreto e a rocha em toda a seção transversal da estaca, toda carga pode ser absorvida pela resistência de ponta, adotando-se neste caso um coeficiente de segurança não inferior a 3. É necessário comprovar a integridade e continuidade da rocha.

4.1.2.2. Fórmulas para a previsão da carga de ruptura

Diversas fórmulas teóricas e empíricas são apresentadas na literatura para o cálculo da carga de ruptura de estacas. No Brasil são bastantes utilizadas as fórmulas de AOKI & VELLOSO (1975) e DECOURT & QUARESMA (1978), as quais são apresentadas a seguir:

4.1.2.2.1 Aoki & Velloso (1975)

$$P_R = P_L + P_P$$

onde:

$$P_L = \text{Área lateral} \times r_L$$

$$P_P = \text{Área de ponta} \times r_P$$

Os valores de r_L e r_P são obtidos pela resistência lateral e de ponta, respectivamente, do ensaio de penetração estática (diepsondering) pelas fórmulas:

$$r_L = R_L/F_2$$

$$r_P = R_P/F_1$$

Na falta de ensaios de penetração estática, os valores de R_L e R_P podem ser estimados estaticamente a partir dos valores do índice de resistência à penetração (N) da sondagem de simples reconhecimento (SPT) através de:

$$R_L = \alpha \cdot k \cdot N_{SPT} \quad \text{e}$$

$$R_P = k \cdot N_{SPT}$$

A carga admissível deve satisfazer duas condições: $P_{adm} \leq P_R/2$ e $P_{adm} \leq P_L/0,8$, sendo esta última condição válida apenas para estacas escavadas. Os valores de k , α , F_1 e F_2 são apresentados nos Quadros 3 e 4.

QUADRO 3 - Valores de coeficientes k e α

Tipo de terreno	k (MN/m ²)	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

QUADRO 4 - Valores dos coeficientes F_1 e F_2

Tipo de estacas	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Pré-moldadas ou Metálicas	1,75	3,5
Escavadas	3,5	7,0

4.1.2.2.2 Decourt & Quaresma (1978)

$$P_R = P_L + P_P$$

onde:

$$P_L - \text{Área lateral} \times r_L \quad \text{e}$$

$$P_P - \text{Área de ponta} \times r_P$$

O valor de R_L é dado por:

$$r_L = 10 \cdot (N/3 + 1) \quad [\text{kPa}]$$

onde:

N - valor do índice de resistência à penetração da sondagem de simples reconhecimento (SPT), sendo $N \geq 3$.

O valor de r_P é dado por:

$$r_P = C \cdot N^*$$

onde:

$$C = 120 \text{ kPa para argilas}$$

$$C = 200 \text{ kPa para siltes argilosos}$$

$C = 250 \text{ kPa}$ para siltes arenosos

$C = 400 \text{ kPa}$ para as areias

N' - média entre os valores de N na profundidade da ponta da estaca, o imediatamente acima e o imediatamente abaixo.

A carga admissível deve satisfazer duas condições: $P_{adm} \leq P_R/2$ e $P_{adm} \leq (P_L/1,3 + P_p/4)$.

4.1.2.3 Estacas Escavadas a trado à compressão analisadas

Serão apresentados neste item os resultados de carga de ruptura obtidas através da realização de provas de carga em 30 estacas implantadas em solos arenosos do interior do Estado de São Paulo.

Foram analisados dados das provas de cargas realizadas nas cidades de Bauru (5 provas), Ilha Solteira (5 provas), Usina de Jupia (1 prova), Lins (1 prova), São Carlos (17 provas) e São José do Rio Preto (1 prova). Destas, 22 constituem-se de estacas com até 6,7 m de profundidade e 8 de estacas com mais de 6,7 m de profundidade apresentam-se nos Quadros 5 e 6 as características destas estacas. As estacas 1, 24, 25 e 26 foram instrumentadas em profundidade, o que permitiu analisar os detalhes da mobilização de atrito lateral e pressão na ponta.

Para a análise da capacidade de carga, as estacas foram divididas em dois grupos. Um grupo de estacas curtas, com comprimentos até 6,7 m e outro grupo para estacas mais profundas. Para as estacas com até 6,7 m optou-se por calcular o valor do atrito lateral médio ao longo do comprimento, admitindo-se que na carga de ruptura, em média, 80 % da resistência é devido ao atrito e 20 % é devida a ponta, conforme valores encontrados por ALBIEIRO (1972), MELLIOS (1985) e CARVALHO (1990). Desta maneira obteve-se os gráficos de distribuição de frequência de atrito lateral médio ao longo do fuste (R_L) e pressão na ponta (R_P) para a carga de ruptura das estacas.

Apresentam-se no Quadro 5 os valores obtidos para estas estacas. Observa-se que em termos de atrito lateral médio na ruptura, a maior frequência de valores encontram-se entre 20 kPa e 30 kPa, com valor médio de 28,7 kPa, com desvio padrão de 6,8 kPa. Em termos de pressão na ponta, a maior frequência dos valores de ruptura, encontram-se entre 300 kPa e 700 kPa, com valores médios de 543 kPa, com desvio padrão de 229 kPa. Dados obtidos por diversos autores, mostram que quando ocorre a inundação do solo, a carga de ruptura destas estacas curtas sofre uma redução de 50 %, devido as características colapsíveis do solo. Portanto, havendo possibilidade disto ocorrer, este fator deve ser levado em consideração nos projetos.

Para as estacas com maior profundidade, a carga de ruptura vai estar fortemente condicionada pelo comprimento e condição do solo abaixo de 6,0 m. Sendo assim,

procurou-se analisar a aplicabilidade de fórmulas de previsão de carga de ruptura para estacas escavadas embutidas no tipo de solo estudado. Foram aplicadas as fórmulas de AOKI & VELLOSO (1975) e DECOURT & QUARESMA (1978) a oito estacas.

Apresentam-se no Quadro 6 os resultados obtidos, onde pode-se observar a boa capacidade de previsão das duas fórmulas, sendo que através de DECOURT & QUARESMA (1978) chega-se mais próximo dos valores obtidos em campo.

Também para as estacas mais longas, o efeito da inundação do solo, na carga de ruptura, deve ser considerada nos projetos. Para as estacas instrumentadas de São Carlos, TEIXEIRA (1993) obteve uma redução de 30 % na carga de ruptura, com a inundação do solo. Porém, estas estacas já haviam sido carregadas anteriormente, mobilizando sua carga de ponta. Desta maneira, em um primeiro carregamento, onde a ponta ainda não teria sido mobilizada, esta redução da carga de ruptura poderia também chegar próxima a 50 %. Também para estacas instrumentadas, MANTILLA (1992) comprovou a necessidade de grandes deslocamentos para a mobilização da carga de ponta de estacas.

QUADRO 5 - Características e resultados das estacas curtas analisadas

Local	Nº	L (m)	D (m)	P _R (kN)	R _L (kPa)	R _p (kPa)	Referência
Ilha Solteira	01	6,0	0,25	170	29	693	CARVALHO (1990)
Ilha Solteira	02	3,5	0,25	100	29	407	MELLIOS (1985)
Ilha Solteira	03	6,0	0,25	188	32	774	SEGANTINE 91996)
Ilha Solteira	04	6,0	0,25	224	38	917	SEGANTINE 91996)
Ilha Solteira	05	6,0	0,25	256	43	1039	SEGANTINE 91996)
São Carlos	06	2,0	0,20	60	38	382	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	07	4,0	0,20	100	32	637	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	08	6,0	0,20	123	26	796	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	09	2,0	0,20	55	28	224	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	10	4,0	0,25	90	23	337	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	11	6,0	0,25	135	23	550	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	12	6,7	0,25	155	24	632	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	13	2,0	0,30	60	25	170	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	14	4,0	0,30	85	18	241	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	15	6,0	0,30	155	22	439	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	16	6,7	0,30	226	29	637	ALBIEIRO (1993)
São Carlos	17	6,0	0,25	145	25	591	SENNA (1993)
São Carlos	18	6,0	0,25	139	24	570	SENNA (1993)
Bauru	19	4,0	0,25	172	44	693	LOBO (1991)
Bauru	20	6,0	0,25	175	30	713	LOBO (1991)
Lins	21	5,0	0,25	120	24	489	FUMIO (1996)
Jupia	22	5,0	0,30	150	25	424	MELLIOS (1985)

QUADRO 6 - Características das estacas mais profundas e resultados obtidos

Local	Nº	L (m)	D (m)	P _R (KN)	P _{RDC} (KN)	P _{RAC} (KN)	P _{RDC} /P _R	P _{RAV} /P _R	Referência
São Carlos	23	10	0,35	645	574	299	0,89	0,46	MANTILLA (1992)
São Carlos	24	10	0,40	725	705	364	0,97	0,50	MANTILLA (1992)
São Carlos	25	10	0,50	910	1000	507	1,10	0,56	MANTILLA (1992)
São Carlos	26	8	0,20	150	151	61	1,00	0,41	ALBIEIRO (1993)
Bauru	27	8	0,25	151	159	140	1,05	0,93	LOBO (1991)
Bauru	28	12	0,30	322	292	296	0,91	0,92	LOBO (1991)
Bauru	29	12	0,35	398	358	326	0,90	0,82	LOBO (1991)
S. J. R. Preto	30	11	0,28	437	438	253	1,00	0,58	ZACCARIN (1993)

P_{RDC} - Carga de ruptura calculada através da fórmula de DECOURT & QUARESMA (1978)

P_{RAV} - Carga de ruptura calculada através da fórmula de AOKI & VELLOSO (1975)

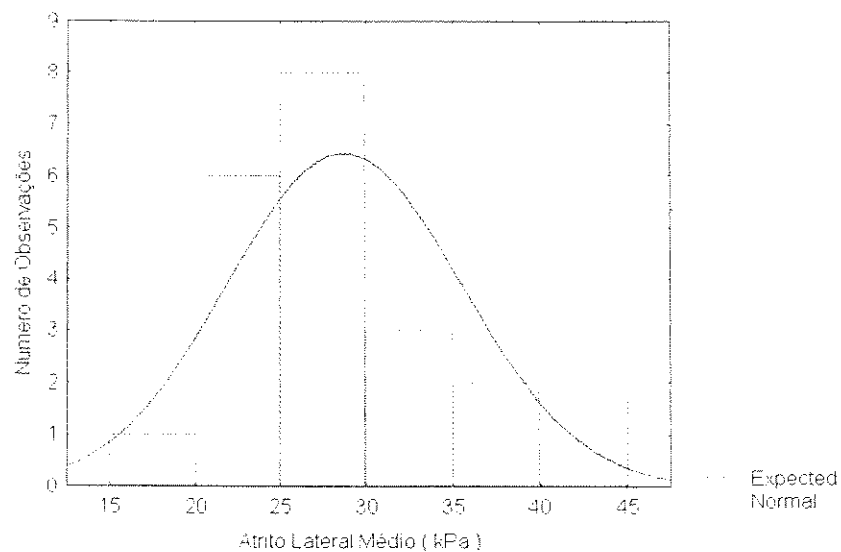


FIGURA 27 - Distribuição de frequência do Atrito Lateral Médio (r_L) ao Longo do Fuste das Estacas com até 6,7 m de comprimento.

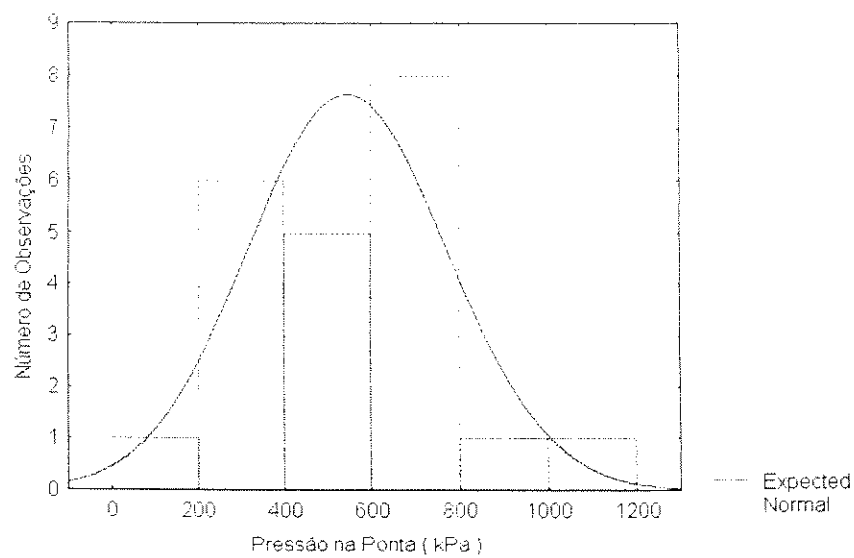


FIGURA 28 - Distribuição de Frequência de Pressão na Ponta (r_P) das Estacas com até 6,7 m de comprimento.

4.1.2.4 Estacas tipo Strauss à compressão analisadas

Neste item apresentaremos os resultados de carga de ruptura obtidas através do processo de “*Van Der Veen*”, pela realização de provas de carga em 13 estacas tipo Strauss, implantadas, como é o caso das estacas anteriormente citadas, também em solos arenosos colapsíveis.

Estacas tipo Strauss continuam a ser utilizadas no interior do Estado, apesar das dificuldades de se realizar um adequado controle da qualidade na sua execução. Em muitos casos são executadas em condições totalmente desaconselháveis, como abaixo do nível d'água e em regiões com solos moles.

Foram analisados dados de provas de carga realizadas nas cidades de Monte Alto (1 prova), Olímpia (1 prova), Rio Preto (1 prova), Votuporanga (4 provas), Araraquara (5 provas) e São Carlos (1 prova).

Os comprimentos variam desde 5,5 m até 16 m, como é o caso da estaca da cidade de Olímpia e, tendo como diâmetro as seguintes medidas 0,22, 0,32, 0,38 e 0,45 m.

Procurou-se comparar a aplicabilidade das fórmulas de previsão de cargas de ruptura de AOKI-VELLOSO (1975) e DECOURT & QUARESMA (1978) com o método de “*Van Der Veen*”

No Quadro 7, pode-se observar a aplicabilidade de ambas as fórmulas, com exceção de alguns casos onde o recalque foi menor que o indicado, imprecisando o método de “*Van Der Veen*”, método que prolonga a curva *Carga x Deslocamento*, estimando a carga de ruptura.

Infelizmente nenhuma das provas de cargas foram realizadas com o solo saturado

QUADRO 7 - Características das estacas tipo Strauss e resultados obtidos

Local	Nº	L (m)	D (m)	δ prova (mm)	P_R (KN) Van Der Veen	P_{RDC} (KN)	P_{RAV} (KN)	P_{RDC}/P_R	P_{RAV}/P_R
Monte Alto	1	15,0	0,45	11,0	629	1.180	850	1,9	1,4
Olímpia	2	16,0	0,38	2,0	1.144	1.600	1.400	1,4	1,2
S. J. Rio Preto	3	5,5	0,22	18,0	84	390	325	4,6	3,9
Votuporanga	4	7,0	0,32	21,0	300	390	285	1,3	0,9
Votuporanga	5	8,2	0,32	21,0	800	950	770	1,2	0,9
Votuporanga	6	7,8	0,32	23,0	433	700	550	1,6	1,3
Votuporanga	7	7,7	0,32	23,0	240	380	290	1,6	1,2
Araraquara	8	11,3	0,32	4,0	406	500	390	1,2	0,9
Araraquara	9	8,2	0,38	4,7	751	420	310	0,6	0,4
Araraquara	10	10,2	0,45	2,4	1.340	1.030	910	0,8	0,7
Araraquara	11	10,3	0,45	3,0	1.114	1.020	840	0,9	0,8
Araraquara	12	10,6	0,45	4,5	1.650	660	500	0,4	0,3
São Carlos	13	9,0	0,38	43,9	653	688	366	1,1	0,6

P_{RDC} - Carga de ruptura calculada através da fórmula de DECOURT & QUARESMA (1978)

P_{RAV} - Carga de ruptura calculada através da fórmula de AOKI & VELLOSO (1975)

4.1.2.5 Estacas Apiloadas à compressão analisadas

LOBO (1991), ensaiou em Bauru 9 estacas apiloadas, de diâmetro 0,25 m até 0,35 m e comprimento variando de 2 a 12 m. Os resultados médios obtidos e valores previstos por métodos empíricos São apresentados no Quadro 8. Ressalta-se que na área onde as estacas de 2 a 6 m foram executadas havia sido feito um corte de 2 m no terreno, devendo esse fato ser levado em consideração ao se utilizar esses resultados. Os valores das cargas últimas estimadas por métodos empíricos foram determinadas utilizando-se os parâmetros de estacas de deslocamento.

QUADRO 8 - Características das estacas Apiloadas e resultados obtidos

Nº	L (m)	D (m)	P_R (KN) Van Der Veen	P_{RDC} (KN)	P_{RAV} (KN)	P_{RDC}/P_R	P_{RAV}/P_R
1	2	0,25	192	97	95	0,5	0,5
2	4	0,25	289	154	140	0,5	0,5
3	6	0,25	585	217	187	0,4	0,4
4	8	0,25	332	256	210	0,8	0,6
5	12	0,30	592	466	444	0,8	0,8
6	12	0,35	855	573	490	0,7	0,6

P_{RDC} - Carga de ruptura calculada através da fórmula de DECOURT & QUARESMA (1978)

P_{RAV} - Carga de ruptura calculada através da fórmula de AOKI & VELLOSO (1975)

4.1.2.6 Determinação da capacidade de carga a tração de fundações profundas

De acordo com CHATTOPHADYAYA & PISE (1986) muitas obras em engenharia tem suas fundações submetidas a esforços de tração. Entre essas obras, pode-se citar as plataformas *off-shore*, torres de linha de transmissão, portos, muros de arrimo, chaminés, etc.

Durante a realização deste trabalho pode-se observar que além das obras citadas, outras também sofrem esforços de tração em suas fundações, como é o caso de silos, pontes e galpões, esforços geralmente provenientes da ação do vento nas suas estruturas.

Dentro de uma metodologia teórica nos moldes do conhecimento geotécnico atual do solo, com todas as suas nuances, os métodos de previsão de cálculo de capacidade de carga de fundações tracionadas são recentes, provindos, na sua maioria, a partir da década de 60. Esses métodos nasceram de pesquisas em modelos, em fundações rasas e profundas, em areias e argilas, ou para solo genérico. A partir daí, em vários países do mundo, procurou-se aferir o grau de confiança dos métodos propostos, através de provas de carga.

Modernamente, há em fundações profundas, vários estudos de tubulões, conforme os trabalhos de PALADINO (1975, 85), DANZIGER (1983), e ORLANDO (1985). Entretanto, fundações em estacas escavadas começaram a ser estudadas a partir dos trabalhos de MELO (1982a,b), MONTEIRO (1985), MATOS (1989), CARVALHO & SOUZA (1990) e CARVALHO (1991). No entanto, o estudo do efeito da inundação na capacidade de carga de estacas tracionadas iniciou-se somente com os trabalhos de

CARVALHO & SOUZA (1990), os quais realizaram provas de carga em estacas escavadas com o solo em estado natural e, posteriormente, inundado no campo experimental da UNESP/Ilha Solteira, SP. Posteriormente, CARVALHO & ALBUQUERQUE (1994) ensaiaram estacas escavadas, sendo uma delas instrumentadas, no mesmo local

Atualmente, há a tendência de instrumentar-se as fundações profundas, à tração e à compressão, para a determinação da mobilização da resistência lateral e de ponta, bem como a transferência de carga ao longo do fuste das mesmas.

Podemos citar como principais métodos de previsão de carga última de fundações tracionadas, constantes da bibliografia especializada, os seguintes métodos: Tronco de Cone (ou de Pirâmide), Cilindro de Atrito, Meyerhof & Adams, Meyerhof, Grenoble, Das e Teoria da Resistência Lateral (ou do Atrito Lateral).

Devido o fato da capacidade de carga de fundações tracionadas ser um assunto não tão difundido no Brasil, pela importância que o mesmo exige, é que apresentaremos a seguir informações quanto a capacidade de carga de estacas escavadas, apiloadas e uma estaca do tipo strauss, obtidas através de provas de carga, em solos arenosos do interior do Estado de São Paulo. São apresentados também dados sobre o efeito da inundação do solo na capacidade de carga destas estacas.

4.1.2.7 Estacas Escavadas à tração analisadas

Apresenta-se no quadro 9, resultados de 6 provas de carga a tração realizadas em estacas escavadas com até 6 m de profundidade. Obtém-se para estas estacas um atrito lateral médio de 25,4 kPa. Estacas deste comprimento ensaiadas com o solo pré-inundado indicaram uma redução de cerca de 50 % em sua carga de ruptura, devido a colapsividade do solo.

QUADRO 9 - Provas de Carga a Tração em Solo Natural.

Autor	Cidade	d (m)	L (m)	P _R (kN)	f _u (kPa)
Mellios (1985)	Jupia-SP	0,30	5,0	120	23,68
	Ilha Solteira-SP	0,25	3,5	80	27,62
Carvalho (1990)	Ilha Solteira-SP	0,25	3,5	144	29,06
Orlando (1990)	Bauru-SP	1,20	6,0	250	23,54
		0,50	6,0	760	26,42
Carvalho (1990)	Ilha Solteira-SP	0,25	6,0	155	34,83

f_u - Atrito Lateral Médio em kPa.

Estacas escavadas com até 10 m de profundidade, ensaiadas nas cidades de Bauru, ORLANDO (1990) e São Carlos, CARVALHO (1991), indicaram boa capacidade de previsão do atrito lateral médio na ruptura, através da fórmula de DECOURT & QUARESMA (1978), considerando para tanto que o atrito lateral na tração assume valores próximos ao da compressão

4.1.2.8 Estaca tipo Strauss à tração analisada

CARNEIRO (1994), apresenta uma estaca tipo strauss de 9,0 m de comprimento e 0,32 m de diâmetro, submetida a prova de carga à tração, na cidade de São Carlos. A fórmula de DECOURT & QUARESMA (1978), apresentou boa capacidade de previsão do atrito lateral médio na ruptura. A inundação do solo quando da realização do ensaio provocou uma redução de aproximadamente 22 % na carga de ruptura desta estaca.

4.1.2.9 Estacas Apiloadas à tração analisadas

Para o desenvolvimento desta pesquisa realizou-se uma prova de carga à tração em estaca apiloadas de 10 m de comprimento e 0,25 m de diâmetro, no campo experimental de fundações da UNESP/Bauru.

A carga de ruptura obtida na prova indicou um atrito lateral médio de 30 kPa.

MENEZES (1997), realizou três provas de carga à tração na cidade de Ilha Solteira, em estaca de $L = 12$ m e $d = 0,20$ m, obtendo atrito lateral médio de 31 kPa.

CARNEIRO (1994), realizando provas de carga em estacas apiloadas de $L = 6,0$ m e $d = 0,20$ m, na cidade de São Carlos e, obteve atrito lateral médio de 38 kPa.

O efeito da inundação do solo antes da realização das provas de carga nos locais citados, para verificação do efeito da colapsividade demonstrou uma redução na capacidade de carga destas estacas em torno de 50 % da carga de ruptura.

Os valores de atrito lateral médio obtido para estacas apiloadas à tração, são superiores aos obtidos para estacas escavadas, isto provavelmente devido ao fato do apiloamento durante a execução da estaca compactar o solo ao longo do fuste.

4.1.3.0 Determinação da capacidade de carga de estacas carregadas horizontalmente

São freqüentes as situações em que se tem cargas horizontais aplicadas no topo de fundações, principalmente devido ao efeito do vento nas estruturas das edificações.

Para os solos do interior do Estado de São Paulo não se tinha até pouco tempo atrás informações de como as estacas se comportariam para este tipo de carregamento. Utilizava-se então parâmetro do coeficiente de reação horizontal do solo (η_h) disponíveis na literatura internacional (TERZAGHI, 1955; DAVISSON, 1970; U. S. NAVY 1962; etc.). Porém os valores encontrados, além de serem muitas vezes discrepantes, nem sempre podem ser generalizados, o que torna importante sua investigação para os solos em estudo neste trabalho. Com este objetivo, realizou-se duas prova de carga horizontal (solo natutal e inundado) em estaca apiloadas na cidade de Bauru, no campo experimental da UNESP. Recentemente, MIGUEL (1996), realizou prova de carga horizontal em diversos tipos de estacas na cidade de São Carlos e MENEZES (1997), realizou provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto na cidade de Ilha Solteira. Todos

realizaram ensaios tanto na condição de solo natural como também na condição de solo inundado, procurando-se verificar o efeito da colapsividade.

Apresenta-se no quadro 10, valores do coeficiente (η_h) obtidos neste trabalho e também valores obtidos por outros autores.

