



**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
“JÚLIO DE MESQUITA FILHO”**

**FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA
PROGRAMA DE POS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**PONTE COM ESTRUTURA APORTICADA DE
MADEIRA ROLIÇA**

**RODRIGO DA SILVA MANERA
Engenheiro Civil**

**Ilha Solteira – SP,
Estado de São Paulo - Brasil
2011**



**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
“JÚLIO DE MESQUITA FILHO”**

**FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA
PROGRAMA DE POS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**PONTE COM ESTRUTURA APORTICADA DE
MADEIRA ROLIÇA**

Rodrigo da Silva Manera
Orientado

Prof. Dr. José Antônio Matthiesen
Orientador.

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia do Campus de Ilha Solteira - UNESP como parte dos requisitos para orientação do título de Mestre em Engenharia Civil.
Especialidade: Estruturas

**Ilha Solteira – SP,
Estado de São Paulo - Brasil
2011**

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação
Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da UNESP - Ilha Solteira.

M274p	Manera, Rodrigo da Silva. Ponte com estrutura aporticada de madeira roliça / Rodrigo da Silva Manera. -- Ilha Solteira : [s.n.], 2011. 103 f. : il. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Estruturas, 2011 Orientador: José Antônio Matthiesen Inclui bibliografia 1. Pontes. 2. Ponte aporticada. 3. Pontes de madeira. 4. Ponte de madeira roliça.
-------	--



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO: Ponte com Estrutura Aporticada de Madeira Rolíça

AUTOR: RODRIGO DA SILVA MANERA

ORIENTADOR: Prof. Dr. JOSE ANTONIO MATTHIESEN

Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL, Área: ESTRUTURAS, pela Comissão Examinadora:

Prof. Dr. JOSE ANTONIO MATTHIESEN

Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

Prof. Dr. RENATO BERTOLINO JUNIOR

Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

Prof. Dr. ANTONIO ALVES DIAS

Departamento de Engenharia de Estruturas / Escola de Engenharia de São Carlos-Usp

Data da realização: 25 de maio de 2011.

“Dedico este trabalho aos meus pais: Silvio Manera e Sidani da Silva Manera,

Àos meus irmãos: Rodolfo da Silva Manera, Tatiana da Silva Manera

A minha avó: Iolanda Biazotto Manera (in memoriam) e

À Deus sempre presente na minha vida.”

AGRADECIMENTOS

Ao senhor Deus pela presença em todos os momentos de minha vida;

Ao meu orientador Professor Doutor José Antonio Matthiesen pela paciência, dedicação e confiança;

Aos Professores Doutores Haroldo de Mayo Bernardes, Jefferson Sidney Camacho, José Luiz Pinheiro Melges, Renato Bertolino Júnior, e Jorge Luís Akasaki pela grande oportunidade de realizar este curso com vossos apoios;

Aos meus pais, Silvio Manera e Sidani da Silva Manera, e também aos meus irmãos pelo grande incentivo, apoio e carinho e a toda a minha família.

À minha namorada Rafaela Marques Antoniolo, pela paciência, apoio e carinho;

Aos meus amigos: Rodrigo Francisco da Silva, Arnaldo Suzini Poletto, Daniel de Oliveira, Alírio Fazio Júnior, Paulo Ewerton de Oliveira Falco, Wilson José da Silva, Edmundo Beinecke pelo incentivo e apoio nas horas difíceis;

Aos amigos e colegas da Faculdade UNESP de Ilha Solteira pelo incentivo em terminar este trabalho;

À Galvani Indústria, pela oportunidade e confiança no projeto;

A todos que de maneira direta ou indireta colaboraram com este trabalho.

**“Para conhecermos os amigos é necessário passar pelo sucesso e pela desgraça.
No sucesso, verificamos a quantidade e, na desgraça, a qualidade.”**

Confúcio

RESUMO

Atualmente no Brasil, há a necessidade de se construir novas pontes, além da grande demanda por pontes de pequenos e médios vãos em novas regiões agrícolas. Com este propósito, a empresa Galvani propôs um sistema estrutural que será utilizado como estrutura principal de uma ponte de madeira, sendo utilizada madeira de reflorestamento da espécie Eucalipto Citriodora. O sistema estrutural estudado consiste em um pórtico pré-tensionado, com duas peças de madeira roliça com 15 metros de altura interligadas por um nó metálico em seu topo, essas peças terão um travamento horizontal efetuado por uma peça de madeira roliça a três quartos da altura da base do pórtico. Este pórtico será a sustentação principal, por tirantes, de um tabuleiro de uma ponte de 5 metros de largura por 30 metros de comprimento. O estudo necessário foi realizado para que este sistema estrutural atenda a todos os requisitos das normas técnicas da ABNT vigentes no país e que satisfaça a expectativa do seu principal idealizador, o engenheiro civil Rodolfo Galvani Júnior.

Palavras-chaves: Ponte. Ponte aporticada. Ponte de madeira roliça.

ABSTRACT

Currently in Brazil it's necessary to build new bridges, because there are a large demand for small and medium bridges in new agricultural areas. For this purpose, the company Galvani proposed a new structural system to be used as the principal structure of a wooden bridge, and is used the reforestation wood of species *Eucalyptus citriodora*. The structural system consists to apply a displacement at the base of the principal structure and will be analyzed its influence in improving the structural behavior when it is loaded. The principal structure have two pieces of roundwood with 15 meters of height and both are connected with the use of metal profiles, these parts will have a lock on a horizontal piece of roundwood to three quarters of the height of base of the structure. This principal structure is used like a support of a main board of a bridge of 5 meters width by 30 meters in length. The objective of this research is study this new structural scheme complies with the requirements of technical standards ABNT and meets the expectation of engineer civil Rodolfo Galvani Junior.

Keywords: Eucalyptus. Bridge. Framed structures. Feasibility.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Evolução da área com florestas plantadas no Brasil (2004-2008).....	20
Figura 2 -	Distribuição das florestas plantadas com eucalipto no Brasil por estado em 2008. Fonte: (ABRAF e STCP, 2009).....	21
Figura 3 -	Peça de seção circular e respectiva seção retangular que pode ser obtida.	23
Figura 4 -	(a) Introdução do eucalipto no equipamento para realizar o tratamento da madeira por impregnação de preservativo em autoclave e (b) O equipamento que realiza o tratamento em autoclave. Fonte: base de dados do lamem.	26
Figura 5 -	Vida útil média de pontes nos EUA. Fonte: Okimoto E Calil (2002)	26
Figura 6 -	Exemplo de pontes com vigas simples de peças roliças.	29
Figura 7 -	Ponte em viga com peças roliças compostas.	30
Figura 8 -	Ponte em pórtico sobre o Ribeirão dos Porcos.	31
Figura 9 -	Pontes em pórtico. Fonte: Base De Dados Do Lamem.....	31
Figura 10 -	Ponte em viga treliçada, em (a) Vista lateral e (b) Corte transversal.	32
Figura 11 -	Vista geral da ponte pênsil de Xavantes. Fonte: Vasconcelos (1993)	33
Figura 12 -	Esquema geral do tramo pênsil da ponte de Xavantes.....	34
Figura 13 -	Exemplo de ponte de madeira estaiada.....	36
Figura 14 -	Proposta para construção da ponte de postes de madeira solidarizada por uma camada de concreto e asfalto. Fonte: Matthiesen (1987).....	37
Figura 15 -	Exemplo de passarelas Rainbow.	37
Figura 16 -	Nomenclatura de ponte em arco. Fonte: O’Cornnor (1976)	38
Figura 17 -	Exemplo de ponte de madeira em arco.....	38
Figura 18 -	Disposição em planta das cargas móveis. Fonte: NBR 7188 (1982).....	40
Figura 19 -	Veículos-Tipo.	41
Figura 20 -	Força longitudinal em pontes rodoviárias.....	42
Figura 21 -	Vento sobre veículo.	43
Figura 22 -	Força no guarda-corpo.....	43
Figura 23 -	Força no guarda-rodas.	44
Figura 24 -	Ponte construída em São João da Boa Vista - SP pela Galvani Engenharia. Fonte: Galvani Engenharia	47
Figura 25 -	Detalhe da ligação entre as peças de madeiras roliças que constituem o pórtico. Fonte: Galvani Engenharia	48
Figura 26 -	Travamento na horizontal do pórtico de madeira roliça.	48
Figura 27 -	Detalhe do contraventamento em "X" do pórtico.	49
Figura 28 -	Vista lateral da ponte com estrutura aporticada.....	50
Figura 29 -	Tabuleiro da ponte. Fonte: Galvani Engenharia	50
Figura 30 -	Detalhe dos contraventamento ao longo da altura do pórtico.....	51
Figura 31 -	Detalhes de ligações metálicas usadas na ponte.	52
Figura 32 -	Detalhes do bloco de fundação. Fonte: Galvani Engenharia	53
Figura 33 -	Detalhe da armadura da base de apoio do pórtico. Fonte: Galvani Engenharia	54
Figura 34 -	Detalhe do término da base de apoio do pórtico. Fonte: Galvani Engenharia.....	54
Figura 35 -	Posicionamento do pórtico sobre a base de apoio. Fonte: Galvani Engenharia	55
Figura 36 -	Força axial P positiva e momento de torção T positivo no elemento FRAME	57
Figura 37 -	Força cortante V2 positiva e momento fletor M3 positivo no elemento FRAME.....	57
Figura 38 -	Força cortante V3 positiva e momento fletor M2 positivo no elemento FRAME.....	58
Figura 39 -	Vista em três dimensões do Modelo 2	59

Figura 40 - Vista em três dimensões do Modelo 1	59
Figura 41- Isopletas da velocidade básica V_o (m/s). Fonte: NBR 6123:1988	61
Figura 42 - Modelo desenvolvido para o cálculo das áreas de projeção e seus respectivos trechos. ...	63
Figura 43 - Representação gráfica das ações do vento em toda a ponte.-Parte 1	65
Figura 44 - Representação gráfica das ações do vento em toda a ponte.-Parte 2	65
Figura 45 - Vista tridimensional da aplicação do deslocamento na base do pórtico	66
Figura 46 - Distância inicial entre as bases do pórtico de 31,5 metros.	66
Figura 47 - Representação gráfica do antes e após a aplicação do deslocamento na base do pórtico.	67
Figura 48 - Diagrama do momento fletor resultante do pré-tensionamento no pórtico, com valor máximo (M_{max}) igual a 116,61 kN.m	67
Figura 49 - Diagrama do esforço cortante resultante do pré-tensionamento no pórtico, com valor máximo (V_{max}) igual a 25,39 kN.....	68
Figura 50 - Diagrama do esforço axial resultante do pré-tensionamento no pórtico, com valor máximo (F_{max}) igual a 28,16 kN.....	68
Figura 51 - Posicionamento do veículo-tipo no centro do tabuleiro.	69
Figura 52 - Posicionamento do veículo-tipo a um quarto de distância do início da ponte.....	70
Figura 53 - Posicionamento dois veículos-tipo atuando simultaneamente na tabuleiro.....	70
Figura 54 - Seções transversais do poste.	73
Figura 55 - Diagrama do momento fletor atuante no pórtico	74
Figura 56 - Diagrama do esforço cortante atuante no pórtico	75
Figura 57 - Diagrama do esforço normal atuante no pórtico.....	75
Figura 58 - Diagrama do momento fletor atuante no travamento do pórtico	80
Figura 59 - Diagrama do esforço cortante atuante no travamento do pórtico	80
Figura 60 - Diagrama do esforço normal atuante no travamento do pórtico	81
Figura 61 - Diagrama do momento fletor atuante no travamento horizontal entre pórticos	85
Figura 62 - Diagrama do esforço cortante atuante no travamento horizontal no pórtico	85
Figura 63 - Diagrama do esforço normal atuante no travamento horizontal no pórtico.....	85
Figura 64 - Diagrama do esforço normal atuante no contraventamento metálico entre os pórticos. ..	89
Figura 65 - Diagrama do momento fletor atuante nas transversinas	90
Figura 66 - Diagrama do esforço cortante atuante nas transversinas	91
Figura 67 - Diagrama do momento fletor atuante nas longarinas	93
Figura 68 - Diagrama do esforço cortante atuante nas longarinas	93
Figura 69 - Diagrama dos esforços normal máximo que atuam nos tirantes.....	96
Figura 70 - Novo posicionamento do travamento do pórtico a 7.80 metros da base.	97
Figura 71 - Vista tridimensional da nova configuração do pórtico	98
Figura 72 - Gráfico do momento fletor devido ao pré-tensionamento horizontal aplicado na base do pórtico, com valor máximo igual a 116,61 kNxm.	99
Figura 73 - Momento fletor de uma combinação de cálculo sem a aplicação do pré-tensionamento horizontal com momento máximo igual a 351,45 kN.m.	100
Figura 74 - Momento fletor de uma combinação de cálculo com aplicação do pré-tensionamento horizontal na base do pórtico com o momento máximo igual a 462,14 kN.m.	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Ações a serem consideradas em pontes rodoviárias. Fonte: NBR 7188:1982	40
Tabela 2 - Características dos veículos.	41
Tabela 3 - Ações permanentes de pequena variabilidade. Fonte: NBR 7190 (1997).....	45
Tabela 4 - Ações permanentes de grande variabilidade. Fonte: NBR 7190:1997.....	45
Tabela 5 - Ações variáveis. Fonte: NBR 7190:1997	45
Tabela 6 - Fatores de combinação e de utilização – Síntese. Fonte: NBR 7190:1997	46
Tabela 7 - Propriedade da classe C40 de resistência das dicotiledôneas.....	47
Tabela 8 - Ações resultantes do vento na estrutura	63
Tabela 9 - Cálculo dos esforços aplicados ao longo das toras do pórtico	64

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

φ - coeficiente de impacto

F_{ELU} - combinação para o estado limite de utilização

ψ_j - fatores de combinação e de utilização

$F_{Gi,k}$ - o valor característico das ações permanentes

$f_{vo,k}$ - resistência característica ao cisalhamento paralelo as fibras, valor característico

$\sigma_{Md,x}$ - tensão normal devido ao momento fletor em “x”

$\sigma_{Md,y}$ - tensão normal devido ao momento fletor em “y”

$F_{res.}$ - tensão resistente

$F_{Qi,k}$ - valor característico da ação variável considerada

$\sigma_{c1,d}$ e $\sigma_{t2,d}$ - são respectivamente as tensões atuantes de caçulo nas bordas mais comprimidas e mais tracionada da seção transversal considerada.

A - área da seção transversal

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ABRAF - Associação Brasileira de Produtores de Florestas Plantadas

C – Classe da Madeira

CO₂ - gás carbônico

d – diâmetro

d_{eq} - diâmetro equivalente

E – Módulo de elasticidade de um material

E.L.U. – Estado Limite Último

e_a - é a excentricidade acidental mínima, não se tomando valor menor que h/30;

e_c - é uma excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira.

E_{c0,ef} – Módulo de elasticidade efetivo na direção paralela as fibras

$E_{co,m}$ – Módulo de Elasticidade longitudinal obtido no ensaio paralela as fibras, valor característico

EESC – Escola de Engenharia de São Carlos

e_i é a excentricidade de primeira ordem decorrente da situação de projeto,

$F_{c0,d}$ - Resistência de cálculo paralelo as fibras

f_{ck} – Resistência Característica do Concreto

$f_{co,k}$ - Resistência à compressão paralela as fibras, valor característico

F_d - esforço de cálculo resultante para o estado limite último

$F_{d,util}$ - esforço de cálculo resultante para o estado limite de utilização

F_E - é a carga crítica

F_g – carga permanente

F_{iv} – esforço do impacto vertical que atua na estrutura

F_{long} - forças longitudinais

F_r - fator de rajada

F_{tt} – esforço do trem tipo que atua na estrutura

f_{vk} – Resistência ao cisalhamento, valor característico

$f_{vo,d}$ – Resistência ao cisalhamento paralela as fibras, valor de cálculo

F_{vt} – esforço do vento que atua na estrutura

f_y - Resistência ao escoamento do aço

h - é a altura da seção transversal referente ao plano de verificação.

I - é o momento de inércia da seção transversal da peça relativo ao plano de flexão em que se está verificando a condição de segurança.

I_c - momento de inércia para uma seção circular

I_R - momento de inércia para uma seção retangular

K – Condutividade térmica

K_m – Coeficiente de Correção das tensões devidas à força normal de tração e à flexão

K_{mod} – Coeficiente de modificação = $K_{mod,1} \times k_{mod,2} \times K_{mod,3}$

$K_{mod,1}$ - Coeficiente de modificação que varia em função da ação variável principal e classe de carregamento

$K_{mod,2}$ – Coeficiente de modificação que varia em função da classe de umidade e tipo de material

$K_{mod,3}$ – Coeficiente de modificação que varia com a categoria da madeira

L – Comprimento do vão

m - metro

M_{1gd} - é o valor de cálculo do momento fletor devido apenas às ações permanentes.

M_{1gd} e M_{1qd} - são os valores de cálculo, na situação de projeto, dos momentos devidos às cargas permanentes e as cargas variáveis, respectivamente.

M_d - Momento de cálculo

NBR - Norma Brasileira

N_{gk} e N_{qk} - são os valores característicos da força normal devidos às cargas permanentes e variáveis, respectivamente.

Ø - diâmetro

q - Carga do vento característico

RI - razão entre momentos de inércia

S - momento estático

S_1 - fator topográfico

S_2 - fator de rugosidade do terreno e dimensões das edificações

S_3 - fator Estatístico

SAP2000 - Structural Analysis Program

SP – São Paulo

tf - tonelada força

V- valor da força cortante

V_k - velocidade característica do vento = $V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3$

V_o – velocidade básica do vento

α - coeficiente utilizado para determinar o coeficiente de impacto de acordo com a ponte.

γ_g - Coeficiente de cargas permanentes

γ_q - Coeficiente de majoração para ações variáveis

γ_{wc} - Coeficiente de minoração das propriedades da madeira - compressão paralela as fibras

λ - índice de esbeltez

$\rho_{aparente}$ - Massa específica aparente a 12% de umidade

$\rho_{bas,m}$ – Densidade básica

σ_{Nd} – Tensão Normal

τ_d – Tensão tangencial de cálculo

ϕ - coeficiente de fluência é dado pela Tabela 15 da NBR 7190 (1997).

$\psi_1 + \psi_2 \leq 1$ - os valores de ψ_1 e ψ_2 dados pela NBR 7190 (1997) no item 5.4.6.

ψ_2 – Coeficiente para as ações variáveis de longa duração

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	Definição dos Problemas	18
1.2	Objetivos	18
1.3	Justificativa	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1	A madeira como elemento estrutural	19
2.2	Madeira de reflorestamento de eucalipto no Brasil	20
2.3	Peças roliças de madeira	22
2.4	Durabilidade da madeira	24
2.5	Pontes.....	26
2.5.1	<i>Pontes em viga</i>	28
2.5.1.1	<i>Vigas simples de peças roliças</i>	28
2.5.1.2	<i>Vigas com peças roliças compostas</i>	29
2.5.2	<i>Pontes compostas por pórticos</i>	30
2.5.3	<i>Pontes compostas por vigas treliçadas</i>	31
2.5.4	<i>Pontes pênséis.....</i>	32
2.5.5	<i>Pontes estaiadas</i>	34
2.5.6	<i>Ponte com tabuleiro misto madeira-concreto</i>	36
2.5.7	<i>Passarelas Rainbow.....</i>	37
2.5.8	<i>Pontes em arco.....</i>	38
2.6	Ações em pontes de madeira.....	38
2.6.1	<i>Ações usuais em pontes de madeira</i>	39
2.6.1.1	<i>Ações Permanentes.....</i>	39
2.6.1.2	<i>Ações acidentais verticais</i>	40
2.6.1.3	<i>Impacto vertical.....</i>	42
2.6.1.4	<i>Forças longitudinais.....</i>	42
2.6.1.5	<i>Vento.....</i>	43
2.6.1.6	<i>Força no guarda-corpo</i>	43
2.6.1.7	<i>Força no guarda-rodas</i>	44
2.7	Combinações de ações em pontes de madeira.....	44
2.7.1	<i>Combinações últimas normais (Estado Limite Último)</i>	46
2.7.2	<i>Combinações de longa duração (estados limites de utilização)</i>	46

3	DESCRIÇÃO DO MODELO PARA ANÁLISE ESTRUTURAL	47
3.1	Protótipo existente	47
3.2	Modelo em estudo	49
3.3	Modelo numérico em estudo	55
3.3.1	<i>Frame</i>	56
3.3.2	<i>Shell</i>	58
3.4	Simulação em Elementos Finitos para Análise do Pórtico	58
4	MEMORIAL DE CÁLCULO	60
4.1	Ações nominais na estrutura	60
4.1.1	<i>Cargas permanentes (peso próprio)</i>	60
4.1.2	<i>Ação accidental vertical</i>	60
4.1.3	<i>Impacto vertical</i>	60
4.1.4	<i>Vento</i>	61
4.1.4.1	<i>Rugosidade do terreno</i>	62
4.1.4.2	<i>Dimensões da edificação</i>	62
4.1.4.3	<i>Altura sobre o terreno</i>	62
4.1.4.4	<i>Determinação das forças estáticas devidas ao vento</i>	63
4.1.5	<i>Pré - Tensionamento</i>	65
4.2	Ações de cálculo na estrutura	68
4.2.1	<i>Estado limite último</i>	69
4.2.2	<i>Estado limite de utilização</i>	71
4.3	Propriedades de cálculo dos elementos estruturais	71
4.4	Verificação dos elementos estruturais da ponte	73
4.4.1	<i>Pórtico</i>	73
4.4.2	<i>Travamento do pórtico</i>	79
4.4.3	<i>Travamento horizontal entre pórticos</i>	84
4.4.4	<i>Contraventamento metálico entre os pórticos</i>	88
4.5	Verificação dos elementos estruturais que constituem o tabuleiro	90
4.5.1	<i>Transversinas</i>	90
4.5.2	<i>Longarinas</i>	93
4.5.3	<i>Tirantes que fazem a ligação entre o tabuleiro e o pórtico</i>	95
4.6	Estudo da viabilidade do pórtico sem a aplicação do pré-tensionamento	97
5	DISCUSSÕES	99
6	CONCLUSÕES	101
	REFERÊNCIAS	102

1 INTRODUÇÃO

A construção de pontes em nosso país, de grande dimensão territorial, se faz cada vez mais necessária. Além de acelerar a evolução econômica da região, a construção dessas pontes tende a conduzir seus habitantes a um aperfeiçoamento humano, pois através da maior facilidade de acesso, podem-se efetuar trocas de mercadorias com maior eficiência, acelerar a expansão da educação e da cultura, difusão das diferentes religiões e pensamentos políticos, dando um valor inestimável a esse tipo de construção.

Todo ano, com a chegada das chuvas, observa-se que milhares de pontes, principalmente as de madeira, são arrastadas e destruídas pelas enchentes e grande parte da população local depende delas para o seu traslado diário. Com a necessidade de substituição ou reforma e da grande demanda por pontes de pequenos e médios vãos, cresce a preocupação de criar condições mais satisfatórias no que diz respeito à qualidade dessas pontes, gerando o contínuo desenvolvimento de novos métodos de cálculo e de execução de pontes de madeira.

O custo de uma ponte de madeira executada com técnicas atualizadas é baixo, sua construção é relativamente fácil e sua durabilidade é garantida quando efetuado o devido tratamento preservativo.

O uso da madeira como elemento estrutural tem se disseminado no Brasil. A disponibilidade desse material em reservas florestais e sua capacidade de reflorestamento, associada às novas tecnologias, contribuem para o aumento de sua utilização em estruturas na construção civil, podendo ser empregada serrada ou em sua forma roliça natural. As peças de madeira roliças principalmente as de reflorestamento representam um dos usos mais eficientes de nossos recursos florestais, já que requerem um mínimo de processamento entre o corte da árvore e a comercialização da peça.

O presente trabalho dá início ao estudo de um pórtico pré-tensionado de madeira roliça, Eucalipto Citriodora, que será a estrutura principal de uma ponte, proposto pela empresa Galvani. O estudo terá como objetivo a análise da estrutura verificando os estados limites perante as normas técnicas do país, oferecendo mais uma opção de estrutura eficiente, de fácil construção e economicamente viável

1.1 Definição dos Problemas

O modelo estrutural proposto para o pórtico neste trabalho utiliza duas peças de madeira roliça interligadas por um nó metálico; as peças terão um travamento na horizontal com uma peça de madeira roliça a três quartos da altura da base do pórtico. Os esforços apresentados nos pórticos é resultante de uma movimentação do apoio da base simulando um pré-tensionamento, elevando a capacidade de carga desta estrutura para que a mesma resista aos esforços resultantes que nela atuará.

1.2 Objetivos

Este trabalho se dedica a uma análise estrutural, por meio de uma simulação numérica do modelo teórico de um pórtico pré-tensionado, que será a estrutura principal de uma ponte, tendo por objetivo determinar a capacidade resistente dessa estrutura constituída por peças roliças de madeira, atendendo as especificações das normas técnicas da ABNT.

1.3 Justificativa

Existe a necessidade de construção de novas pontes e restauração das pontes existentes no Brasil para o escoamento da produção agroindustrial e transposição dos acidentes geográficos. O estudo deste sistema estrutural e conseqüentemente a sua aplicação trará uma nova perspectiva na construção de estruturas viárias que possibilitem o desenvolvimento econômico das regiões rurais. A rapidez de execução “in loco”, o baixo custo, a não utilização de mão de obra e equipamentos especializados, a grande durabilidade, são fatores essenciais para o desenvolvimento desse estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A presente revisão bibliográfica busca mostrar, de maneira sucinta, tópicos importantes que compõem esta pesquisa. São apresentadas menções a respeito da: madeira, madeira de reflorestamento e a história do eucalipto, peças roliças de madeira, pontes, documentos normativos relevantes, nacionais e internacionais; pesquisas já realizada e que se constituíram em referências para este trabalho. No final desta revisão, conclusões com base nas informações apresentadas são feitas, reforçando as justificativas já apresentadas no capítulo anterior.

2.1 A madeira como elemento estrutural

A madeira é utilizada como material estrutural há séculos. Devido a sua versatilidade e disponibilidade, diversas formas de sua utilização foram empregadas pelo homem através dos séculos para resolver os mais variados problemas estruturais, como a habitação, por exemplo. Com o passar dos anos, a necessidade de novas tecnologias motivou o desenvolvimento de estudos sobre o material, tanto em sua forma original como processada, proporcionando o aumento do conhecimento sobre o mesmo e suas possibilidades de uso.

A madeira é um material versátil; sendo assim, são comuns, hoje em dia, os sistemas mistos, utilizando a madeira maciça com concreto e aço. Entretanto, a demanda causada pelo consumo do material, aliado aos custos de seu processamento, motivam pesquisas que buscam soluções para questões que aliem a alta eficiência da madeira como componente estrutural a um baixo custo de produção.

A utilização da madeira e de subprodutos na construção também em outros setores vem aumentando gradativamente; isto se deve a crescente conscientização dos engenheiros, arquitetos e fabricantes de subprodutos industrializados sobre o potencial da madeira em relação a outros materiais.

Entretanto, conceitos errôneos atribuídos à madeira, bem como à falta de informações sobre suas características e possibilidades de aplicação, têm dificultado a disseminação da madeira como material estrutural no Brasil. Contrariamente à crença popular, grandes elementos de madeira possuem resistência ao fogo igual ou certas vezes superior a outros materiais. Além disso, trata-se de um material durável quando protegido por tratamentos

químicos preservativos e poupado da ação direta de intempéries, demandando pouca manutenção. A prova disso é que muitas pontes construídas no século XIX ainda estão em uso.

2.2 Madeira de reflorestamento de eucalipto no Brasil

Com o avanço nos estudos, a árvore pode ser plantada por todo o país, devido a condições favoráveis do solo e do clima e da evolução tecnológica e aos conhecimentos acumulados sobre seu manejo. Atualmente, a utilização da madeira de reflorestamento Eucalipto para fins estruturais na construção civil, como uma alternativa às espécies tropicais é uma solução adequada.

Os dados apresentados na Figura 1 retratam a evolução da área de eucaliptos plantados no Brasil entre 2004 e 2008 com suas respectivas taxas anuais de crescimento e no período. Observa-se que a área plantada com o eucalipto está em contínuo crescimento com uma taxa média anual de 7,4% e no período de 2004 a 2008 com uma taxa de 33,1%.



Figura 1 - Evolução da área com florestas plantadas no Brasil (2004-2008).
Fonte: (ABRAF e STCP, 2009)

Através do gráfico da Figura 2 se observa o percentual da distribuição das florestas plantadas de eucalipto nos principais estados brasileiros.



Figura 2 - Distribuição das florestas plantadas com eucalipto no Brasil por estado em 2008.
Fonte: (ABRAF e STCP, 2009)

No Brasil, estudos têm sido desenvolvidos nos últimos anos, incrementando o nível de conhecimento sobre o assunto. Hellmeister (1973) realizou estudos sobre a determinação das características físicas da madeira apresentado como tese à EESC. Destaca-se também, a pesquisa sobre pontes de eucalipto citriodora (*Eucalyptus citriodora*).

Cunha (2004) realizou pesquisas da utilização da madeira roliça de eucalipto na arquitetura brasileira, descrevendo vantagens e desvantagens de alguns sistemas construtivos de obras executadas em diversas regiões do país, mostrando razões para a adoção do eucalipto roliço na construção civil.

Brito (2010) realizou um estudo no qual resultou em um “Manual de Projeto e Construção de Estruturas de Madeira com Peças Roliças Tratadas”, com o objetivo de oferecer a estudantes e profissionais das áreas de Engenharia Civil e Arquitetura informações tecnológicas para o projeto e construção de estruturas de madeira com peças roliças para diversos sistemas estruturais e tipos de edificações.

Pesquisadores em todo o país desenvolvem estudos com objetivo de encontrar alternativas de materiais viáveis economicamente e que atendam o requisito da construção sustentável. Com este propósito o Eucalipto se destaca devido ao seu ciclo de regeneração, pois, conforme as árvores mais velhas são retiradas, elas são substituídas por árvores novas para reabastecer a oferta de madeira para as gerações futuras, garantindo a sua sustentabilidade.

2.3 Peças roliças de madeira

As peças roliças de madeira de reflorestamento são pouco conhecidas pelos profissionais executores de obras, quanto as suas propriedades físico-mecânicas e aos requisitos para o processamento e beneficiamento. Esse desconhecimento do material, atribuído também a preconceitos culturais, leva a pouca utilização na construção civil e na indústria madeireira, além de gerar a aplicação inadequada dos métodos e usos.

A utilização de madeira com peças roliças tratadas como material para a construção apresenta inúmeras vantagens. A resistência da madeira, baixo peso, baixo consumo energético para processamento, sua disponibilidade vinculado com seu ciclo de regeneração, e seu manuseio relativamente fácil fazem com que ela se torne um material altamente competitivo e sustentável. Seu baixo peso traz uma redução no peso próprio da estrutura e alívio nas cargas que as fundações devem suportar, assim como sua resistência faz com que as estruturas sejam mais esbeltas. Ela tem um bom desempenho quando sujeita a sobrecargas de curta duração. Sua disponibilidade, baixo consumo energético e fácil manuseio fazem com que os custos sejam reduzidos, que seja desnecessário o emprego de mão-de-obra altamente especializada e a execução de sua construção seja efetivamente rápida e com processo construtivo a seco.

As estruturas projetadas com peças de madeira roliça apresentam grandes vantagens comparadas com as de peças de madeira serrada. No processo de industrialização das peças de madeira roliça tratadas, há uma grande redução de custo, pois requer menos investimento em equipamentos e maquinários, gerando redução na mão-de-obra, menos consumo de energia e menos desperdícios dos recursos naturais e matéria prima. Durante os processos de cortes das madeiras serradas, geram-se resíduos da ordem de 60% a 70% da peça original, para garantir a uniformização das peças, além das peças estruturais apresentarem menores dimensões transversais, diminuindo a resistência da peça.

Wolfe e Murphy (2005) apresentam algumas vantagens de peças de seção circular comparadas com peças de seção retangular, assumindo que a máxima dimensão de uma peça retangular que se pode obter de uma peça circular é o diâmetro "d", conforme mostram a Figura 3 e a Equação 1.

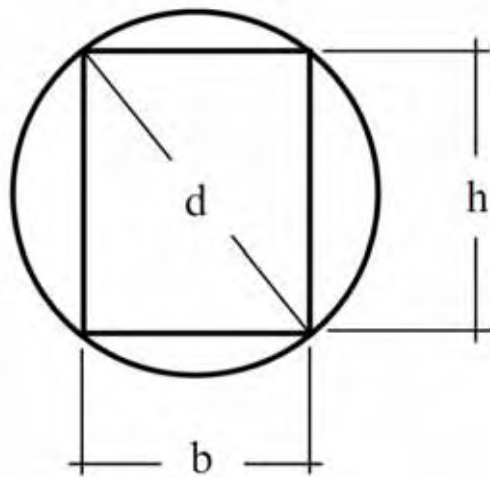


Figura 3 - Peça de seção circular e respectiva seção retangular que pode ser obtida.

Onde:

$$d = \sqrt{b^2 + h^2} \quad (1)$$

Assumem também que a resistência à ruptura não é afetada com o processamento da madeira, lidando apenas com a geometria das seções. Para peças de seção circular, tem-se:

$$I_C = \frac{\pi d^4}{64} \quad (2)$$

Onde I_C é o momento de inércia da seção circular, e para peças de seção retangular o momento de inércia I_R corresponde a:

$$I_R = \frac{bh^3}{12} \quad (3)$$

Assim, mostram que a razão entre momentos de inércia, $RI = I_C/I_R$, varia de 1,8 a 4,2 para algumas peças com dimensões padronizadas (para as peças de dimensões comerciais do American Lumber Standard Committe (1999), apontam que o valor de RI varia de 2,3 a 4,2). Calculando RI , tem-se o valor de quantas vezes o momento de inércia da seção circular é maior do que a seção retangular.

Quanto às características físicas, as peças de madeira roliça, apresentam maior resistência média, maior rigidez em menor variação que as peças serradas. Este fato ocorre

devido à utilização eficiente de toda seção transversal, sem sofrer grandes mudanças das propriedades das peças.

Porém, as principais desvantagens das peças de madeira roliça, devido às características geométricas, estão em garantir a aquisição de peças retilíneas, e com pouca variabilidade dimensional, pois há uma diminuição de 1% a 3% da resistência ao momento fletor, ao longo da altura da peça referente à conicidade, sendo que a porção da madeira juvenil aumenta esta relação e a região com nós tem um efeito amplificador deste fenômeno.

Outra desvantagem é o fato das peças circulares necessitarem, dependendo do projeto, de ligações cuja execução é mais complexa. Isso requer uma análise mais detalhada, conseqüentemente um tempo maior na sua concepção e execução deste tipo de estrutura.

Como uma vantagem na atualidade, é o fato de que as estruturas de madeira com peças roliças em sua maioria, são provenientes de árvores reflorestadas, preservando assim as florestas nativas. Outro fator importante é o grande potencial de seqüestro de dióxido de carbono (CO_2). As árvores jovens de grande produção de biomassa e de curto ciclo necessitam de grandes quantidades de CO_2 para promover a fotossíntese. O potencial de seqüestro de CO_2 é considerado pela maioria dos pesquisadores, um dos principais, senão o principal, critério na avaliação do benefício eco-ambiental de uma planta. A elevada produção de biomassa e a alta rotação transformam o eucalipto em um campeão de seqüestro de gás carbônico, o principal causador do efeito estufa. Em florestas virgens nativas essa relação de seqüestro de CO_2 está em equilíbrio. Os grandes consumidores de CO_2 são as árvores em fase de crescimento. Quanto maior sua rotatividade mais eficiente seria o processo. Também podemos citar o eucalipto como sendo uma boa alternativa para o aproveitamento de solos pobres, para o plantio de árvores de alta rotação.

2.4 Durabilidade da madeira

Durabilidade da madeira é a propriedade de resistir, em maior ou menor grau, ao ataque de agentes destruidores, sob condição natural de uso, conforme descrito na NBR 8456:1984. Um grande número de agentes ambientais tem o potencial de reduzir o desempenho da madeira ao longo do tempo. É de responsabilidade do projetista garantir a durabilidade de todos os elementos estruturais, estabelecendo fatores como: proteção contra chuva e raios solares, drenagem rápida da água, secagem das áreas úmidas.

É de grande relevância, realizar inspeções periódicas e sistemáticas, para a avaliação de sinais de deterioração dos elementos estruturais, e se necessário, realizar a manutenção e os reparos necessários para prolongar a vida útil da estrutura. Outra forma de garantir a durabilidade da madeira é o tratamento preservativo. O tratamento preservativo se dá de duas maneiras: tratamento superficial e preservação química sob pressão.

Os tratamentos superficiais, ou sem pressão, caracterizam-se por não utilizarem pressão externa para forçar a penetração do preservativo na madeira; portanto, proporcionam uma penetração do preservativo quase que superficial, na maioria das vezes. Como efeito, confere à madeira uma proteção limitada contra os organismos xilógrafos, sendo recomendados para a preservação de peças que estarão sujeitas a baixos riscos de deterioração biológica. Vale ressaltar que qualquer movimentação da madeira após tratamento “in loco” pode provocar ruptura da camada protetora, com conseqüente exposição da parte interior não tratada.

Para estruturas de madeira que ficam expostas ao tempo, em contato com o solo ou em ambientes úmidos com uma má ventilação, o tratamento recomendável é preservação química sob pressão. Os processos de impregnação sob pressão em autoclaves são os mais eficazes e recomendados. Eles promovem a distribuição e penetração mais uniforme do produto preservativo em todas as partes permeáveis da madeira com teor de umidade abaixo do ponto de saturação das fibras, além de favorecer o controle da quantidade de preservativo absorvido (nível de retenção) para uma proteção ampla da madeira, mesmo em condições de alto risco de deterioração biológica. Estes processos são realizados em instalações industriais, denominadas usinas de preservação de madeiras. Todos os elementos estruturais que constituem o projeto em estudo, passaram pelo processo de tratamento preservativo sob pressão em autoclaves tendo aumentado a vida útil dos mesmos.



(a)



(b)

Figura 4 – (a) Introdução do eucalipto no equipamento para realizar o tratamento da madeira por impregnação de preservativo em autoclave e (b) O equipamento que realiza o tratamento em autoclave. Fonte: base de dados do lamem.

Ritter (1996) citado por Okimoto e Calil (1997), afirmam que a madeira quando convenientemente tratada tem condições de competir como material de construção com o concreto armado e o aço, em termos de vida útil. A Figura 5 mostra a vida útil média das pontes tratadas nos EUA.

Vida Útil (anos)

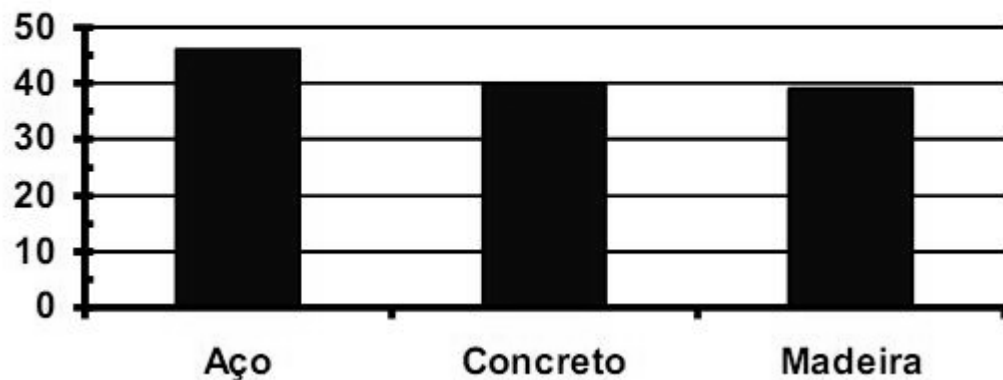


Figura 5 - Vida útil média de pontes nos EUA. Fonte: Okimoto E Calil (2002)

2.5 Pontes

As pontes de madeira seguem de uma forma geral, os mesmos sistemas estruturais como de outros materiais. Por outro lado, como material, a madeira é extremamente versátil e, quando associada ao quesito leveza, tem soluções únicas para algumas situações. Pode-se trabalhar na questão de concepção de projeto basicamente com elementos lineares e elementos bidimensionais.

A necessidade de pontes de maior vão entre os apoios, e o aumento das cargas nas pontes, para o tráfego de automóveis e caminhões, deu início ao estudo na busca de soluções que viabilizassem a construção de pontes de maior vão entre os apoios, em madeira roliça, para cargas elevadas.

De acordo com Bakht e Jaeger (1992) citado por Prata (1995) não existe, ainda, uma clara demarcação entre o que sejam vãos pequenos, médios ou grandes. Em torno desta discussão propõe-se adotar um critério em termos de efeitos máximos de carregamento. De acordo com este critério:

- ❖ Pontes de pequeno vão são as pontes onde os máximos efeitos do carregamento são gerados por um único veículo-tipo ao longo do vão;
- ❖ Pontes de médio vão são aquelas onde os máximos efeitos do carregamento são provocados por uma seqüência de veículos em movimento ao longo do vão;
- ❖ Pontes de grande vão são aquelas onde os máximos efeitos do carregamento são gerados por uma seqüência de veículos parados com uma mínima distância entre eles.

Ainda de acordo com esse critério, a demarcação entre vãos médios e grandes depende principalmente da composição estatística dos veículos que trafegam na via, mas a demarcação entre vãos pequenos e médios pode ser rapidamente realizada tomando-se um veículo tipo e somando-se a ele uma vez a distância de segurança. Desta forma, pode-se propor o comportamento seguinte:

- ❖ Vão até 20m: pequeno
- ❖ Vão entre 20,0m e 125m: médio
- ❖ Vão maior que 125,0m: grande

Assim, são apresentados, os principais sistemas estruturais e construtivos de pontes de madeira usando peças roliças de madeira tratada, especialmente as madeira oriundas de reflorestamento como o eucalipto, que proporcionam maior resistência, rigidez e grande durabilidade. As pontes de madeira roliça tratada representam uma alternativa viável para a integração física do país com imensa área territorial, porque podem possibilitar facilidade na obtenção da matéria prima e execução com custos reduzidos, além da diversidade dos arranjos estruturais possíveis.

Em projetos e construções de pontes com madeira roliça, podem ser empregados os sistemas estruturais:

- ✓ De vigas;
- ✓ De vigas treliçadas;
- ✓ De pórticos;
- ✓ Pênceis;
- ✓ Estaiadas;
- ✓ Com tabuleiro misto madeira-concreto;
- ✓ Passarelas *Rainbow* e
- ✓ Arco.

Desta forma, procura-se mostrar a viabilidade da utilização de alguns destes sistemas estruturais utilizando madeira de reflorestamento, em especial de Eucalipto Citriodora, para pontes de médios e pequenos vãos.

2.5.1 Pontes em viga

Segundo Calil et al (2006) as pontes em vigas são as mais práticas e comumente encontradas para pontes de madeira. As vigas são, geralmente, utilizadas na forma de vão único (vigas bi-apoiadas). Quando o comprimento é excessivo, pode-se construir apoios intermediários (vigas contínuas) ou múltiplos tramos com as vigas simplesmente apoiadas. As variações de seção transversal são apresentadas a seguir.

2.5.1.1 Vigas simples de peças roliças

É a seção mais simples de se obter, mas sua utilização deve ser orientada por algumas disposições construtivas e cuidados especiais. Em primeiro lugar deve-se atentar ao fato de que, nas toras, diferentemente das vigas serradas, há a presença do alburno. A durabilidade natural do alburno é baixa, mas por outro lado, é mais fácil o tratamento químico sobre pressão por ser mais permeável (menos denso). Outra questão relevante é a de que a geometria cônica das toras faz com que seja obrigatória a compensação longitudinal entre os diâmetros do topo e da base e a regularização do tabuleiro. Das espécies utilizadas em construções de pontes, podem-se obter diâmetros da base de 70 cm ou mais. Os comprimentos disponíveis dependem das espécies utilizadas, podendo ultrapassar 20m, por exemplo, para o Eucalipto citriodora.



Figura 6 - Exemplo de pontes com vigas simples de peças roliças.
Fonte: Base De Dados Do Lamem.

2.5.1.2 Vigas com peças roliças compostas

Hellmeister (1978) estudou um sistema construtivo em que as vigas da ponte eram constituídas de postes roliços de Eucalipto Citriodora (*Eucalyptus citriodora*). Este arranjo foi denominado de viga bi-circular. Dois postes são colocados um sobre o outro, os topos sobre as bases, para ter uma seção praticamente constante compensando a conicidade dos postes. Esta associação geralmente é realizada por parafusos passantes transversais associados a elementos para transmitir as tensões de cisalhamento, tais como tarugos ou anéis metálicos. Obviamente, essas associações permitem utilizar toras de diâmetros menores, aumentando a relação rigidez peso da viga. Deve-se lembrar que existem perdas significativas de resistência e rigidez da seção (enfraquecimentos das seções e flexibilidade das ligações) limitando o número ideal de seções associadas. Cuidado especial deve ser tomado quanto à durabilidade, pois os furos e entalhes são vias naturais de penetração de umidade na parte central das toras, região menos protegida pelo tratamento preservativo.

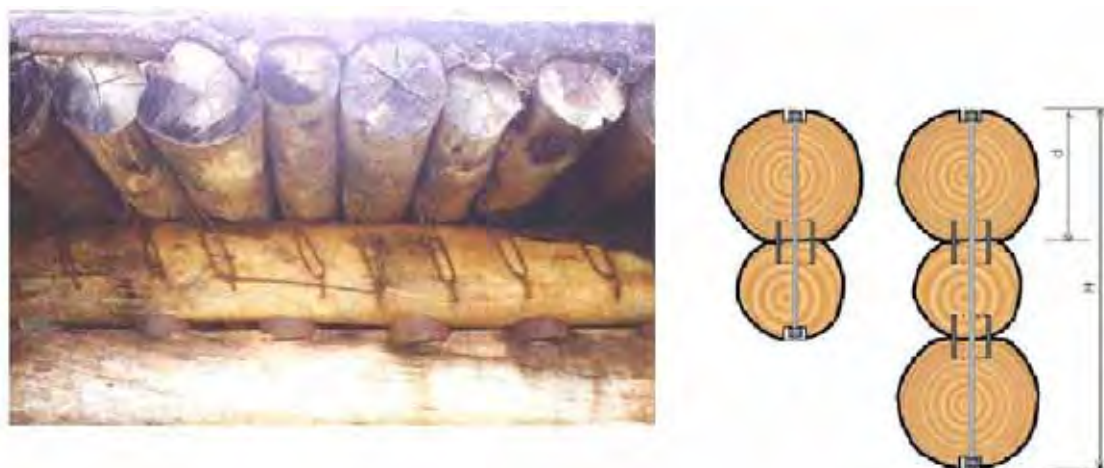


Figura 7 – Ponte em viga com peças roliças compostas.
Fonte: Base De Dados Do Lamem.

2.5.2 Pontes compostas por pórticos

A dificuldade normal de implantação dos pilares centrais da ponte e a possibilidade de vencer o vão livre em toda sua extensão, conduziu ao estudo da ponte com um reforço central ligando duas diagonais apoiadas nas extremidades da ponte. O sistema estrutural têm a finalidade de transmitir as cargas de apoios intermediários para as extremidades e permitem uma distribuição mais homogênea das solicitações. Este procedimento deu origem à ponte em viga escorada, também conhecida como ponte em pórtico.

O maior problema dos pórticos são as emendas e as ligações em ângulo, onde altas solicitações encontram baixas resistências e rigidez do material e das ligações. Estas estruturas são aplicáveis para vãos médios (em torno de 30m). Atenção especial deve ser dada à questão das emendas devido à ação dinâmica para a qual a ponte deve ser projetada.