Para solos que apresentem característica de deformação proporcional ao longo da profundidade, como é o caso dos solos de comportamento arenoso, estudados neste trabalho, pode-se analisar seu comportamento *carga x deslocamento* através da Expressão de MATLOCK & REESE (1961):

$$\eta_h = 4,42 H^{5/3} / y_0^{5/3} EI^{2/3}$$

onde:

η_h - módulo de reação horizontal do solo (kN/m^3)

H - carga aplicada no topo (kN)

y_0 - deslocamento (m)

E - módulo de elasticidade da estaca (kN/m^2)

I - momento de inércia (m^4)

QUADRO 10 - Valores do coeficiente ηh para o solo.

Autor	Tipo de Estaca	ηh (kN/m³) Solo Natural	Redução de ηh (kN/m³) Solo Saturado
Claro (1998)	Apiloadada	403	50 %
Menezes (1997)	Pré-moldada	1313	33 %
Miguel (1996)	Apiloadada	300	47 %
Miguel (1996)	Escavada	650	69 %
Miguel (1996)	Strauss	7500	40 %

Observa-se pelos resultados uma disparidade de valores, indicando necessidade de mais pesquisas. Constata-se que os valores encontrados para as estacas apiloadas e escavadas 403 e 650 kN/m³, respectivamente, estão bem abaixo dos propostos por DAVISSON (2.600 kN/m³, para areias fofas secas e 1.500 kN/m³, para areias fofas submersas), encontrado na literatura internacional.

Destaca-se que MENEZES (1997), considerando que o solo superficial (até 10 vezes o diâmetro da estaca) é o que produz grande efeito no valor de ηh , realizou uma prova de carga após a compactação do solo ao redor da cabeça da estaca, conseguindo aumentar o seu valor em 3,2 vezes.

O efeito da inundação do solo produziu redução significativa do valor de ηh em todos os casos. Pode-se admitir pelos valores encontrados uma redução da ordem de 50%.

Capítulo 5

Exemplos Práticos

5 EXEMPLOS PRÁTICOS DE CARGAS ATUANTES EM CONSTRUÇÕES RURAIS E MODELOS DE FUNDAÇÕES

5.1 Silos

O exemplo apresentado a seguir foi adaptado do trabalho de VAZ (1987). Neste estudo de silos, em consequência de não haver no exemplo previsão de instalações de equipamentos e ocorrência de terremoto ou vibrações de qualquer natureza que venham solicitar a estrutura, são consideradas apenas as ações do peso próprio do silo, do produto ensilado e do vento.

As ações decorrentes de efeito térmico foram desconsideradas em consequência da estrutura ser de madeira e comportar-se no sentido de absorvê-las, através de acomodações de corpo rígido.

O silo foi dimensionado para as ações do peso próprio e do material ensilado e verificado à ação do vento.

5.1.1 Carregamentos devido ao peso próprio

As cargas, devido ao peso próprio, são relativamente pequenas se comparadas àquelas decorrentes do produto ensilado, mesmo assim, foram consideradas uniformemente distribuídas pela superfície ou comprimento dos elementos do silo.

5.1.2 Carregamentos devido ao produto ensilado

A ação do produto armazenado sobre as paredes verticais de um silo pode ser reduzida a três solicitações fundamentais:

- pressão horizontal (p_h), perpendicular às paredes verticais do corpo do silo
- pressão vertical (p_v), perpendicular à seção transversal do silo
- força de atrito (p_w), tangencial às paredes do silo, provocando-lhes compressão

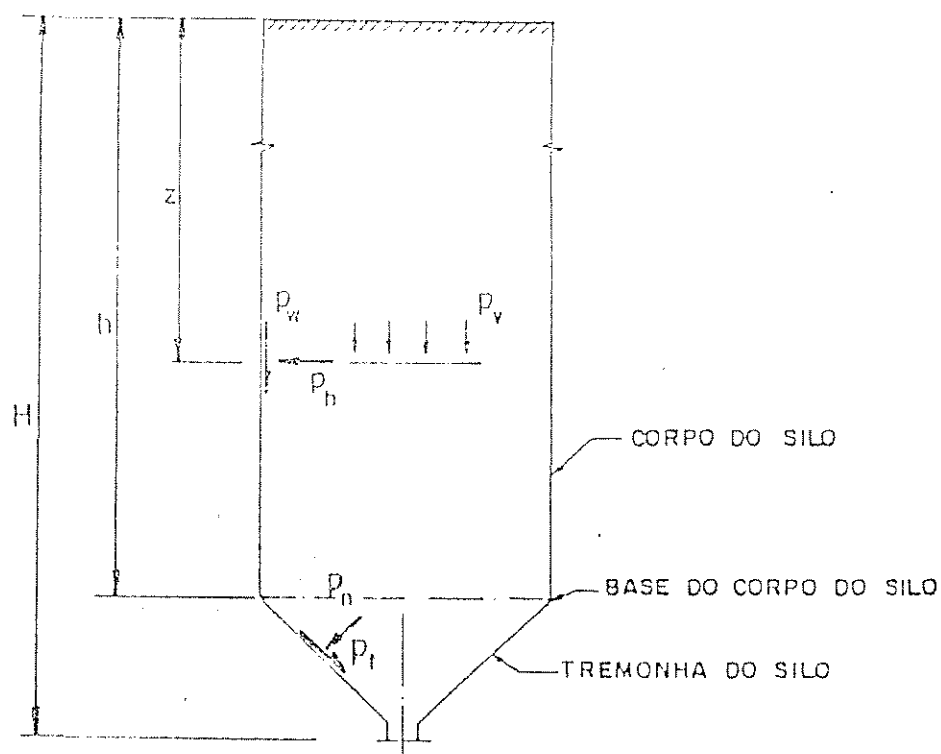


FIGURA 29 - Pressões nas paredes e tremonha do silo, devido ao produto ensilado.

(Fonte: VAZ, 1987)

As pressões ρ_n e ρ_t , respectivamente, cargas normal e tangencial às paredes inclinadas da tremonha, mostrada na figura 29, são obtidas a partir dos valores das pressões ρ_h e ρ_v para a base do corpo do silo.

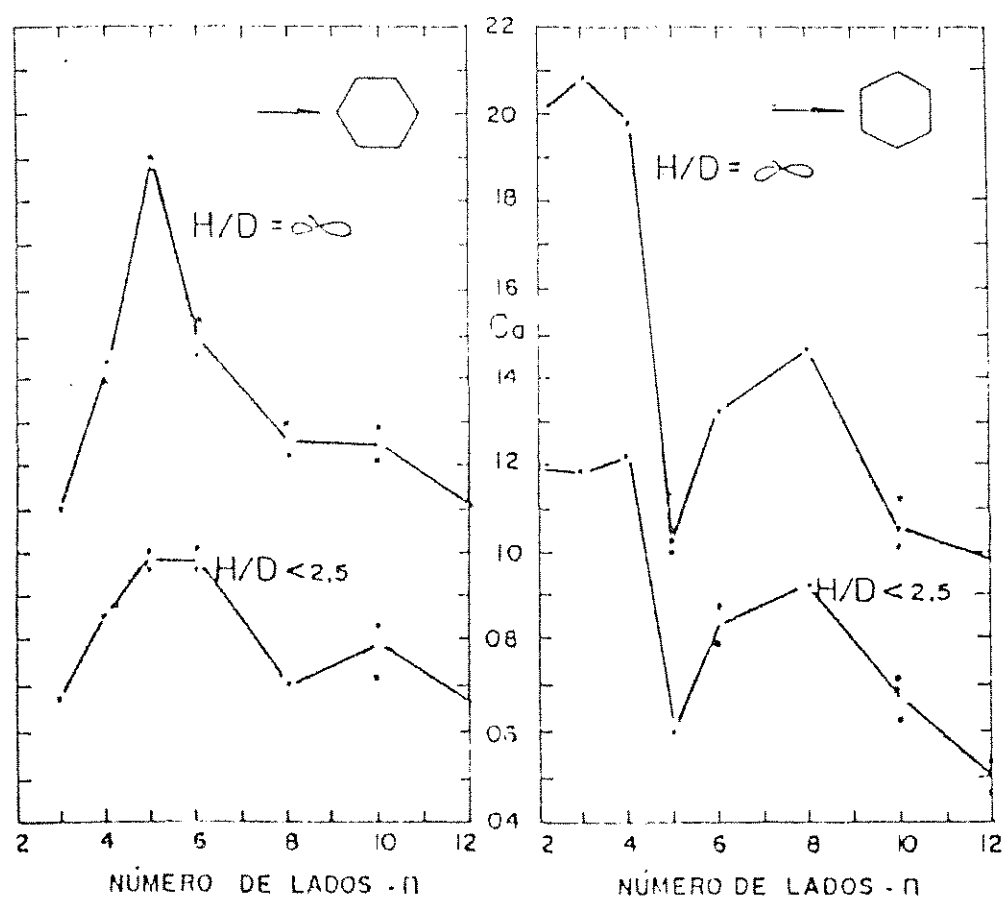
A distribuição do atrito contra as paredes é uma decorrência da pressão horizontal, $\rho_w = \rho_h \mu$, onde μ é o coeficiente de atrito entre o produto armazenado e as paredes do silo. Assim, o conhecimento da ação do produto ensilado sobre os parâmetros do silo, resume-se à determinação vertical e horizontal. Esta determinação depende dos aspectos geométricos e funcionais do silo. Mostra-se muito simples para a condição estática do produto armazenado, mas, complica-se bastante com o rompimento deste equilíbrio estático de caráter elástico, devido ao movimento da massa, decorrente da abertura da boca da saída do silo. Os regimes de escoamento do produto armazenado se estabelecem por equilíbrio dinâmico-elastoplásticos, caracterizados por importantes incrementos nas pressões laterais.

5.1.3 Carregamentos devidos à ação do vento

Na determinação das ações do vento sobre a estrutura do silo, sugeriu-se as recomendações da norma brasileira NBR 6123/88.

No caso do exemplo estudado cuja forma admitida foi a hexagonal, para a obtenção do coeficiente de arrasto C_a , valeu-se dos estudos de Pris em 1961 (apud BLESSMANN, 1893).

A figura 30 reproduz os valores de C_d apresentados por Pris, tomando-se para o traçado da polygonal, o valor médio.



a) vento sobre a aresta

b) vento sobre a face

H/D → relação altura/lado do cilindro (alteamento do cilindro)

n → número de lados do polígono

FIGURA 30 - Coeficiente de arrasto em cilindros polygonais. (Fonte: VAZ, 1987)

Portanto, para cilindros hexagonais ($n = 6$), os coeficientes médios de arrasto recomendados são:

- Vento sobre a aresta do hexágono

$$H/D < 2,5 \rightarrow Ca = 0,98$$

$$H/D = \infty \rightarrow Ca = 1,49$$

- Vento sobre a face do hexágono

$$H/D < 2,5 \rightarrow Ca = 0,83$$

$$H/D = \infty \rightarrow Ca = 1,32$$

A força total do vento sobre o cilindro é proporcional à área frontal efetiva A_e , sobre a qual ele incide, conforme pode-se observar na figura 31.

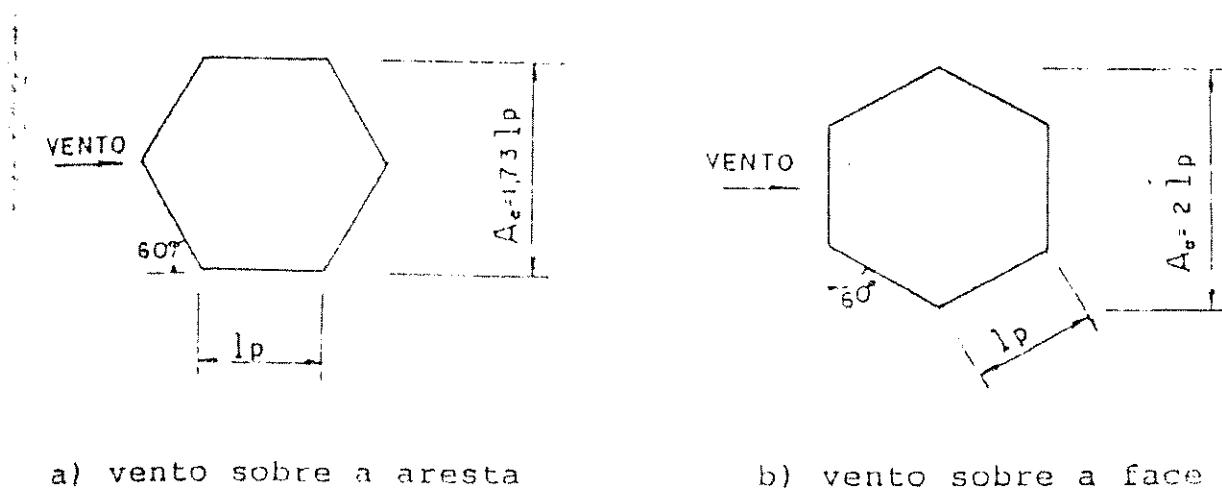


FIGURA 31 - Área frontal efetiva do cilindro hexagonal. (Fonte: VAZ, 1987)

Assim, observa-se que para silos com $H/D < 2,5$ a pior condição para o cálculo é o vento incidindo sobre a aresta, enquanto para silos com $H/D = \infty$, o vento incidindo sobre a face do hexágono.

5.1.4 Características do silo estudado

O silo aqui abordado foi construído de chapas de madeira compensada, é do tipo vertical, com o corpo em forma prismática hexagonal reta e fundo tremonhado, conforme figuras 32 e 33, onde são observados a seção hexagonal do silo e uma vista frontal do corpo do silo, respectivamente, incluindo na figura 33, os carregamentos que solicitam a estrutura, e a verificação quanto ao tombamento do conjunto em função dos esforços do vento, calculados na situação mais crítica, ou seja, quando o silo estiver vazio.

5.1.5 Carregamentos no silo devido ao peso próprio e ao produto ensilado

5.1.5.1 Carregamentos devido ao peso próprio

- telha de cimento amianto ($7\text{m}^2 \times 0,18 \text{ KN/m}^2$).....	1,26 KN
- terças 6 x 12 cm ($9\text{m} \times 0,06 \text{ KN/m}$).....	0,54 KN
- parafusos e arruelas (10 %).....	0,18 KN
- peso total cobertura (G_3).....	1,98 KN

O peso do corpo do silo, para efeito de verificação de cargas nos pilares, foi distribuído uniformemente pela área lateral. Como pode ser observado na figura 32 o silo possui 6 pilares de apoio, que transferem os carregamentos até a fundação.

- chapas de compensado ($54\text{m}^2 \times 0,11 \text{ KN/m}^2$).....	5,94 KN
- anéis de enrijecimento ($88\text{m} \times 0,06 \text{ KN/m}^2$).....	5,28 KN
- pilares internos ($45\text{m} \times 0,06 \text{ KN/m}^2$).....	2,70 KN
- parafusos, porcas e arruelas (10 %).....	1,40 KN
- peso total do corpo do silo (G_1).....	15,32 KN

Peso próprio da chapa compensada = $0,11 \text{ KN/m}^2$.

- chapa de compensado ($0,5\text{m}^2 \times 0,11 \text{ KN/m}^2$).....	0,61 KN
- viga de sustentação ($7\text{m} \times 0,15 \text{ KN/m}$).....	0,70 KN
- elemento de ligação ($8,5\text{m} \times 0,5 \text{ KN/m}$).....	0,43 KN
- boca de saída (chapa metálica).....	0,14 KN
- parafusos e arruelas (10 %).....	0,19 KN
- peso total da tremonha (G_2).....	2,07 KN
 - peso dos pilares externos (6 pç).....	 1,56 KN

5.1.5.2 Carregamento devido ao produto ensilado

No quadro 11, pode-se observar as características dos materiais mais comumente armazenados, onde se tem dados suficientes para a determinação das ações necessárias ao dimensionamento do silo.

Para a adoção das características físicas do produto ensilado, necessárias à determinação da magnitude e distribuição das solicitações sobre as paredes do silo, dentre os cereais, escolheu-se a soja, por apresentar junto com o milho, cerca de 70 % da produção nacional anual de grãos, estimada em 50 milhões de toneladas.

QUADRO 11 - Características dos materiais. (Fonte: VAZ, 1987)

Material	Peso Específico KN/m³
Soja	8.0
Beterraba	7.0
Forragem Misturada	6.0
Cascas	8.0
Batatas	8.0
Carvão	10.0
Coque	8.0
Cinzas	15.0
Pó de Carvão	8.0
Escória de Caldeira	12.0
Cal Hidratada	6.0
Ferro	22.0

QUADRO 11 - Características dos materiais (cont.). (Fonte: VAZ, 1987)

Material	Peso Específico KN/m³
Trigo	9.0
Milho	9.0
Cevada	8.0
Farina Cereais	7.0
Açúcar	9.5
Areia	16.0
Cascalho p/ Concreto	18.0
Calcário	13.0
Cliguer	18.0
Cimento	16.0
Óxido de Alumínio	12.0
Fosfato de Thomas	22.0

Ações devido ao peso do produto ensilado que solicitarão os elementos de fundação:

- peso específico da soja..... $\gamma = 8,0 \text{ KN/m}^3$

- volume total possível armazenado no silo..... $V_T = 33,5 \text{ m}^3$
- **Peso total do produto ensilado ($\gamma \times P_T$)..... $P_T = 268,00 \text{ KN}$**

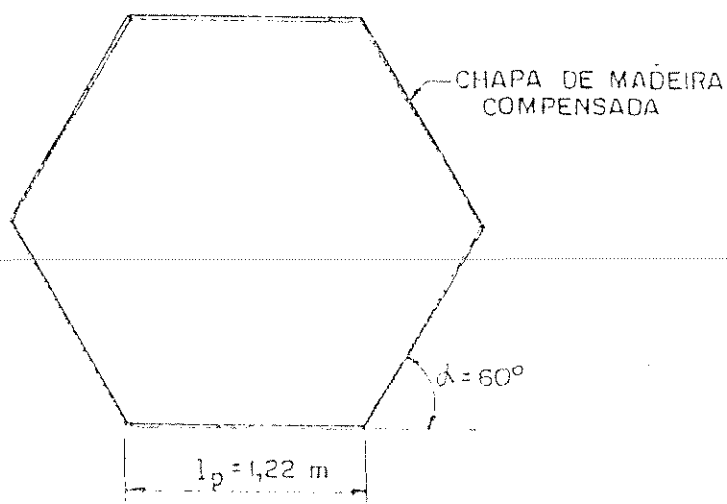


FIGURA 32 - Seção hexagonal do corpo do silo. (Fonte: VAZ, 1987)

O carregamento total à solicitar os elementos de fundação, resumem-se em: peso próprio do corpo do silo, incluindo cobertura, peso próprio da tremonha, conjunto de pilares ou apoios, peso próprio dos elementos de fundação e, por fim, o peso do produto armazenado. Também fazem parte destes carregamentos os pesos provenientes de maquinarias, quando houver, portanto:

- peso total do conjunto estudado vazio.....20,93 KN
- peso total do produto armazenado.....268,00 KN
- **peso total do conjunto cheio - aproximado.....289,00 KN**

O tipo de fundação a ser utilizado, dependem basicamente, das condições locais e das características da estrutura.

Para silos verticais, a previsão de fundação por sapatas individuais pode ser perigosa, visto os assentamentos diferenciais que podem ocorrer e pelos momentos, fletores, que ocasionam excentricidade nas sapatas.

No silo de madeira compensada em estudo, embora estes aspectos de recalques diferenciais não apresentem problemas, desde que pequenos, pois a estrutura tem capacidade de absorvê-los, a solução por sapatas individuais também não é a melhor solução, em consequência das dimensões reduzidas do hexágono.

Assim, talvez, a melhor solução seja um bloco circular contínuo de concreto armado sob o silo, o qual, além de servir de fundação, pode ser usado como plataforma de trabalho.

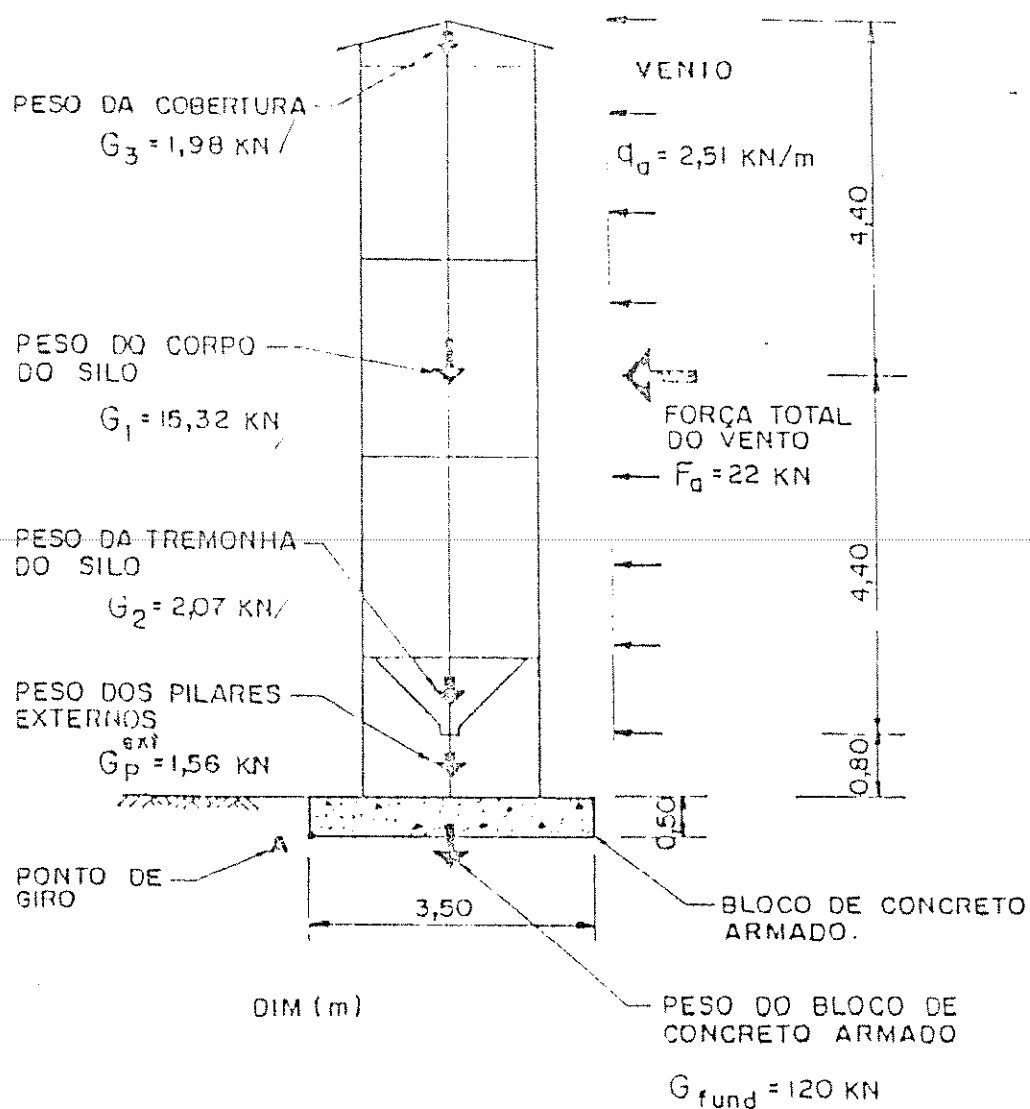


FIGURA 33 - Vista frontal do silo. (Fonte: VAZ, 1987)

Com o objetivo de possibilitar a verificação do conjunto à ação do vento e a capacidade de carga do solo de fundação, as dimensões deste bloco, foram pré-fixadas em 3,5 m de diâmetro por 0,50 m de altura. Dimensões estas que serão verificadas agora.

Para cada tipo de material a ser armazenado no silo, sugere-se que seja feita essa verificação novamente.

5.1.6 Carga aplicada sobre o solo de fundação

- peso total do silo mais produto armazenado.....289,00 KN
- peso do bloco de fundação (G_{fund} - $\varnothing=3,5$ m e $h=0,5$ m).....120,00 KN

- **peso total do conjunto cheio incluindo fundação.....409,00 KN**

5.1.7 Determinação da pressão aplicada ao solo pela estrutura

- peso total aplicado sobre o solo de fundação.....409,00 KN
- área de contato do bloco de fundação com o solo.....9,62 m²
- **pressão aplicada ao solo pela estrutura.....42,50 KN/m²**

No caso de se optar por uma fundação profunda tipo estaca, verifica-se para o caso estudado, que o carregamento em cada estaca, presumindo-se uma estaca para cada um dos 6 pilares, seria próximo de 68 KN, uma vez que o peso total do silo é de 409,00 KN. Não devendo se esquecer no dimensionamento das estacas o peso próprio das mesma e também dos blocos de coroamento. Concluindo assim, através dos dados de capacidade de carga das estacas analisadas, que o ideal seria a utilização de estacas a partir de 8 m de profundidade, uma para cada pilar do silo, num total de 6 unidades.

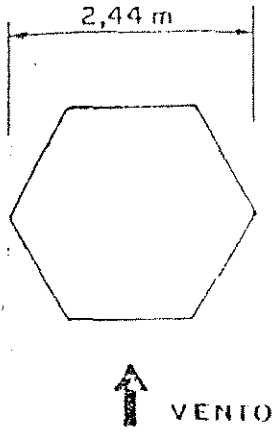
5.1.8 Verificação à ação do vento

Neste tipo de construção leve, os esforços do vento são perigosos, principalmente quando o silo se encontrar vazio.

Os cuidados foram em relação ao tombamento do conjunto, com conseqüentes esforços nos pilares e ligação deste com a fundação.

A ação do vento foi considerada, através da força de arrasto que fica submetido o silo, quando atingido por rajadas de vento perpendiculares às suas faces.

O quadro 12, mostra esta ação com os valores seguindo as recomendações da norma NBR-6123/88.

	FORÇA DE ARRASTO				
	Velocidade básica do vento	Velocidade característica do vento	Pressão dinâmica	Coefficiente de arrasto	Força de arrasto por metro de altura do silo
	V_0 m/s	1V_k m/s	2q KN/m ²	3C_a	4Q_a KN/m
	40	35,5	0,78	1,32	2,51

QUADRO 12 - Força de arrasto do vento sobre o silo.(Fonte: VAZ,1987)

₁ - considerando $S_1 = 1,0$; $S_2 = 0,93$; $S_3 = 0,93 \rightarrow V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$.

₂ - $q = V_k^2/1600$ (KN/m²).

₃ - vento incidindo na face do hexágono, $H/D = \infty$. Valor devido a Pris em 1961 (apud BLESSMANN, 1983).

₄ - $q_a = 2,44$ Ca q .

5.1.8.1 Verificação ao tombamento do conjunto

A força de arrasto do vento provoca tombamento do silo, enquanto o peso próprio tende a estabilizar o conjunto como pode ser observado na figura 33, e avaliado a seguir:

- momento de tombamento - $M_{tomb} = F_a \times L_{mo}$

$$M_{tomb} = 22,0 \times (4,4+0,8+0,5) = 125,4 \text{ KN.m}$$

- momento estabilizante - $M_{est} = P_T \times L_{mo}$

$$M_{est} = 140,93 \times 3,5/2 = 246,63 \text{ KN.m}$$

- segurança ao tombamento - $\gamma_{tomb} = M_{est}/M_{tomb}$

$$\gamma_{tomb} = 1,97$$

Verifica-se que com o tipo de fundação proposta, o conjunto apresenta uma carga aplicada ao solo, próxima de 50 kN/m², o que pode-se considerar aceitável e, também é estável ao tombamento, tendo uma segurança próxima a 2, resistindo a uma força total horizontal de 22,0 kN. Encerra-se desta forma os comentários sobre silos.

5.2 Pontes de Madeira para o Meio Rural

O exemplo que veremos a seguir foi adaptado do trabalho de LOGSDON (1996) e, expressa de maneira bastante subjetiva o desejado. A estrutura da ponte proposta para este trabalho, limita-se a ponte em vigas simplesmente apoiada com tabuleiro superior, nas quais as vigas principais são uniformemente distribuídas sob o tabuleiro. Apresentam-se de forma simplificada os valores das reações de apoio, obtidas através da utilização de tabelas elaboradas com o auxílio de linhas de influência, que fornecem diretamente os efeitos máximos, devido ao carregamento móvel, permitindo a construção dos envoltórios de máximos (LONGSDON, 1996).

5.2.1 Para o cálculo da fundação

O carregamento acidental necessário ao cálculo da fundação, se compõe das reações verticais das vigas principais sobre as cortinas, devido às cargas móveis e das cargas horizontais aplicadas às cortinas, devido à força longitudinal.

As reações verticais das vigas principais internas sobre as cortinas, podem ser obtidas com facilidade aplicando-se os trens-tipo, definidos nas figuras 17, 18, 19 e 20 do anexo B, nas linhas de influência de reação de apoio, da viga principal, sobre a cortina. Estas linhas de influência são apresentadas nas figuras 41 a 46, também do anexo B.

Já para as vigas principais externas o problema apresenta uma nova variável, a posição do guarda-rodas. Sendo inúmeras as posições que podem ser utilizadas para o

guarda-rodas, torna-se praticamente impossível definir o trem-tipo para o cálculo simplificado das vigas externas. Entretanto, sabe-se que o carregamento sobre as vigas principais internas, para tabuleiros de mesmo vão, é maior que sobre as vigas externas. Assim, pode-se, a favor da segurança, superestimar as reações das vigas externas com o resultado obtido para as vigas internas.

Os quadros 22 a 24 do anexo B, permitem obter as reações verticais, devido as cargas móveis, das vigas principais sobre as cortinas.

5.2.2 Determinação das solicitações e esforços nas pontes de madeira

Para cálculo das fundações, é necessário o conhecimento das reações verticais e horizontais das vigas sobre a cortina. As reações verticais são provenientes da carga permanente e da carga móvel, já as cargas horizontais, são provenientes da força longitudinal devido a aceleração e frenagem dos veículos.

Como exemplo prático tomaremos uma ponte rodoviária de madeira, classe 12, sem revestimento. Para pontes de classe 30 ou 45 recomenda-se utilizar revestimento, que além de melhorar as condições de tráfego melhoram a distribuição das cargas, aumentando a largura da seção resistente do tabuleiro.

A ponte em questão terá uma faixa de trânsito, dois passeios laterais, e vão de 7,00 m (centro a centro de apoios).

A madeira utilizada será o JUTAI-AÇU, *hymenaea courbaril*. As peças do tabuleiro serão de madeira serrada, de seção retangular ($b_t \times h_t$), e as vigas principais de madeira falquejada, com a seção mais adequada à situação, que segundo PFEIL (1978), é a seção retangular dada por:

$$b_v = d / 2 \quad \text{e} \quad h_v = d \cdot \sqrt{3} / 2$$

sendo:

b_v = largura da seção transversal da viga principal;

h_v = altura da seção transversal da viga principal;

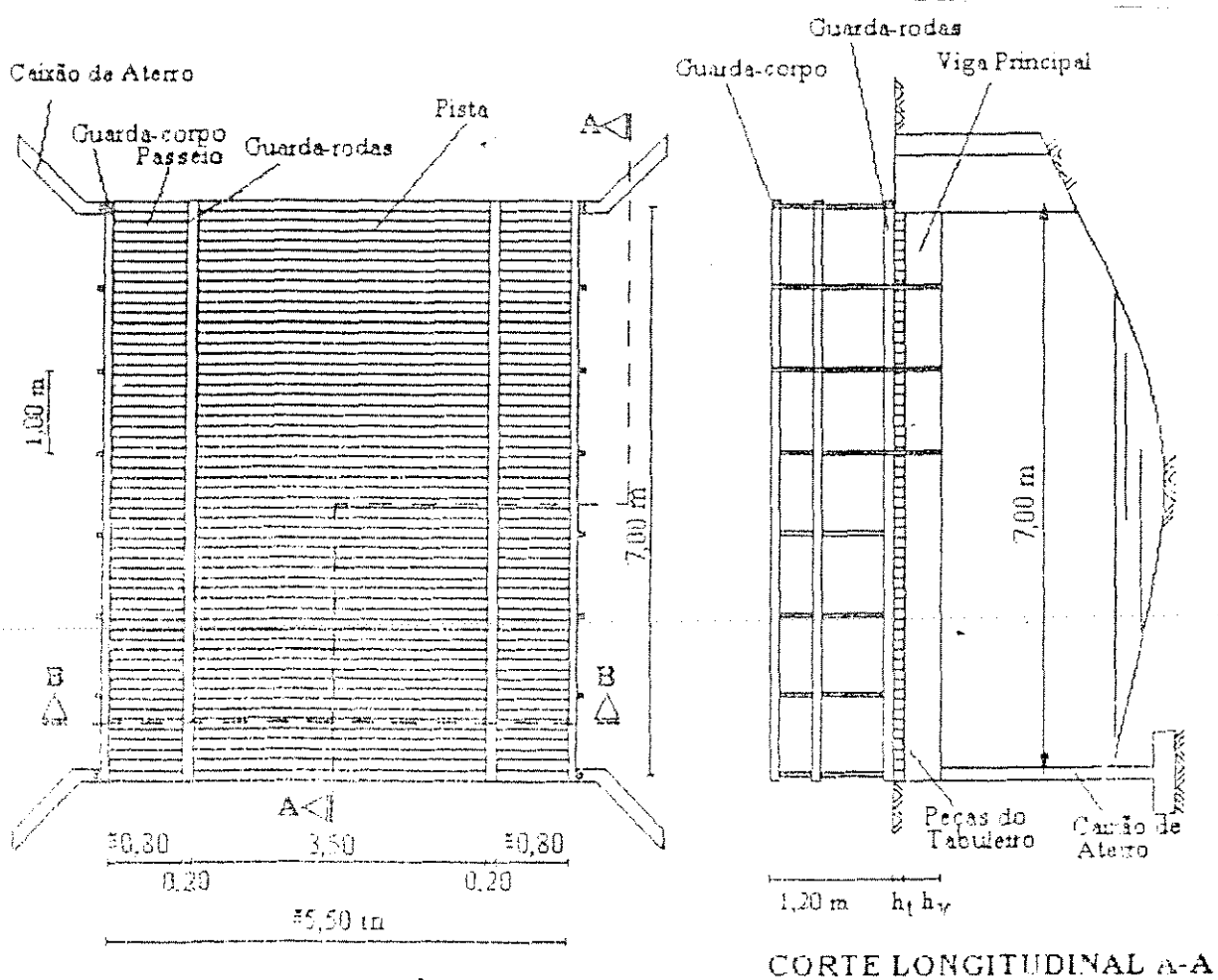
d = menor diâmetro da tora de origem.

As vigas principais devem ser uniformemente distribuídas sob o tabuleiro. O número de vigas principais deve ser tal, que a altura das peças do tabuleiro não seja exagerada, nem o vão destas peças, seja muito pequeno.

A partir destes dados pode-se preparar um esboço da ponte, como o apresentado na figura 34.

5.2.3 Anteprojeto

Em anteprojeto pode-se considerar apenas a carga móvel, visto ser muito superior a permanente. Os resultados obtidos são evidentemente aproximados, portanto, passíveis de mudanças, se necessários na fase de dimensionamento.



PLANTA BAIXA

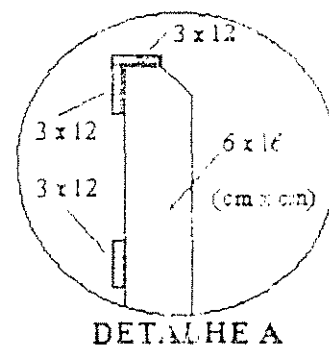
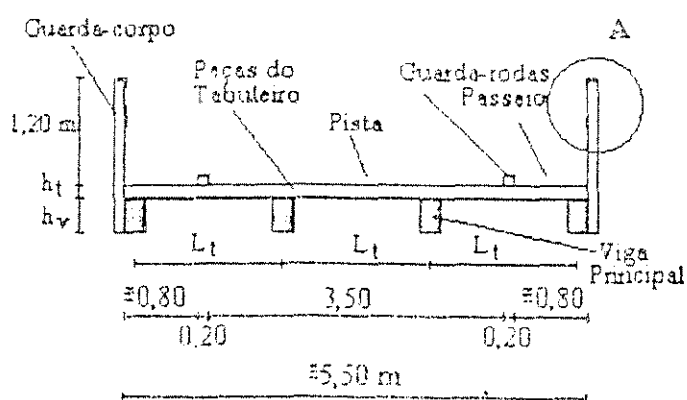


FIGURA 34 - Esquema da ponte em estudo. (Fonte: LOGSDON, 1996)

Não serão apresentadas as verificações necessárias ao cálculo do tabuleiro, bem como o cálculo das vigas principais, pois este trabalho tem como finalidade apenas calcular as solicitações provenientes da ponte que atuem nos elementos de fundação.

Verificado os diversos valores de h_t , b e L_t , pode-se escolher o tabuleiro de utilização mais prática, concluindo-se que o tabuleiro pode ser formado por peças de altura $h_t = 0,15$ m, apoiadas em vigas principais dispostas a no máximo 1,75 m, uma das outras.

Para se prevenir do desgaste, nas pontes rodoviárias de madeira sem revestimento, deve-se adotar pranchões 2 cm mais espessos que o exigido no cálculo. Assim, o tabuleiro deve ser formado por peças de 17 cm de altura, ou seja, por exemplo, de seção 20 cm x 17 cm.

Considerando a geometria de ponte, esquematizada na figura 35, pode-se adotar o espaçamento das vigas principais, ou seja, o vão das peças do tabuleiro, em $L_t = 1,75$ m, acarretando um total de quatro vigas principais.

Para a seção da viga principal, realizou-se as verificações necessárias em função do menor diâmetro da tora de origem (d) para vigas principais de madeira falquejada, pode-se resolver então o problema, em função dessa incógnita, definindo a seção da viga principal, cuja as dimensões são, largura $b_v = 0,27$ m e altura $h_v = 0,468$ m.

A partir dos resultados do anteprojeto, onde obteve-se as dimensões das peças que compõem a estrutura da ponte, com exceção do guarda-corpo e do guarda-rodas, cujas dimensões praticamente não variam de uma ponte para outra, e são usualmente

adotadas, como pode ser observado na figura 35, pode-se determinar os carregamentos provenientes do peso próprio da estrutura, como veremos demonstrado à seguir.

5.2.4 Peso próprio total da ponte estudada

A partir da figura 35, pode-se avaliar a carga permanente, uniformemente distribuída sobre a área da ponte em planta, como se apresenta a partir do quadro 13, para as peças que compõem a ponte, com exceção das vigas principais.

$$g = P_t / A_p = 83,7678 / 5,52 \cdot 7,00 = 2,17 \text{ KN/m}^2$$

sendo:

g = carga permanente uniformemente distribuída, sobre a área da ponte em planta;

P_t = peso total, sobre o tabuleiro;

A_p = área da ponte, em planta.

Já o carregamento permanente sobre a viga principal, pode ser obtido por:

$$g_v = g \cdot L_t + A_v \cdot \gamma_{35}$$

sendo:

g_v = carga permanente, uniformemente distribuída ao longo do vão, sobre a viga principal;

g = carga permanente, sobre o tabuleiro, uniformemente distribuída sobre a área da ponte em planta;

L_t = vão das peças do tabuleiro;

A_v = área da seção transversal da viga principal;

γ_{35} = peso específico aparente, da madeira considerada verde (teor de umidade 35%).

ELEMENTO CONSIDERADO	VOLUME		PESO ESPECÍFICO (KN/m ³)	PESO (KN)
	OPERAÇÃO	VOLUME (m ³)		
Revestimento da pista de rolamento e passeios.	Ponte sem revestimento	0,0000		0,0000
Peças que compõem o tabuleiro.	0,17 5,52 7,00	6,5688	10,07	66,1478
Peças do guarda-rodas.	2 0,20 0,20 7,00	0,5600	10,07	5,6392
Peças do guarda-corpo.				
• pilaretes.	16 0,06 0,16 1,838	0,2823	10,07	2,8429
• corrimão.	6 0,03 0,12 7,00	0,1512	10,07	1,5226
SUBTOTAL				76,1525
Elementos de ligação e eventuais.	10% do Subtotal.			7,6153
TOTAL			$P_t =$	83,7678

QUADRO 13 - Cálculo do peso total, sobre o tabuleiro. (Fonte: LOGSDON, 1996)

Durante a avaliação da carga permanente sobre o tabuleiro, obteve-se:

$$g = 2,17 \text{ KN/m}^2$$

Da tabela apresentada no quadro 13 do anexo, para o JUTAI-AÇU, *Hymenaea courbaril*, obtém-se:

$$\gamma_{35} = 10,07 \text{ KN/m}^3$$

Conhecidas as dimensões da seção transversal da viga principal, figura 38, obtém-se:

$$A_v = b_v \cdot h_v = 0,27 \cdot 0,468 = 0,13 \text{ m}^3$$

$$g_v = g \cdot L_1 + A_v \cdot \gamma_{35} = 2,17 \cdot 1,75 + 0,13 \cdot 10,07 = 5,11 \text{ KN/m.}$$

5.2.5 Dados para o cálculo das fundações

Para cálculo das fundações, é necessário o conhecimento das reações verticais e horizontais das vigas principais sobre a cortina. As reações verticais são provenientes da carga permanente e da carga móvel, já as reações horizontais são provenientes da força longitudinal devido a aceleração e frenagem dos veículos.

a) Carregamento vertical sobre a cortina

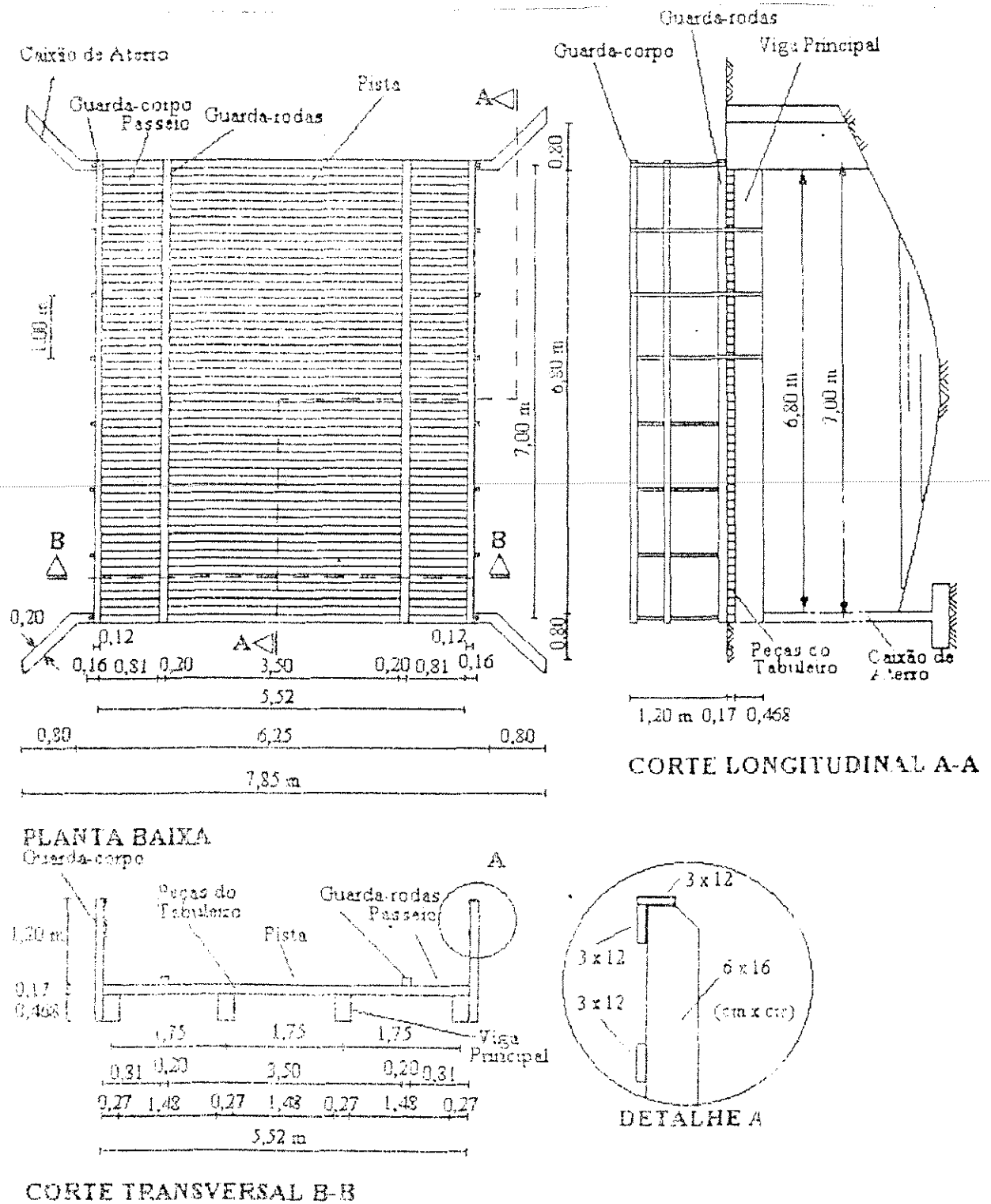


FIGURA 35 - Dimensões finais da ponte em estudo. (Fonte: LOGSDON, 1996)

Os valores mínimos do carregamento vertical sobre a cortina, são provocados pela carga permanente. As reações verticais de cada viga principal, sobre a cortina, devido as cargas permanentes são obtidas por:

$$R_{gvi} = (g \cdot L_t \cdot L_v) / 2 + (A_v \cdot \gamma_{35} \cdot L_v) / 2$$

$$R_{gve} = (g \cdot L_t \cdot L_v) / 4 + (A_v \cdot \gamma_{35} \cdot L_v) / 2$$

sendo:

R_{gvi} = reação da viga principal interna, devido ao carregamento permanente, sobre a cortina;

g = carga permanente, sobre o tabuleiro, uniformemente distribuída sobre a área da ponte em planta;

L_t = vão das peças do tabuleiro;

L_v = vão da viga principal;

A_v = área da seção transversal da viga principal;

γ_{35} = peso específico aparente, da madeira considerada verde (teor de umidade 35%);

R_{gve} = reação da viga principal externa, devido ao carregamento permanente, sobre a cortina.

Para a ponte em questão, obtém-se:

$$R_{gvi} = (2,17 \cdot 1,75 \cdot 7,00) / 2 + (0,13 \cdot 10,07 \cdot 7,00) / 2 = 17,87 \text{ KN}$$

$$R_{gve} = (2,17 \cdot 1,75 \cdot 7,00) / 4 + (0,13 \cdot 10,07 \cdot 7,00) / 2 = 11,23 \text{ KN}$$

A figura 36, apresenta os valores mínimos para o carregamento vertical sobre a cortina.

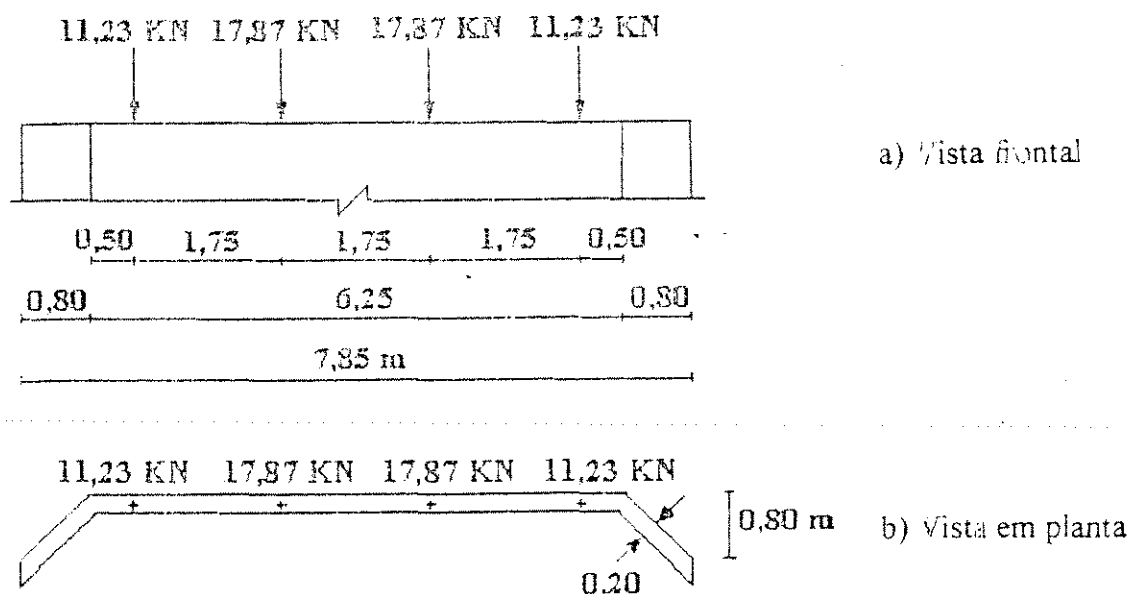


FIGURA 36 - Valores mínimos do carregamento vertical sobre a cortina.

(Fonte: LOGSDON, 1996)

Os valores máximos, por sua vez, são obtidos da superposição das reações verticais devido ao carregamento permanente, com a máxima reação vertical devido ao carregamento móvel. A máxima reação vertical, devido às cargas móveis podem ser obtidas diretamente nas tabelas apresentadas nos quadros 22, 23 e 24 do anexo B.