A utilização de postes de eucalipto citriodora, interligados por anéis metálicos, possibilitou a construção de várias pontes de madeira, com diversos sistemas estruturais. Como exemplos de pontes construídas com este sistema podem ser citadas: ponte sobre o Ribeirão dos Porcos, na rodovia Cambaratiba-Borborema – SP, com 21 metros de comprimento 15 metros de vão central com estrutura de pórtico, e dois trechos laterais simplesmente apoiados com 3 metros, com uma faixa de tráfego.



Figura 8 - Ponte em pórtico sobre o Ribeirão dos Porcos.
Fonte: Base De Dados Do Lamem.



Figura 9 - Pontes em pórtico. Fonte: Base De Dados Do Lamem.

2.5.3 Pontes compostas por vigas treliçadas

Hellmeister (1983) sugere a utilização de vigas treliçadas, compostas por peças roliças para pontes de vãos relativamente grandes. Inicialmente o autor orientou o estudo da viga em treliça para colocação de tabuleiro superior. A colocação de viga bi-circular no banzo superior permitiu o apoio direto das peças do tabuleiro, possibilitando seu dimensionamento à flexo-compressão, devido aos esforços axiais da treliça e o carregamento direto do tabuleiro. Na Figura 10 apresenta-se um modelo desta ponte.

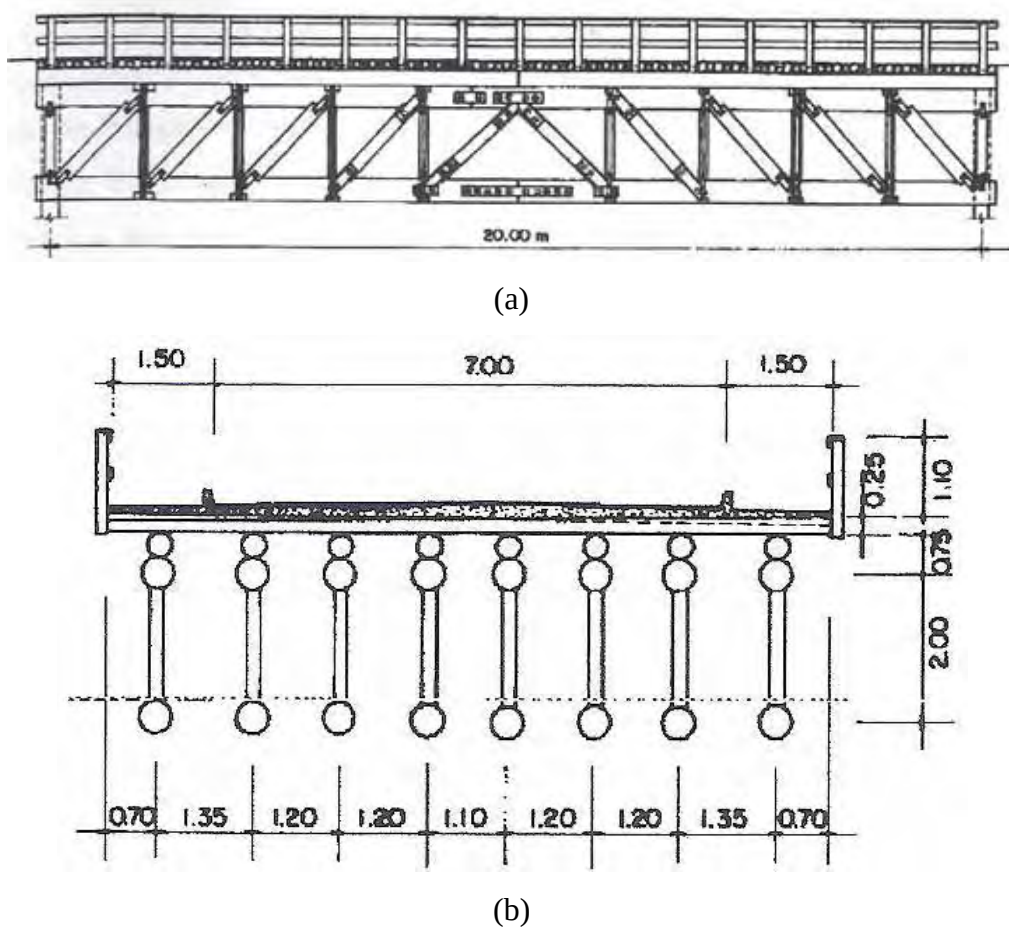


Figura 10 – Ponte em viga treliçada, em (a) Vista lateral e (b) Corte transversal.
Fonte: Hellmeister (1983)

2.5.4 Pontes pênséis

São estruturas compostas por cabos principais, com a configuração de uma parábola de segundo grau, e tirantes verticais constituindo o aparelho de suspensão geralmente associados a uma viga de rigidez. O’Cornnor (1976) define como características importantes das pontes pênséis os seguintes itens:

1. O principal elemento da ponte pênsil com viga de rigidez é um cabo flexível, de perfil e suportes tais que permitam a transferência das cargas mais importantes às torres e às ancoragens por tração simples;
2. Esse cabo é comumente formado por fios de alta resistência torcidos *in situ* ou por um conjunto de cabos metálicos espiralados. Em qualquer caso, as tensões admissíveis são altas, em geral da ordem de 57,60 a 61,10 kN/cm² para cordoalhas paralelas;

3. O tabuleiro é suspenso no cabo por meio de tirantes ou pendurais formados por cabos metálicos de alta resistência à tração;
4. O emprego de cabos e tirantes ou pendurais de aço de alta resistência à tração conduz a uma estrutura econômica, principalmente se o peso próprio torna-se importante, como no caso de grandes vãos;
5. A economia no cabo principal deve ser comparada ao custo das ancoragens e das torres. O custo das ancoragens pode ser alto em áreas onde o terreno de fundação é pouco resistente;
6. O cabo principal é enrijecido por um par de treliças de enrijecimento ou por um sistema de vigas no nível do tabuleiro;
7. Esse sistema de enrijecimento se destina (a) controlar os movimentos aerodinâmicos e (b) a limitar as variações locais de inclinação do tabuleiro. Ele pode ser desnecessário nos casos em que a carga permanente é alta;
8. A estrutura completa pode ser levantada sem escoramentos intermediários partindo do solo;
9. A estrutura principal é elegante e exprime de modo agradável a sua função;
10. A altura das torres principais pode ser uma desvantagem em alguns locais; por exemplo, dentro em zonas de acesso a aeroportos.



Figura 11 - Vista geral da ponte pênsil de Xavantes. Fonte: Vasconcelos (1993)

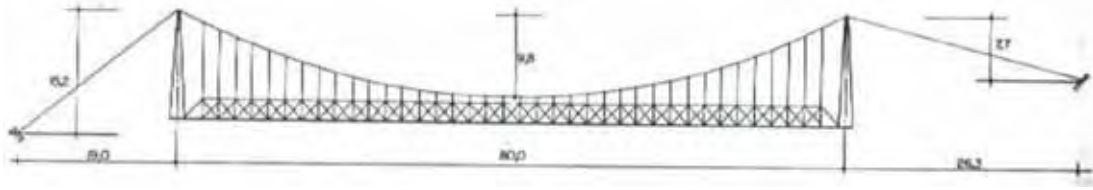


Figura 12 - Esquema geral do tramo pênsil da ponte de Xavantes.
Fonte: Vasconcelos (1993)

2.5.5 Pontes estaiadas

Pontes de vigas estaiadas consistem de um sistema de vigas principais ao nível do tabuleiro, apoiadas nos encontros e nos pilares, e de um sistema de cabos retos que partem dos acessos, passam sobre uma ou duas torres e dirigem-se ao vão principal.

As pontes de vigas estaiadas podem ser agrupadas com as pontes pênséis convencionais; como sendo estruturas pênséis. Porém é melhor salientar imediatamente que essa semelhança não é muito profunda. Os principais problemas em relação ao projeto são diferentes para as duas estruturas. A baixa rigidez da ponte pênsil enrijecida conduz ao comportamento não-linear e à instabilidade aerodinâmica. Nenhum desses problemas é sério em pontes de vigas estaiadas. Mais importantes são a escolha da disposição e o projeto dos detalhes do cabo.

O'Cornnor (1976) define como características importantes das pontes estaiadas os seguintes itens:

- ❖ O emprego de cabos de alta resistência à tração representa economia de material, redução de peso e menor custo;
- ❖ Comparada com os de pontes pênséis enrijecidas, os cabos são retos ao invés de curvos, resultando maior rigidez. Relembremos que a não-linearidade da ponte pênsil enrijecida resulta das mudanças de curvatura do cabo e da variação correspondente do momento fletor, absorvido pela tração do cabo para a carga permanente. Esse fenômeno não pode ocorrer em disposições com cabos retos;
- ❖ Os cabos são ancorados no tabuleiro, no qual produzem forças de compressão. Em projetos econômicos, a superfície do tabuleiro deve participar na absorção dessas forças. Em estruturas de concreto, essa força axial protende o tabuleiro;
- ❖ Todos os cabos individualmente são mais curtos que o comprimento total da superestrutura. Eles normalmente são construídos de fios metálicos,

fornecidos com extremidades apropriadas, esticados e não-torcidos. O problema da montagem dos cabos difere muito do das pontes pênséis convencionais;

- ❖ Há uma grande liberdade de escolha na seleção da disposição da estrutura;

- ❖ Comparadas com as pontes pênséis enrijecidas, as pontes de vigas estaiadas tendem a ser menos eficientes no suporte da carga permanente, mas mais eficientes sob a carga móvel. Como resultado, é provável que não sejam econômicas para vãos mais longos;

- ❖ Os cabos podem ser dispostos em um único plano, na linha centro-longitudinal do tabuleiro. Essa disposição tem a vantagem de apresentar a resistência à torção inerente a um sistema de vigas em caixão e de reduzir à metade o número de pernas das torres. Também simplifica a aparência da estrutura e evita as interseções de cabos quando a ponte é vista obliquamente;

- ❖ É conveniente dispor de macacos capazes de modificar as forças dos cabos e que podem ser colocados nas ancoragens dos cabos ou no topo das torres. São necessários para os ajustes devidos à deformação lenta dos cabos, a erros no comprimento dos cabos ou a variações em seu módulo de elasticidade. Podem também ser usados para modificar a distribuição de tensões, devida à carga permanente, protendendo-se o vão principal para cima, por exemplo;

- ❖ A presença dos cabos facilita a construção das pontes de vigas estaiadas. Estais provisórios desse tipo são comuns na construção em balanço, de vigas de pontes. O ajustamento dos cabos é um modo efetivo de controlar a execução da obra;

- ❖ A instabilidade aerodinâmica não tem sido considerada como problema em estruturas construídas até o presente;

- ❖ A frequência natural de vibração difere da observada em alternativas mais convencionais, tais como em vigas não-contraventadas ou pontes pênséis. No caso de disposição em harpa, os cabos tendem a equilibrar uma carga em um dos lados da torre com a carga no lado oposto, produzindo uma redução no momento devido à carga permanente no tabuleiro e uma possível redução na rigidez do tabuleiro. Entretanto, a ponte pode vibrar de um modo pelo qual pontos em extremidades opostas de um cabo tenham movimentos verticais em sentidos opostos. A contribuição dos cabos para a rigidez do tabuleiro pode ser pequena e conduzir a frequências

naturais indesejáveis. Os arranjos em leque ou em harpa com ancoragem externa devem ser melhores sob esse aspecto.



Figura 13 - Exemplo de ponte de madeira estaiada.
Fonte: Base De Dados Do Lamem.

2.5.6 Ponte com tabuleiro misto madeira-concreto

Os tabuleiros compostos de madeira e concreto consistem de uma laje de concreto rigidamente conectada aos elementos estruturais de madeira de tal modo que a construção funciona como um monólito. Em vigas simplesmente apoiadas, o concreto resiste à compressão enquanto a madeira resiste à tração.

O sistema de ligação é sem duvida o principal responsável pelo funcionamento e comportamento da estrutura composta. A solidarização do concreto na madeira é realizada com conectores metálicos inclinados e colados com adesivo à base de epóxi.

Matthiesen (1987) realizou em seu trabalho, estudos para contribuir com a utilização das pontes de Eucalipto Citriodora. Esse estudo se desenvolveu a partir da eventual possibilidade da construção de uma estrutura semelhante à ponte de concreto em laje, obtendo para o conjunto um efeito de placa. O projeto e a execução da ponte de poste de madeira na forma de viga simples e bi circular solidarizadas com concreto, lateralmente interligadas através de anéis metálicos partidos, ver Figura 14, tornou-se plenamente aceitável devido à excelente distribuição transversal das cargas concentradas, elevada rigidez e resistência.

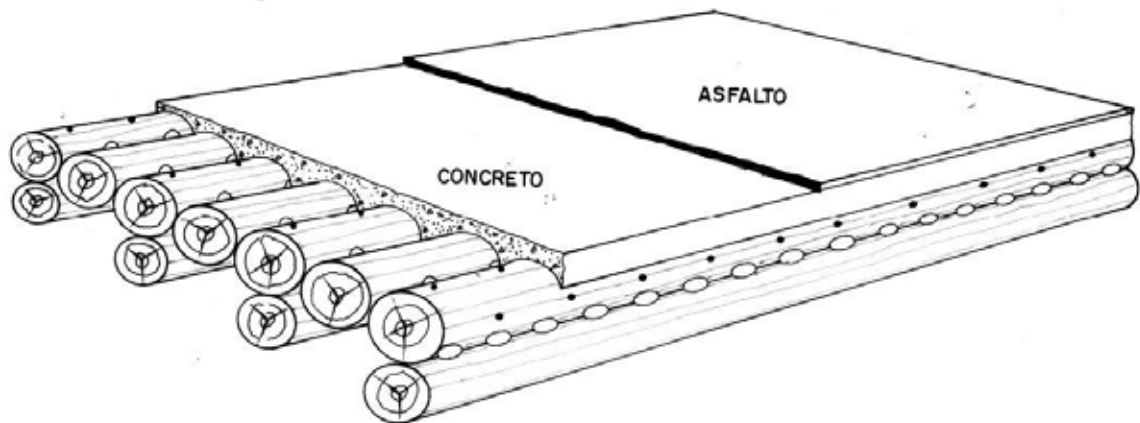


Figura 14 - Proposta para construção da ponte de postes de madeira solidarizada por uma camada de concreto e asfalto. Fonte: Matthiesen (1987)

2.5.7 Passarelas Rainbow

Usando de um método de construção chinês, do século XII, um grupo de engenheiros, criou uma passarela em arco construída com peças roliças de madeira entrelaçadas e amarradas com bambu. Este sistema estrutural é um exemplo criativo de um processo construtivo de engenharia, utilizando peças roliças de madeira. Acredita-se que foram construídas muitas Passarelas Rainbow ao longo do Canal de Pien no século XII na China. Na Figura 15 temos exemplos deste modelo de passarelas.



Figura 15 – Exemplo de passarelas Rainbow.
Fonte: Base De Dados Do Lamem.

2.5.8 Pontes em arco

Um arco pode ser definido como um elemento com forma tal e suportado de tal modo que as cargas transversais intermediárias são transmitidas aos apoios principalmente pelas forças axiais que o comprimem. Para um determinado carregamento, a forma do arco pode ser escolhida de modo a evitar qualquer momento fletor. Para cargas de cima para baixo, essa forma será côncava para baixo. O arco torna-se então exatamente o inverso do cabo da ponte pênsil.

Na Figura 16 estão algumas definições relacionadas às pontes em arco, e em seguida, na Figura 17, algumas ilustrações de tipos de ponte em arco usuais.

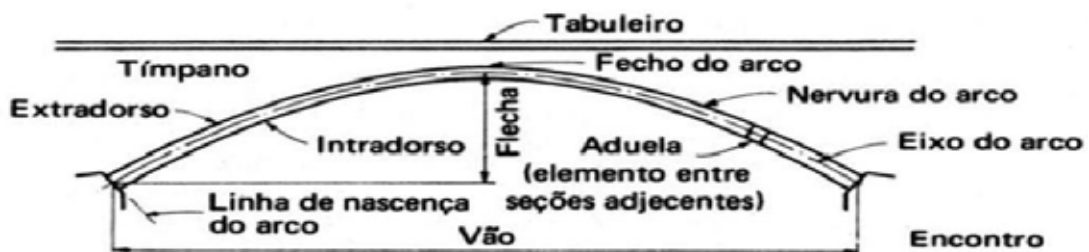


Figura 16 – Nomenclatura de ponte em arco. Fonte: O’Cornnor (1976)



Figura 17 - Exemplo de ponte de madeira em arco.
Fonte: Base De Dados Do Lamem.

2.6 Ações em pontes de madeira

O modelo estrutural proposto será analisado e dimensionado segundo os estados limites apresentado nas normas técnicas da ABNT vigente no país. Os esforços os quais o modelo estrutural será solicitado e o dimensionamento dos elementos que compõem o mesmo, seguem recomendações e aspectos existentes nas seguintes normas e textos:

NBR – 7190 (1997) – Projeto de estruturas de madeira.

NBR – 7188 (1982) – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.

NBR – 7189 (1985) Cargas móveis para projeto estrutural de obras rodoviárias.

NBR – 8681 (1984) – Ações e segurança nas estruturas.

Os tipos de ações que podem incidir sobre uma ponte de madeira são:

Ações Permanentes: ocorrem durante toda a vida útil da construção.

Ações Acidentais: sua ocorrência é significativa na vida útil da construção.

Ações Excepcionais: a probabilidade de ocorrência é muito baixa e de curta duração.

2.6.1 Ações usuais em pontes de madeira

Segundo a NBR 7190:1997, no projeto de estrutura corrente de madeira devem ser consideradas as ações seguintes, além de outras que possam agir em casos especiais:

- ✓ Ações permanentes;
- ✓ Ações acidentais verticais;
- ✓ Impacto vertical;
- ✓ Impacto lateral;
- ✓ Forças longitudinais;
- ✓ Força centrífuga;
- ✓ Vento;
- ✓ Força no guarda-corpo e
- ✓ Força no guarda-rodas.

2.6.1.1 Ações Permanentes

De acordo com a NBR 7190:1997 a carga permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso das partes fixas não estruturais. Na avaliação do peso próprio da estrutura, admite-se que a madeira esteja na classe 1 de umidade (12%). O peso próprio real, avaliado depois do dimensionamento da estrutura, não deve diferir de mais de 10% do peso próprio inicialmente admitido no cálculo.

Nas estruturas pregadas ou parafusadas, o peso próprio das peças metálicas de união pode ser estimado em 3% do peso próprio da madeira. Como elementos não estruturais e que

se somam ao peso próprio da estrutura podemos citar: revestimentos, guarda-corpo, guarda-rodas, lastros, etc.

2.6.1.2 Ações acidentais verticais

São ações variáveis que atuam em função da utilização da construção (pessoas e veículos). No caso de pontes rodoviárias, são divididas em três classes:

Classe 45: veículo-Tipo pesando 450 kN.

Classe 30: veículo-Tipo pesando 300 kN.

Classe 12: veículo-Tipo pesando 120 kN.

Os carregamentos a serem considerados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Ações a serem consideradas em pontes rodoviárias.

Classe da ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				
	Tipo	Peso total		p		p'		Disposição da carga
		kN	t _f	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga p' nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

Fonte: NBR 7188:1982

A Figura 18 apresenta a disposição em planta destes carregamentos.

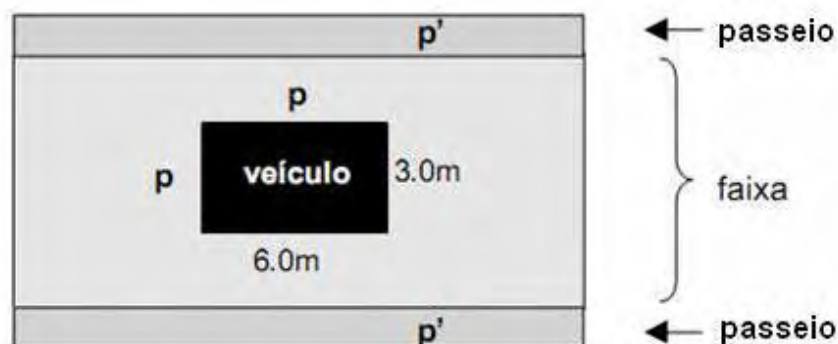


Figura 18 - Disposição em planta das cargas móveis. Fonte: NBR 7188 (1982)

A Tabela 2 apresenta as características dos veículos, para as três classes, e a Figura 19 apresenta os detalhes dos mesmos.

Tabela 2 - Características dos veículos.

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso Total do Veículo	kN - tf	450 - 45	300 - 30	120-12
Peso de cada roda dianteira	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	20-2
Peso de cada roda traseira	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	40-2
Peso de cada roda intermediária	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	-
Largura de contato b1 de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b3 de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b2 de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

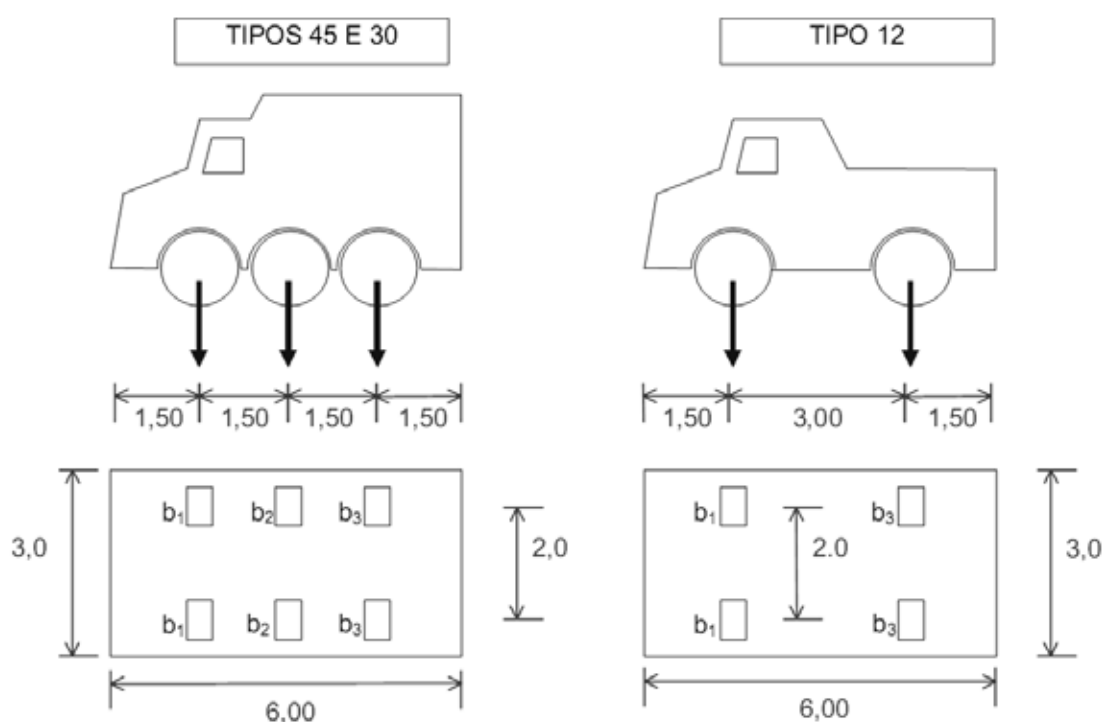


Figura 19 – Veículos-Tipo.

2.6.1.3 Impacto vertical

Segundo a NBR7190:1997, em pontes, para a consideração do acréscimo de solicitações devido ao impacto vertical, os valores característicos das cargas móveis verticais devem ser multiplicados pelo coeficiente

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L}$$

Onde:

Para ponte em viga: L = vão teórico do tramo.

Para ponte em placa: L = menor dos vãos.

Para pontes ferroviárias: $\alpha = 50$

Para pontes rodoviárias com revestimento de madeira: $\alpha = 20$

Não se considera o impacto nos encontros, pilares maciços, fundações e passeios. O impacto vertical é considerado uma ação de curta duração, sendo assim, devido à maior resistência da madeira às cargas de curta duração, na verificação da segurança nos estados limites últimos, as solicitações nas peças de madeira serão multiplicadas por 0,75. Para os elementos metálicos, deve-se considerar a totalidade dos esforços devidos ao impacto vertical.