No caso deste exemplo, ponte classe 12 de vãos $L_t = 1,75$ m e $L_v = 7,00$ m, do quadro 22, obtém-se:

$$R_{qv} = 60,01 \text{ kN}$$

e conseqüentemente:

$$R_{vi} = R_{gvi} + R_{qv} = 17,87 + 60,01 = 77,88 \text{ KN}$$

$$R_{ve} = R_{gve} + R_{qv} = 11,23 + 60,01 = 71,24 \text{ KN}$$

sendo: R_{qv} = máx. reação de apoio da viga principal, devido ao carreg. móvel;

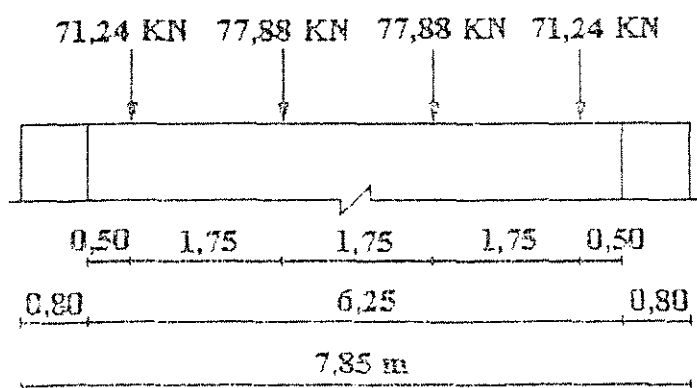
R_{vi} = máxima reação de apoio, que ocorre, na viga principal interna;

R_{gvi} = reação da viga principal interna, devido ao carregamento permanente, sobre a cortina;

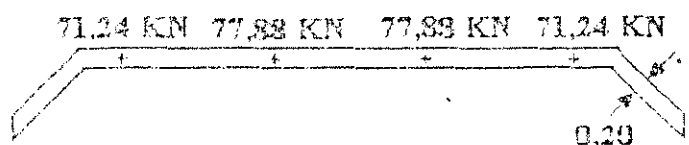
R_{ve} = máxima reação de apoio, que ocorre, na viga principal externa;

R_{gve} = reação da viga principal externa, devido ao carregamento permanente sobre a cortina.

Os valores máximos, para o carregamento vertical sobre a cortina, são apresentados na figura 37.



a) Vista frontal



b) Vista em planta

FIGURA 37 - Valores máximos do carregamento vertical sobre a cortina.

(Fonte: LOGSDON, 1996)

b) Carregamento horizontal sobre a cortina

O carregamento horizontal aplicado sobre a cortina, que tem a função de apoio fixo para as vigas principais, é avaliado utilizando o maior dos seguintes valores:

* Frenagem: 5% do carregamento total do tabuleiro com a carga móvel uniformemente distribuída;

* Aceleração: 30% do peso do caminhão-tipo, para cada via de tráfego.

Para a ponte, classe 12, em questão, tem-se:

- número de vias de tráfego (ver figura 35).....	1
- largura da ponte (ver figura 35).....	5,52 m
- largura da pista de rolamento (ver figura 35).....	3,50 m
- largura total dos passeios (ver figura 35).....	2,02 m
- comprimento da ponte (ver figura 35).....	7,00 m
- área, em planta, da pista de rolamento (3,50 m x 7,00 m).....	24,50 m ²
- área, em planta, dos passeios (2,02 m x 7,00 m).....	14,14 m ²
- carga uniformemente distribuída na pista de rolamento....	$p = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- peso total do veículo	120 kN

Que resultam na seguinte força longitudinal:

* Frenagem: 5% da carga p sobre a pista de rolamento e da carga p' sobre os passeios, ou seja:

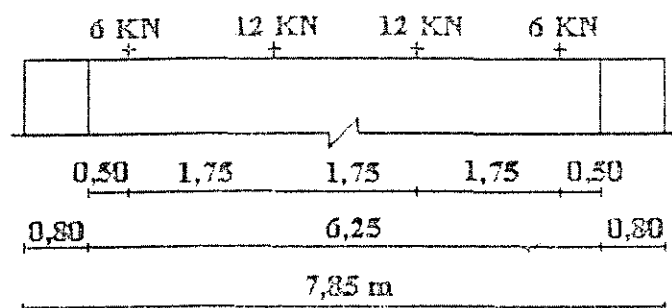
$$0,05 \cdot (24,50 \cdot 4 + 14,14 \cdot 3) = 7,02 \text{ KN}$$

* Aceleração: 30% do peso total do veículo, para cada via de tráfego, ou seja:

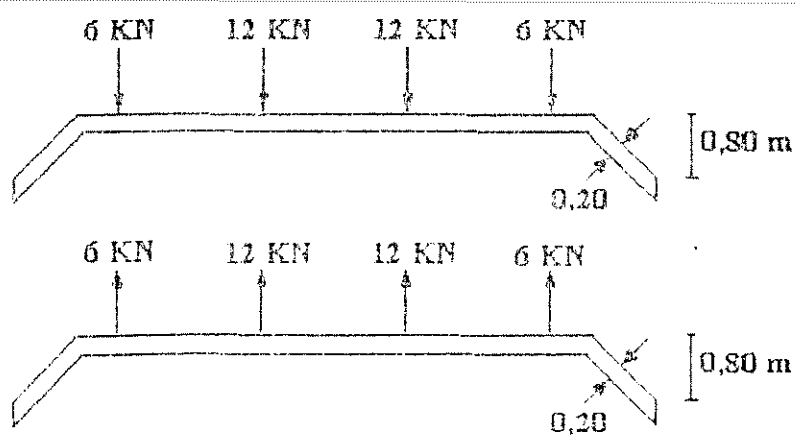
$$0,30 \cdot 120 \cdot 1 = 36 \text{ KN}$$

* Portanto, força longitudinal: o maior valor entre os dois calculados = 36 KN.

Finalmente, para se obter o carregamento horizontal sobre a cortina, basta distribuir a força longitudinal obtida entre as vigas principais. Vale lembrar que para pontes como as estudadas neste trabalho, cujas vigas principais são uniformemente distribuídas sob o tabuleiro, as vigas externas recebem metade do carregamento horizontal das vigas internas. Como a força longitudinal pode atuar nos dois sentidos de tráfego, o carregamento horizontal sobre a cortina também pode ocorrer nos dois sentidos, como se apresenta na figura 38.



a) Vista frontal



b) Vistas em planta

FIGURA 38- Valores máximos do carregamento horizontal sobre cortina.

(Fonte: LOGSDON, 1996)

5.3 Galpões

O exemplo apresentado foi adaptado de SALES *et ali* (1994). Os galpões encontrados nas propriedades rurais são de certa forma um tanto quanto parecidos, principalmente se analisados de forma técnica para determinação dos esforços solicitantes em suas estruturas. Geralmente o que diferencia estes galpões é a sua utilização, tendo suas características construtivas na maioria das vezes semelhantes.

Para o estudo dos esforços em galpões, analisaremos como exemplo a seguinte edificação:

Galpão retangular de área igual a 800 m² (20,00 x 40,00 m) e altura total de 10 m, com alto fator de ocupação. Desta forma analisaremos a edificação a favor da segurança. O galpão pode ser melhor observado na figura 39, onde pode-se observar também as direções do vento.

Quanto ao peso próprio, serão utilizados materiais diversos tanto para a cobertura como para os fechamentos laterais (alvenaria).

5.3.1 Determinação dos esforços proveniente do efeito dos ventos

1) Velocidade característica V_k :

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

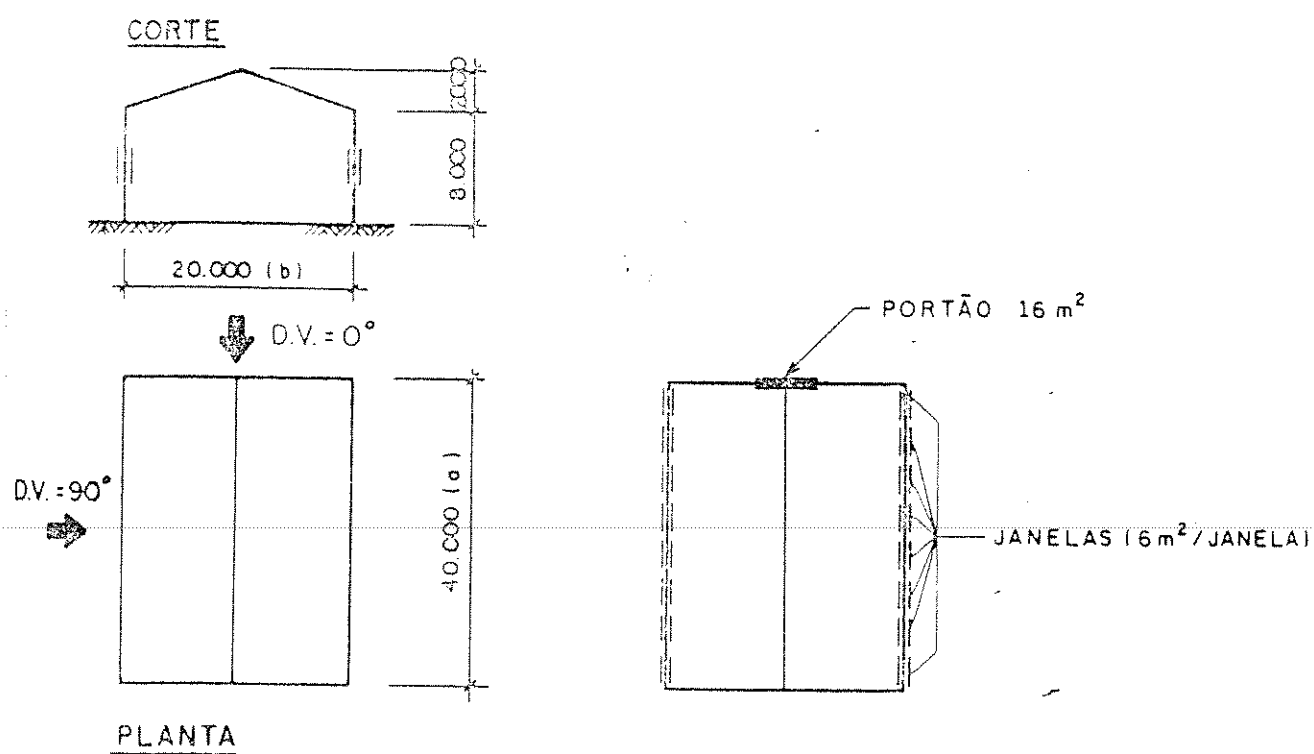


FIGURA 39 - Característica do galpão. (Fonte: SALES *et al*, 1994)

a) velocidade básica: localidade de Rio Claro

$$V0 = 40 \text{ m/s}$$

b) fator topográfico S1 : topografia comum

$$S1 = 1,0$$

c) rugosidade do terreno S2:

categoria: zona rural

classe B

altura da edificação: 10 m

$$S2 = 0,83$$

d) fator estatístico S3:

$$S3 = 1,0$$

e) velocidade característica

$$V_k = 40 \cdot 1,0 \cdot 0,83 \cdot 1,0 = 33,2 \text{ m/s}$$

2) Pressão de obstrução q :

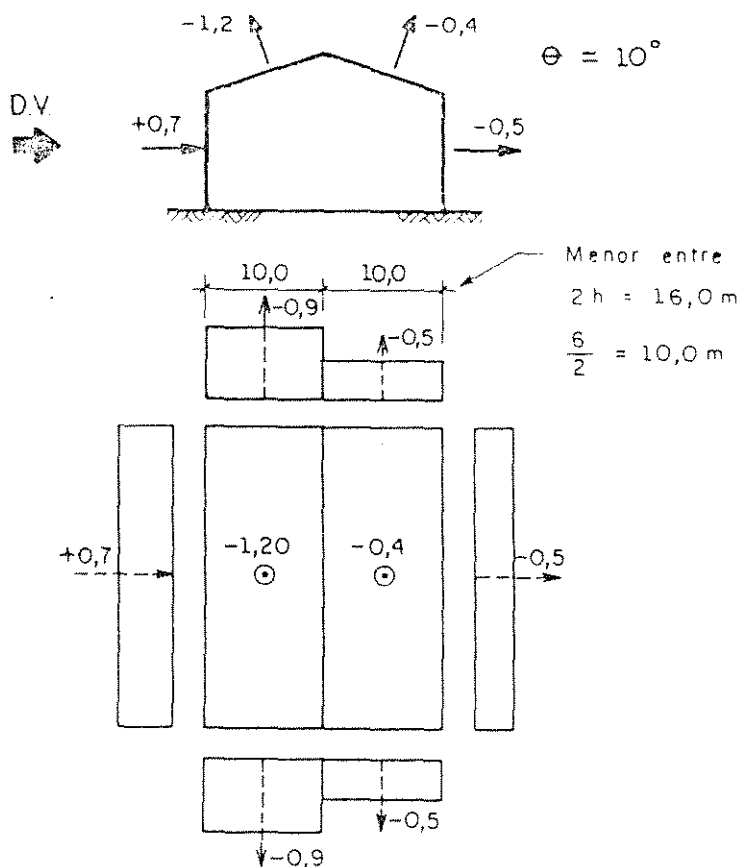
$$q = 0,613 V_k^2 \rightarrow q = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

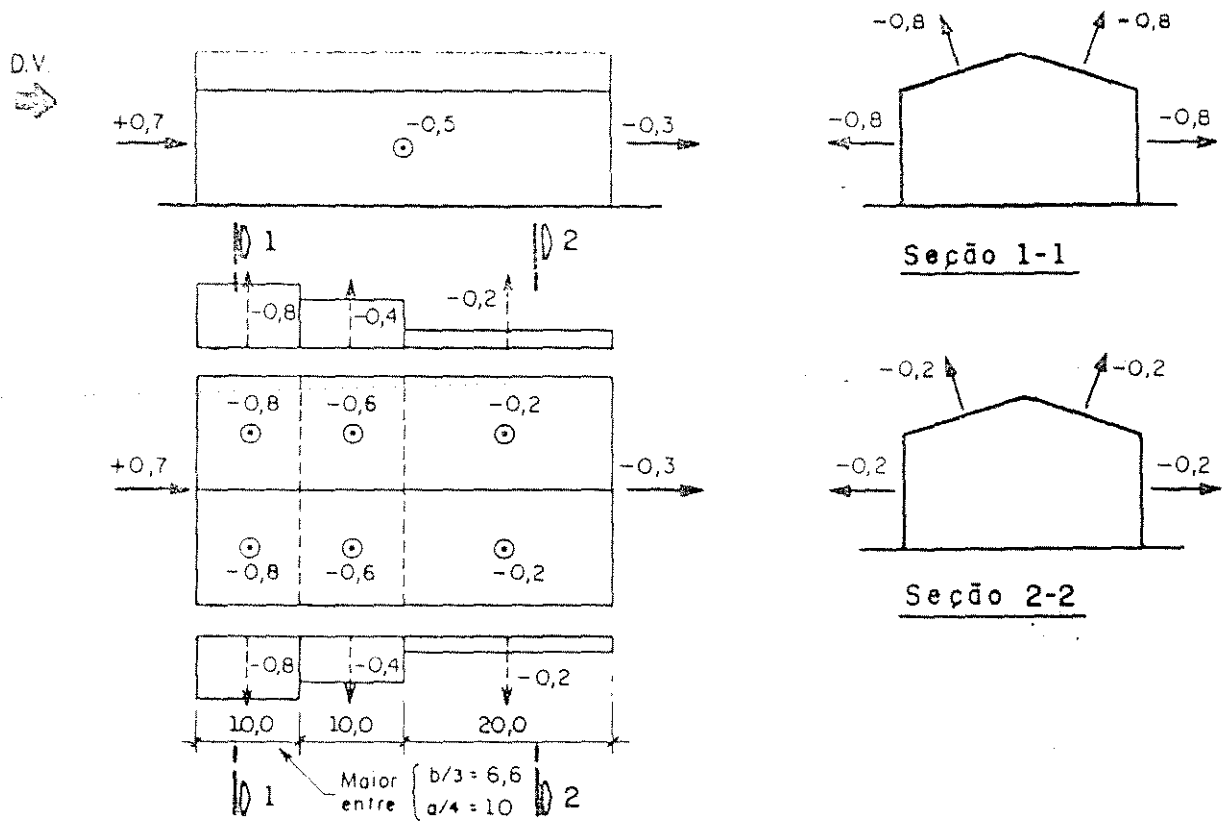
3) coeficiente de pressão externa C_e :

3.1) Vento a 90°

$$h/b = 8/20 = 0,4$$

$$a/b = 40/20 = 2,0$$



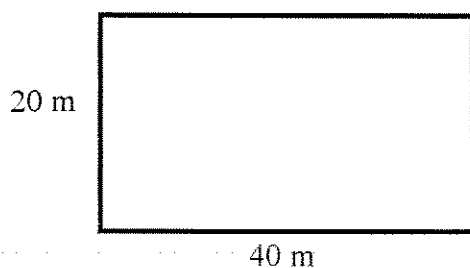


3.2) Vento a 0°

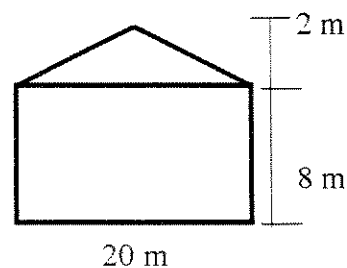
- Observa-se que os valores dos coeficientes de Pressão Externa (C_e) destinam-se ao dimensionamento das tesouras, das paredes e dos pilares.
- No cálculo dos coeficientes externos deve-se procurar os valores máximos de sobrepressão e sucção.
- Para a determinação das forças atuantes multiplica-se os valores de C_e pela área de atuação do mesmo.

Cargas atuantes no Galpão que solicitam as Fundações

Planta Baixa do galpão



Vista frontal do galpão



Cálculo dos esforços verticais em função do vento:

Parede lateral mais solicitada 40 m - $C_p = -0,8$

Área lateral da parede = 40 m x 8 m = 320 m²

$$F = C_p q A \rightarrow F = 0,8 \cdot 0,68 \cdot 320 = 174 \text{ KN}$$

Portanto:

Força Horizontal = 174 KN / 40 m (comprimento da parede)

Força Horizontal = 4,35 KN/m

Optando-se por fundações tanto do tipo rasa como profunda, quando dimensionada à compressão, a mesma será suficientemente rígida para combater este esforço.

Cálculo dos esforços verticais em função do vento e do material de construção

Temos:

Carga na fundação = Peso telhado + peso alvenaria + vento

Carga em função da cobertura.....- Cobertura de madeira = $0,7 \text{ KN/m}^2$

Peso total da cobertura:.....- $0,7 \text{ KN/m}^2 \times 800 \text{ m}^2 = 560 \text{ KN}$

Carga em função da alvenaria.....- Tijolo comum de barro = $4,2 \text{ KN/m}^2$

Peso total da alvenaria.....- $4,2 \text{ KN/m}^2 \times 8 \text{ m} = 33,6 \text{ KN/m}$

Carga em função do vento.....- $F = C_p \cdot q \cdot A$

Peso total efeito do vento.....- $F = 0,7 \cdot 0,68 \cdot 400 = 190,40 \text{ KN}$

Portanto temos como carga distribuída na fundação:

$$560 \text{ KN}/80 \text{ m} + 33,6 \text{ KN/m} + 190,4 \text{ KN}/40 \text{ m} = 45 \text{ KN/m}$$

Sugestão de fundação seria sapata corrida com largura de base não inferior a 40 cm sobre solo escavado em forma de vala com 1,0 m de profundidade e largura igual a duas vezes a base da sapata , ou ainda viga baldrame com estacas a cada 3,0 m, com profundidade de no mínimo 6 m cada.

Capítulo 6

Análise dos Dados

6 ANÁLISE DOS DADOS

Os resultados e a experiência adquirida com a realização deste trabalho permitem que se façam as seguintes considerações:

Na elaboração de projetos de fundações, torna-se imprescindível que os arranjos estruturais das edificações sejam bem elaborados, revelando de forma correta todos os esforços provenientes da estrutura, sejam eles em função do peso próprio, cargas acidentais ou ainda do efeito dos ventos. Valores de cargas determinados de maneira errônea, tem como consequência imediata o dimensionamento inadequado dos elementos de fundação, sejam por sub-dimensionamento, ocasionando recalques consideráveis ou a própria ruína da edificação, ou ainda, por fundações super-dimensionadas gerando gastos desnecessários.

Em relação ao solo estudado fica evidenciado suas características colapsíveis. Foram analisados dois tipos de solos, um denominado geologicamente de Sedimento Cenozóico e outro, de Solo Residual do Grupo Bauru, ambos tem como particularidade

apresentarem o colapso de sua estrutura quando atingida uma carga limite ou crítica, denominada de carga de colapso, a um teor de umidade também limite ou crítico.

A determinação da carga de colapso, para um dado tipo e geometria de fundação, instalada num determinado perfil de subsolo, é de grande importância para o projeto de fundações, pois em solos colapsíveis a carga de colapso é a condicionante do projeto, comparada com a carga última, inerente à condição de umidade natural do subsolo.

A carga de colapso pode ser interpretada como a carga última (na umidade natural), reduzida pela influência da inundação do solo. Quanto mais significativa for essa redução, mais susceptível ao colapso será a fundação.

A quantificação da carga de colapso é obtida com a realização de provas de carga no elemento de fundação, introduzindo-se a inundação do solo antes ou durante os ensaios.

Para a determinação da carga de trabalho, inicialmente, sem alterar as condições de umidade do subsolo, realiza-se uma prova de carga para determinação da carga última, a qual reduzida por um fator de segurança, geralmente igual a dois, indica a carga de trabalho, sem levar em conta a colapsibilidade. Em seguida, realiza-se um segundo ensaio em que o carregamento é interrompido na carga de trabalho para, após a estabilização

dos recalques, iniciar-se o processo de inundação do subsolo. Então, com a inundação em andamento e mantida a carga de trabalho, passe-se a aguardar a ocorrência do colapso.

Neste trabalho, as fundações foram subdivididas em dois grupos: as fundações superficiais e as fundações profundas.

As fundações superficiais são as mais afetadas pelo problema da colapsibilidade, pois, por se tratar de fundação eminentemente rasa, estará apoiada inevitavelmente na camada colapsível mais superficial. Por isso, mesmo que a camada superficial seja pouco espessa, a redução da capacidade de carga por influência da inundação é tão significativa que inviabiliza o emprego de fundações superficiais com adoção de taxa de trabalho de projeto a partir da carga de colapso, minorada por um fator de segurança, por causa do valor resultante da taxa ser muito baixo.

Uma alternativa, no caso de fundações superficiais apoiadas em solos colapsíveis, é o tratamento prévio do solo de fundação. O mais simples e prático dos tratamentos consiste na remoção da camada de apoio da fundação e sua reposição em sub-camadas compactadas, mesmo com baixas energias de compactação.

Há evidências, em modelos e em protótipos, que este procedimento é eficaz na redução dos efeitos danosos da colapsibilidade. Parece sugestivo complementar este

procedimento com o umedecimento e apiloamento do fundo da cava onde será apoiada o elemento de fundação, antes da recolocação do solo compactado.

Exemplo disto observou-se em ensaios realizados em solo superficial colapsível da cidade de Ilha Solteira, em sapatas corridas, onde a tensão admissível média foi de 53 kN/m² para o solo em seu estado natural. O mesmo ensaio realizado em sapatas apoiadas em solos compactados apresentou uma melhoria de 110 %, melhorando inclusive os efeitos contra a colapsibilidade do solo, dando a ele características impermeáveis, o que não ocorreu quando da inundação do solo sem a referida compactação, ocasionando uma redução de cerca de 50 % em sua tensão admissível.

Conclui-se que por ser um solo comum a todo o interior do Estado de São Paulo, pode-se tomar como parâmetros para futuros dimensionamentos de fundações superficiais, uma tensão admissível média de 50 kN/m², para solos em seu estado natural, e 110 kN/m², para solos melhorados através de compactação simples. Não se esquecendo que para solos sem compactação deve-se considerar no dimensionamento a redução de sua tensão admissível prevendo um possível e quase certo aumento da umidade ou saturação deste solo.

As fundações profundas, caracterizadas neste trabalho como estacas, tem em seu método executivo, considerável influência no comportamento perante a colapsibilidade.

As estacas tipo broca são as mais afetadas pela colapsibilidade do solo, apresentando geralmente uma redução de mais de 50 % na capacidade de carga. Isso ocorre não só pelo processo executivo, mas também porque as brocas são usualmente estacas curtas o que as torna quase sempre estacas flutuantes na camada colapsível.

As estacas escavadas de maior profundidade e maiores diâmetro são geralmente executadas mecanicamente, e também apresentam redução em sua capacidade de carga em função da colapsibilidade do solo, mas obviamente o percentual de redução varia diretamente com o maior ou menor embutimento da estaca no extrato não colapsível.

Para valores de capacidade de carga de estacas tipo broca, analisou-se neste trabalho, estacas com comprimento de até 6,7 m e diâmetros entre 0,20 e 0,30 m, os resultados foram os seguintes:

O atrito lateral médio para a carga de ruptura foi de 28,7 kPa e a pressão média na ponta foi de 543 kPa, para o solo em sua umidade natural. Ensaio realizado com a inundação prévia do solo indicaram uma redução de 50 % na carga de ruptura. Este fato deve ser considerado em projetos, principalmente nos casos em que houver possibilidade de saturação ou aumento da umidade do solo, devido a vazamentos, exposições contínua das fundações a águas pluviais, etc.

Para as estacas escavadas com comprimentos até 12 m e diâmetros entre 0,25 e 0,50 m, a fórmula empírica de DECOURT & QUARESMA (1978) mostrou boa

capacidade de previsão da carga de ruptura. Esta fórmula não considera a característica colapsível do solo, devendo a colapsividade ser considerada nos projetos. Resultados experimentais indicam que a inundação do solo pode também chegar a provocar uma redução de cerca de 50 % da carga de ruptura, isto dependendo é claro da profundidade e condições do subsolo abaixo de 6 m de profundidade.

Na determinação da capacidade de carga de estacas tipo Strauss executadas em solos colapsíveis, observou-se que as fórmulas empíricas de DECOURT & QUARESMA (1978) e também de AOKI & VELLOSO(1975), apresentaram valores de carga de ruptura próximos daqueles determinados através dos dados das provas de carga. É importante observar que nem sempre foi possível ter uma boa precisão na determinação da carga de ruptura, pois, os ensaios nem sempre eram levados a valores significativos de recalque, provavelmente por uma questão de reação durante a realização dos ensaios.

Ensaio de tração realizados em estacas escavadas implantadas em solos colapsíveis, demonstram que as fundações tracionadas também são afetadas pela colapsibilidade. A diminuição da resistência por atrito lateral ao longo da parte do fuste situada na camada colapsível, quando da inundação, traduz-se em redução da capacidade de carga à tração e em deslocamentos bruscos, como os recalques de colapso das fundações submetidas a esforços de compressão.

Inúmeros problemas registrados em obras de pequeno porte (residências, barracões, caixas d'água, etc) e de médio e grande porte (Edifícios, fábricas, pontes, silos, etc) executadas nestes solos foram devido a problemas de vazamento de água em tubulações e reservatórios e acúmulo de águas pluviais junto as fundações das edificações. Portanto atenção especial deve ser dada aos projetos, considerando-se: tubulações de fácil acesso, permitindo a inspeção e verificação imediata de qualquer vazamento; escoamento de águas pluviais em locais não próximos aos elementos de fundação e inspeções periódicas em reservatórios, esses cuidados poderão colaborar em muito na prevenção de problemas em fundações advindos das características colapsíveis destes solos.

Capítulo 7

Conclusões

7 CONCLUSÕES

Do levantamento de dados feito, visitas técnicas a propriedades rurais e cálculos efetuados, conclui-se que as cargas atuantes em construções rurais de médio porte estudadas, juntamente com a caracterização do subsolo e sua particularidade de apresentar na maioria das vezes nível d'água (N.A.) profundo, permitem a utilização de tipos de fundações comumente disponíveis no interior do Estado de São Paulo, ou seja, estacas escavadas a trado, estacas apiloadas e estacas do tipo strauss.

Os ensaios realizados e os dados levantados, indicam que o efeito da colapsividade do solo é marcante para fundações embutidas na camada colapsível. Este fator produz reduções de até 50 % na capacidade de carga à ruptura destas fundações.

No caso de haver possibilidade de inundação do subsolo (vazamentos de tubulações de água pluviais, água servida, reservatórios, etc), tal fato deve ser levado em consideração no dimensionamento de fundações.

Devido a alta colapsividade do solo superficial e sua baixa capacidade de carga, não recomenda-se a utilização de fundações rasas estando o solo em seu estado natural. Experiências bem sucedidas mostram na utilização de fundações diretas, que a compactação previa do solo superficial diminui consideravelmente sua colapsividade e aumenta significativamente sua resistência.

Para estacas escavadas e apiloadas de até 6 m de profundidade, submetidas a esforços de compressão, os dados levantados indicam que trabalham basicamente por atrito lateral. Estacas escavadas apresentaram resistência lateral média de 28 kPa. As estacas apiloadas apresentaram valores um pouco mais altos de resistência, próximos de 30 kPa, isto, devido ao fato de seu processo executivo compactar o solo ao redor do fuste da estaca.

Para estacas escavadas com até 10 m de profundidade, submetidas a esforços de compressão a fórmula de DECOURT & QUARESMA (1978) apresentaram boa capacidade de previsão de carga.

O mesmo ocorreu para estacas do tipo strauss, porém com resultados mais dispersivos, necessitando a realização de novas pesquisas.

Os valores de atrito lateral médio obtidos para estacas tracionadas foram próximos dos obtidos para estacas comprimidas, indicando que a fórmula de DECOURT

& QUARESMA (1978), apresenta boa previsão de capacidade de carga, desprezando-se é claro a parcela correspondente à ponta, solicitada somente para esforços de compressão.

Os valores de η_h obtidos nas provas de carga horizontais apresentaram grande dispersão, indicando também a necessidade de novas pesquisas. O ato de compactar o solo superficial ao redor da estaca mostrou trazer grande benefício, devendo ser uma atitude a se adotar.

Capítulo 8

Referências Bibliográficas

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A.B.N.T - MB - 3471/91: Estacas - Provas de Carga Estática. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1991. 4p.

_____ - NBR 6121/86: Estaca e Tubulão - Prova de Carga. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986. 6p.

_____ - NBR 6122/96: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996. 63p.

_____ - NBR 6123/88: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988. 110p.

_____ - NBR 7190/95: Projetos de Estruturas de Madeiras. Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1995. 138p.

AGNELLI, N. & ALBIERO, J. H. - Efeito da Colapsibilidade no Resultado de Provas de Carga Diretas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, X, 1994, Foz do Iguaçu, v. 1, p. 167-174.

AGNELLI, N - Estudo da Colapsibilidade do Solo de Bauru Através de Provas de Cargas Diretas. São Carlos, EESC-USP, 1992. 172p. (Tese de Mestrado).

ALBIERO, J. H. - Comportamento de Estacas Escavadas, Moldadas “in loco”. São Carlos, EESC-USP, 1972. 108p. (Tese de Doutorado).

- ALBIERO, J. H. - O Emprego de Fórmulas Empíricas na Previsão de Carga Última de Estacas. São Carlos, EESC-USP, 1990a. 322p. (Tese de Livre-Docência).
- ALBIERO, J. H. - Análise do Emprego de Fórmulas Empíricas na Previsão da Carga Última de Estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, IX, 1990b, Salvador - BA. Anais, v.2, p.501-512.
- ALBIERO, J. H., CARVALHO, D. & LOBO, A. S. – Fundações. Capítulo 9 de “Solos o Interior do Estado de São Paulo”, editores: J. C.A Cintra & J. H. Albiero, 1993 p 243-275.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. – Análise do Comportamento de Estacas Pré-Moldadas de Pequeno Diâmetro, Instrumentadas, em Solo Residual de Diabásio da Região de Campinas. Campinas, UNICAMP, 1996. 197p. (Tese de Mestrado).
- ALMEIDA, S. M. B. – Pontes Estaiadas de Madeira. São Paulo, EPUSP, 1989. 248p. (Tese de Doutorado).
- ALMEIDA, P. A – Estruturas de Grande Porte de Madeira Composta. São Paulo, EPUSP, 1990. 280p. (Tese de Doutorado).
- ALONSO, U. R. – Previsão de Controle de Fundações. São Paulo, Editora Edgard Blucher. 1991, p, 108-142.
- AOKI, N, & VELLOSO, D. A – Um Método Aproximado para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas. In: CONGRESSO PAN-AMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, V, 1975, Buenos Aires, Anais, p.367-376.
- AOKI, N & LOPES, F. R. – Estimating Stresses and Settlements Due to Deep Foundations by the theory of Elasticity. In: PAN-ANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, V, 1975, Buenos Aires, Proceedings, v. 1 p.377-386.
- BEREZANTZEV, V. G. & YAROSHENKO, V. A – The Bearing Capacity of Sands Under Deep Foundations. In: INTERNATIONALI CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, IV, 1957, Londres, Proceedings, v. 1.
- BJORNBERG, A J. S. – Sedimentos Pós-Cretácios do Leste do Estado de São Paulo. São Carlos, EESC-USP, 1965. 249p.

- CAMPELO, N. S. - Comportamento de Estacas Submetidas a Esforços Verticais de Tração, em Solo Colapsível. São Carlos. EESC-USP, 1994. 139p. (Tese de Mestrado).
- CARVALHO, D. - Análise de Cargas Últimas à Tração de Estacas Escavadas Instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos-SP. São Carlos, EESC-USP, 1991. 204p. (Tese de Doutorado).
- CAVICCHIA, L. R. - Fundações. Departamento de Engenharia de Transportes, Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, Campinas, s/d. Publicação P-GR-823-100. 87p.
- CINTRA, J. C. A. - Fundações em solos Colapsíveis. São Carlos, EESC-USP, 1995. 124p. (Tese de Livre-Docência).
- CINTRA, J. C. A.; CARVALHO, D.; GIACHETI, H. L.; BORTOLUCCI, A. A. & ALBIERO, J. H. - “Campos Experimental de Fundações em São Carlos”, II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, v. 1, p. 96- 105.
- DAVISSON, M. T. – Lateral Load Capacity of Piles. Highway Research Record, n. 333, Piles Foundations, National Research Council, Washington, D. C., 1970 , p. 104-112.
- CARVALHO, D. – Análise do Efeito do Umedecimento do Solo em Fundações Rasas e Profundas em Solos Porosos. In: CBMSEF 9, Salvador, ABMS, v.2, 1990, p. 104-109.
- DECOURT, L. - Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on N Values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, II, Rotterdam, Balkema, Proceedings, v. I, 1982, p.29-34.
- DECOURT, L. - On the Load-Settlement Behavior of Piles. REVISTA SOLOS E ROCHAS, v.18(2), p.93-112. 1995.
- DECOURT, L & QUARESMA, A. R. - Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VI, Rio de Janeiro. Anais, 1978, v.1, p.45-53.
- DIAS, A. A. - Distribuição Transversal de Cargas em Pontes de Madeira. São Carlos, EESC-USP, 1987. 152 p. (Tese de Mestrado).

DIAS, C. R. R. - Recalques de Fundações em Estacas. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1977. 202p.(Dissertação de Mestrado).

FERREIRA, C. V. - Caracterização Geotécnica do Solo de uma Área da Cidade de Bauru-SP. São Carlos, EESC-USP, 1991. 148p. (Tese de Mestrado).

FERREIRA, R. C.; PERES, J. E. E. & BENVENUTO, C. - Uma Análise de Modelos Geotécnicos para a Previsão de Recalques em Solos Colapsíveis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÃO, VI, 1990, Salvador - BA. Anais, v. 2, p. 73-79.

FERREIRA, S. R. M. & TEIXEIRA, D. C. L. - Collapsible Soil - a Pratical Case in Construction (Pernambuco, Brazil) In: INT. CONF. ON SOIL MECH. AND FOUND. ENG., XII, 1989, Rio de Janeiro. Anais, v. 1, p 603-606.

FORTES, J. Fº. - Uma Introdução ao Estudo dos Silos. São Carlos, EESC-USP, 1985. 427p. (Tese de Mestrado).

FÚLFARO, V. J. & BJORNBERG, A. J. S. - Geologia. Capítulo 1 de “Solos do interior do Estado de São Paulo”, editores: J. C. A. Cintra & J. H. Albiero, p. 1-42.

GIACHETI, H. L. - Estudo Experimental de Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Tropicais do Estado de São Paulo. São Carlos, EESC-USP, 1991. 232p. (Tese de Doutorado).

GUSMÃO, J. A. Fº. - Fundações em Solos não Saturados. In: 2º Simpósio sobre Solos não Saturados, 1994, Recife, p. 217-230.

HELLMEISTER, J. C. - Pontes de Eucalipto Citriodora. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRA E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA. São Carlos, EESC-USP, SET/LaMEM, 1983, v. 5, não paginado.

HELLMEISTER, J. C.; LAHR, F. A. R. & CALIL JR, C. - Ponte Pêncil com Vigas Principais, Pilares e Tabuleiro de Madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRA E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA. São Carlos, EESC USP, SET/LaMEM, 1983, v. 5, não paginado.

LANDIN, P. M. B.; SOARES, P. C. & FÚLFARO, V. J. - Cenozoic Deposits in South-Central Brazil and the Engineering Gelogy. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION GEOLOGY, II, 1974, v. 1, theme 3-11.

- LIMA SOBRINHO, O. O. - Estudo das Características de Compressibilidade do Solo Superficial de São Carlos. São Carlos, EESC-USP, 1983. 123p. (Tese de Mestrado).
- LLORET, A. & ALONSO, E. E. - Consolidation of Unsaturated Soils Including Swelling and Collapse Behaviour. Géotechnique, v. 30, nº 4, p. 449-477.
- LOBO, A. S. - Colapsividade do Solo de Bauru e sua Influência em Estacas de Pequeno Porte. São Carlos, EESC-USP, 1991. 216p. (Tese de Doutorado).
- LOBO, A. S.; ALBIERO, J. H. & FERREIRA, C. V. - Influência da Inundação na Carga Última de Estacas de Pequeno Porte. II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS. São Paulo, 1991. v. 2, p. 207-216.
-
- LOGSDON, N. B. - Contribuição ao Estudo das Pontes de Madeira. São Carlos, EESC-USP, 1982. 178 p. (Tese de Mestrado).
- LOGSDON, N. B. - Cálculo Simplificado, da Superestrutura, de Pontes Rodoviárias de Madeira em Viga Simplesmente Apoiada com Tabuleiro Superior - uma necessidade do Engenheiro Florestal. Cuiabá-MT, UFMG, 1996. 126p. (Tese de Livre-Docência).
- MANTILLA, J. N. R. - Comportamento de Estacas Escavadas, Instrumentadas, à Compressão. São Carlos, EESC-USP, 1992. 263p. (Tese de Doutorado).
- MASSAD, F. - Análise de Transferência de Carga em Duas Estacas Instrumentadas, quando Submetidas à Compressão Axial. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II, São Paulo. Anais, 1991a. v. I, p. 235-244.
- MASSAD, F. - Comportamento de Estacas Escavadas de Elevada Compressibilidade. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II, São Paulo. Anais, 1991b. v. I, p. 245-254.
- MASSAD, F. - Estacas Escavadas em Compressão Axial: Comportamento e Parâmetros Visando à Estimativa dos recalques. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II, São Paulo. Anais, 1991c. v. I, p. 255-264.
- MASSAD, F. - Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte 1: Solos Relativamente Homogêneos. REVISTA SOLOS E ROCHAS, São Paulo, v. 15(2), p. 103-115. 1992.
- MASSAD, F. - Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as

- Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte II: Estacas Atravessando Camada de Solo mais Fraca e Embutida em Solo mais Resistente. REVISTA SOLOS E ROCHAS, São Paulo, v. 16(2), p.93-112, 1993.
- MASSAD, F. - Considerações Sobre a Forma da Curva Carga-Recalque de Estacas Isoladas Axialmente. EESC-USP, São Carlos, 1994. Publicação n. 45/94, 35p.
- MATTHIESEN, J. A. - Contribuição ao Estudo de Pontes de Eucalpto Citriodora. São Carlos, EESC-USP, 1987. 220p. (Tese de Doutorado).
- MELO, M. S. & PONÇANO, W. L. - Genese, Distribuição e Estratigrafia dos Depósitos Cenozóicos no Estado de São Paulo. Monografia 9, 1983. IPT, Publ. nº1364, 84 p.
-
- MELLIOS, G. A. - Provas de Carga em Solos Porosos. SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1985. v. 2, p. 73-102.
- MENDONÇA, C. - Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa - BA. COPPE-UFRJ, 1990. 270p. (Tese de Mestrado).
- MENEZES, S. M. - Análise do Comportamento de Estacas Pré-Moldadas em Solo de Alta Porosidade do Interior do Estado de São Paulo. São Paulo. EPUSP, 1997. 372 p.
- MEYERHOF, G.G. - Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation. Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, 99(3), p.197-228, 1976.
- MEYERHOF, G. G. & VALSANGKAR, A. J. - Bearing Capacity of Piles in Layered Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, IX, 1977, Tokyo, Proceedings, v. 1.
- MIGUEL, M. G. - Execução e Análise de Provas de Carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível. São Carlos, EESC-USP, 1996, 168 p. (Tese de Mestrado).
- MILITITSKY, J. - Provas de Carga Estática. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II, São Paulo. Anais, 1991, v.2, p.203-228.
- MOLITERNO, A. - Escoramentos, Cimbramentos, Formas para Concreto e Tabuleiros em Estrutura de Madeira. Editora Edgard Blucher, São Paulo, 1989. 379 p.
- MONTEIRO, L. B. - Alguns Aspectos da Capacidade de Carga de Solos Colapsíveis. SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS. São Paulo, 1985. p. 193-202.

- NASCIMENTO, J. W. B. - Estudo de Silos Metálicos Prismáticos para Fábricas de Ração São Carlos, EESC-USP, 1996. 237 p. (Tese de Doutorado).
- NIYAMA, S & AOKI, N. - Correlação entre Provas de Carga Dinâmica e Estática no Campo Experimental da EPUSP/ABEF. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II, São Paulo. Anais, 1991, v.2, p.285-294.
- NIYAMA, S. - Prova de Carga Dinâmica em Estacas In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, II, São Paulo. Anais, 1991, v.2, p.229-268.
- ORLANDO, C. – Tubulões Submetidos a Esforços de Tração em Solos Arenosos. In: CBMSEF 9, Salvador, ABMS, v. 2, 1990, p. 371-376
-
- PARRY, J. D.- A Prefabricated Modular Timberbridge. Transportation Research Record. TRB, Whashington, D.C., p. 49-56.
- SÁLES, J. J. - Ação do Vento nas Edificações. São Carlos, EESC-USP, 1994. Departamento de Estruturas. Publicação: 047/95, 111 p.
- SILVA, J. C. B. J. - Análise dos Resultados de Provas de Carga em Estacas de Pequeno Diâmetro em Solo Colapsível. In; CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, IX, 1990, Salvador - BA. Anais, v. 2, p. 125-131.
- SILVEIRA, A. & SOUTO SILVEIRA, E. B. - Low Cost Shallow Foundation. In: CONGRESSO PAN-AMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, II, 1963. São Paulo/Rio de Janeiro/Belo Horizonte, v. 1, p. 327-336.
- SOUTO SILVEIRA, E. B. & SILVEIRA, A. - Investigação do Arenito Decomposto de São Carlos, para Fundações de Pequenas Construções. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES II, 1958. Recife/Campina Grande, v. 1, p. 77-110.
- SOUZA, A. - Utilização de Fundações Rasas no Solo Colapsível de Ilha Solteira. São Carlos, EESC-USP, 1993. 126 p. (Tese de Mestrado).
- TEIXEIRA, C. Z. - Comportamento de Estacas Escavadas em Solos Colapsíveis. São Carlos, EESC-USP, 1993. 157p. (Dissertação de Mestrado).
- TERZAGHI, K. – Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. GÉOTECHNIQUE, Londres, v. 5, n. 4, 1955, p. 297-326.

U.S. NAVY – Design Manual: Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures.
NAVDOCKS DM7, Washington, D. C., 1902.

VARGAS, M. - Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo, Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda, Editora da USP, 1978. 509p.

VARGAS, M. - Provas de Carga em Estacas - Uma Apreciação Histórica. Revista Brasileira de Geotecnia, São Paulo, 1990,v.13, p.3-12,

VAZ, J. - Silos Verticais de Madeira Compensada. São Carlos, EESC-USP, 1987. 297 p.
(Tese de Mestrado).

ANEXO A

ENSAIOS DE CAMPO REALIZADOS

Provas de Carga em Estaca Apiloada

Visando-se obter dados de comportamento à tração e também de carregamento horizontal de estacas, que no início desta pesquisa não estavam disponíveis para o meio técnico, foram realizadas quatro provas de carga em estaca apiloada de 10 m de profundidade embutida no solo e diâmetro de 0,25 m, sendo dois ensaios realizados com o solo em seu estado natural e dois ensaios realizados com a prévia inundação do terreno, procurando desta forma verificar os valores para tais carregamentos.

Os ensaios foram realizados no Campo Experimental de Fundações da UNESP, na cidade de Bauru, em solo arenoso característico do interior do Estado de São Paulo.

As provas de carga realizadas, foram do tipo rápido, com intervalos de carregamento de 15 minutos. Apresentam-se nas fotos A1 e A2, o esquema montado para a prova de carga à tração e nas fotos A3 e A4 o esquema montado para a prova de carga com carregamento horizontal.

As curvas *carga x deslocamento* obtidas são apresentadas nas figuras A1 e A2, para carregamento à tração e carregamento horizontal respectivamente. A curva do *coeficiente de reação horizontal do solo (ηh) x deslocamento* é apresentada na figura A3.

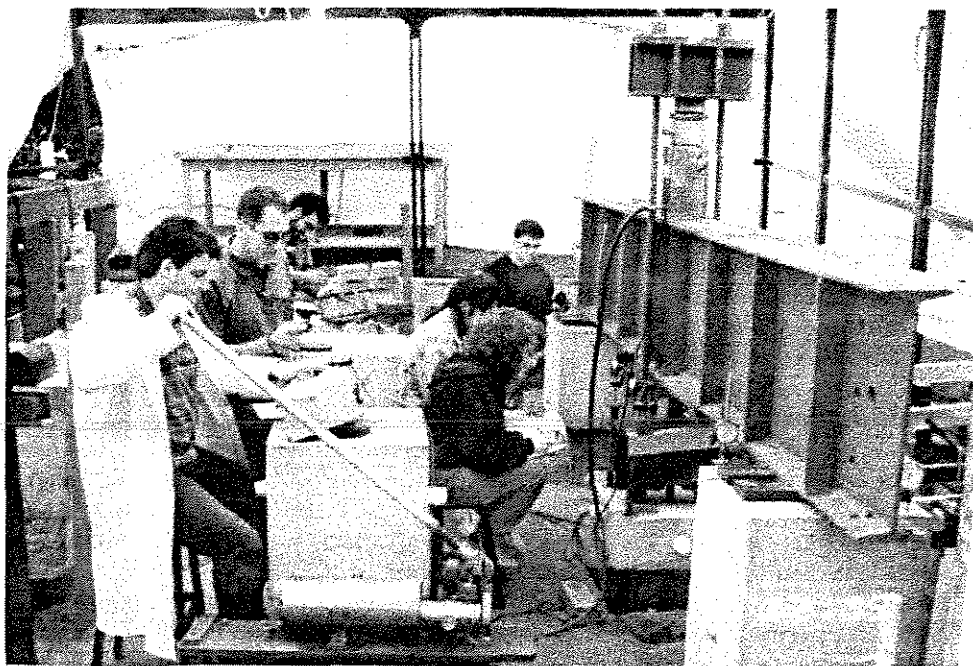


FOTO A1 - Prova de carga à Tração

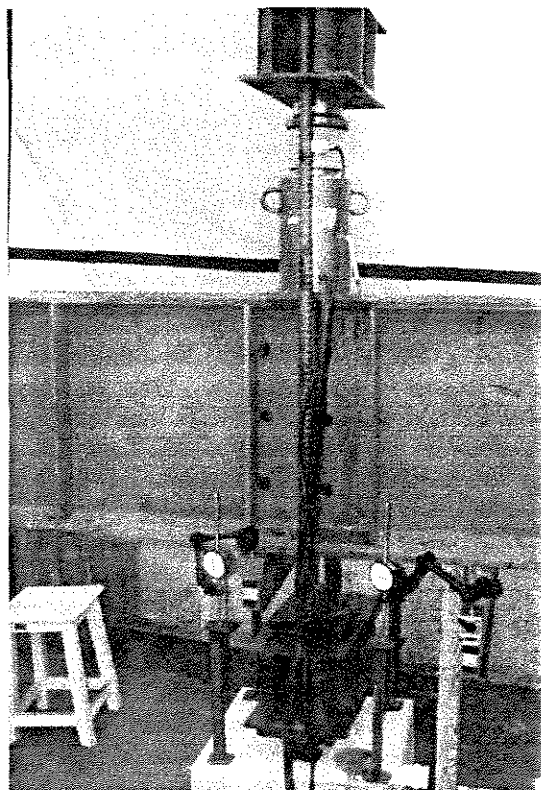


FOTO A2 - Prova de carga à Tração

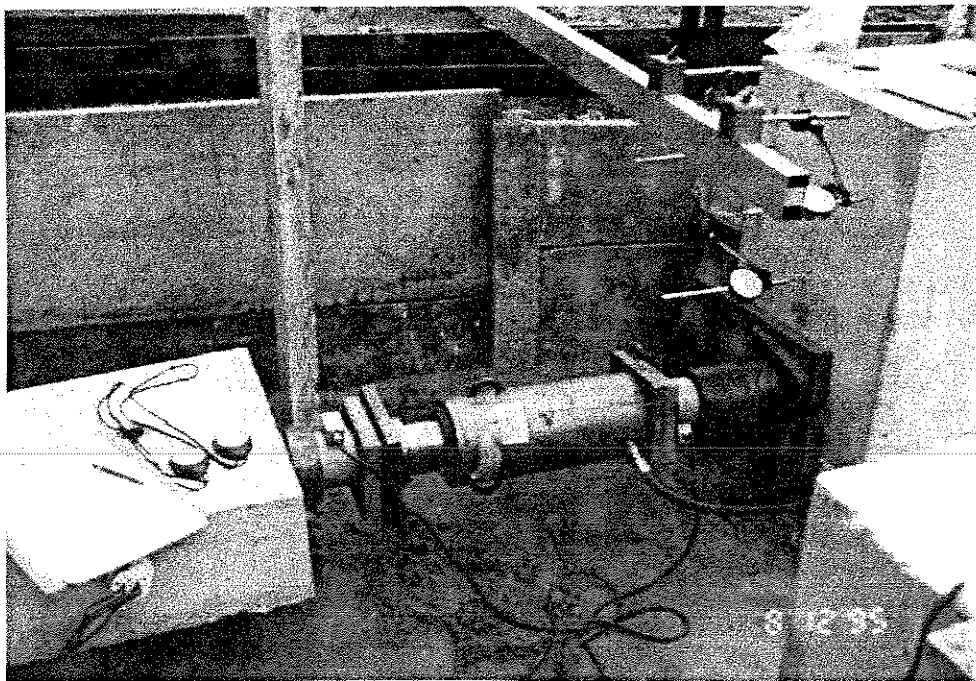


FOTO A3 - Prova de carga com Carregamento Horizontal.