2.6.1.4 Forças longitudinais

São forças de curta duração, devida à aceleração ou à frenagem dos veículos. Nas pontes rodoviárias, a força longitudinal será considerada com o valor característico convencional igual ao maior dos seguintes valores:

- ❖ 5% do carregamento total do tabuleiro com carga móvel uniformemente distribuída (aceleração).
- ❖ 30% do veículo-tipo para cada faixa de tráfego (frenagem).

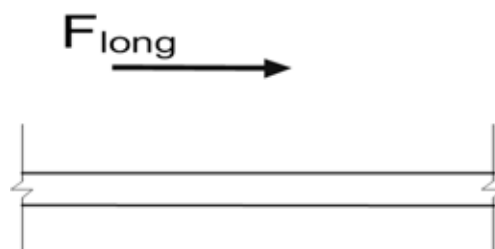


Figura 20 - Força longitudinal em pontes rodoviárias.

As forças longitudinais são consideradas uma ação de curta duração.

2.6.1.5 Vento

As forças devido a ação do vento segue o disposto na NBR 6123:1988. Pela NBR 7190:1997 a ação do vento sobre veículos e pedestres deve ser considerada nas pontes rodoviárias, como um valor característico nominal de 2kN/m, aplicado a 1,2m acima da superfície de rolamento, representado na Figura 21.

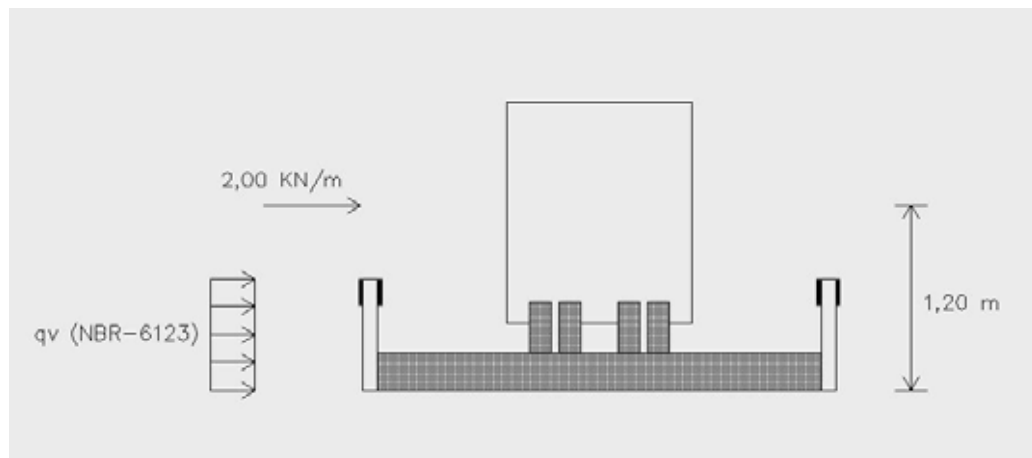


Figura 21 - Vento sobre veículo.

A ação do vento é considerada curta duração.

2.6.1.6 Força no guarda-corpo

A carga no guarda-corpo é considerada de curta duração. No guarda-corpo das pontes admite-se que possa atuar uma força horizontal distribuída, com valor característico nominal de 1kN/m, conforme mostrado na Figura 22.

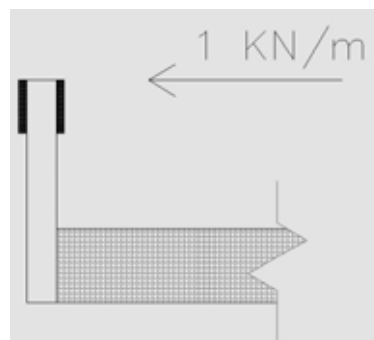


Figura 22 - Força no guarda-corpo.

2.6.1.7 Força no guarda-rodas

A carga no guarda-rodas das pontes rodoviárias é considerada de curta duração. Os elementos do guarda roda são verificados para uma força horizontal concentrada de intensidade $p=60\text{kN}$ (6tf) aplicada em sua aresta superior. Como mostra a Figura 23.

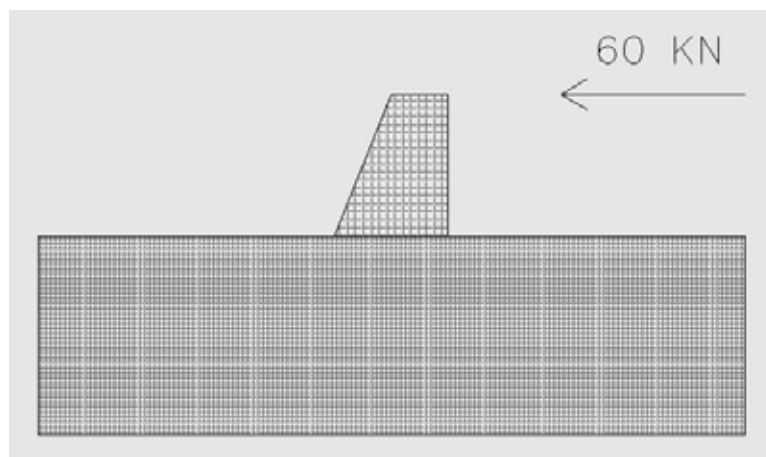


Figura 23 - Força no guarda-rodas.

2.7 Combinações de ações em pontes de madeira

Na NBR 7190:1997 estão definidas as combinações necessárias para verificar os estados limites últimos e os estados limites de utilização. No caso específico de pontes de madeira as combinações geralmente se restringem às combinações últimas normais para os estados limites últimos e às combinações de longa duração para os estados limites de utilização. A simplificação acima reflete a consideração apenas das ações permanentes normais e do trem tipo associado ao seu efeito dinâmico principal que é o impacto, nas combinações mencionadas.

As combinações utilizam fatores de ponderação das ações as quais consideram as probabilidades de ocorrência simultâneas das ações e, ao mesmo tempo, consideram as variações que podem ocorrer nas avaliações do projetista.

Nas combinações para os estados limites últimos, os coeficientes γ_g das ações permanentes (Tabelas 3 e 4) ponderam os valores das ações para os efeitos favoráveis e desfavoráveis. Quando, nas ações permanentes, o peso próprio da estrutura é maior que 75% da totalidade das ações permanentes, devem ser considerados os valores de ponderação da Tabela 3 (pequena variabilidade) e quando não, os da Tabela 4 (grande variabilidade).

Tabela 3 - Ações permanentes de pequena variabilidade.

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 1,0$
Especiais ou de Construção	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,1$	$\gamma_g = 1,0$

Fonte: NBR 7190 (1997)

Tabela 4 - Ações permanentes de grande variabilidade.

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$
Especiais ou de Construção	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 0,9$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 0,9$

Fonte: NBR 7190:1997

Nas combinações para os estados limites últimos, as ações variáveis são ponderadas através dos coeficientes γ_q de acordo com a natureza da ação apresentada na Tabela 5

Tabela 5 - Ações variáveis.

Combinações	Ações variáveis em geral incluídas as cargas acidentais móveis	Efeitos da temperatura
Normais	$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_\varepsilon = 1,2$
Especiais ou de Construção	$\gamma_q = 1,2$	$\gamma_\varepsilon = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_q = 1,0$	$\gamma_\varepsilon = 0$

Fonte: NBR 7190:1997

Quando houver mais de uma ação variável a ser considerada, deve-se ponderar a probabilidade de ocorrência simultânea das mesmas através dos valores do fator de combinação ψ_j , da Tabela 6.

Tabela 6 - Fatores de combinação e de utilização – Síntese.

Ações em estruturas correntes	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento	0,5	0,2	0
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2
- Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2
- Pontes ferroviárias (não especializadas)	0,8	0,6	0,4

Fonte: NBR 7190:1997

2.7.1 Combinações últimas normais (Estado Limite Último)

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$$

Onde $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Qi,k}$ o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação considerada e $\psi_{0j} \times F_{Qj,k}$, os valores reduzidos de combinação das demais ações variáveis, determinados de acordo com a Tabela 6. Em casos especiais, devem ser consideradas duas combinações referentes às ações permanentes: em uma delas, admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis à segurança.

2.7.2 Combinações de longa duração (estados limites de utilização)

As combinações de longa duração são consideradas no controle usual das deformações das estruturas. Nestas combinações, todas as ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração. Estas combinações são expressas por:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

3 DESCRIÇÃO DO MODELO PARA ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste capítulo serão mostrados dados do projeto da ponte, fornecido pela empresa GALVANI, com o objetivo de apresentar o projeto e as suas especificações: caracterização dos materiais, geometria dos elementos estruturais e detalhes construtivos do sistema estrutural proposto. A ponte tem como seu principal material os postes de eucalipto de madeira roliça. A madeira do gênero Eucaliptus e da espécie Eucalipto Citriodora terá como referência as propriedades da Tabela 7 da NBR7190:1997.

Tabela 7 - Propriedade da classe C40 de resistência das dicotiledôneas.

Classe	$f_{co,k}(MPa)$	$f_{vk}(MPa)$	$E_{co,m}(Mpa)$	$\rho_{bas,m}(Kg/m^3)$	$\rho_{aparente}(Kg/m^3)$
C40	40	6	19.500	750	950

3.1 Protótipo existente

A Figura 24, é uma ponte construída pelo engenheiro Rodolfo Galvani na sua propriedade em São João da Boa Vista SP. A ponte foi projetada de acordo com a necessidade do local, ou seja, vão inferior a 15 metros e para um tráfego de veículos leves e pouco intenso. Esta ponte é semelhante ao modelo em estudo neste trabalho.



Figura 24 - Ponte construída em São João da Boa Vista SP pela Galvani Engenharia.
Fonte: Galvani Engenharia

O pórtico pré-tensionado é a sustentação principal da ponte. O pórtico utiliza duas peças de madeiras roliças, Eucalipto Citriodora, interligadas por um nó metálico conforme Figura 25. O pórtico contém um travamento na horizontal de madeira roliça, Figura 26, e um contraventamento “X” metálico, como mostra a Figura 27.



Figura 25 – Detalhe da ligação entre as peças de madeiras roliças que constituem o pórtico.
Fonte: Galvani Engenharia



Figura 26 – Travamento na horizontal do pórtico de madeira roliça.
Fonte: Galvani Engenharia



Figura 27 - Detalhe do contraventamento em "X" do pórtico.
Fonte: Galvani Engenharia

3.2 Modelo em estudo

O modelo em estudo é semelhante ao protótipo existente; predominando o mesmo sistema estrutural, mas com algumas alterações proposto pelo engenheiro Rodolfo Galvani. Detalhes dessas mudanças são descritos neste capítulo.

A estrutura da ponte ilustrada na Figura 28, possui uma altura de 15m e um vão de 30m. O travamento horizontal está a 9,95m da base da estrutura. O eucalipto se caracteriza por uma seção circular e seu diâmetro é variável ao longo do seu comprimento. Para a ponte da Figura 28 a base tem um diâmetro de 0,45m e no topo um diâmetro de 0,28m.

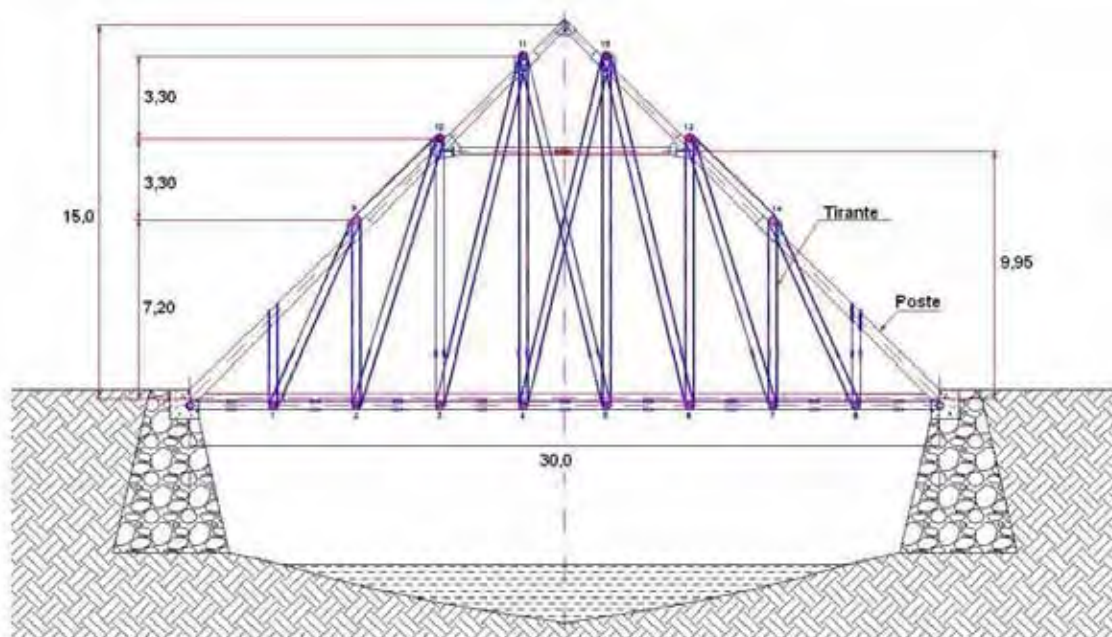


Figura 28 - Vista lateral da ponte com estrutura aporticada.
Fonte: Galvani Engenharia

Os tirantes são constituídos de barras metálicas com seção circular responsáveis pela ligação do tabuleiro com o pórtico da ponte, possibilitando uma economia de material, redução no peso próprio da estrutura e menor custo. Os detalhes construtivos, as propriedades geométricas, bem como a disposição das pranchas, longarinas e transversinas do tabuleiro são apresentadas na Figura 29.

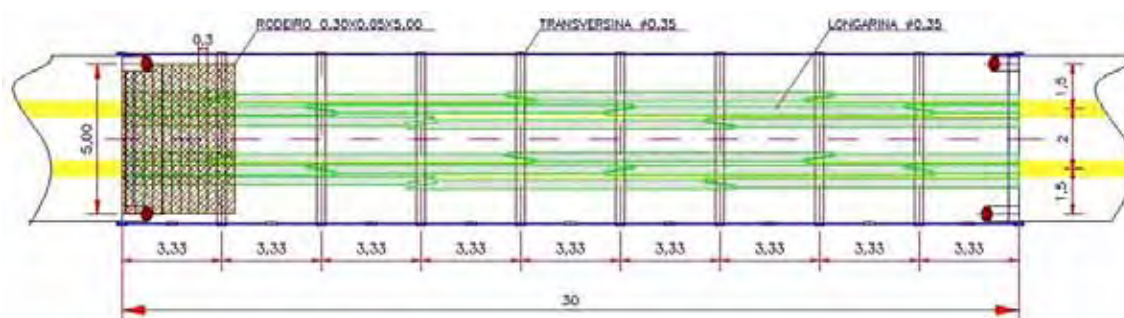


Figura 29 - Tabuleiro da ponte. Fonte: Galvani Engenharia

Na Figura 30 são apresentados os detalhes do contraventamento entre os pórticos da estrutura ao longo da sua altura. O contraventamento é formado por peças roliças de eucalipto e por tirantes metálicos de seção circular introduzindo maior rigidez ao conjunto. As ligações entre as peças de madeira são realizadas através de parafusos e de nós metálicos. As ligações foram fornecidas pela empresa GALVANI e não são fonte de estudo deste trabalho. Na Figura 31 há detalhes de algumas ligações.

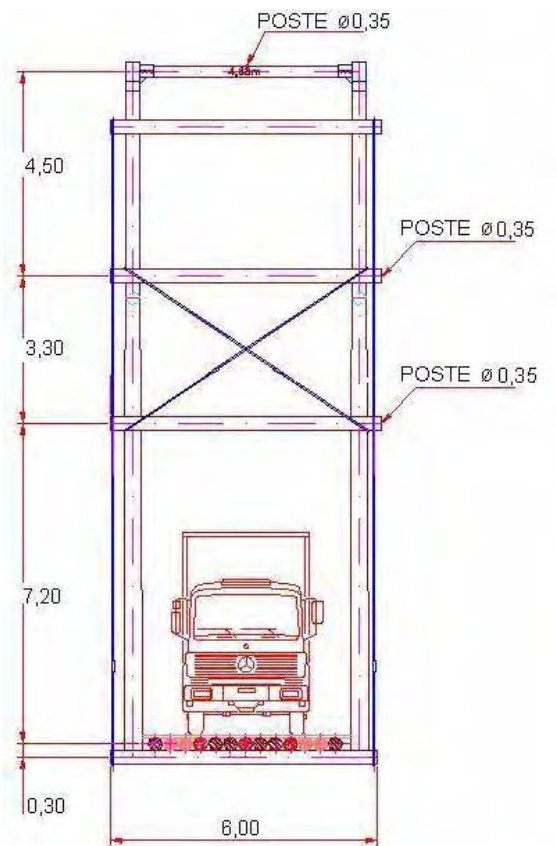


Figura 30 - Detalhe dos contraventamento ao longo da altura do pórtico.
Fonte: Galvani Engenharia



Travamento Intermediário



Apoio do contraventamento entre pórticos



Nó central

Figura 31 – Detalhes de ligações metálicas usadas na ponte.
Fonte: Galvani Engenharia

A Figura 32, mostra o modelo da fundação em concreto armado proposto pela empresa GALVANI e não é objeto de estudo deste trabalho.

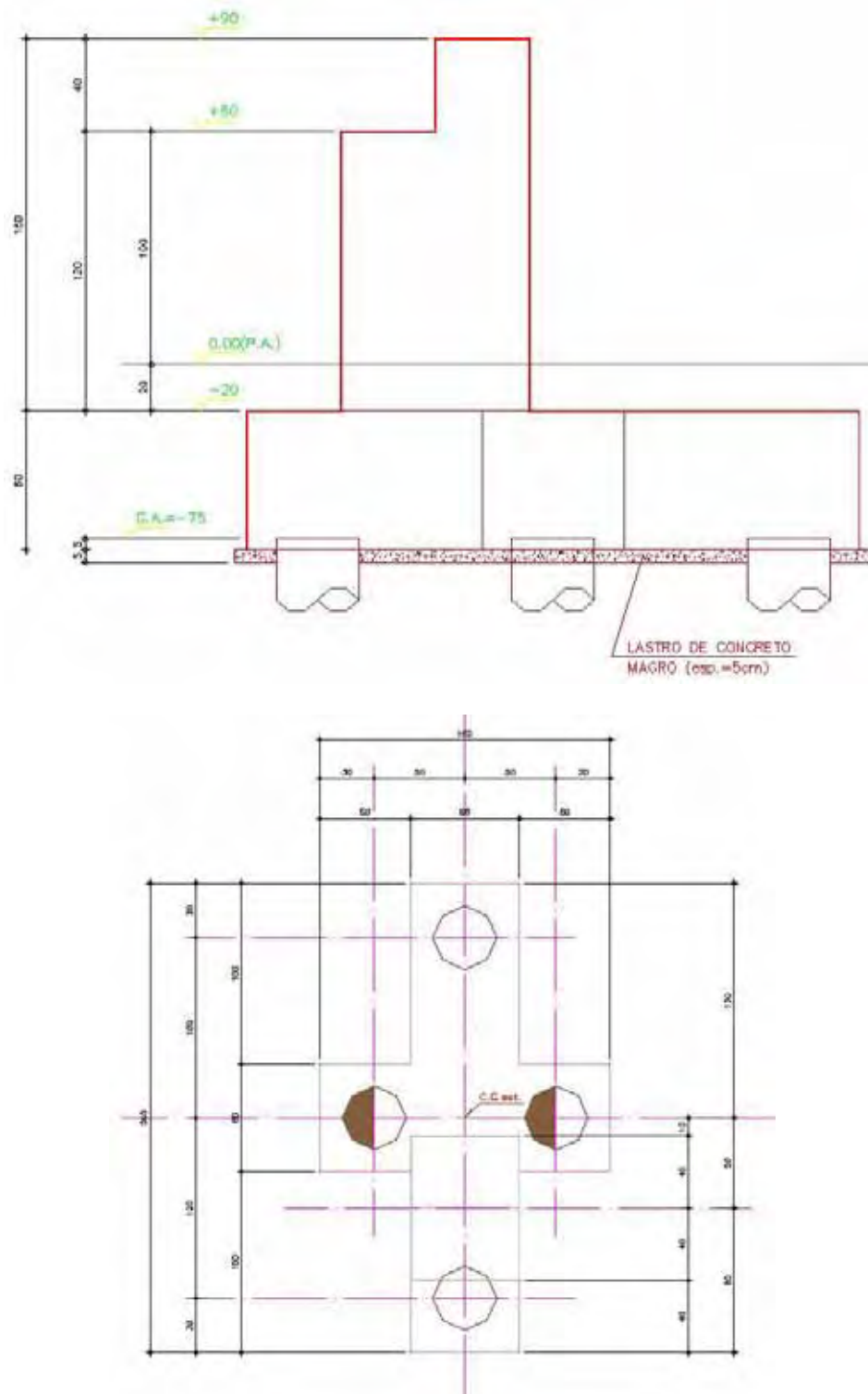


Figura 32 - Detalhes do bloco de fundação. Fonte: Galvani Engenharia

A Galvani propôs realizar o estudo experimental e numérico do sistema estrutural da ponte. Com este propósito, foi construído em escala real um protótipo no *campus* da universidade. A Galvani Engenharia forneceu todo o material, equipe de funcionários e os equipamentos necessários para a construção da ponte. A Figura 33, Figura 34 e Figura 35 foram capturadas durante o processo executivo do protótipo.



Figura 33 - Detalhe da armadura da base de apoio do pórtico. Fonte: Galvani Engenharia



Figura 34 - Detalhe do término da base de apoio do pórtico. Fonte: Galvani Engenharia



Figura 35 - Posicionamento do pórtico sobre a base de apoio. Fonte: Galvani Engenharia

No processo de montagem, devido a uma tempestade de fortes ventos a estrutura não estando completamente travada não resistiu e veio a ruína. Com comprometimento de vários elementos estruturais e a incerteza da confiabilidade estrutural devido a segurança, optou-se apenas em prosseguir com uma análise estrutural por meio de uma simulação numérica da ponte.

3.3 Modelo numérico em estudo

O modelo numérico será caracterizado de tal forma que possa representar o comportamento dos elementos estruturais da estrutura. As condições de contorno, o material, as propriedades geométricas como diâmetro, conicidade e o pré-tensionamento produzido na base do pórtico serão representados em um programa de análise estrutural.

A análise estrutural do pórtico fez-se numericamente através do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando-se o programa SAP2000 para o levantamento e avaliação dos níveis de tensões e deformações nas regiões de maior interesse do pórtico.

O modelo numérico desenvolvido foi elaborado com base em elementos pré-definidos, disponibilizados pelo programa SAP2000; tais como, frames, shells, asolid e solid. Para a confecção do modelo numérico proposto, utilizou-se o elemento de barra (FRAME) para representar o pórtico, tirantes, transversinas, longarinas e os contraventamentos, o elemento SHELL para representar o tabuleiro da ponte. A escolha de cada elemento foi feita a partir da consideração de sua representatividade perante o comportamento estrutural a ser simulado.

3.3.1 Frame

Esse tipo de elemento usa em geral, uma formulação tridimensional a qual inclui seis graus de liberdade, três rotações e três translações. Esse elemento é determinado segundo uma linha conectada a dois nós em suas extremidades. Cada elemento tem seu próprio sistema local de coordenadas para ser usado quando temos que definir as propriedades das seções, os carregamentos e as respostas. Nesses elementos podemos selecionar de forma parcial ou total os efeitos da rigidez que podem ocorrer nas junções (nós).

Os esforços obtidos pelo elemento frame são: força axial P , força cortante V_2 , força cortante V_3 , momento de torção T , momento fletor M_2 e momento fletor M_3 . A convenção de sinais para dos esforços internos no elemento FRAME estão ilustrados na Figura 36 a Figura 38. A Figura 36 representa o sentido positivo da força axial P e o momento de torção T . A Figura 37 representa o sentido positivo da força cortante V_2 e o momento fletor M_3 . A Figura 38 representa o sentido positivo para a força cortante V_3 e o momento fletor M_2 .

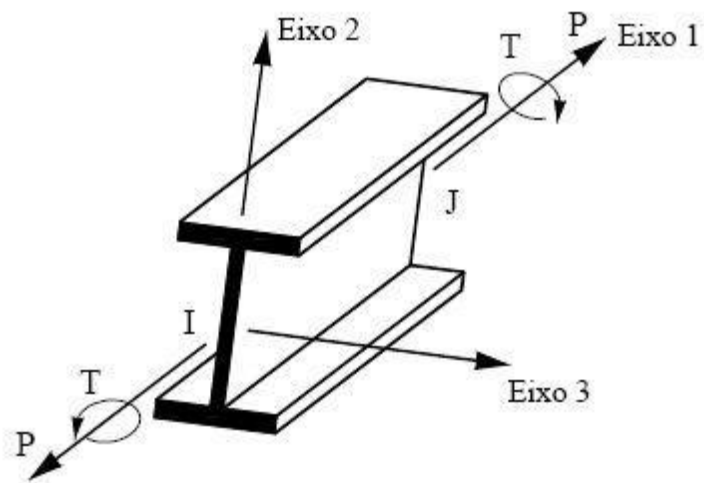


Figura 36: Força axial P positiva e momento de torção T positivo no elemento FRAME

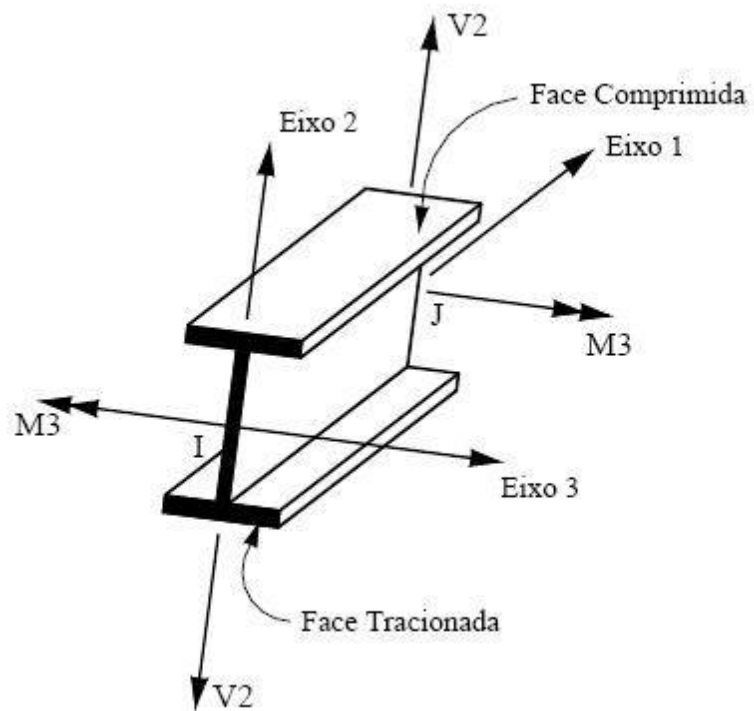


Figura 37: Força cortante $V2$ positiva e momento fletor $M3$ positivo no elemento FRAME

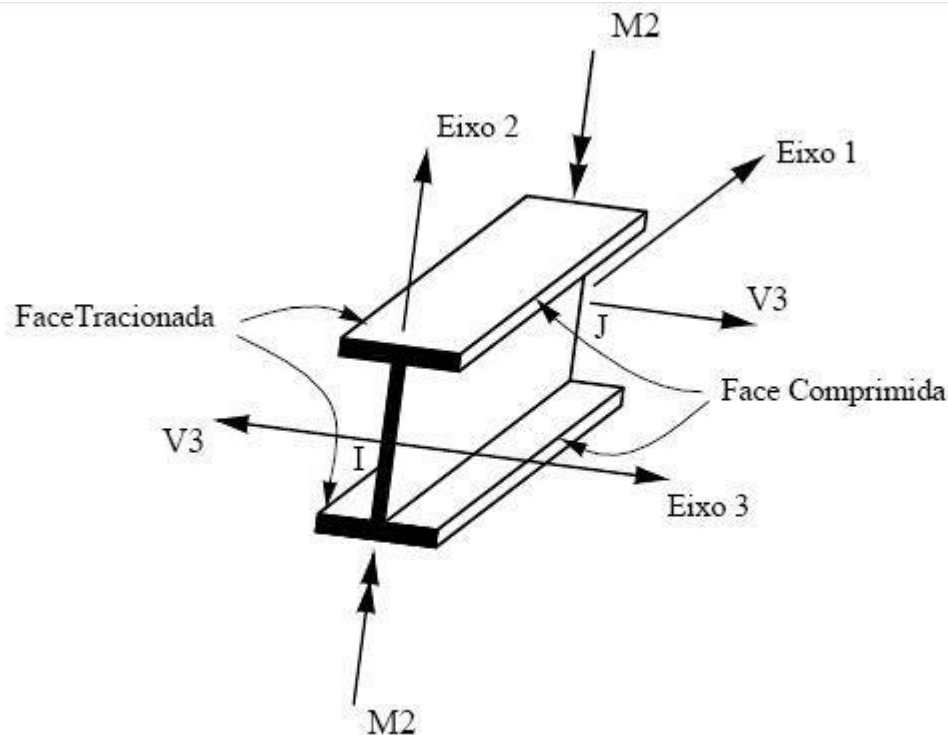


Figura 38: Força cortante $V3$ positiva e momento fletor $M2$ positivo no elemento FRAME

3.3.2 Shell

O elemento shell é um objeto de área utilizado para modelar os elementos de membrana e placas no plano ou tridimensionalmente. O elemento se caracteriza por possuir 3 a 4 nós, um sistema de coordenada local particular, atribuição de propriedades físicas pontuais e carregamento aplicado.

3.4 Simulação em Elementos Finitos para Análise do Pórtico

Para fazer a modelagem do pórtico pré-tensionado, idealizou-se dois modelos, e nesses foram feitas considerações de modo que os resultados numéricos do sistema estrutural, refletissem da melhor maneira possível o comportamento estrutural esperado.

A escolha por dois modelos surgiu da necessidade de representar as etapas da construção da ponte, que foi desenvolvida pelo Engenheiro Rodolfo Galvani, as quais são descritos abaixo:

1ª etapa - Montagem e aplicação do pré-tensionamento no pórtico, Figura 40.

2ª etapa - Fixação do tabuleiro no pórtico pré-tensionado através dos tirantes, Figura 39.

Para a análise no SAP2000, houve a necessidade de inverter as etapas citadas acima, já que as ações decorrentes no pórtico são provenientes do tabuleiro juntamente com ações indiretas ditadas pelas normas vigentes no país, ou seja, os esforços que atuam no tabuleiro são transferidos para o pórtico.

A representação dos modelos no SAP2000 é conforme apresentado na Figura 39 e Figura 40.

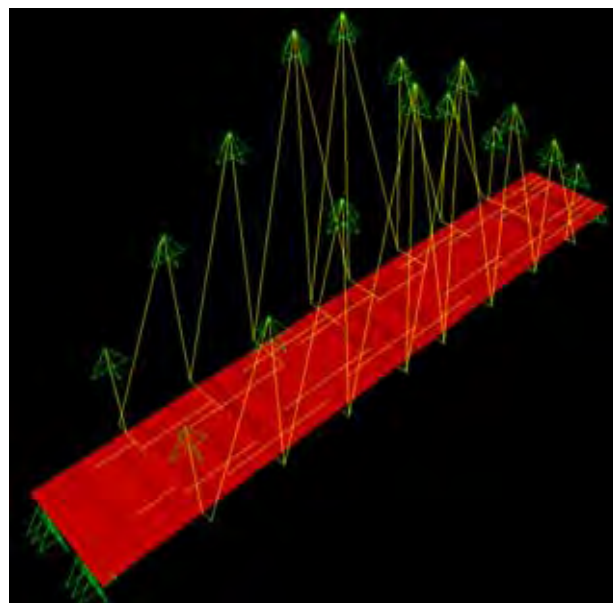


Figura 39: - Vista em três dimensões do Modelo 2

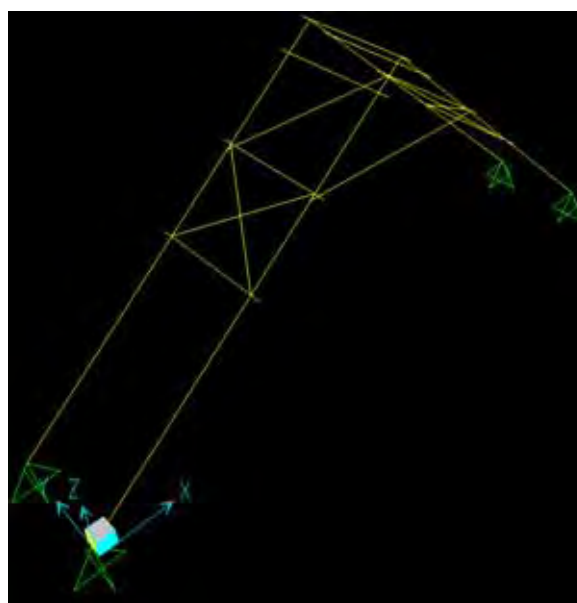


Figura 40- Vista em três dimensões do Modelo 1

4 MEMORIAL DE CÁLCULO

No capítulo a seguir, são apresentados as ações as quais este tipo de estrutura será solicitada durante a sua vida útil, e apresentam-se os cálculos da verificação dos elementos estruturais do modelo fiel proposto pelo seu idealizador engenheiro Rodolfo Galvani, segundo a NBR 7190:1997. É importante enfatizar que este tipo de ponte será executada em estradas vicinais, com um tráfego de veículos não intenso. Sendo assim, as considerações realizadas neste trabalho foram baseadas nas condições às quais a ponte será solicitada *in loco*. Além disso, foram consideradas as propriedades mecânicas específicas da madeira, como, por exemplo, seu bom desempenho para uma ação de curta duração.

4.1 Ações nominais na estrutura

4.1.1 Cargas permanentes (*peso próprio*)

Na composição do peso próprio da estrutura, é indispensável conhecer o peso específico dos materiais e as propriedades geométricas dos elementos estruturais que constituem a estrutura. Somam-se a esses fatores as ligações metálicas e os elementos não estruturais.

4.1.2 Ação acidental vertical

O carregamento aplicado na ponte devido ao trem-tipo é proveniente da classe 45.

4.1.3 Impacto vertical

O impacto vertical é obtido pela seguinte fórmula:

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L}$$

onde:

$L = 30$ metros (vão teórico do tramo)

$\alpha = 20$ (pontes rodoviárias com revestimento de madeira)

$$\phi = 1,286$$

4.1.4 Vento

Segundo a NBR 6123:1988, a velocidade básica do vento (V_o) está diretamente associada às condições em que são efetuadas as medidas desta velocidade para o vento natural. Os equipamentos destinados para a leitura da velocidade do vento são padronizados, assim como as condições de instalação (altura, localização e rugosidade do terreno).

Para a velocidade “ V_o ”, adotou-se um valor de 45m/s, pois é a velocidade mais crítica em algumas regiões do país onde a ponte pode ser construída. O vento característico de cada região do país é observado nas isopletas de velocidade de ventos do Brasil, como mostra a Figura 41.

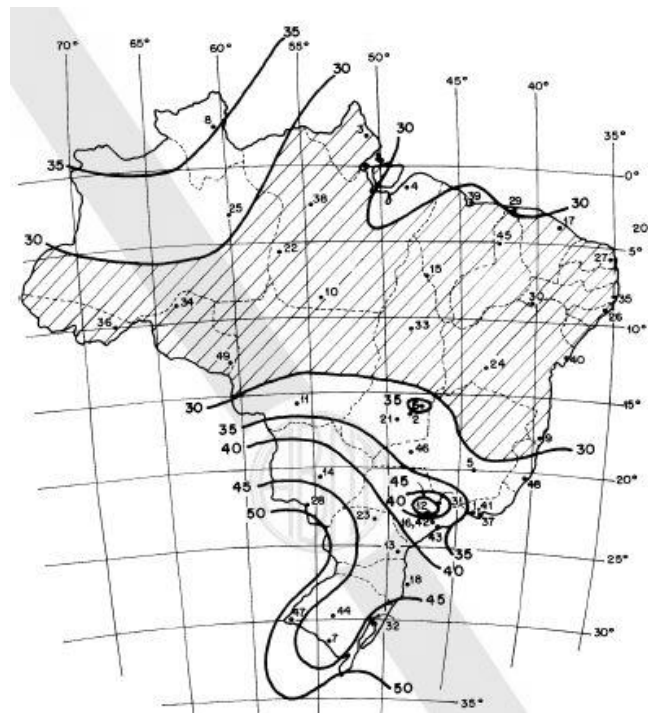


Figura 41- Isopletas da velocidade básica V_o (m/s). Fonte: NBR 6123:1988

A NBR 6123:1988, propõe para a determinação da velocidade característica a seguinte equação: $V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3$

Fator topográfico – S_1

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno.

De acordo com a NBR 6123 (1988) para o caso em estudo, $S_1 = 1,0$.

Rugosidade de terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno: Fator S_2

4.1.4.1 Rugosidade do terreno

A NBR 6123:1988 estabelece 5 Categorias, de I a V, em função da sua rugosidade. Para o projeto em estudo adotou-se Categoria II, terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.

4.1.4.2 Dimensões da edificação

Outro importante fator para a determinação do S_2 é a dimensão da edificação, que são divididas 3 Classes: A,B e C. Foi adotado para este projeto a Classe B, toda edificação ou parte de edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 metros a 50 metros.

4.1.4.3 Altura sobre o terreno

A altura da edificação (z), dada em metros, é importante na determinação o S_2 , e seu valor é variável para uma dada altura da estrutura. Para uma estrutura classificada na Categoria II, Classe B e com o “ z ” igual 15 metros, o modelo apresenta três faixas de pressão de vento. A primeira faixa será de 0 a 5 metros, a segunda faixa será de 5 a 10 metros e a terceira e última faixa será de 10 a 15 metros. Através da Tabela 2 da NBR 6123:1988 temos os seguintes valores para S_2 : 0,92; 0,98 e 1,02.

Fator estatístico – S_3

De acordo com as necessidades do projeto, é definido o S_3 como tendo o valor de 0,95, por se tratar de edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação.

4.1.4.4 Determinação das forças estáticas devidas ao vento

Definido a velocidade básica do vento V_0 e os fatores S_1 , S_2 e S_3 , podemos calcular a pressão estática (q) exercida pelo vento na estrutura:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (\text{m/s})$$

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (\text{N/m}^2)$$

Tabela 8 - Ações resultantes do vento na estrutura

Z (m)	V_0 (m/s)	S_1	S_2	S_3	V_K	q (Kgf/m ²)
≤ 5	45	1,0	0,92	0,95	39,33	0,9482
$5 \leq z \leq 10$	45	1,0	0,98	0,95	41,90	1,0762
$10 \leq z \leq 15$	45	1,0	1,02	0,95	43,61	1,1660

A aplicação das ações do vento na estrutura varia de acordo com a altura do pórtico e seu valor é conforme a área de projeção das toras, conforme Figura 42.

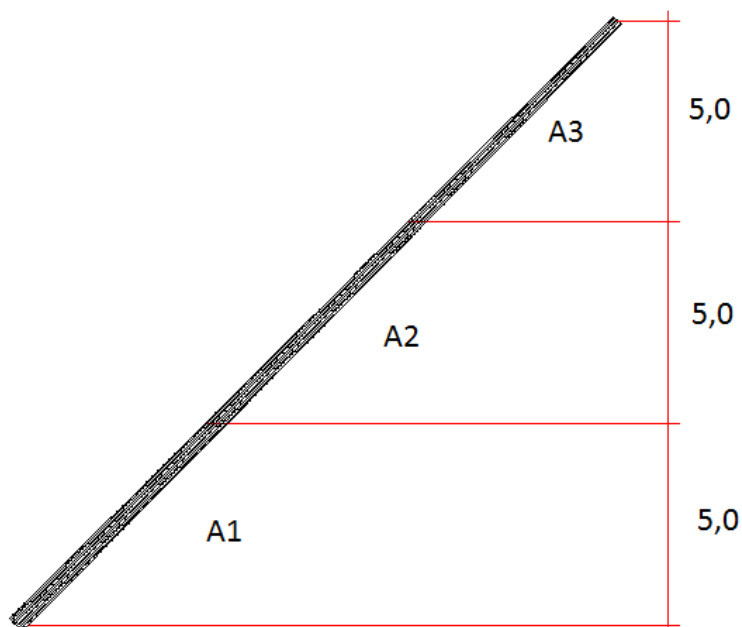


Figura 42- Modelo desenvolvido para o cálculo das áreas de projeção e seus respectivos trechos.

A área de projeção A1, A2 e A3 das toras são respectivamente 3,06 m², 2,65 m² e 2,24 m².

O carregamento foi aplicado linearmente ao longo da tora, sendo assim, multiplicou-se os esforços da pressão estática (q) pela sua respectiva área (A) e dividiu pelo comprimento do seu trecho (l).

$$Q = \frac{A \times q}{l}$$

Tabela 9 - Cálculo dos esforços aplicados ao longo das toras do pórtico

Z (m)	A (m²)	q (kN/m²)	l (m)	Q (kN/m)
≤ 5	3,06	0,9482	7,25	0,3998
$5 \leq z \leq 10$	2,65	1,0762	7,25	0,3929
$10 \leq z \leq 15$	2,24	1,1660	7,25	0,3596

O coeficiente de arrasto adotado foi igual a 1,0.

A mesma analogia foi feita para os tirantes e para o contraventamento horizontal dos pórticos, adotando como diâmetro 2,45 centímetros e 35 centímetros respectivamente.

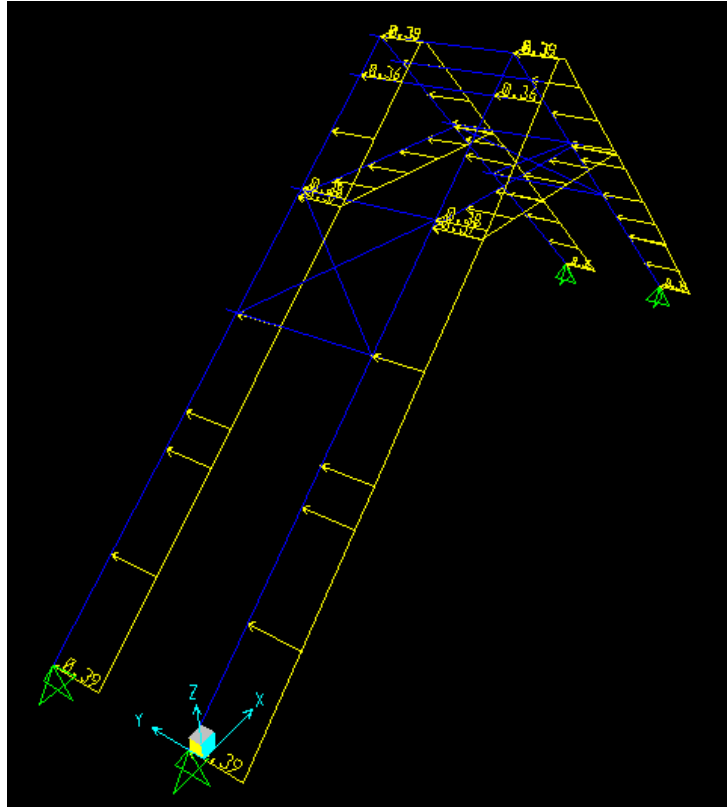


Figura 43 - Representação gráfica das ações do vento em toda a ponte.-Parte 1

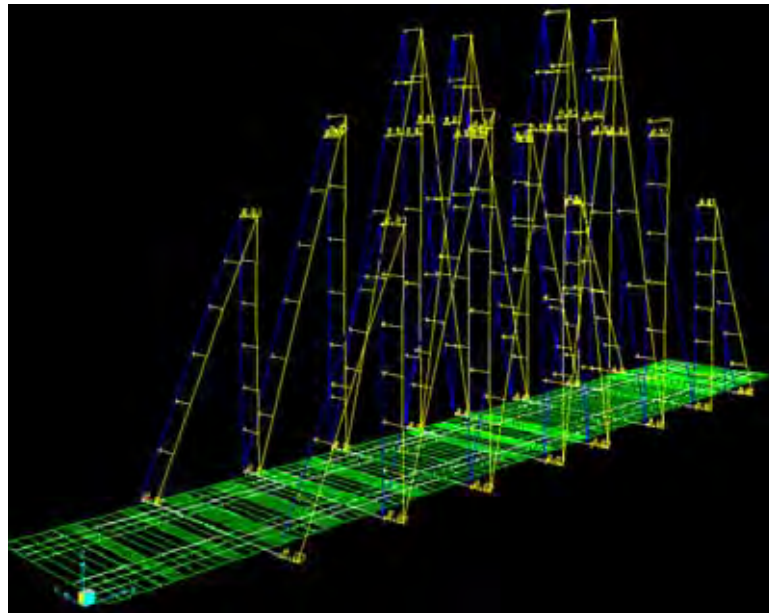


Figura 44- Representação gráfica das ações do vento em toda a ponte.-Parte 2

4.1.5 Pré – Tensionamento

O pré-tensionamento é resultado de um deslocamento da base do pórtico no valor de 1,5 metros para o centro do mesmo. Conforme Figura 45.

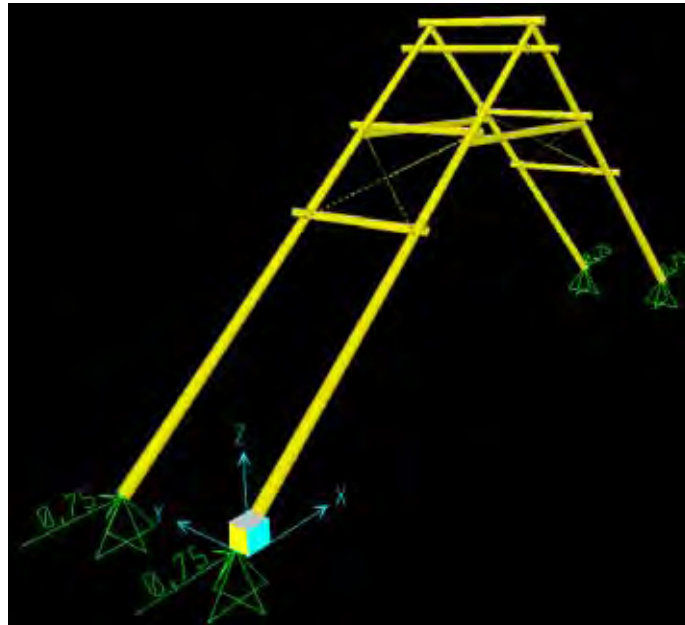


Figura 45- Vista tridimensional da aplicação do deslocamento na base do pórtico

A distância inicial entre as bases do pórtico são de 31,5 metros, como indica a Figura 46.

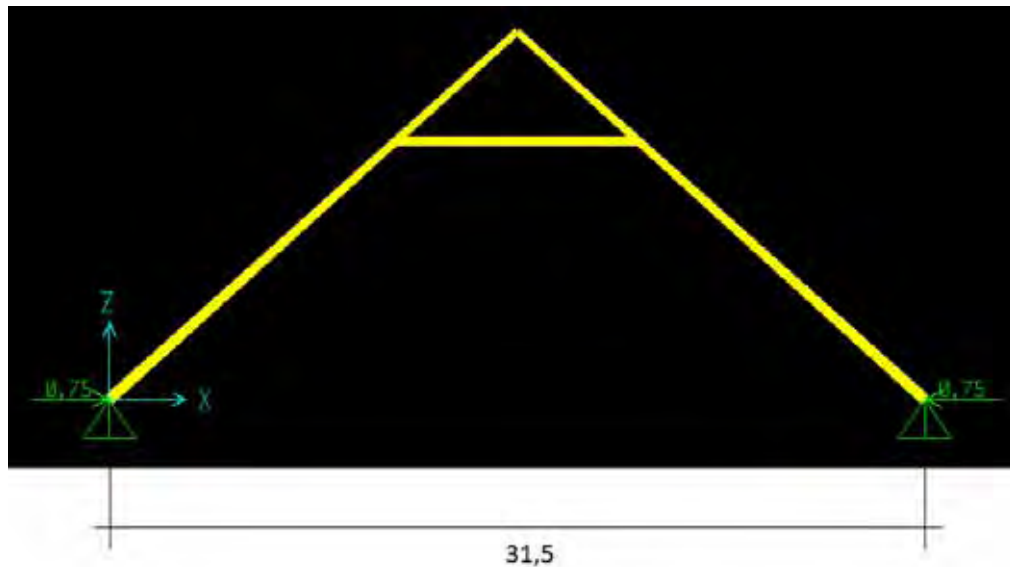


Figura 46 Distância inicial entre as bases do pórtico de 31,5 metros.