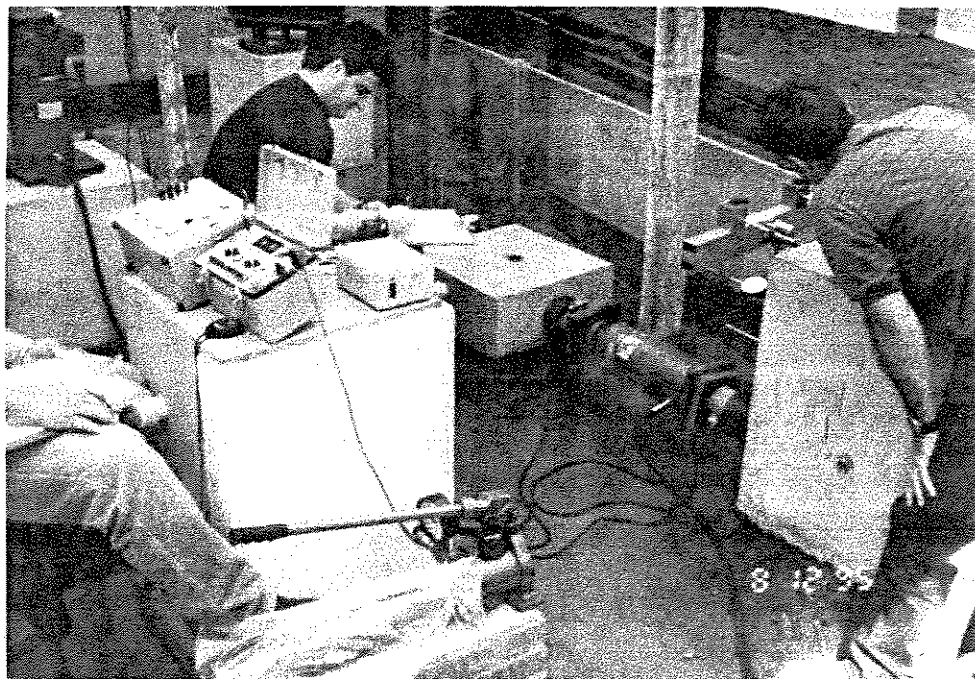


FOTO A4 - Prova de carga com Carregamento Horizontal.

Para a estaca ensaiada à tração, admitindo-se que para 12 mm de deslocamento todo o atrito lateral já tenha sido mobilizado, obteve-se um valor de atrito lateral médio de 36 kPa.

Esta mesma estaca, posteriormente foi ensaiada tendo o solo sido previamente inundado, procurando-se então verificar o efeito da colapsividade do solo. Nesta situação o atrito lateral médio obtido foi de 19 kPa, indicando uma perda de cerca de 50 % na resistência. A inundação do terreno foi realizada através da abertura de uma cava ao redor da cabeça da estaca, com a utilização de quatro drenos de 100 mm de diâmetro e profundidade de 2 m, nos quatro vértices da cava, os drenos foram preenchidos com brita.

Inundou-se o solo por um período de 72 horas, sendo o consumo médio de água de 0,5 m³/h, medido através de hidrômetro instalado na saída da canalização de água.

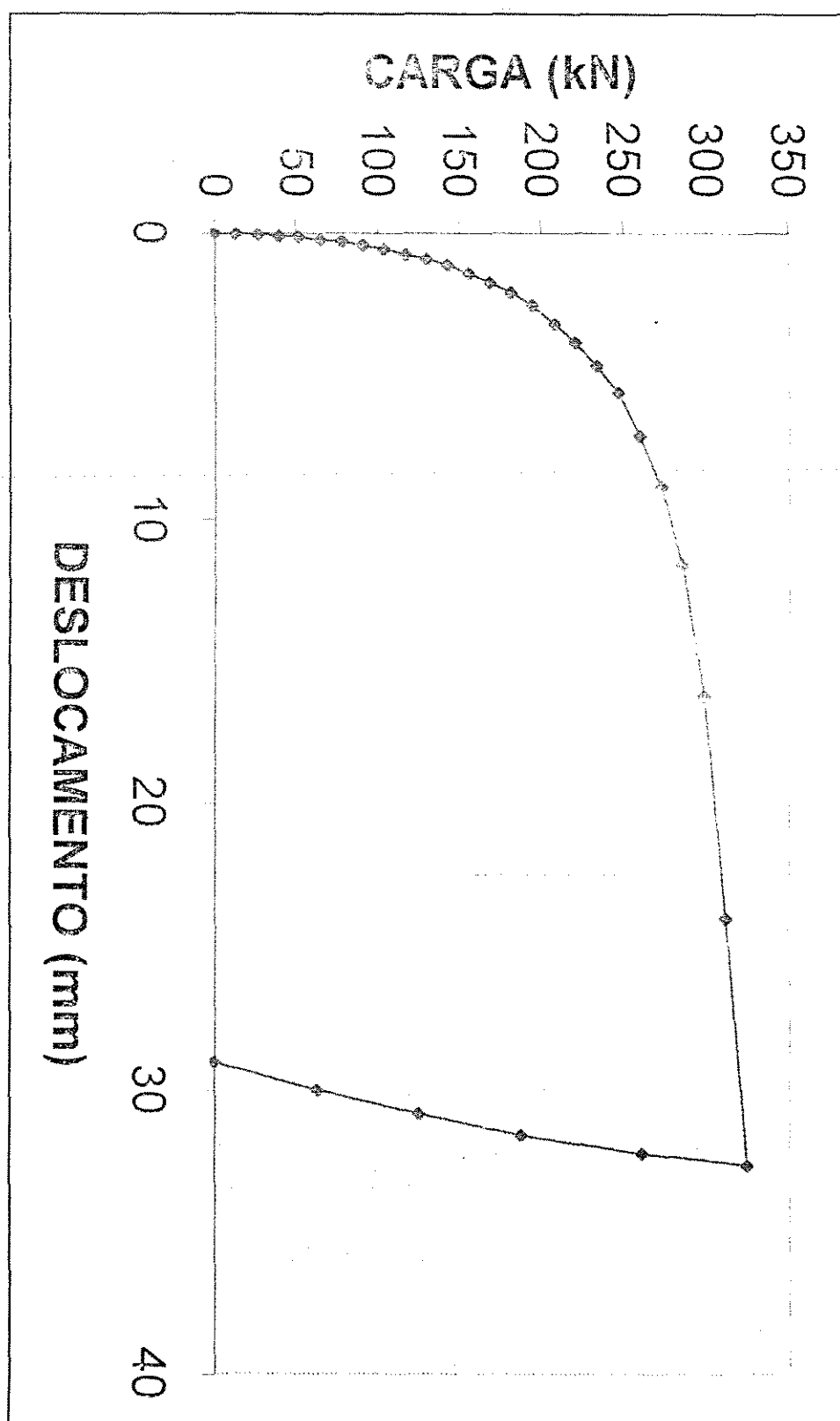
Para a estaca submetida a carregamento horizontal, determinou-se o coeficiente de reação horizontal do solo (ηh), através dos valores de $\eta h \times y_0$, obtidos na prova de carga horizontal. Estes valores são apresentados na figura A3.

Observa-se que ηh diminui a medida que y_0 aumenta, tendendo a um valor assintótico, conforme já constatarem ALIZADEH & DAVISSON (1970), CINTRA (1981) e MIGUEL (1996). Estes autores definem um intervalo de y_0 para determinação

de η_h , sendo estes intervalos de 6,35 a 12,7 mm, 4,0 a 8,0 mm e 6,0 a 12,0 mm respectivamente.

Para o caso da estaca em análise definiu-se η_h para o intervalo de 6 a 12 mm, obtendo-se 403 kN/m^3 para o valor do coeficiente de reação horizontal do solo.

Posteriormente, outra prova de carga foi realizada, entretanto, houve previamente a inundação do solo, procurando também verificar o efeito da colapsividade do solo. Nesta situação houve uma redução de cerca de 50 % no valor de η_h , confirmando valores já estabelecidos por outras provas.

FIGURA A1 - Curva *Carga x Deslocamento* para a prova à tração

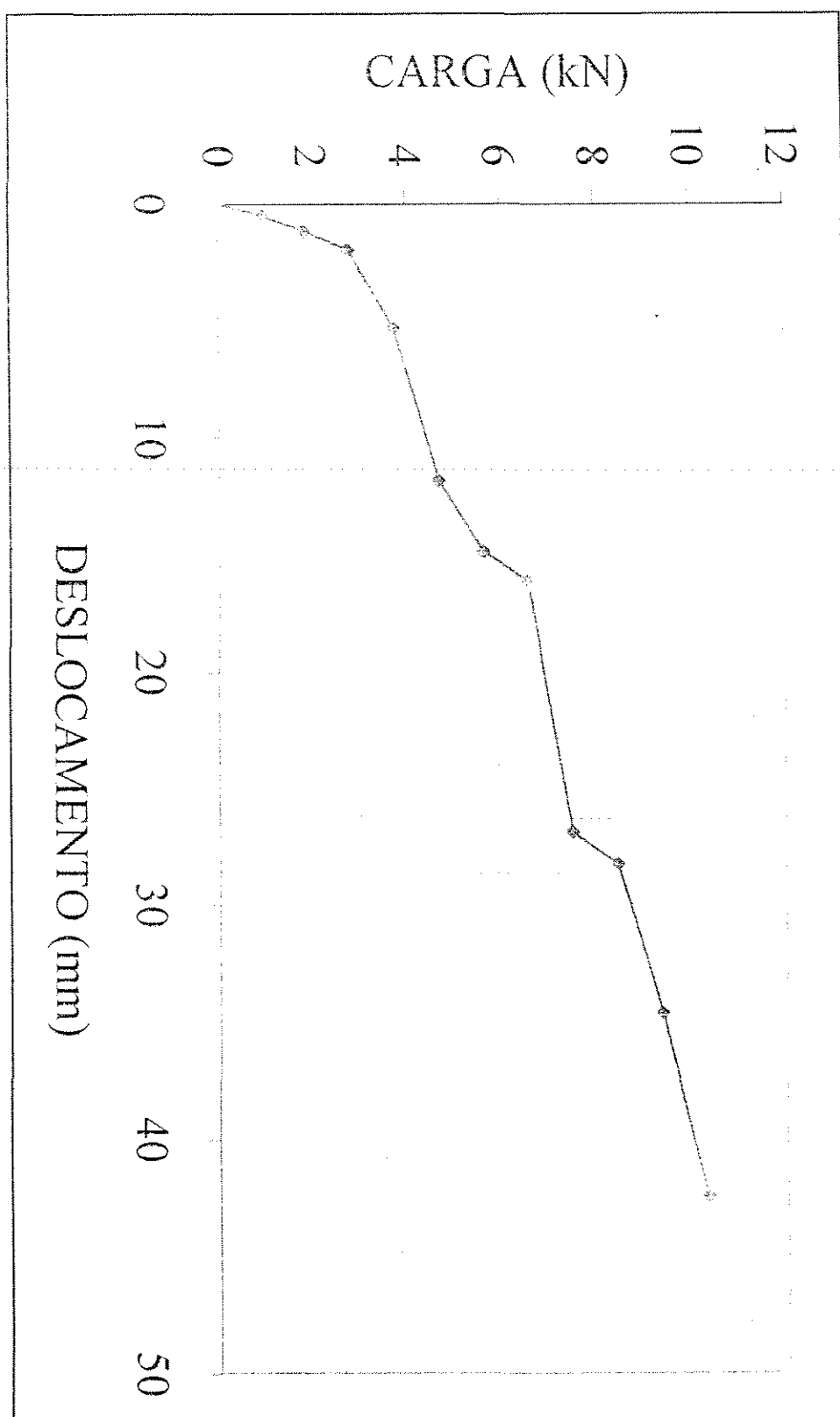


FIGURA A2 - Curva *Carga x deslocamento* para a prova com carregamento horizontal.

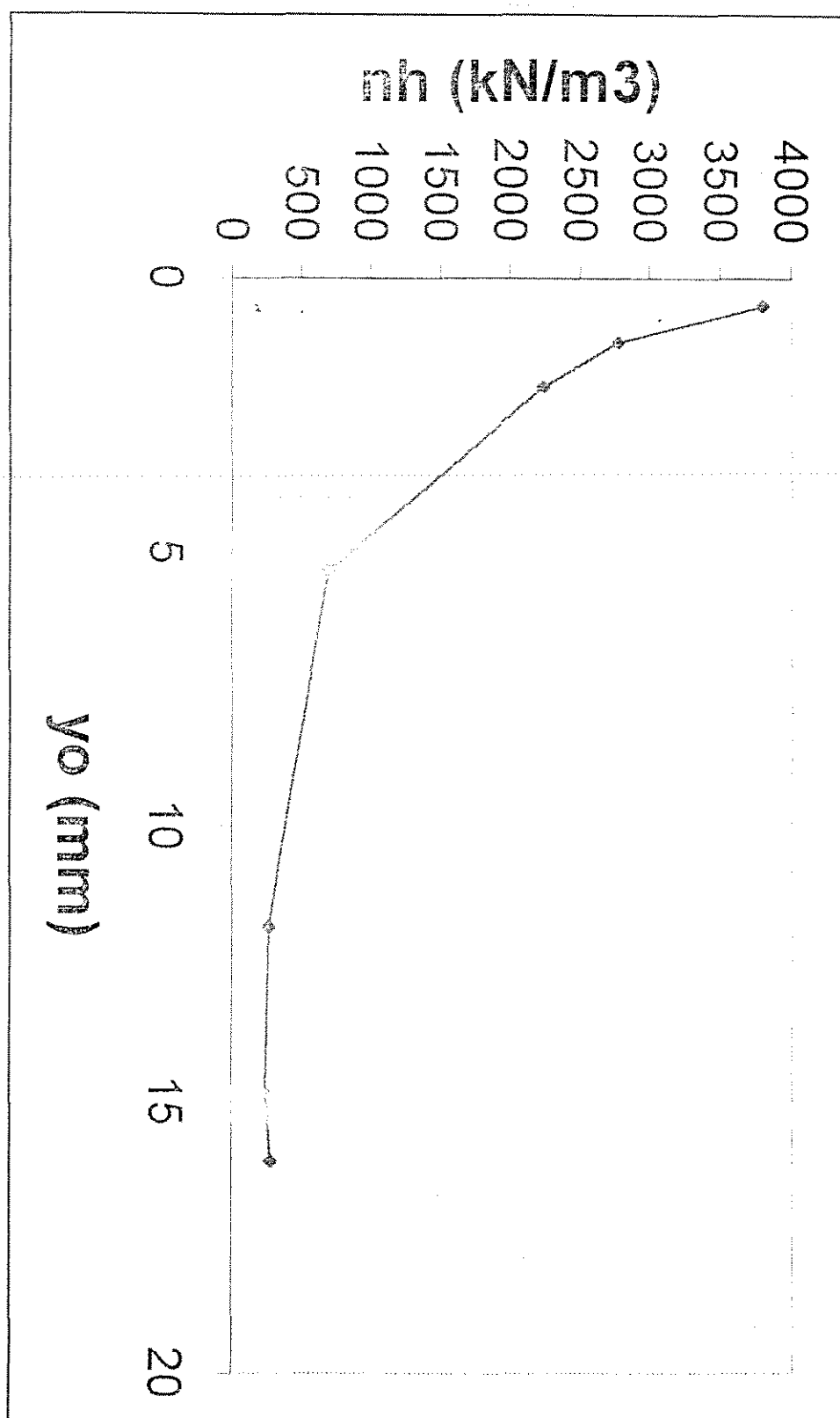


FIGURA A3 - Curva Coeficiente de reação horizontal do solo (ηh) x deslocamento.

ANEXO B

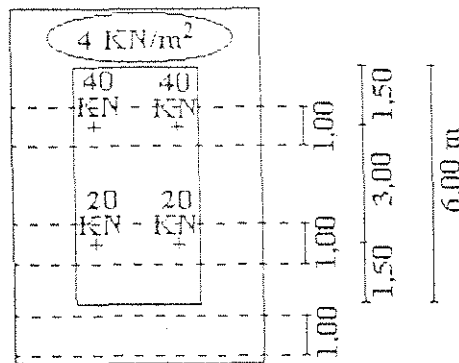
QUADRO 03 - CARACTERÍSTICAS ADMISSÍVEIS MÉDIAS DE ALGUMAS ESPÉCIES NACIONAIS

ESPÉCIE FLORESTAL		CARACTERÍSTICAS ADMISSÍVEIS MÉDIAS										
NOME VULGAR	NOME CIENTIFICO	$E_w = E_q$ MPa	E_g MPa	$f_{n,Adm}$ MPa	$f_{c,Adm}$ MPa	λ_0	$f_{t,Adm}$ MPa	$f_{m,Adm}$ MPa	$f_{cm,Adm}$ MPa	$f_{cl,Adm}$ MPa	γ_{15} KN/m ³	γ_{35} KN/m ³
ANGELIM ROSA	<i>Platycyamus regnellii</i>	14156	9437	2,96	9,87	73	17,63	17,63	1,28	1,91	7,95	8,54
ANGICO PRETO	<i>Piptadenia macrocarpa</i>	16363	10909	4,20	14,00	66	23,04	23,04	1,94	2,91	10,30	10,60
AROEIRA DO SERTÃO	<i>Astronium urundeuva</i>	14715	9810	4,41	14,72	61	19,91	19,91	1,85	2,70	11,87	12,26
CUPIUBA	<i>Goupia glabra</i>	12821	8547	2,90	9,65	70	13,40	13,40	1,15	1,73	7,95	8,58
EUCALIPTO CITRIODORA	<i>Eucalyptus citriodora</i>	16540	11025	3,60	11,97	71	19,13	19,13	1,58	2,36	9,71	10,40
EUCALIPTO TERETICORNIS	<i>Eucalyptus tereticornis</i>	12527	8352	2,97	9,91	68	16,87	16,87	1,21	1,81	9,32	9,81
IPE	<i>Tabebuia</i> sp.	14500	9667	3,86	12,95	64	20,70	20,70	1,45	2,18	9,42	9,81
ITAUBA	<i>Mesilaurus itauba</i>	14224	9483	3,42	11,41	67	17,21	17,21	1,19	1,79	9,42	9,81
JATOBÁ	<i>Hymenaea stillocharpa</i>	14844	9896	4,01	13,39	64	19,75	19,75	2,85	4,28	9,42	9,81
JUTAI-AÇU	<i>Hymenaea courbaril</i>	14715	9810	4,12	13,73	63	19,12	19,12	1,76	2,64	9,32	10,07
MAÇARANDUBA	<i>Manilkara</i> sp.	17952	1196	3,81	12,65	72	21,97	21,97	1,63	2,44	11,38	11,77
MUIRACATIARA	<i>Astronium lecontei</i>	11281	7521	3,12	10,41	63	15,09	15,09	0,98	1,47	6,81	7,36
PIQUIÁ	<i>Caryocar villosum</i>	14116	9411	3,31	11,04	68	17,03	17,03	1,29	1,94	9,12	9,86
SUCUPIRÁ	<i>Bowdichia nitida</i>	11183	7455	3,33	11,10	61	17,05	17,05	1,16	1,75	6,90	7,55

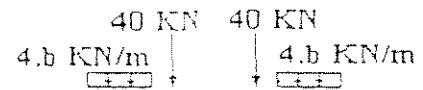
sendo:

- E_w = módulo de elasticidade da madeira, considerada verde (teor de umidade $U = 35\%$);
 E_g = módulo de elasticidade da madeira para o carregamento permanente, já considerando a deformação lenta;
 E_q = módulo de elasticidade da madeira para o carregamento acidental;
 $f_{n,Adm}$ = tensão admissível a compressão normal às fibras;
 $f_{c,Adm}$ = tensão admissível a compressão paralela às fibras;
 $f_{t,Adm}$ = tensão admissível a tração paralela às fibras;
 $f_{m,Adm}$ = tensão admissível a flexão estática;
 $f_{cm,Adm}$ = tensão admissível ao cisalhamento, paralelo às fibras, na flexão;
 $f_{cl,Adm}$ = tensão admissível ao cisalhamento, paralelo às fibras, nas ligações;
 γ_{15} = peso específico da madeira, seca ao ar (teor de umidade $U = 15\%$);
 γ_{35} = peso específico da madeira, verde (teor de umidade $U = 35\%$)

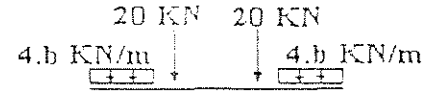
CLASSE 12



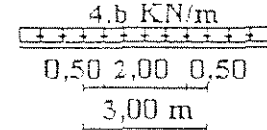
Sob as rodas traseiras do veículo



Sob as rodas dianteiras do veículo

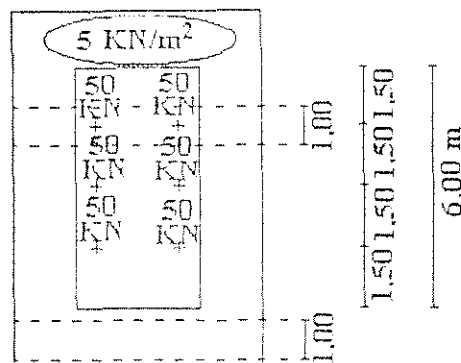


A frente e atrás do veículo



a) Carregamento acidental em uma faixa unitária de ponte classe 12

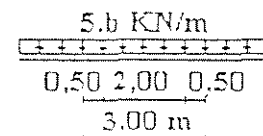
CLASSE 30



Sob as rodas do veículo

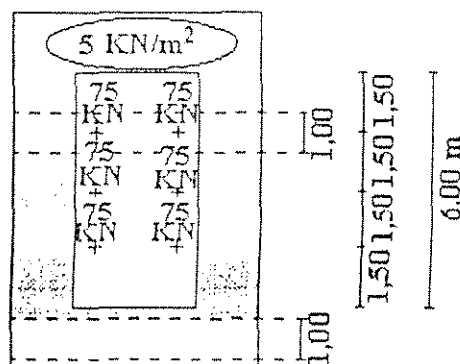


A frente e atrás do veículo



b) Carregamento acidental em uma faixa unitária de ponte classe 30

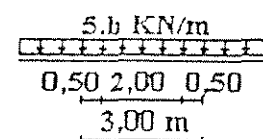
CLASSE 45



Sob as rodas do veículo



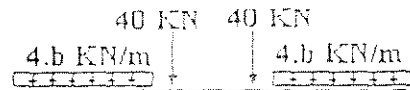
A frente e atrás do veículo



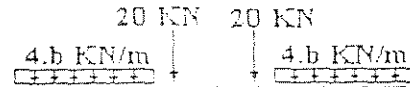
c) Carregamento acidental em uma faixa unitária de ponte classe 45

FIG. 17 - CARREGAMENTO ACIDENTAL EM UMA FAIXA UNITÁRIA DE PONTE

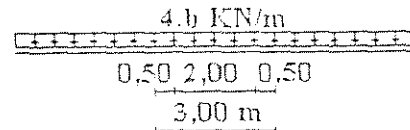
Sob as rodas traseiras do veículo



Sob as rodas dianteiras do veículo



A frente e atrás do veículo



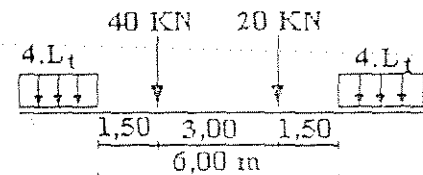
UNIDADES UTILIZADAS

L_t em m

Cargas concentradas em KN

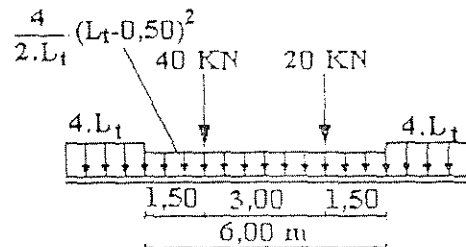
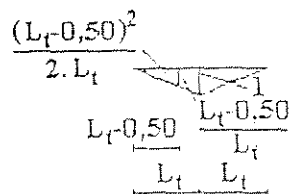
Cargas distribuídas em KN/m

a) Carregamentos acidentais em uma faixa unitária de pontes classe 12



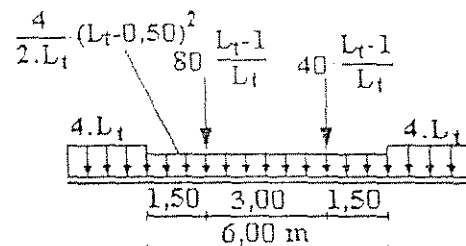
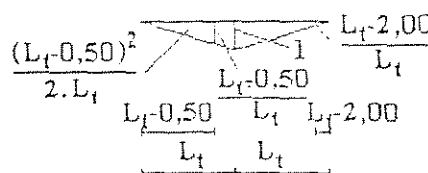
b) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão:

$L_t \leq 0,50$ m



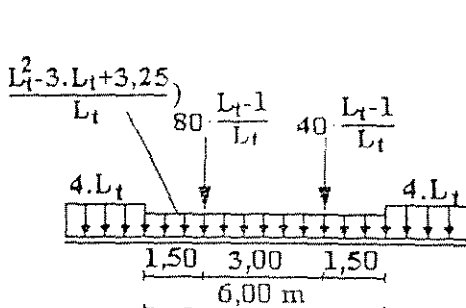
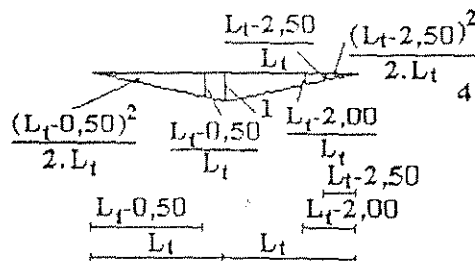
c) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão:

$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m}$



d) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão:

$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m}$

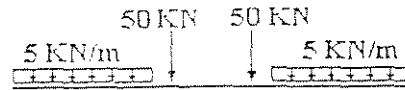


e) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão:

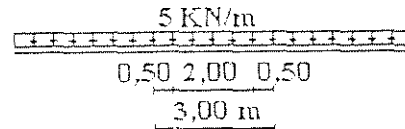
$L_t \geq 2,50 \text{ m}$

FIG. 18 - DEFINIÇÃO DO TREM-TIPO PARA CÁLCULO DAS VIGAS PRINCIPAIS

Sob as rodas do veículo



A frente e atrás do veículo



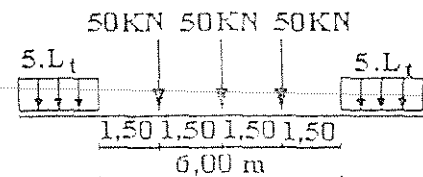
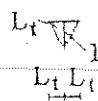
UNIDADES UTILIZADAS

L_t em m

Cargas concentradas em kN

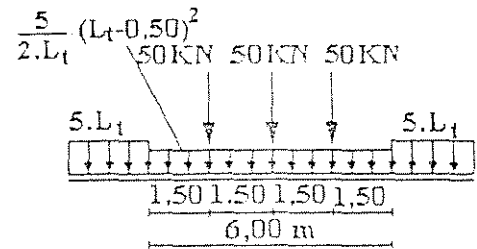
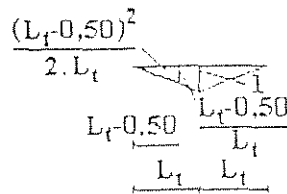
Cargas distribuídas em kN/m

a) Carregamentos acidentais em uma faixa unitária de pontes classe 12



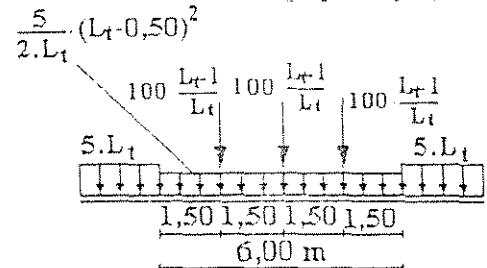
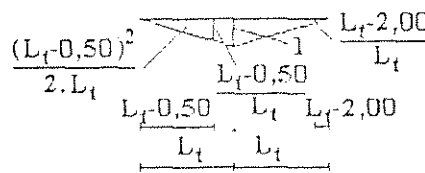
b) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão:

$L_t \leq 0,50$ m



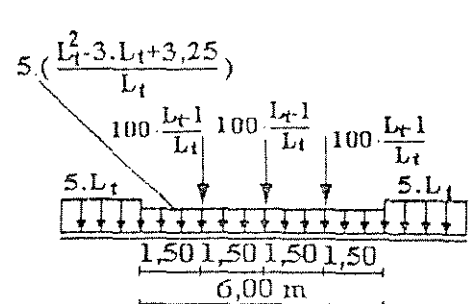
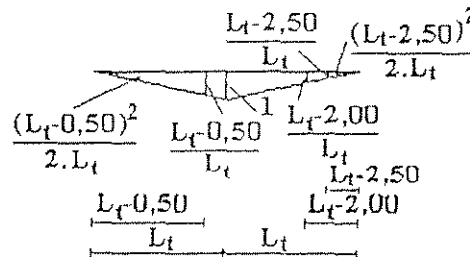
c) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão:

$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00$ m



d) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão:

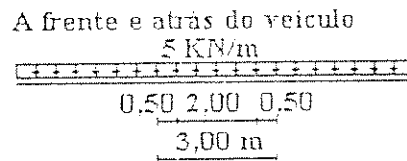
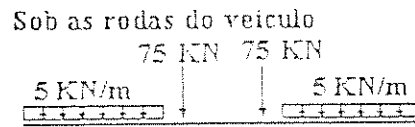
$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50$ m



e) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão:

$L_t \geq 2,50$ m

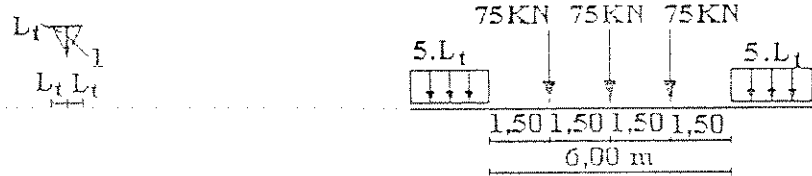
FIG. 19 - DEFINIÇÃO DO TREM-TIPO PARA CÁLCULO DAS VIGAS PRINCIPAIS DE PONTES CLASSE 30



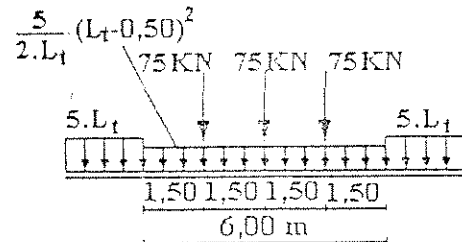
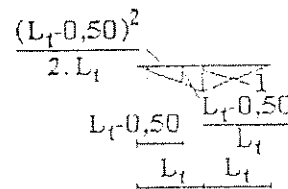
UNIDADES UTILIZADAS

L_t em m
Cargas concentradas em kN
Cargas distribuídas em kN/m

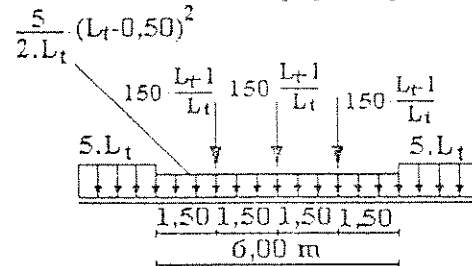
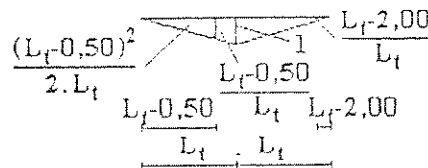
a) Carregamentos acidentais em uma faixa unitária de pontes classe 12



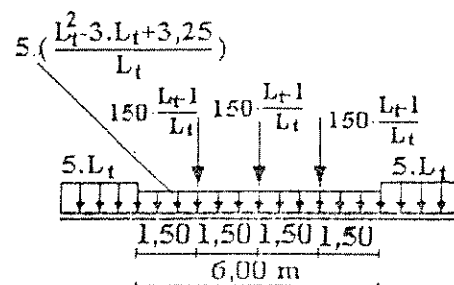
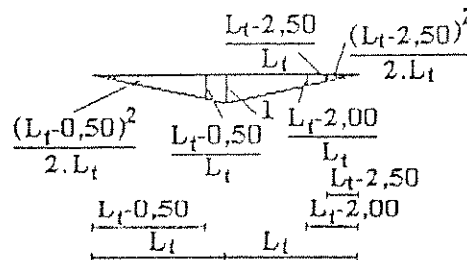
b) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão: $L_t \leq 0,50$ m



c) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão: $0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00$ m

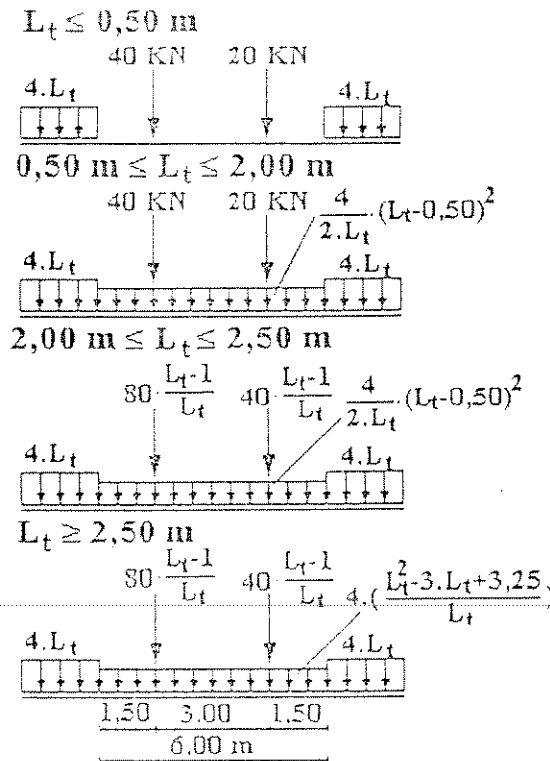


d) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão: $2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50$ m



e) Linha de influência de reação, do tabuleiro sobre a viga principal, vão: $L_t \geq 2,50$ m

FIG. 20 - DEFINIÇÃO DO TREM-TIPO PARA CÁLCULO DAS VIGAS PRINCIPAIS DE PONTES CLASSE 45



UNIDADES UTILIZADAS

L_t em m

L_v em m

R_q em KN

Cargas concentradas em KN

Cargas distribuídas em KN/m

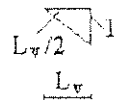
a) Trens-tipo para cálculo das vigas principais de pontes classe 12

$L_t \leq 0,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 40 \text{ KN}$

$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 40 + L_t \cdot \frac{(L_t - 0,50)^2}{L_t}$

$2,00 \text{ m} \leq L_t < 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 80 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + L_t \cdot \frac{(L_t - 0,50)^2}{L_t}$

$L_t \geq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 80 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + 2 \cdot L_t \cdot \frac{(L_t^2 - 3L_t + 3,25)}{L_t}$



b) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

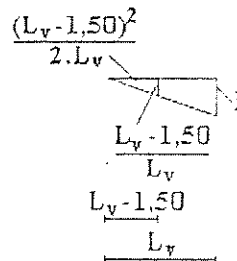
$L_v \leq 1,50 \text{ m}$

$L_t \leq 0,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 40 + \frac{4L_t}{2} \cdot \frac{(L_t - 1,50)^2}{L_t}$

$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 40 + \frac{(L_t - 0,50)^2}{L_t} \cdot \frac{(3L_t - 2,25)}{L_v} + 2 \cdot L_t \cdot \frac{(L_t - 1,50)^2}{L_v}$

$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 80 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + \frac{(L_t - 0,50)^2}{L_t} \cdot \frac{(3L_t - 2,25)}{L_v} + 2 \cdot L_t \cdot \frac{(L_t - 1,50)^2}{L_v}$

$L_t \geq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 80 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + 2 \cdot \left(\frac{L_t^2 - 3L_t + 3,25}{L_t} \right) \cdot \frac{(3L_t - 2,25)}{L_v} + 2 \cdot L_t \cdot \frac{(L_t - 1,50)^2}{L_v}$

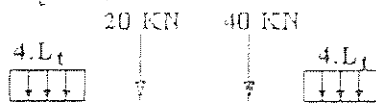


c) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

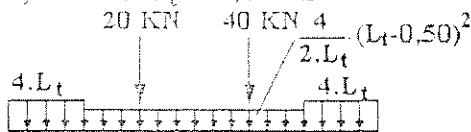
$1,50 \text{ m} \leq L_v \leq 3,00 \text{ m}$

FIG. 41 - CÁLCULO, COM O AUXÍLIO DA LINHA DE INFLUÊNCIA, DA REAÇÃO VERTICAL, DEVIDO AO CARREGAMENTO ACIDENTAL, DE VIGAS DE PONTES CLASSE 12

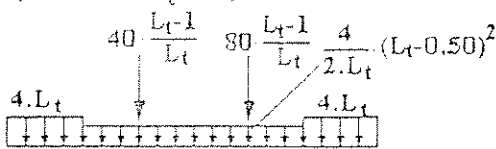
$$L_t \leq 0,50 \text{ m}$$



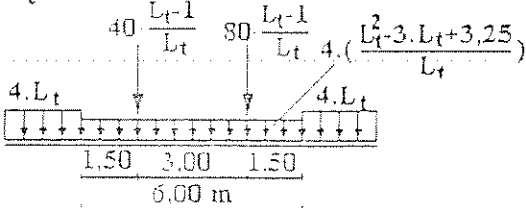
$$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m}$$



$$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m}$$



$$L_t \geq 2,50 \text{ m}$$



UNIDADES UTILIZADAS

L_t em m

L_v em m

R_q em KN

Cargas concentradas em KN

Cargas distribuídas em KN/m

a) Trens-tipo para o cálculo das vigas principais de pontes classe 12

$$\begin{aligned} L_t \leq 0,50 \text{ m} & \dots R_q = 40 + 20 \cdot \frac{L_v - 3}{L_v} \\ 0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} & \dots R_q = 40 + 20 \cdot \frac{L_v - 3}{L_v} + L_v \cdot \frac{(L_t - 0,50)^2}{L_t} \\ 2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m} & \dots R_q = 80 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + 40 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{L_v - 3}{L_v} + L_v \cdot \frac{(L_t - 0,50)^2}{L_t} \\ L_t \geq 2,50 \text{ m} & \dots R_q = 80 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + 40 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{L_v - 3}{L_v} + 2 \cdot L_v \cdot \frac{(L_t^2 - 3L_t + 3,25)}{L_t} \end{aligned}$$

b) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

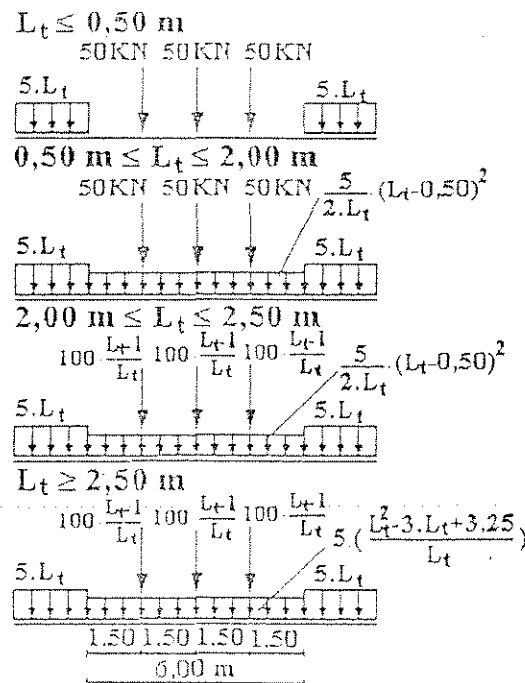
$$3,00 \text{ m} \leq L_v \leq 4,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_t \leq 0,50 \text{ m} & \dots R_q = 40 + 20 \cdot \frac{L_v - 3}{L_v} + \frac{4 \cdot L_t}{2} \cdot \frac{(L_v - 4,50)^2}{L_v} \\ 0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} & \dots R_q = 40 + 20 \cdot \frac{L_v - 3}{L_v} + 2 \cdot L_t \cdot \frac{(L_v - 4,50)^2}{L_v} + \\ & + \frac{(L_t - 0,50)^2 (9 \cdot L_v - 20,25)}{L_t} \\ 2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m} & \dots R_q = 80 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + 40 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{L_v - 3}{L_v} + 2 \cdot L_t \cdot \frac{(L_v - 4,50)^2}{L_v} + \\ & + \frac{(L_t - 0,50)^2 (9 \cdot L_v - 20,25)}{L_t} \\ L_t \geq 2,50 \text{ m} & \dots R_q = 80 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + 40 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{L_v - 3}{L_v} + 2 \cdot L_t \cdot \frac{(L_v - 4,50)^2}{L_v} + \\ & + 2 \cdot \left(\frac{L_t^2 - 3L_t + 3,25}{L_t} \right) \cdot \frac{(9 \cdot L_v - 20,25)}{L_v} \end{aligned}$$

c) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

$$L_v \geq 4,50 \text{ m}$$

FIG. 42 - CÁLCULO, COM O AUXÍLIO DA LINHA DE INFLUÊNCIA, DA REAÇÃO VERTICAL, DEVIDO AO CARREGAMENTO ACIDENTAL, DE VIGAS DE PONTES CLASSE 12 (CONTINUAÇÃO)



UNIDADES UTILIZADAS

L_t em m

L_v em m

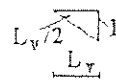
R_q em kN

Cargas concentradas em kN

Cargas distribuídas em kN/m

a) Trens-tipo para o cálculo das vigas principais de pontes classe 30

$$L_t \leq 0,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 50 \text{ kN}$$



$$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} \dots R_q = 50 + \frac{5L_v}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$$

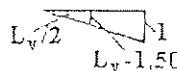
$$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m} \dots R_q = 100 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + \frac{5L_v}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$$

$$L_t \geq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 100 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + \frac{5L_v}{2} \cdot \frac{(L_t^2 - 3L_t + 3,25)}{L_t}$$

b) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

$L_v \leq 1,50 \text{ m}$

$$L_t \leq 0,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 50 \cdot \frac{2L_v - 1,5}{L_v}$$



$$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} \dots R_q = 50 \cdot \frac{2L_v - 1,5}{L_v} + \frac{5L_v}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$$

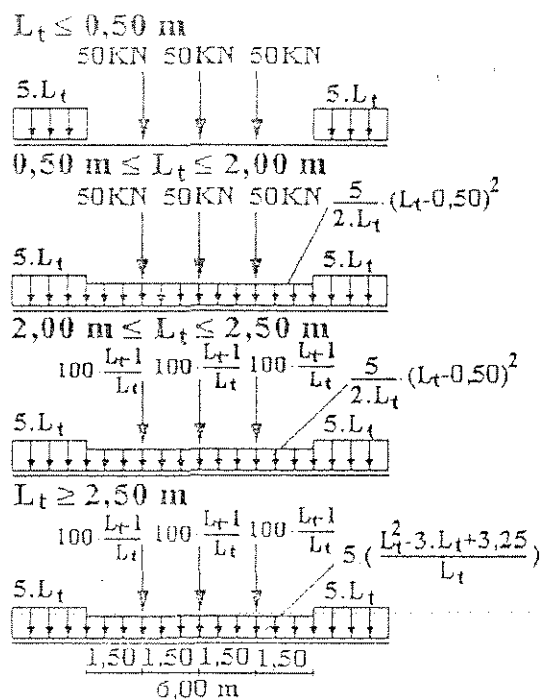
$$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m} \dots R_q = 100 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + \frac{2L_v - 1,5}{L_v} + \frac{5L_v}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$$

$$L_t \geq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 100 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + \frac{2L_v - 1,5}{L_v} + \frac{5L_v}{2} \cdot \frac{(L_t^2 - 3L_t + 3,25)}{L_t}$$

c) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

$1,50 \text{ m} \leq L_v \leq 3,00 \text{ m}$

FIG. 43 - CÁLCULO, COM O AUXÍLIO DA LINHA DE INFLUÊNCIA, DA REAÇÃO VERTICAL, DEVIDO AO CARREGAMENTO ACIDENTAL, DE VIGAS DE PONTES CLASSE 30



UNIDADES UTILIZADAS

L_t em m

L_v em m

R_q em kN

Cargas concentradas em kN

Cargas distribuídas em kN/m

a) Trens-tipo para o cálculo das vigas principais de pontes classe 30

$$L_t \leq 0,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 50 \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t}$$

$$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 50 \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t} + \frac{5.L_t}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$$

$$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 100 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t} + \frac{5.L_t}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$$

$$L_t \geq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 100 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t} + \frac{5.L_t}{2} \cdot \frac{L_t^2 - 3.L_t + 3,25}{L_t}$$

b) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

$$3,00 \text{ m} \leq L_v \leq 4,50 \text{ m}$$

$$L_v \leq 0,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 50 \cdot \frac{3.L_v - 4,5}{L_v} + \frac{5.L_v}{2} \cdot \frac{(L_v - 4,5)^2}{L_v}$$

$$0,50 \text{ m} \leq L_v \leq 2,00 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 50 \cdot \frac{3.L_v - 4,5}{L_v} + \frac{5.L_v}{2} \cdot \frac{(L_v - 4,5)^2}{L_v} + \frac{5}{4} \cdot \frac{(L_v - 0,5)^2}{L_v} \cdot \frac{9.L_v - 20,25}{L_v}$$

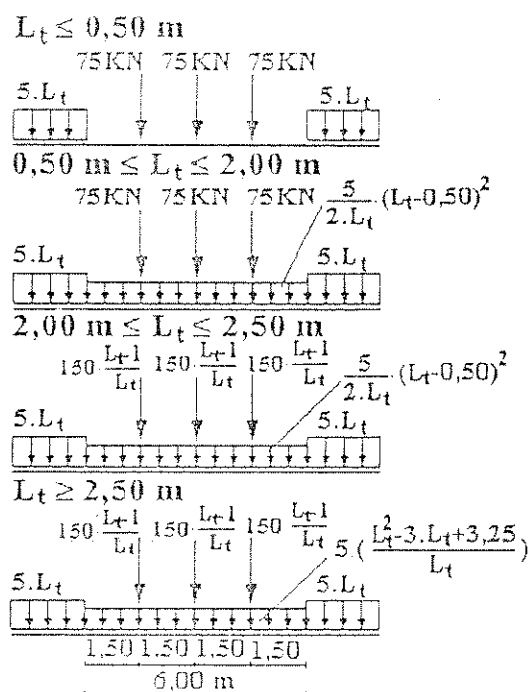
$$2,00 \text{ m} \leq L_v \leq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 100 \cdot \frac{L_v - 1}{L_v} \cdot \frac{3.L_v - 4,5}{L_v} + \frac{5.L_v}{2} \cdot \frac{(L_v - 4,5)^2}{L_v} + \frac{5}{4} \cdot \frac{(L_v - 0,5)^2}{L_v} \cdot \frac{9.L_v - 20,25}{L_v}$$

$$L_v \geq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 100 \cdot \frac{L_v - 1}{L_v} \cdot \frac{3.L_v - 4,5}{L_v} + \frac{5.L_v}{2} \cdot \frac{(L_v - 4,5)^2}{L_v} + \frac{5}{2} \cdot \frac{L_v^2 - 3.L_v + 3,25}{L_v} \cdot \frac{9.L_v - 20,25}{L_v}$$

c) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

$$L_v \geq 4,50 \text{ m}$$

FIG. 44 - CÁLCULO, COM O AUXÍLIO DA LINHA DE INFLUÊNCIA, DA REAÇÃO VERTICAL, DEVIDO AO CARREGAMENTO ACIDENTAL, DE VIGAS DE PONTES CLASSE 30 (CONTINUAÇÃO)