O pórtico é apoiado em bases com 30 metros de distância, resultando em uma redução de 1,5 metros na configuração inicial do mesmo, conforme Figura 44.

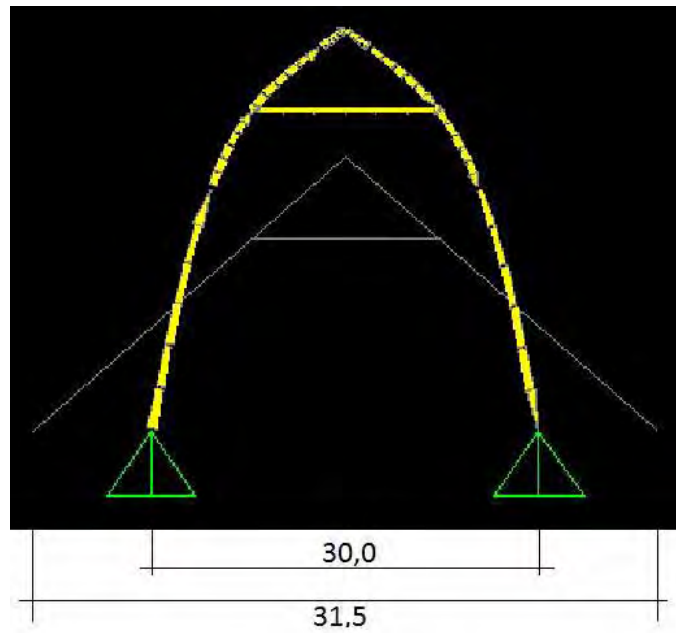


Figura 47 - Representação gráfica do antes e após a aplicação do deslocamento na base do pórtico.

A resultante desse processo é a origem de esforços contrários os quais o pórtico será solicitado durante a sua vida útil, chamados de pré-tensionamento.

Os esforços do pré-tensionamento; momento fletor, esforço cortante e força axial são apresentados respectivamente na Figura 48, Figura 49 e na Figura 50.

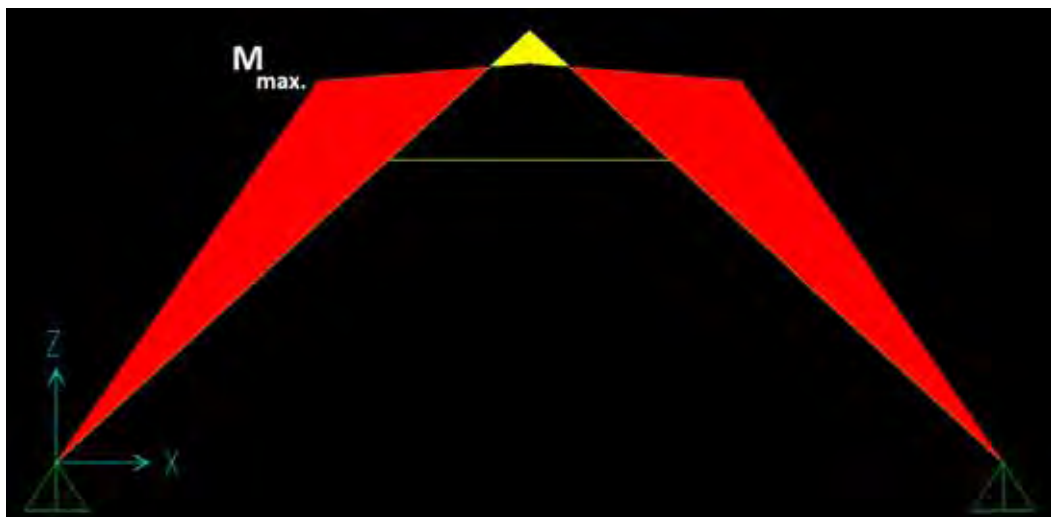


Figura 48- Diagrama do momento fletor resultante do pré-tensionamento no pórtico, com valor máximo (M_{max}) igual a 116,61 kN.m

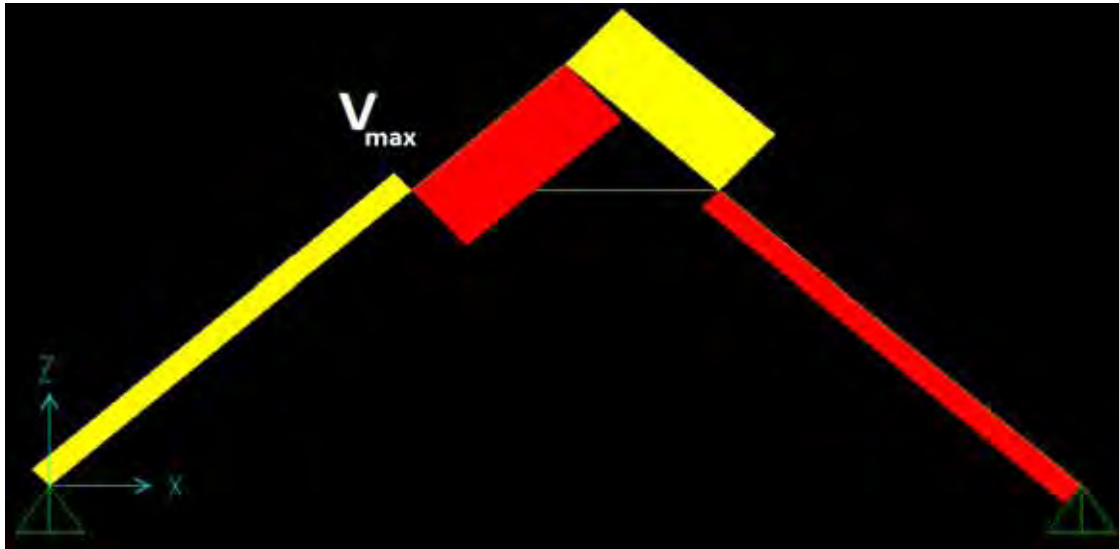


Figura 49- Diagrama do esforço cortante resultante do pré-tensionamento no pórtico, com valor máximo (V_{max}) igual a 25,39 kN.

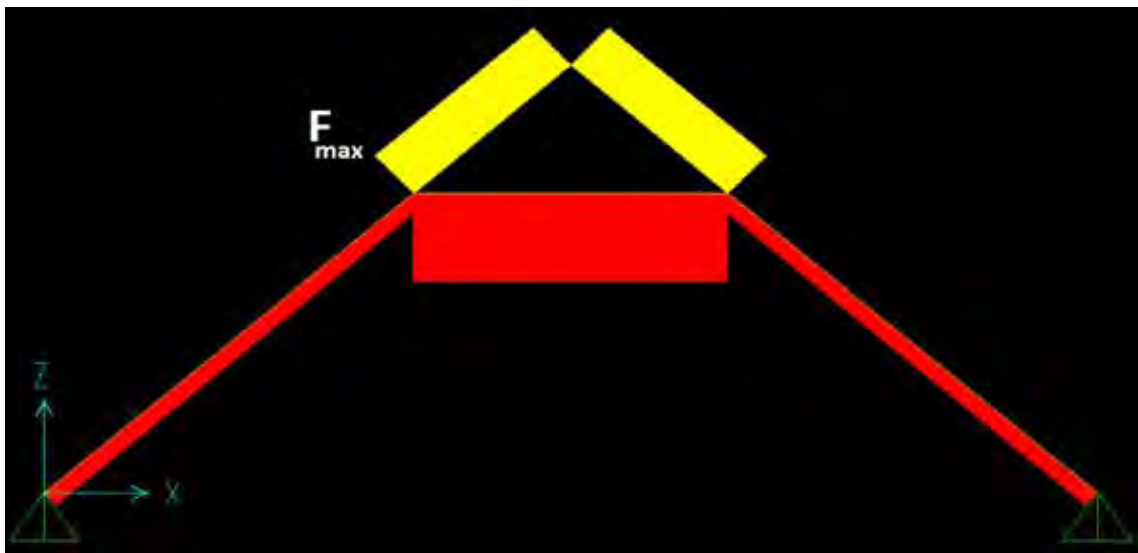


Figura 50 - Diagrama do esforço axial resultante do pré-tensionamento no pórtico, com valor máximo (F_{max}) igual a 28,16 kN

4.2 Ações de cálculo na estrutura

Neste capítulo são determinadas as ações de cálculo que correspondem as combinações das ações nominais que atuam na estrutura, para posteriormente aplicar no modelo numérico utilizado. Com os esforços resultantes dessas combinações, verifica-se a resistência dos elementos estruturais para o estado limite último e estado limite de utilização segundo a NBR 7190:1997.

4.2.1 Estado limite último

Combinação para o “veículo-tipo” como variável principal:

$$F_{TT} = \gamma_g \times F_g + \gamma_q \times \{(F_{TT} + 0,75 \times (\alpha - 1) \times F_{TT}) + \Psi_0 \times F_{vt}\}$$

Combinação para a força do “vento” como variável principal:

$$F_{TT} = \gamma_g \times F_g + \gamma_q \times \{0,75 \times F_{vt} + \Psi_0(F_{TT} + 0,75 \times (\alpha - 1) \times F_{TT})\}$$

Sendo:

γ_g : coeficiente de ponderação para ações permanentes, para ações favoráveis 1,4 e 0,9 para ações desfavoráveis.

γ_q : coeficiente de ponderação para ações variáveis igual a 1,4.

Ψ_0 : coeficiente de redução da combinação, com os respectivos valores para o trem-tipo e o vento: 0,6 e 0,5.

O deslocamento/movimentação do veículo ao longo da ponte resulta em diversos pontos de aplicação do carregamento do veículo-tipo no tabuleiro. Na análise para simularmos o posicionamento mais crítico do veículo-tipo no tabuleiro foram considerados os seguintes casos:

1º. Caso

O veículo-tipo esta no centro do tabuleiro, conforme Figura 51.

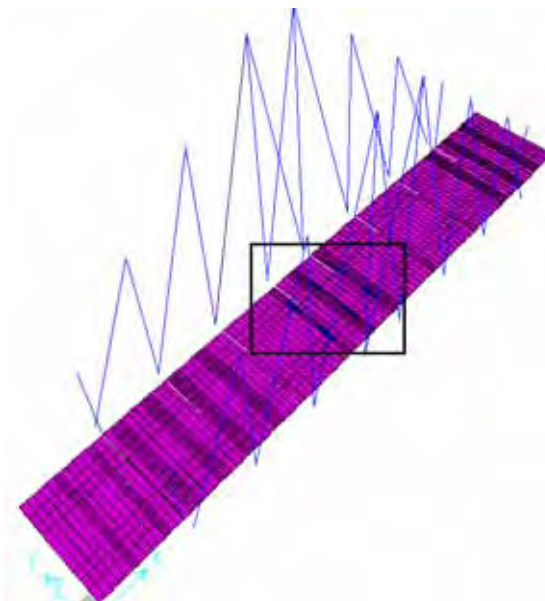


Figura 51- Posicionamento do veículo-tipo no centro do tabuleiro.

2º. Caso

O veículo-tipo está a um quarto de distância do início da ponte, conforme Figura 52.

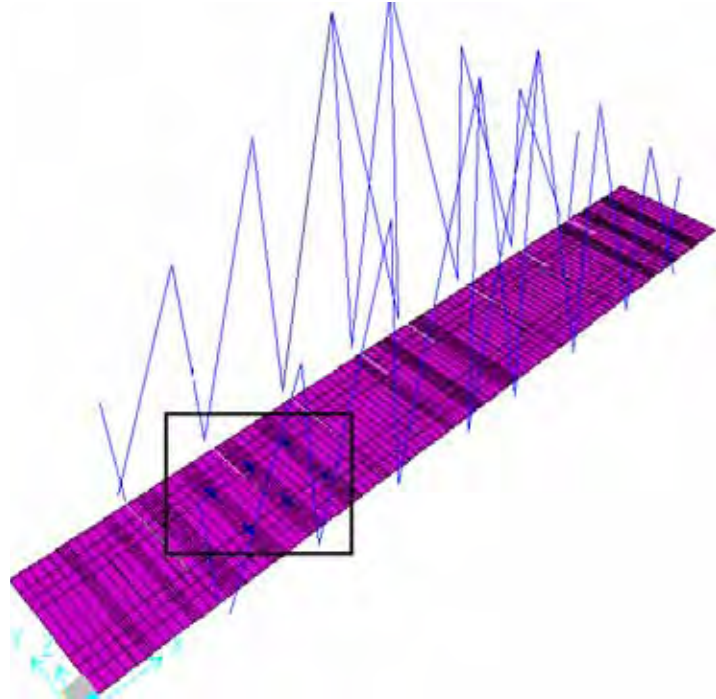


Figura 52- Posicionamento do veículo-tipo a um quarto de distância do início da ponte.

3º. Caso

Dois veículos-tipo na ponte atuando simultaneamente, Figura 53.

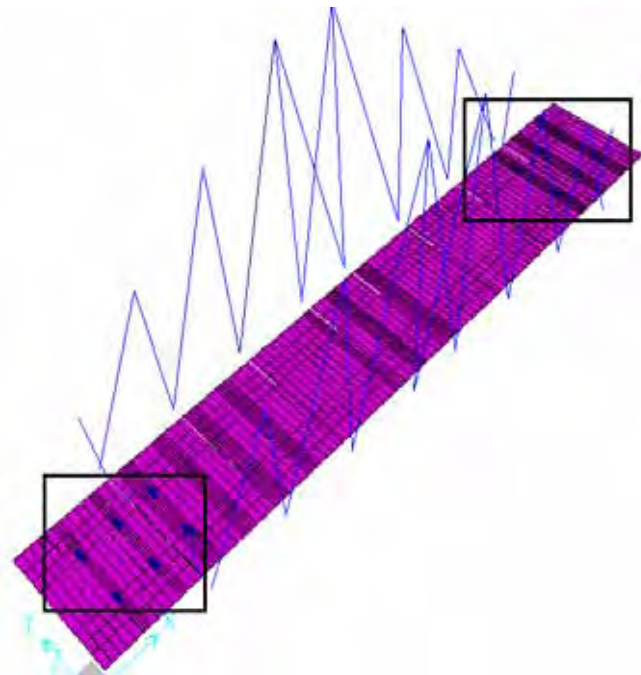


Figura 53- Posicionamento dois veículos-tipo atuando simultaneamente na tabuleiro.

4.2.2 Estado limite de utilização

Combinação para o estado limite de utilização (ELU)

$$F_{ELU} = F_g + \Psi_2 \times (F_{TT} + (\alpha - 1) \times F_{TT}) + \Psi_2 \times F_{vt}$$

Sendo:

Ψ_2 : coeficiente de redução da combinação, para o trem-tipo e vento terá os seguintes valores 0,2 e 0 (zero), respectivamente.

4.3 Propriedades de cálculo dos elementos estruturais

A determinação da resistência de cálculo à compressão paralela as fibras é dado pelo Item 6.4.3 da NBR 7190:1997

$$f_{co,d} = K_{mod} \times \frac{f_{co,k}}{\gamma_w} \quad \text{onde,}$$

$f_{co,d}$: resistência de cálculo à compressão paralela as fibras;

K_{mod} : coeficiente de modificação;

$f_{co,k}$: resistência característica à compressão paralela as fibras igual a 40MPa para CLASSE C40.

γ_w : 1,4 (coeficiente de ponderação para compressão paralela às fibras).

Carregamento de longa duração $\Rightarrow K_{mod,1} = 0,70$

Classe de umidade: 1 $\Rightarrow K_{mod,2} = 1,0$

Categoria da madeira: 2ª $\Rightarrow K_{mod,3} = 0,80$

$$K_{mod} = K_{mod,1} \times K_{mod,2} \times K_{mod,3}$$

$$K_{mod} = 0,70 \times 1,0 \times 0,8$$

$$K_{mod} = 0,56$$

$$f_{co,d} = 0,56 \times \frac{40.000}{1,4}$$

$$f_{co,d} = 16.000 \frac{kN}{m^2}$$

A determinação da resistência de cálculo da madeira ao esforço cisalhante paralela as fibras é dado pela expressão:

$$f_{vo,d} = K_{mod} \times \frac{f_{vo,k}}{\gamma_w} \quad \text{onde,}$$

$f_{vo,d}$: resistência de cálculo ao cisalhamento paralelo as fibras;

K_{mod} : coeficiente de modificação;

$f_{vo,k}$: resistência característica ao cisalhamento paralelo as fibras igual a 6 MPa para CLASSE C40.

γ_w : 1,8 (coeficiente de ponderação para cisalhamento paralelo às fibras).

Sendo assim:

$$f_{vo,d} = K_{mod} \times \frac{f_{vo,k}}{\gamma_w}$$

$$f_{vo,d} = 0,56 \times \frac{6.000}{1,8}$$

$$f_{vo,d} = 1.866,66 \frac{kN}{m^2}$$

A referida norma preconiza que nas verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira, o módulo de elasticidade paralelo às fibras ($E_{co,m}$) deve ser calculado com o seu valor efetivo. O valor do módulo de elasticidade paralelo às fibras ($E_{co,m}$) para madeira C-40 é de 19.500 MPa segundo a norma brasileira, portanto:

$$E_{c0,ef} = K_{mod} \times E_{co,m}$$

$$E_{c0,ef} = 0,56 \times 19.500$$

$$E_{c0,ef} = 10.920.000,00 \frac{kN}{m^2}$$

Quando se trabalha com madeira roliça a norma brasileira permite que se faça um cálculo simplificado. Em outras palavras NBR 7190:1997 permite que peças com seção transversal circular variável seja considerada como uniforme, tomando-se um diâmetro correspondente àquele existente na seção localizada a 1/3 da extremidade de menor diâmetro. Se ϕ_1 e ϕ_2 são, respectivamente, o menor e o maior diâmetro das extremidades do poste, então o diâmetro para cálculo pode ser usado como sendo:

$$\phi = \phi_1 + \frac{(\phi_2 - \phi_1)}{3} \quad \text{Equação 1}$$

Não é admitido $\phi > 1.5 \phi_1$.

Conforme a Figura 54 o diâmetro do topo será $\phi_1 = 28\text{cm}$ e o de base $\phi_2 = 45\text{cm}$, obtendo o diâmetro equivalente igual a $d_{eq} = 33,66\text{cm}$.

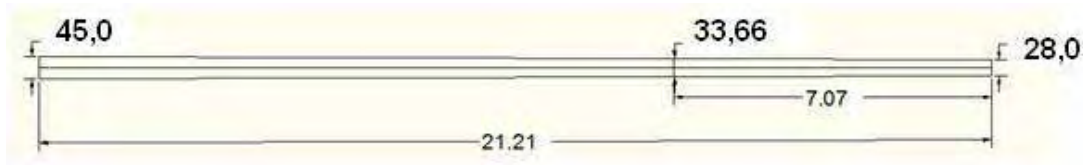


Figura 54– Seções transversais do poste.

Porém, no programa será considerado a conicidade do eucalipto para se obter resultados mais próximos do real, dessa maneira, temos esforços e deslocamentos mais consistentes, mesmo sendo esta indicada pela norma. Na verificação dos elementos será considerado o diâmetro equivalente indicado pela norma, já que não há uma predominância de uma seção ao longo do comprimento da tora.

4.4 Verificação dos elementos estruturais da ponte

Neste capítulo serão desenvolvidos os cálculos de verificação para o estado limite último e estado limite de utilização dos elementos estruturais, de acordo com a NBR 7190:1997. Esta verificação será realizada para as seguintes peças da ponte:

- ✓ Pórtico;
- ✓ Travamento do pórtico;
- ✓ Travamento horizontal entre pórticos;
- ✓ Verificação do contraventamento metálico entre os pórticos;
- ✓ Transversinas e
- ✓ Longarinas

4.4.1 Pórtico

Verificação para o estado limite último (ELU)

O pórtico está submetido à flexocompressão. Sendo assim, devem ser verificadas duas situações de segurança: relativa à resistência das seções transversais submetidas a flexocompressão expressa pela mais rigorosa das duas expressões abaixo, aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais comprimida; e da instabilidade segundo item 7.5 da NBR 7190:1997.

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{co,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{co,d}} + k_M \times \frac{\sigma_{My,d}}{f_{co,d}} \leq 1 \quad \text{Equação 4}$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{co,d}}\right)^2 + k_M \times \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{co,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{co,d}} \leq 1 \quad \text{Equação 5}$$

O coeficiente de correção k_m para a seção circular será $k_m=1,0$

Na verificação da resistência do pórtico, a pior situação resultou-se dos seguintes esforços:

Momento Fletor de cálculo em torno de y: 607 kN . m

Momento Fletor de cálculo em torno de x: 9,15 kN . m

Força axial de compressão: 101,50 kN

Área da seção transversal $\varnothing=33,66\text{cm}$: 0,0890 m²

Momento de Inércia $\varnothing=33,66\text{cm}$: 0,00063 m⁴

A Figura 55, Figura 56 e a Figura 57 representam os diagramas do momento fletor, esforço cortante e esforço normal máximo que atuam no pórtico.

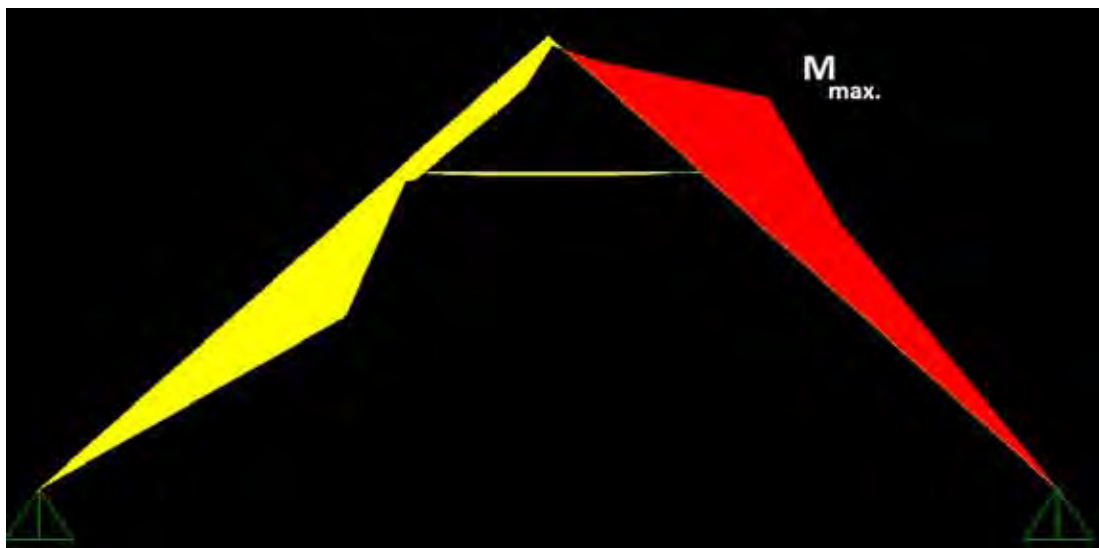


Figura 55- Diagrama do momento fletor atuante no pórtico

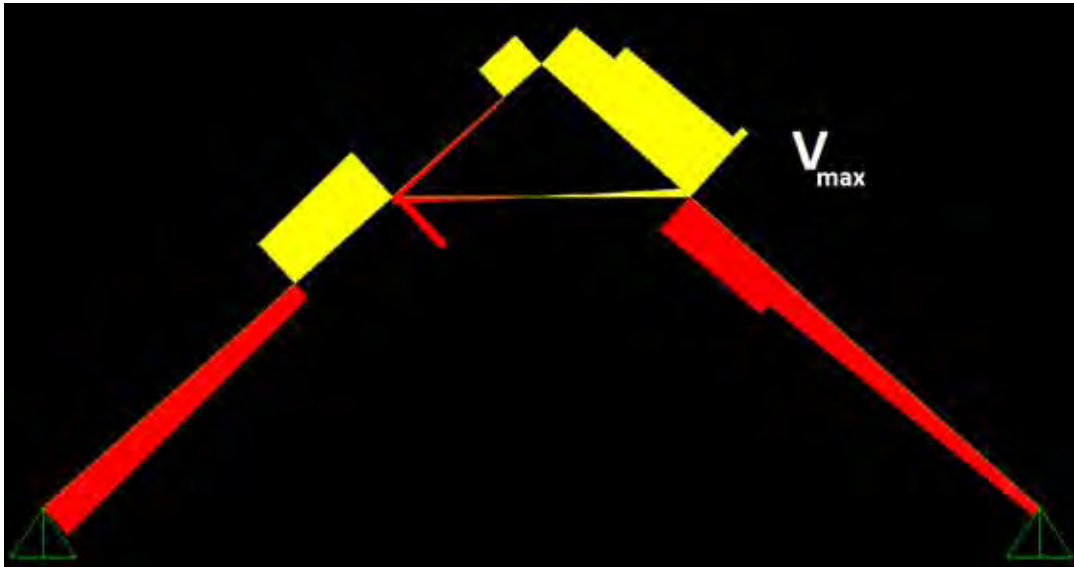


Figura 56- Diagrama do esforço cortante atuante no pórtico

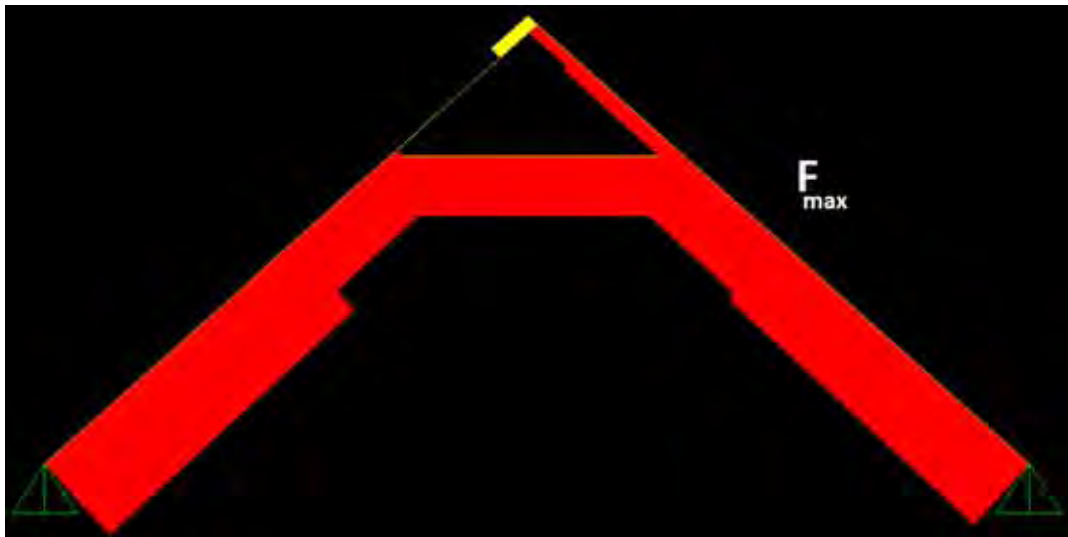


Figura 57 - Diagrama do esforço normal atuante no pórtico

Cálculo da tensão normal ($\sigma_{Nc,d}$):

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{F_d}{A} = \frac{101,50}{0,0890} = 1.140,45 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{Md,x} = \frac{M_{dx}}{I} \times y = \frac{9,15}{0,00063} \cdot 0,15 \Rightarrow \sigma_{Md,x} = 2.178,58 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{Md,y} = \frac{M_{dy}}{I} \times x = \frac{607,91}{0,00063} \cdot 0,15 \Rightarrow \sigma_{Md,x} = 144.740,48 \frac{kN}{m^2}$$

Para a verificação da resistência a seguinte condição deve ser cumprida:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{co,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{co,d}} + k_M \times \frac{\sigma_{My,d}}{f_{co,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{1140,45}{16000} \right)^2 + 1,0 \cdot \frac{2178,58}{16000} + \frac{144.740,48}{16000} = 9,19 \leq 1 \text{ NÃO OK!}$$

Não foi estabelecida a resistência do pórtico para os esforços solicitantes estabelecido pela NBR 7190:1997.

Verificação da instabilidade:

A verificação da instabilidade do pórtico de madeira roliça deve ser feita utilizando a seguinte expressão:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{cd,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{cd,d}} \leq 1 \quad \text{Equação 6}$$

As exigências impostas ao dimensionamento dependem da esbeltez da peça, definida pelo seu índice de esbeltez, onde L_0 é um comprimento teórico de referência e $i_{\min}$ é o raio de giração mínimo de sua seção transversal.

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}}$$

Área da seção transversal Ø=33,66cm: $A=0,089 \text{ m}^2$

Momento de Inércia para x e y Ø=33,66cm: $0,00063 \text{ m}^4$

$$\lambda_y = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{10,7041}{\sqrt{\frac{0,00063}{0,0890}}} = 127,23$$

$$\lambda_x = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{14,8628}{\sqrt{\frac{0,00063}{0,0890}}} = 176,66$$

A NBR 7190:1997, estabelece que o valor máximo permitido para o índice de esbeltez é de 140, sendo assim, a direção de “x” não cumpre o que está estabelecido pela norma brasileira.

Para a direção “y”, temos que o valor do índice de esbeltez é de 127,23, portanto, trata-se de uma peça esbelta, pois $80 < \lambda < 140$. A partir desta definição será verificada a instabilidade do posto do pórtico na direção “y”.

Os esforços que resultam para o pior caso na verificação da instabilidade são:

Momento Fletor de cálculo em torno de y: 386,72 kN . m

Momento Fletor de cálculo em torno de x: 25,18 kN . m

Força axial de compressão: 495,24 kN

Área da seção transversal Ø=33,66cm: $0,0890 \text{ m}^2$

Momento de Inércia Ø=33,66cm: $0,00063 \text{ m}^4$

Cálculo da tensão atuante devido ao esforço normal:

$$\sigma_{Nd,d} = \frac{F_d}{A} = \frac{495,24}{0,0890} = 5.561,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Cálculo da tensão atuante devido à flexão (σ_{Md}):

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times y$$

como o momento de cálculo é dado pela expressão:

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

e cada membro da expressão está especificado a seguir,

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2}$$

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c$$

$$e_i = \frac{h}{30}$$

$$e_a = \frac{L_0}{300}$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \times \left(e^{\frac{\phi \cdot [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) \cdot N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) \cdot N_{qk}]}} - 1 \right)$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}}$$

Onde:

- e_i é a excentricidade de primeira ordem decorrente da situação de projeto,
- e_a é a excentricidade accidental mínima, não se tomando valor menor que $h/30$;
- e_c é uma excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira.

- M_{1gd} e M_{1qd} são os valores de cálculo, na situação de projeto, dos momentos devidos às cargas permanentes e as cargas variáveis, respectivamente.

- $\psi_1 + \psi_2 \leq 1$, com os valores de ψ_1 e ψ_2 dados pela NBR 7190:1997 no item 5.4.6.
- N_{gk} e N_{qk} são os valores característicos da força normal devidos às cargas permanentes e variáveis, respectivamente.

- M_{1gd} é o valor de cálculo do momento fletor devido apenas às ações permanentes.

- O coeficiente de fluência ϕ é dado pela Tabela 15 da NBR 7190:1997.

- F_E é a carga crítica

- I é o momento de inércia da seção transversal da peça relativo ao plano de flexão em que se está verificando a condição de segurança.

- h é a altura da seção transversal referente ao plano de verificação.

Prossegue abaixo o cálculo:

$$e_1 = \frac{h}{30} = \frac{0,30}{30} = 0,01$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} = \frac{10,7041}{300} = 0,0357$$

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \times 10920000 \times 0,00063}{(10,7041)^2} = 592,60 \text{ kN}$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \times (e^{\left\{ \frac{\phi \cdot [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) \cdot N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) \cdot N_{qk}]} \right\}} - 1)$$

Sabendo que:

$$\phi = 0,8 \text{ (Tabela 15 – NBR 7190:1997)}$$

$$\Psi_1 = 0,2$$

$$\Psi_2 = 0,4$$

$$N_{gk} = 41,28 \text{ kN}$$

$$N_{qk} = 404,63 \text{ kN}$$

$$e_{ig} = \frac{M_d}{N_d} = \frac{25,18}{495,24} = 0,051$$

$$e_c = (0,051 + 0,0357) \times (e^{\left\{ \frac{0,8 \cdot [41,28 + (0,2 + 0,4) \times 404,63]}{592,60 - [41,28 + (0,2 + 0,6) \times 404,63]} \right\}} - 1)$$

$$e_c = 0,885$$

$$e_{1,ef} = e_1 + e_a + e_c$$

$$e_{1,ef} = 0,01 + 0,0357 + 0,149$$

$$e_{1,ef} = 0,1947$$

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

$$M_d = 495 \times 0,1947 \times \left(\frac{592,60}{592,60 - 495} \right) = 585,18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times y = \frac{585,18}{0,00063} \times 0,15 = 139.326,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a seguinte verificação temos:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\frac{282,93}{16000} + \frac{139.326,50}{16000} \leq 1$$

$$0,34 + 41,625 \leq 1$$

$$8,726 > 1 \quad \text{NÃO OK!}$$

A verificação da instabilidade não foi cumprida, de acordo com a NBR 7190:1997.

Verificação da tensão de cisalhamento (τ) no pórtico:

A verificação do estado limite é satisfeita com a seguinte verificação:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

Sendo τ_d a máxima tensão de cisalhamento atuante na peça, determinada de acordo com os conceitos da resistência dos materiais, como:

$$\tau_d = \frac{8 \times V}{3 \times \pi \times D^2}$$

Onde:

D: diâmetro;

V: esforço cortante e

De acordo com a análise no SAP2000 temos que o esforço cortante máximo na peça é de 111,89 kN.

Portanto:

$$\tau_d = \frac{8 \times V}{3 \times \pi \times D^2} = \frac{8 \times 111,89}{3 \times \pi \times 0,3366^2} = 838,27 \frac{kN}{m^2}$$

onde:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

$$838,27 \leq 1.866,66 \quad \text{OK!}$$

Foi satisfeita a condição da NBR 7190:1997 para a tensão de cisalhamento.

Verificação para o estado limite de utilização (ELU)

Segundo item 9.2.1 da NBR 7190:1997 a flecha efetiva determinada pela soma das parcelas devidas à carga permanente e acidental não pode superar L/200 do vão, sendo L o comprimento do vão.

Pelo programa SAP2000, temos que a deformação mais crítica do pórtico superou 1,5 metros.

$$\frac{L}{200} = \frac{21,2062}{200} = 0,11 \text{ m} < 1,50 \text{ m} \quad \text{NÃO OK!}$$

Não foi satisfeita a condição do estado limite de utilização para o pórtico.

4.4.2 Travamento do pórtico

Verificação para o estado limite último (ELU)

O processo de verificação do travamento do pórtico é semelhante o realizado para o pórtico exemplificado no item anterior.

Os esforços críticos de cálculo são:

Momento Fletor de cálculo em torno de y: $14,59 \text{ kN} \times \text{m}$

Momento Fletor de cálculo em torno de x: $2,045 \text{ kN} \times \text{m}$

Força axial de compressão: $345,05 \text{ kN}$

Área da seção transversal $\varnothing=35 \text{ cm}$: $0,0963 \text{ m}^2$

Momento de Inércia $\varnothing=35 \text{ cm}$: $0,00074 \text{ m}^4$

Comprimento de flambagem: $L_o = 9,43 \text{ m}$

A Figura 58, Figura 59 e a Figura 60 representam os diagramas do momento fletor, esforço cortante e esforço normal máximo que atuam no travamento do pórtico.

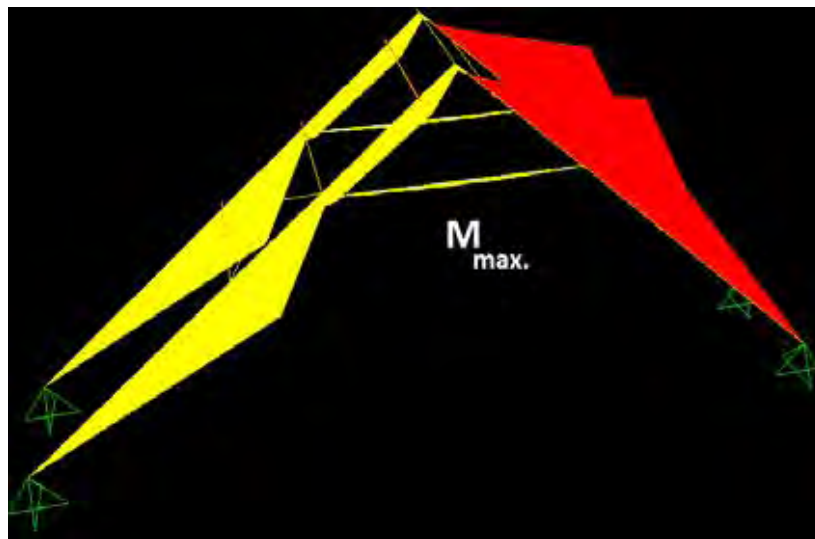


Figura 58- Diagrama do momento fletor atuante no travamento do pórtico

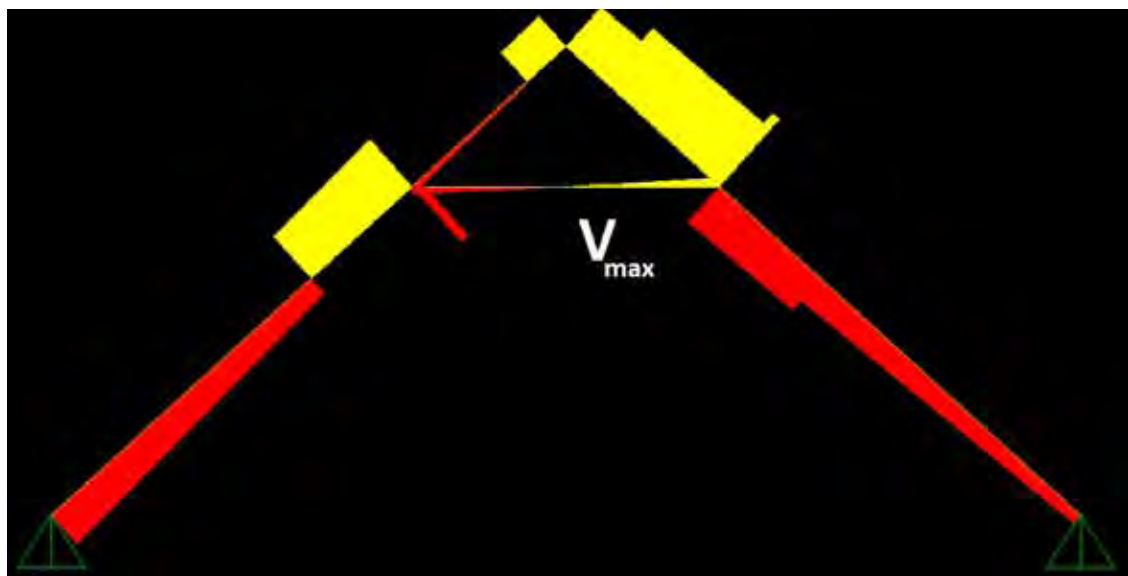


Figura 59- Diagrama do esforço cortante atuante no travamento do pórtico

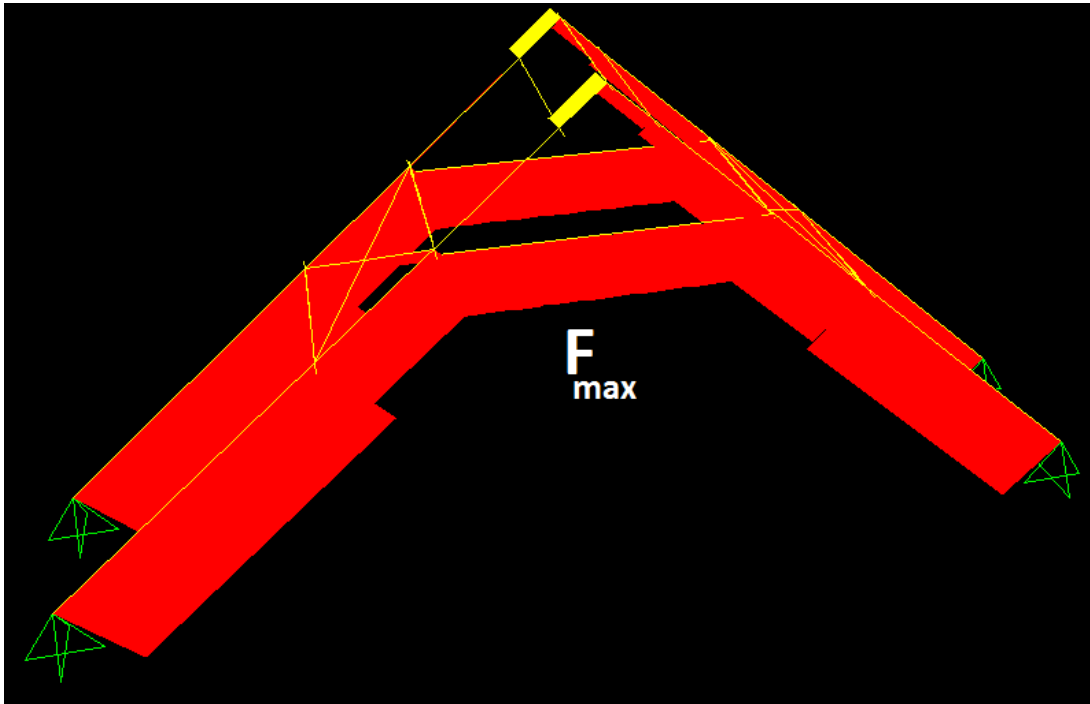


Figura 60- Diagrama do esforço normal atuante no travamento do pórtico

Cálculo do índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_0}{i_{min}} = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{9,43}{\sqrt{\frac{0,00074}{0,0963}}} = 107,58$$

Para a direção “x” e “y”, temos que o valor do índice de esbeltez é de 107,58, portanto, trata-se de uma peça esbelta, pois $80 < \lambda < 140$. A partir desta definição será verificada a estabilidade do travamento do pórtico na direção “y”, já que o maior momento se caracteriza nesta direção.

Cálculo da tensão atuante devido ao esforço normal:

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{F_d}{A} = \frac{345,05}{0,0963} = 3.583,07 \frac{kN}{m^2}$$

Cálculo da tensão atuante devido à flexão (σ_{Md}):

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times y$$

como o momento de cálculo é dado pela expressão:

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \times 10.920.000 \times 0,00074}{(9,43)^2} = 896,88 \text{ kN}$$

$$e_1 = \frac{h}{30} = \frac{0,30}{30} = 0,01$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} = \frac{9,43}{300} = 0,0315$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \times \left(e^{\left\{ \frac{\phi \cdot [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) \cdot N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) \cdot N_{qk}]} \right\}} - 1 \right)$$

Sabendo que:

$$\phi = 0,8 \text{ (Tabela 15 – NBR 7190:1997)}$$

$$\Psi_1 = 0,2$$

$$\Psi_2 = 0,4$$

$$N_{gk} = 29 \text{ kN}$$

$$N_{qk} = 253,565 \text{ kN}$$

$$e_{ig} = \frac{M_d}{N_d} = \frac{14,59}{345,05} = 0,0423$$

$$e_c = (0,0423 + 0,0315) \times \left(e^{\left\{ \frac{0,8 \cdot [29 + (0,2 + 0,4) \times 253,565]}{896,88 - [29 + (0,2 + 0,6) \times 253,565]} \right\}} - 1 \right)$$

$$e_c = 0,0167$$

$$e_{1,ef} = e_1 + e_a + e_c$$

$$e_{1,ef} = 0,01 + 0,0315 + 0,0167$$

$$e_{1,ef} = 0,0582$$

$$M_d = N_d \times e_{1,ef} \times \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

$$M_d = 345,05 \times 0,0582 \times \left(\frac{896,88}{896,88 - 345,05} \right)$$

$$M_d = 32,64 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times y = \frac{32,64}{0,00074} \times 0,15 = 6.616,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para a seguinte verificação temos:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{cd}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{cd}} \leq 1$$

$$\frac{3.659,07}{16000} + \frac{6.616,22}{16000} \leq 1$$

$$0,229 + 0,414 \leq 1$$

$$0,643 < 1 \quad \text{OK!}$$

A verificação da estabilidade esta de acordo com a NBR 7190:1997.

Verificação da resistência na flexocompressão do travamento do pórtico

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{cd}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{cd}} + k_M \times \frac{\sigma_{My,d}}{f_{cd}} \leq 1$$

Cálculo da tensão normal ($\sigma_{Nc,d}$):

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{F_d}{A} = \frac{345,05}{0,0963} = 3.583,08 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{Md,x} = \frac{M_{dx}}{I} \times y = \frac{2,045}{0,00074} \cdot 0,15 \Rightarrow \sigma_{Md,x} = 414,53 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{Md,y} = \frac{M_{dy}}{I} \times x = \frac{14,59}{0,00074} \cdot 0,15 \Rightarrow \sigma_{Md,x} = 2.957,44 \frac{kN}{m^2}$$

$$\left(\frac{3.583,08}{16000} \right)^2 + 1,0 \cdot \frac{414,53}{16000} + \frac{2.957,44}{16000} = 0,261 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Foi estabelecida a resistência do travamento do pórtico para os esforços solicitantes estabelecido pela NBR 7190:1997.

Verificação da tensão de cisalhamento (τ) no travamento do pórtico:

A verificação da segurança é satisfeita com a seguinte verificação:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

De acordo com a análise no SAP2000 temos que o esforço cortante máximo na peça é de 6,21 kN.

O momento de inércia da seção circular com um diâmetro de $\varnothing=35$ cm é de 0,00074 m⁴.

Portanto:

$$\tau_d = \frac{8 \times V}{3 \times \pi \times D^2} = \frac{8 \times 6,21}{3 \times \pi \times 0,35^2} = 43,03 \frac{kN}{m^2} \leq f_{v0,d} = 1.866,66 \frac{kN}{m^2} \quad \text{OK!}$$

Foi satisfeita a condição da NBR 7190:1997 para a tensão de cisalhamento no travamento do pórtico.

Verificação para o estado limite de utilização (ELU)

Segundo item 9.2.1 da NBR 7190:1997 a flecha efetiva determinada pela soma das parcelas devidas à carga permanente e acidental não pode superar L/200 do vão, sendo L o comprimento do vão.

Pelo programa SAP2000, temos que a deformação mais crítica do travamento do pórtico foi de 0,034 metros.

$$\frac{L}{200} = \frac{9,43}{200} = 0,047 \text{ m} > 0,034 \text{ m} \quad \text{OK!}$$

Foi satisfeita a condição do estado limite de utilização para o travamento do pórtico.

4.4.3 Travamento horizontal entre pórticos

Verificação para o estado limite último (ELU)

O processo de verificação do travamento horizontal de pórtico à pórtico é semelhante o realizado para o pórtico exemplificado em itens anteriores.

Os esforços críticos de cálculo são:

Momento Fletor de cálculo em torno de y: 63,29 kN × m

Momento Fletor de cálculo em torno de x: 45,08 kN × m

Força axial de compressão: 18,232 kN

Área da seção transversal Ø=35 cm: 0,0963 m²

Momento de Inércia Ø=35 cm: 0,00074 m⁴

Comprimento de flambagem: L_o = 6,0 m

A Figura 61, Figura 62 e a Figura 63 representam os diagramas do momento fletor, esforço cortante e esforço normal máximo que atuam no travamento horizontal entre pórticos.