UNIDADES UTILIZADAS

L_t em m

L_v em m

R_q em KN

Cargas concentradas em KN

Cargas distribuídas em KN/m

a) Trens-tipo para o cálculo das vigas principais de pontes classe 45

$L_t \leq 0,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 75 \text{ KN}$

$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} \dots R_q = 75 + \frac{5L_v}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$

$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m} \dots R_q = 150 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + \frac{5L_v}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$

$L_t \geq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 150 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} + \frac{5L_v}{2} \cdot \frac{(L_t^2 - 3L_t + 3,25)}{L_t}$

b) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

$L_v \leq 1,50 \text{ m}$

$L_t \leq 0,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 75 \cdot \frac{2L_v - 1,5}{L_v}$

$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} \dots R_q = 75 \cdot \frac{2L_v - 1,5}{L_v} + \frac{5L_v}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$

$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m} \dots R_q = 150 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{2L_v - 1,5}{L_v} + \frac{5L_v}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$

$L_t \geq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 150 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{2L_v - 1,5}{L_v} + \frac{5L_v}{2} \cdot \frac{(L_t^2 - 3L_t + 3,25)}{L_t}$

c) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

$1,50 \text{ m} \leq L_v \leq 3,00 \text{ m}$

FIG. 45 - CÁLCULO, COM O AUXÍLIO DA LINHA DE INFLUÊNCIA, DA REAÇÃO VERTICAL, DEVIDO AO CARREGAMENTO ACIDENTAL, DE VIGAS DE PONTES CLASSE 45

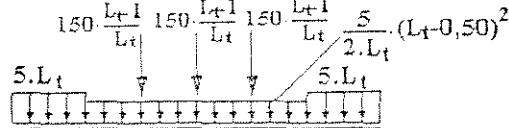
$$L_t \leq 0,50 \text{ m}$$



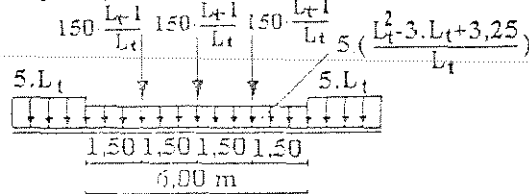
$$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m}$$



$$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m}$$



$$L_t \geq 2,50 \text{ m}$$



UNIDADES UTILIZADAS

L_t em m

L_v em m

R_q em KN

Cargas concentradas em KN

Cargas distribuídas em KN/m

a) Trens-tipo para o cálculo das vigas principais de pontes classe 45

$$L_t \leq 0,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 75 \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t}$$

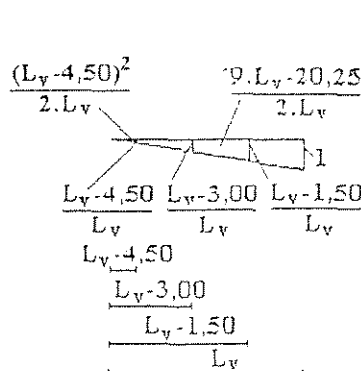
$$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 75 \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t} + \frac{5.L_t}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$$

$$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 150 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t} + \frac{5.L_t}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t}$$

$$L_t \geq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 150 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t} + \frac{5.L_t}{2} \cdot \frac{L_t^2 - 3.L_t + 3,25}{L_t}$$

b) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

$$3,00 \text{ m} \leq L_v \leq 4,50 \text{ m}$$



$$L_t \leq 0,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 75 \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t} + \frac{5.L_t}{2} \cdot \frac{(L_t - 4,5)^2}{L_t}$$

$$0,50 \text{ m} \leq L_t \leq 2,00 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 75 \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t} + \frac{5.L_t}{2} \cdot \frac{(L_t - 4,5)^2}{L_t} + \frac{5}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t} \cdot \frac{9.L_t - 20,25}{L_t}$$

$$2,00 \text{ m} \leq L_t \leq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 150 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t} + \frac{5.L_t}{2} \cdot \frac{(L_t - 4,5)^2}{L_t} + \frac{5}{4} \cdot \frac{(L_t - 0,5)^2}{L_t} \cdot \frac{9.L_t - 20,25}{L_t}$$

$$L_t \geq 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots R_q = 150 \cdot \frac{L_t - 1}{L_t} \cdot \frac{3.L_t - 4,5}{L_t} + \frac{5.L_t}{2} \cdot \frac{(L_t - 4,5)^2}{L_t} + \frac{5}{2} \cdot \frac{L_t^2 - 3.L_t + 3,25}{L_t} \cdot \frac{9.L_t - 20,25}{L_t}$$

c) Linha de influência da reação vertical em vigas de vão:

$$L_v \geq 4,50 \text{ m}$$

FIG. 46 - CÁLCULO, COM O AUXÍLIO DA LINHA DE INFLUÊNCIA, DA REAÇÃO VERTICAL, DEVIDO AO CARREGAMENTO ACIDENTAL, DE VIGAS DE PONTES CLASSE 45 (CONTINUAÇÃO)

QUADRO 22 - REAÇÕES VERTICAIS, DEVIDO AO CARREGAMENTO ACIDENTAL, EM VIGAS SIMPLEMENTE APOIADAS DE PONTES CLASSE 12.

L _v (m)	REAÇÃO VERTICAL MÁXIMA DEVIDO A CARGA MÓVEL, R _v (KN), EM VIGAS DE PONTES CLASSE 12.														
	Vão do tabuleiro, L _t (m)														
	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00
0,50	40,0	40,0	40,1	40,2	40,3	40,4	40,6	45,1	48,8	51,8	54,4	56,6	58,6	60,3	61,8
1,00	40,0	40,1	40,3	40,5	40,7	40,9	41,1	45,8	49,6	52,8	55,5	57,9	60,0	61,9	63,6
1,50	40,0	40,1	40,4	40,7	41,0	41,3	41,7	46,5	50,4	53,7	56,6	59,1	61,4	63,5	65,4
2,00	40,1	40,3	40,7	41,2	41,6	42,1	42,6	47,6	51,6	55,1	58,1	60,9	63,4	65,7	67,8
2,50	40,4	40,8	41,3	41,9	42,6	43,3	44,0	49,1	53,4	57,0	60,3	63,2	65,9	68,5	70,8
3,00	40,8	41,3	42,1	42,9	43,8	44,6	45,5	50,9	55,4	59,2	62,7	65,9	68,8	71,6	74,2
3,50	42,9	43,1	43,7	44,4	45,2	46,0	46,8	52,4	57,0	61,1	64,7	68,1	71,2	74,2	77,0
4,00	45,0	45,3	46,0	46,8	47,7	48,6	49,5	55,4	60,4	64,7	68,7	72,3	75,7	78,9	82,0
4,50	46,7	47,0	47,8	48,7	49,7	50,7	51,7	58,0	63,2	67,8	72,0	75,9	79,5	83,0	86,3
5,00	48,1	48,5	49,3	50,4	51,5	52,6	53,8	60,3	65,8	70,6	75,0	79,2	83,1	86,8	90,3
5,50	49,3	49,8	50,8	51,9	53,2	54,5	55,8	62,6	68,3	73,4	78,1	82,4	86,6	90,6	94,4
6,00	50,4	51,0	52,2	53,5	54,9	56,3	57,8	64,9	70,9	76,2	81,1	85,7	90,1	94,3	98,4
6,50	51,4	52,2	53,5	55,0	56,5	58,2	59,9	67,2	73,4	79,0	84,1	89,0	93,6	98,1	102,4
7,00	52,3	53,3	54,7	56,4	58,2	60,0	61,9	69,5	76,0	81,7	87,2	92,3	97,2	101,9	106,4
7,50	53,2	54,3	56,0	57,8	59,8	61,8	63,9	71,8	78,5	84,5	90,2	95,6	100,7	105,6	110,4
8,00	54,0	55,3	57,2	59,2	61,4	63,6	65,9	74,0	81,0	87,3	93,2	98,8	104,2	109,4	114,4
8,50	54,8	56,3	58,4	60,6	63,0	65,4	67,9	76,3	83,5	90,1	96,2	102,1	107,7	113,2	118,5
9,00	55,6	57,3	59,5	62,0	64,6	67,2	69,9	78,6	86,1	92,8	99,2	105,3	111,2	116,9	122,5
9,50	56,3	58,2	60,7	63,4	66,2	69,0	71,9	80,8	88,6	95,6	102,3	108,6	114,7	120,7	126,5
10,00	57,0	59,1	61,8	64,7	67,7	70,8	73,9	83,1	91,1	98,4	105,3	111,9	118,2	124,4	130,5
10,50	57,7	60,0	62,9	66,0	69,3	72,6	76,0	85,4	93,6	101,1	108,3	115,1	121,8	128,2	134,5
11,00	58,4	60,9	64,0	67,4	70,8	74,4	78,0	87,6	96,1	103,9	111,3	118,4	125,3	132,0	138,5
11,50	59,0	61,8	65,1	68,7	72,4	76,2	80,0	89,9	98,6	106,6	114,3	121,6	128,8	135,7	142,5
12,00	59,7	62,6	66,2	70,0	73,9	77,9	82,0	92,2	101,1	109,4	117,3	124,9	132,3	139,5	146,5

sendo:

L_t = vão das peças do tabuleiro, em m,

QUADRO 23 - REAÇÕES VERTICAIS, DEVIDO AO CARREGAMENTO ACIDENTAL, EM VIGAS SIMPLEMENTE APOIADAS DE PONTES CLASSE 30.

REAÇÃO VERTICAL MÁXIMA DEVIDO A CARGA MÓVEL, R_v (KN), EM VIGAS DE PONTES CLASSE 30.															
L_v (m)	Vão do tabuleiro, L_t (m)														
	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00
0,50	50,0	50,1	50,2	50,3	50,4	50,6	50,7	56,4	61,0	64,8	68,0	70,8	73,2	75,4	77,3
1,00	50,0	50,1	50,3	50,6	50,8	51,1	51,4	57,3	62,0	66,0	69,4	72,4	75,0	77,4	79,5
1,50	50,0	50,2	50,5	50,8	51,3	51,7	52,1	58,1	63,0	67,1	70,7	73,9	76,8	79,4	81,8
2,00	62,5	62,7	63,1	63,6	64,2	64,7	65,3	72,8	79,0	84,2	88,8	92,8	96,4	99,8	102,8
2,50	70,0	70,3	70,8	71,4	72,1	72,8	73,5	82,0	89,0	94,9	100,1	104,7	108,9	112,8	116,3
3,00	75,0	75,3	75,9	76,7	77,5	78,3	79,2	88,4	96,0	102,4	108,1	113,2	117,9	122,1	126,1
3,50	85,7	86,1	86,8	87,7	88,6	89,6	90,6	101,2	109,9	117,2	123,8	129,6	134,9	139,9	144,4
4,00	93,8	94,2	95,0	96,0	97,1	98,2	99,4	111,0	120,5	128,6	135,8	142,3	148,2	153,7	158,8
4,50	100,0	100,5	101,4	102,5	103,8	105,0	106,3	118,8	129,0	137,8	145,5	152,5	158,9	164,9	170,4
5,00	105,1	105,6	106,7	107,9	109,3	110,7	112,2	125,4	136,2	145,5	153,8	161,3	168,1	174,5	180,4
5,50	109,3	110,0	111,2	112,7	114,2	115,8	117,5	131,3	142,7	152,5	161,2	169,1	176,4	183,2	189,6
6,00	113,0	113,8	115,2	116,8	118,6	120,4	122,3	136,7	148,6	158,9	168,0	176,4	184,1	191,3	198,0
6,50	116,2	117,2	118,8	120,6	122,6	124,6	126,7	141,7	154,1	164,8	174,4	183,2	191,2	198,8	205,9
7,00	119,0	120,2	122,0	124,1	126,3	128,6	130,9	146,4	159,2	170,4	180,4	189,5	198,0	205,9	213,4
7,50	121,5	122,9	125,0	127,3	129,8	132,3	134,9	150,8	164,1	175,7	186,1	195,6	204,4	212,7	220,5
8,00	123,8	125,4	127,7	130,3	133,0	135,8	138,6	155,0	168,8	180,7	191,5	201,4	210,6	219,3	227,4
8,50	125,9	127,7	130,3	133,1	136,1	139,2	142,2	159,1	173,2	185,6	196,7	207,0	216,6	225,6	234,1
9,00	127,8	129,9	132,7	135,8	139,1	142,4	145,7	163,0	177,6	190,3	201,8	212,5	222,4	231,7	240,6
9,50	129,6	132,0	135,0	138,4	141,9	145,5	149,1	166,8	181,8	194,9	206,8	217,7	228,0	237,7	246,9
10,00	131,3	133,9	137,2	140,9	144,7	148,5	152,4	170,5	185,9	199,3	211,6	222,9	233,5	243,6	253,1
10,50	132,9	135,7	139,4	143,3	147,3	151,5	155,7	174,2	189,9	203,7	216,3	228,0	238,9	249,3	259,2
11,00	134,3	137,5	141,4	145,6	149,9	154,3	158,8	177,7	193,8	208,0	220,9	233,0	244,2	254,9	265,2
11,50	135,8	139,2	143,3	147,8	152,4	157,2	161,9	181,2	197,6	212,2	225,5	237,8	249,5	260,5	271,1
12,00	137,1	140,8	145,3	150,0	154,9	159,9	165,0	184,6	201,4	216,3	230,0	242,7	254,6	266,0	276,9

sendo:

L_t = vão das peças do tabuleiro, em m,

L_v = vão da viga principal, em m,

R_v = reação da viga principal, em KN

QUADRO 24 - REAÇÕES VERTICAIS, DEVIDO AO CARREGAMENTO ACIDENTAL, EM VIGAS SIMPLEMENTE APOIADAS DE PONTES CLASSE 45.

REAÇÃO VERTICAL MÁXIMA DEVIDO A CARGA MÓVEL, R ₁ (kN), EM VIGAS DE PONTES CLASSE 45.																
L ₁ (m)	Vão do tabuleiro, L ₁ (m)															
	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	
0,50	75,0	75,1	75,2	75,3	75,4	75,6	75,7	84,2	91,0	96,6	101,4	105,4	108,9	112,0	114,8	
1,00	75,0	75,1	75,3	75,6	75,8	76,1	76,4	85,0	92,0	97,8	102,7	107,0	110,7	114,0	117,0	
1,50	75,0	75,2	75,5	75,8	76,3	76,7	77,1	85,9	93,0	98,9	104,1	108,5	112,5	116,1	119,3	
2,00	93,8	94,0	94,4	94,9	95,4	96,0	96,6	107,6	116,5	124,0	130,4	136,1	141,1	145,6	149,7	
2,50	105,0	105,3	105,8	106,4	107,1	107,8	108,5	120,9	131,0	139,5	146,8	153,2	158,9	164,1	168,8	
3,00	112,5	112,8	113,4	114,2	115,0	115,8	116,7	130,1	141,0	150,2	158,1	165,1	171,4	177,1	182,3	
3,50	128,6	128,9	129,7	130,5	131,5	132,5	133,5	148,8	161,3	171,8	180,9	189,0	196,2	202,7	208,7	
4,00	140,6	141,0	141,9	142,9	144,0	145,1	146,3	163,1	176,8	188,3	198,3	207,2	215,2	222,4	229,1	
4,50	150,0	150,5	151,4	152,5	153,8	155,0	156,3	174,3	189,0	201,4	212,2	221,8	230,4	238,2	245,4	
5,00	157,6	158,1	159,2	160,4	161,8	163,2	164,7	183,7	199,2	212,3	223,8	234,0	243,1	251,5	259,2	
5,50	163,9	164,5	165,8	167,2	168,8	170,4	172,0	191,9	208,1	221,9	233,9	244,7	254,4	263,2	271,4	
6,00	169,2	170,0	171,4	173,1	174,8	176,7	178,5	199,2	216,1	230,5	243,0	254,3	264,4	273,8	282,4	
6,50	173,8	174,8	176,5	178,3	180,3	182,3	184,4	205,8	223,3	238,2	251,3	263,0	273,7	283,4	292,4	
7,00	177,9	179,1	180,9	183,0	185,2	187,5	189,8	211,8	229,9	245,4	259,0	271,1	282,2	292,3	301,8	
7,50	181,5	182,9	185,0	187,3	189,8	192,3	194,9	217,5	236,1	252,0	266,1	278,7	290,1	300,7	310,5	
8,00	184,7	186,4	188,7	191,2	193,9	196,7	199,6	222,7	241,9	258,3	272,8	285,8	297,7	308,6	318,8	
8,50	187,6	189,5	192,1	194,9	197,9	200,9	204,0	227,7	247,4	264,2	279,1	292,5	304,8	316,2	326,8	
9,00	190,3	192,4	195,2	198,3	201,6	204,9	208,2	232,5	252,6	269,8	285,2	299,0	311,7	323,4	334,3	
9,50	192,8	195,1	198,2	201,6	205,1	208,7	212,3	237,0	257,6	275,2	291,0	305,2	318,2	330,3	341,6	
10,00	195,0	197,6	201,0	204,6	208,4	212,3	216,2	241,4	262,4	280,5	296,6	311,2	324,6	337,1	348,7	
10,50	197,1	200,0	203,6	207,5	211,6	215,7	219,9	245,6	267,0	285,5	302,0	317,0	330,8	343,6	355,6	
11,00	199,1	202,3	206,2	210,3	214,7	219,1	223,6	249,7	271,5	290,4	307,3	322,6	336,8	349,9	362,3	
11,50	201,0	204,4	208,6	213,0	217,7	222,4	227,1	253,7	275,9	295,2	312,4	328,1	342,6	356,2	368,9	
12,00	202,7	206,4	210,9	215,6	220,5	225,5	230,6	257,6	280,2	299,8	317,5	333,5	348,4	362,3	375,3	

sendo:

L_1 = vão das peças do tabuleiro, em m,

L_2 = vão da viga principal, em m.

ANEXO C

RECUPERAÇÃO

Tempestade destrói parte de São Pedro

As chuvas de granizo e ventos com cerca de 120 quilômetros por hora deixaram os moradores de São Pedro assustados; a prefeitura não soube calcular o valor do prejuízo

Dezenas de casas arrastadas, casas destruídas e milhares de carros amassados pelo granizo. Este foi o resultado provocado por apenas 20 minutos de tempestade na manhã de ontem na cidade. Apesar de São Pedro ter recebido pouco mais de 10 milímetros de chuva, a situação de emergência é grave. A prefeitura não sabe calcular o valor do prejuízo.

A chuva de granizo com ventos de aproximadamente 120 quilômetros por hora, com uma rajada de 150, foi a causa da destruição de dezenas de casas e milhares de carros amassados.

Segundo o dono de uma loja de materiais, a situação é grave. Muitos carros foram amassados e destruídos. A situação é grave. A prefeitura não sabe calcular o valor do prejuízo.

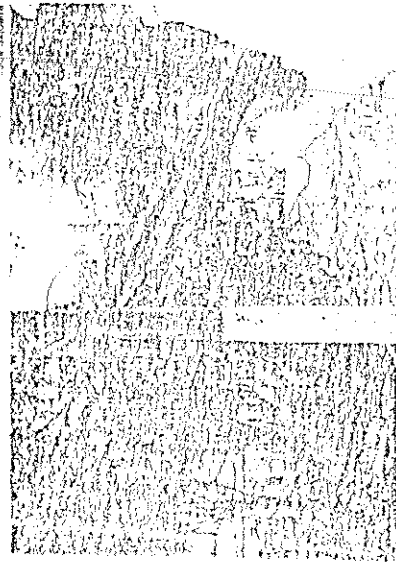
Quando começou a chover, a chuva ficou muito forte e vários apresentaram problemas.

sendo arrastadas com mais de uma de 1,5 metros de altura. Nenhum morador ficou ferido e não houve nenhuma vítima de as casas foram destruídas.

Um dos moradores contou que chegou em casa e encontrou tudo destruído. O granizo chegou com muita força e destruiu tudo que estava ao redor da casa. A situação é grave. A prefeitura não sabe calcular o valor do prejuízo.

Um dos moradores contou que chegou em casa e encontrou tudo destruído. O granizo chegou com muita força e destruiu tudo que estava ao redor da casa. A situação é grave. A prefeitura não sabe calcular o valor do prejuízo.

MEDO - Na escola Gaspar Teixeira, localizada no centro da cidade, de acordo com a diretora Maria Aparecida, houve prejuízo de aproximadamente R\$ 100 mil. Ela contou que as



58579

Uma das arvores atingiu o muro lateral da escola Gaspar Teixeira

arvores atingiram a casa e uma delas atingiu a parede lateral do prédio, quebrando as vidraças.

Os alunos, que estavam dentro das salas de aula, começaram a chorar e a gritar, temendo que a parede pudesse cair.

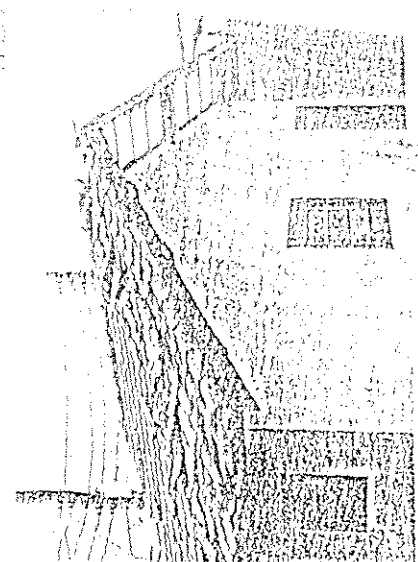
Maria Aparecida lamentou o fato de que a escola não tinha uma proteção adequada para proteger os alunos.

Quando começou a chover, a chuva ficou muito forte e vários apresentaram problemas. A situação é grave. A prefeitura não sabe calcular o valor do prejuízo.



58579

Um dos arvores atingiu o muro lateral da escola Gaspar Teixeira



58579

Um dos arvores atingiu o muro lateral da escola Gaspar Teixeira

Atividade

Primeiro

1

DAAE pagará indenização de 87% a moradores

proposta agradou os proprietários das 17 residências atingidas e foi acertada na tarde de ontem

Foi firmado na tarde de ontem, o acordo entre a Superintendência do Aterramento Autônomo de Água e Esgoto (DAAE) e os proprietários das 17 residências que foram abaladas em suas estruturas devido às inundações, causadas por vazamento na Estação de Tratamento de Água - ETA 1. A proposta do DAAE é de indenizar 87% dos valores apurados para reforma, com base no apuramento apresentado pela empresa Geosonda S.A.

Após a sondagem do solo, a Geosonda concluiu que houve um vazamento na ETA 1, provocou o colapso do solo nas casas vizinhas à rua, resultando no aparecimento de trincas, fissuras, entupimento de portas e janelas, inversão de declividade e rompimento da tubulação de água e esgoto.

Ainda de acordo com a análise dos técnicos da Geosonda, o solo no local onde se encontram as residências atingidas é composto de areia fina, argilosa e fofo. Além disso, a concentração de óxidos de ferro e umidade torna o solo pouco

compacto e muito poroso, que pode estar em colapso quando alteradas suas condições de umidade, o que é o caso.

Segundo Lourdes Fuzaro, proprietária de uma das residências mais atingidas, localizada na Rua 4-B, o acordo foi bastante satisfatório, embora inicialmente, tenha havido grande impasse. A proposta do DAAE era de indenizar apenas 75% dos prejuízos, mas os moradores aceitavam 90%. O acordo em registrado em cartório e a documentação deve ser assinada pelos moradores na próxima semana.

"Num dado momento, o acordo não avançava até que o Sertão, após uma votação, explicou que, segundo ela, os moradores propuseram então 87%. A contraproposta foi aceita pelo DAAE. As indenizações variam entre R\$ 7,5 até R\$ 11 mil, segundo informações extra-oficiais. Em algumas residências, as reformas que variam desde a execução de bacias até a troca de pisos, tiveram início ontem.

Terra molhada

Apesar de satisfeitos com o valor das indenizações, os moradores solicitam ao Departamento que faça uma manutenção nas tubulações instaladas ao longo da Rua 4-B. Segundo Lourdes, quando o trecho da rua defronte sua residência foi aberto, "notamos que a terra numa profundidade grande estava molhada".

Ela explica que por lá correm as tubulações e que provavelmente estão precisando de reparos, pois as tubulações são antigas, datadas de 1947. "Temos receio de que mesmo depois da reforma, possíveis vazamentos possam comprometer novamente as casas".



A residência de Lourdes Fuzaro foi uma das mais atingidas: o vaz da reforma, segundo o DAAE é R\$ 7,5 mil.