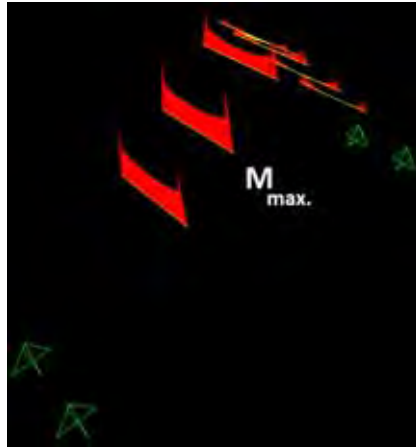


Figura 61- Diagrama do momento fletor atuante no travamento horizontal entre pórticos

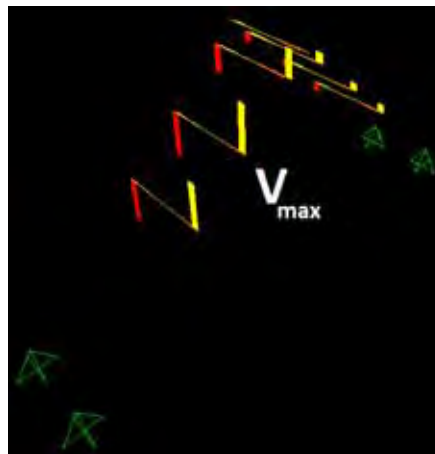


Figura 62- Diagrama do esforço cortante atuante no travamento horizontal no pórtico

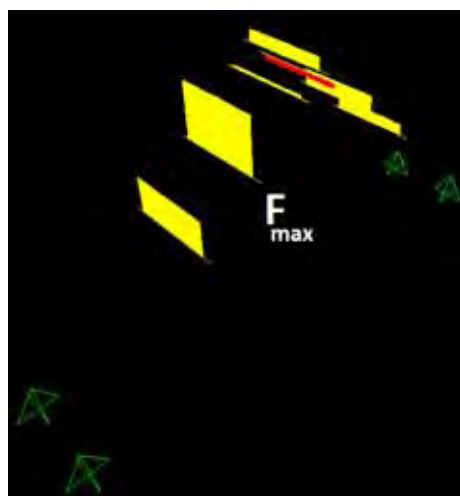


Figura 63- Diagrama do esforço normal atuante no travamento horizontal no pórtico

Cálculo do índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_0}{i_{min}} = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{6,0}{\sqrt{\frac{0,00074}{0,0963}}} = 68,45$$

Para a direção “x” e “y”, temos que o valor do índice de esbeltez é de 68,45, portanto, trata-se de uma peça medianamente esbelta, pois $40 < \lambda < 80$. A partir desta definição será verificada a instabilidade do travamento horizontal de pórtico à pórtico na direção “y”, já que o momento crítico se caracteriza nesta direção.

Cálculo da tensão atuante devido ao esforço normal:

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{F_d}{A} = \frac{18,232}{0,0963} = 189,33 \frac{kN}{m^2}$$

Cálculo da tensão atuante devido à flexão (σ_{Md}):

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times y$$

como o momento de cálculo é dado pela expressão:

$$M_d = N_d \times e_d$$

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{co,ef} I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \times 10.920.000 \times 0,00074}{(6)^2} = 2.215,40 \text{ kN}$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} = \frac{6,0}{300} = 0,02$$

$$e_i = \frac{M_d}{N_d} = \frac{63,29}{18,232} = 3,472$$

$$e_1 = e_i + e_a$$

$$e_1 = 3,472 + 0,02$$

$$e_1 = 3,492$$

$$e_d = e_1 \times \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

$$e_d = 3,492 \times \left(\frac{2.215,40}{2.215,40 - 18,232} \right)$$

$$e_d = 3,521 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$M_d = N_d \times e_d$$

$$M_d = 18,23 \times 3,521$$

$$M_d = 64,03 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$\sigma_{Md,y} = \frac{M_{dy}}{I} \times y = \frac{64,03}{0,00074} \cdot 0,175 = 15.142,23 \frac{kN}{m^2}$$

Para a seguinte verificação temos:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{cd}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{cd}} \leq 1$$

$$\frac{189,33}{16000} + \frac{15.142,23}{16000} = 0,96 \leq 1 \text{ OK!}$$

A verificação da instabilidade foi cumprida de acordo com a NBR 7190:1997.

Verificação da resistência a flexocompressão

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{cd}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{cd}} + k_M \times \frac{\sigma_{My,d}}{f_{cd}} \leq 1$$

Cálculo da tensão normal ($\sigma_{Nc,d}$):

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{F_d}{A} = \frac{18,232}{0,0963} = 189,33 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{Md,x} = \frac{M_{dx}}{I} \times y = \frac{45,08}{0,00074} \cdot 0,15 \Rightarrow \sigma_{Md,x} = 9.137,84 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{Md,y} = \frac{M_{dy}}{I} \times x = \frac{63,29}{0,00074} \cdot 0,15 \Rightarrow \sigma_{Md,y} = 12.829,06 \frac{kN}{m^2}$$

$$\left(\frac{189,33}{16000} \right)^2 + 1,0 \cdot \frac{9.137,84}{16000} + \frac{12.829,06}{16000} = 1,386 > 1,0 \text{ NÃO OK!}$$

Não foi estabelecida a resistência do travamento horizontal de pórtico à pórtico para os esforços solicitantes estabelecido pela NBR 7190:1997.

Verificação da tensão de cisalhamento (τ) no travamento horizontal entre pórticos.

A verificação da segurança é satisfeita com a seguinte verificação:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

De acordo com a análise no SAP2000 temos que o esforço cortante máximo na peça é de 126,86 kN.

Portanto:

$$\tau_d = \frac{8 \times V}{3 \times \pi \times D^2} = \frac{8 \times 126,86}{3 \times \pi \times 0,35^2} = 879,04 \frac{kN}{m^2} \leq 1.866,66 \text{ OK!}$$

Foi satisfeita a condição da NBR 7190:1997 para a tensão de cisalhamento no travamento horizontal de pórtico à pórtico.

Verificação para o estado limite de utilização (ELU)

Segundo item 9.2.1 da NBR 7190:1997 a flecha efetiva determinada pela soma das parcelas devidas à carga permanente e acidental não pode superar $L/200$ do vão, sendo L o comprimento do vão.

Pelo programa SAP2000, temos que a deformação mais crítica do travamento horizontal de pórtico à pórtico foi de 0,044 metros.

$$\frac{L}{200} = \frac{6,0}{200} = 0,03 \text{ m} < 0,044 \text{ m} \quad \text{NÃO OK!}$$

Não foi satisfeita a condição do estado limite de utilização para o travamento horizontal de pórtico à pórtico.

4.4.4 Contraventamento metálico entre os pórticos

Verificação para o estado limite último (ELU)

O esforço predominante é de tração na barra, com o valor de 20,76 kN. Foi usado aço A36 da ASTM com uma resistência ao escoamento de $f_y = 250$ MPa.

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$F_{res.} \geq F_d$$

Sendo:

$F_{res.}$: esforço resistente e

F_d .esforço solicitante.

Esforço solicitante: $F_d = 20,76$ kN

A Figura 64 representa o diagrama do esforço normal máximo que atua no contraventamento metálico entre os pórticos.

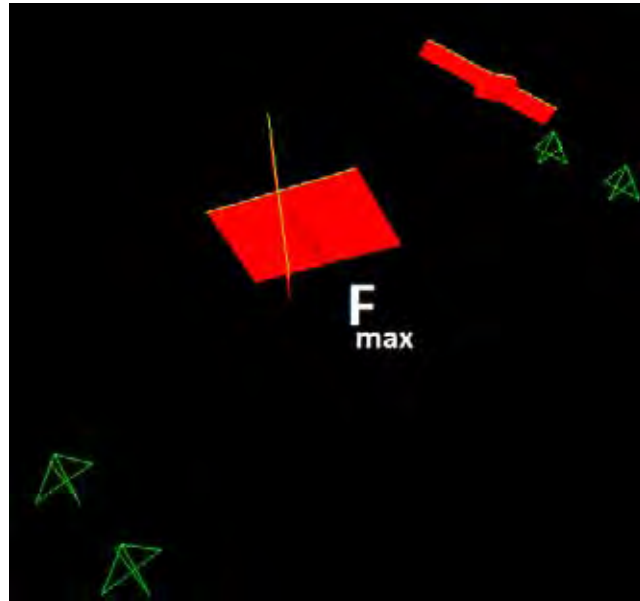


Figura 64- Diagrama do esforço normal atuante no contraventamento metálico entre os pórticos.

A = área da seção circular da barra metálica com um diâmetro de $\varnothing=25,4$ mm.

Cálculo da tensão resistente:

$$F_{res.} = \frac{A \times f_y}{\gamma}$$

A = área bruta da seção circular e

f_y = resistência ao escoamento do aço

$$\gamma = 1,1$$

$$F_{res.} = \frac{A \times f_y}{\gamma} = \frac{0,00051 \times 250000}{1,1} = 115,91 \text{ kN}$$

Sendo assim:

$$F_{res.} \geq F_d.$$

$$115,91 > 20,76 \quad \text{OK!}$$

Cumpra a verificação de resistência do material.

4.5 Verificação dos elementos estruturais que constituem o tabuleiro.

4.5.1 Transversinas

Verificação para o estado limite último (ELU)

Os esforços críticos de cálculo são:

Momento Fletor de cálculo em torno de y: $149,24 \text{ kN} \times \text{m}$

Área da seção transversal $\varnothing=35 \text{ cm}$: $0,096 \text{ m}^2$

Momento de Inércia $\varnothing=35 \text{ cm}$: $0,00074 \text{ m}^4$

A Figura 65 e a Figura 66 representam os diagramas do momento fletor e o esforço cortante máximo que atuam nas transversinas.

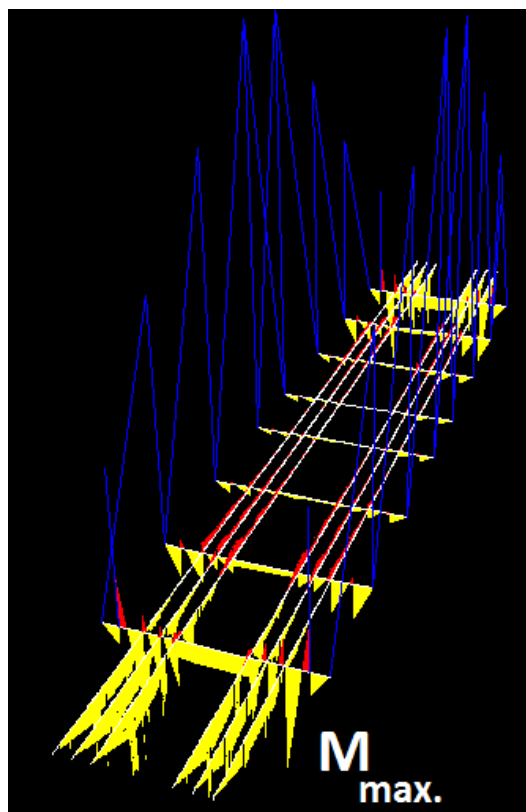


Figura 65- Diagrama do momento fletor atuante nas transversinas

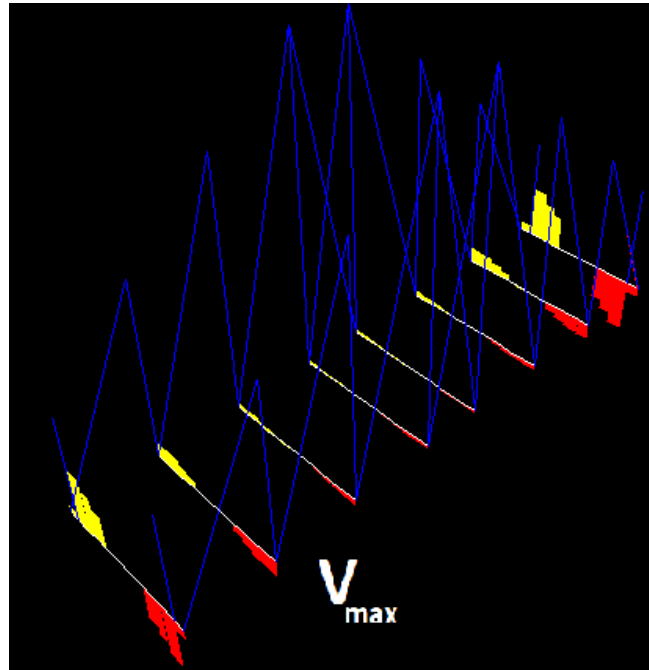


Figura 66- Diagrama do esforço cortante atuante nas transversinas

Para a verificação da resistência na transversina temos a seguinte condição:

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{c0,d}$$

$$\sigma_{t2,d} \leq f_{t0,d}$$

onde:

$f_{t0,d}$: resistência a tração paralela as fibras;

$\sigma_{c1,d}$ e $\sigma_{t2,d}$ são respectivamente as tensões atuantes de cálculo nas bordas mais comprimidas e mais tracionada da seção transversal considerada.

$$\sigma_{c1,d} = \frac{M_d}{I} \times y$$

$$\sigma_{t1,d} = \frac{M_d}{I} \times y$$

temos:

$$\sigma_{c1,d} = \sigma_{t1,d}$$

$$f_{c0,d} = f_{t0,k}$$

Cálculo da tensão normal ($\sigma_{Nc,d}$):

$$\sigma_{c1,d} = \sigma_{t1,d} = \frac{149,24}{0,00074} \times 0,15 = 30.251,36 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{c0,d}$$

$$30.251,36 > 16.000,0 \quad \text{NÃO OK}$$

A resistência das transversinas aos esforços solicitantes estabelecido pela NBR 7190:1997 não foi cumprida.

Verificação da tensão de cisalhamento (τ) nas transversinas.

A verificação da segurança é satisfeita com a seguinte verificação:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

De acordo com a análise no SAP2000 temos que o esforço cortante máximo na peça é de 298,87 kN.

Portanto:

$$\tau_d = \frac{8 \times V}{3 \times \pi \times D^2} = \frac{8 \times 298,87}{3 \times \pi \times 0,35^2} = 2.070,93 \frac{kN}{m^2} > f_{v0,d} = 1.866,66 \quad \text{NÃO OK!}$$

Não foi satisfeita a condição da NBR 7190:1997 para a tensão de cisalhamento nas transversinas.

Verificação para o estado limite de utilização (ELU)

Segundo item 9.2.1 da NBR 7190:1997 a flecha efetiva determinada pela soma das parcelas devidas à carga permanente e acidental não pode superar L/200 do vão, sendo L o comprimento do vão.

Pelo programa SAP2000, temos que a deformação mais crítica das transversinas foi de 0,02 metros.

$$\frac{L}{200} = \frac{6,0}{200} = 0,03 \text{ m} \geq 0,02 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Foi satisfeita a condição do estado limite de utilização para as transversinas.

4.5.2 Longarinas

Verificação para o estado limite último (ELU)

Os esforços críticos de cálculo são:

Momento Fletor de cálculo em torno de y: $122,94 \text{ kN} \times \text{m}$

Área da seção transversal $\varnothing=35 \text{ cm}$: $0,096 \text{ m}^2$

Momento de Inércia $\varnothing=35 \text{ cm}$: $0,00074 \text{ m}^4$

A Figura 67 e a Figura 68 representam os diagramas do momento fletor e o esforço cortante máximo que atuam nas longarinas.

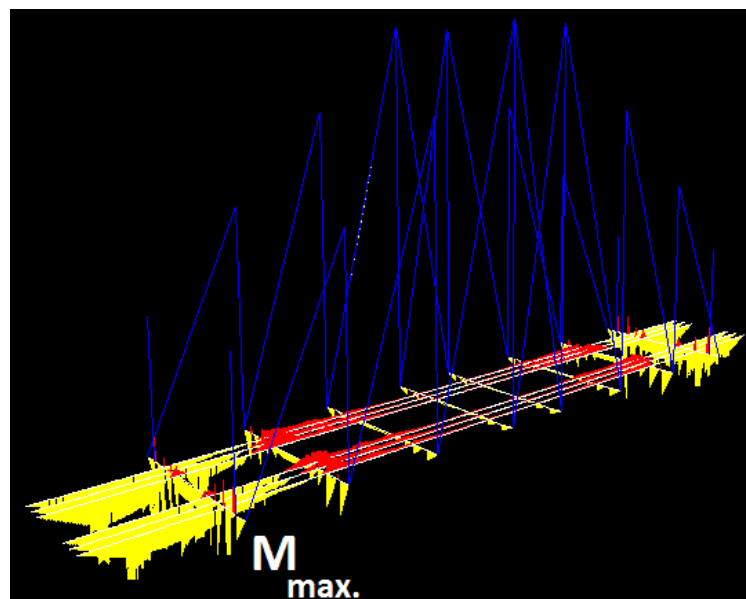


Figura 67- Diagrama do momento fletor atuante nas longarinas

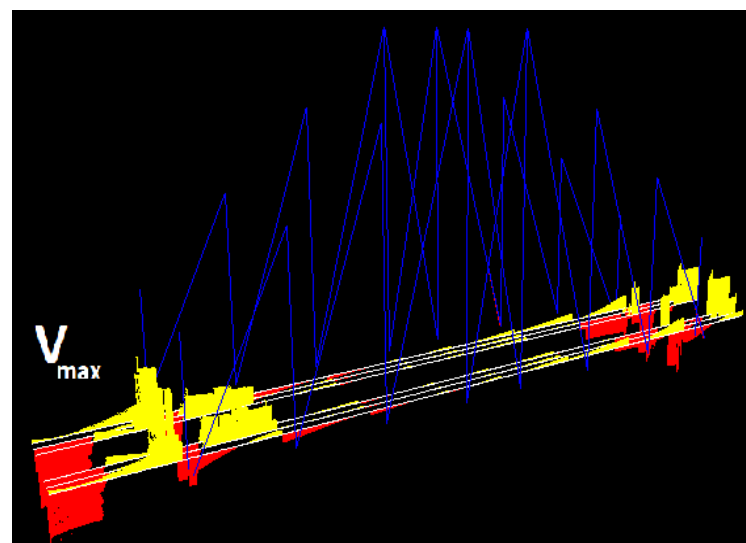


Figura 68- Diagrama do esforço cortante atuante nas longarinas

Para a verificação da resistência na longarina temos a seguinte condição:

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{c0,d}$$

$$\sigma_{t2,d} \leq f_{t0,d}$$

onde:

$f_{t0,d}$: resistência a tração paralela as fibras;

$\sigma_{c1,d}$ e $\sigma_{t2,d}$ são respectivamente as tensões atuantes de cálculo nas bordas mais comprimidas e mais tracionada da seção transversal considerada.

$$\sigma_{c1,d} = \frac{M_d}{I} \times y$$

$$\sigma_{t1,d} = \frac{M_d}{I} \times y$$

temos:

$$\sigma_{c1,d} = \sigma_{t1,d}$$

$$f_{c0,d} = f_{t0,k}$$

Cálculo da tensão normal ($\sigma_{Nc,d}$):

$$\sigma_{c1,d} = \sigma_{t1,d} = \frac{122,94}{0,00074} \times 0,15 = 24.920,28 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{c0,d}$$

$$24.920,28 > 16.000,0 \quad \text{NÃO OK!}$$

A resistência das longarinas aos esforços solicitantes estabelecido pela NBR 7190:1997 não foi cumprida.

Verificação da tensão de cisalhamento (τ) nas longarinas.

A verificação da segurança é satisfeita com a seguinte verificação:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

De acordo com a análise no SAP2000 temos que o esforço cortante máximo na peça é de 113,50 kN.

Portanto:

$$\tau_d = \frac{8 \times V}{3 \times \pi \times D^2} = \frac{8 \times 113,50}{3 \times \pi \times 0,35^2} = 786,47 \frac{kN}{m^2} \leq 1.866,66 \quad \text{OK!}$$

Foi satisfeita a condição da NBR 7190:1997 para a tensão de cisalhamento nas longarinas.

Verificação para o estado limite de utilização (ELU)

Segundo item 9.2.1 da NBR 7190:1997 a flecha efetiva determinada pela soma das parcelas devidas à carga permanente e acidental não pode superar L/200 do vão, sendo L o comprimento do vão.

Pelo programa SAP2000, temos que a deformação mais crítica das transversinas foi de 0,004 metros.

$$\frac{L}{200} = \frac{3,33}{200} = 0,017 \text{ m} \geq 0,004 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Foi satisfeita a condição do estado limite de utilização para as longarinas.

4.5.3 Tirantes que fazem a ligação entre o tabuleiro e o pórtico.

O esforço predominante é de tração na barra, com o valor de 158,27 kN. Foi usado duas barras de aço A36 da ASTM com uma resistência ao escoamento de $f_y = 250$ MPa.

A seguinte condição deve ser satisfeita:

$$F_{res.} \geq F_d.$$

Sendo:

$F_{res.}$: esforço resistente e

$F_d.$: esforço solicitante.

Cálculo do esforço solicitante: $F_d = 158,27$ kN

A Figura 69 representa o diagrama do esforço normal máximo que atuam nos tirantes que fazem a ligação entre o tabuleiro e o pórtico.

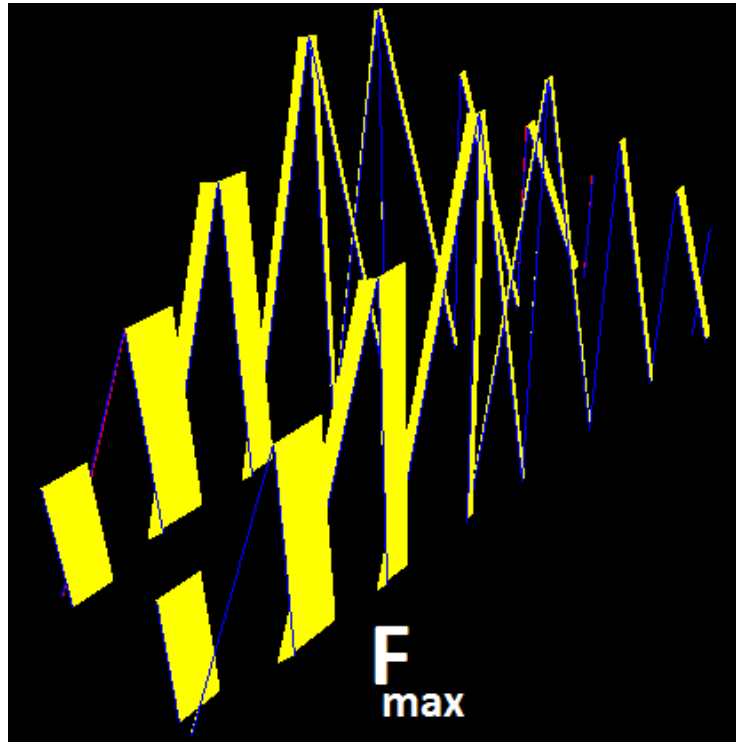


Figura 69- Diagrama dos esforços normal máximo que atuam nos tirantes

A = área da seção circular da barra metálica com um diâmetro de $\varnothing=25,4$ mm.

Cálculo do esforço resistente:

$$F_{res.} = \frac{A \times f_y}{\gamma}$$

A = área bruta da seção circular e

f_y = resistência ao escoamento do aço

$\gamma = 1,1$

$$F_{res.} = \frac{A \times f_y}{\gamma} = \frac{2 \times 0,00051 \times 250000}{1,1} = 231,81 \text{ kN}$$

Sendo assim:

$$F_{res.} \geq F_d.$$

$$231,81 > 158,27 \quad \text{OK!}$$

Cumpra a verificação de resistência do material.

4.6 Estudo da viabilidade do pórtico sem a aplicação do pré-tensionamento

Com o propósito de estudar a viabilidade do pórtico sem a aplicação do pré-tensionamento, será estimada a seguir a quantidade de pórticos necessários para satisfazer os critérios da NBR 7190:1997.

Assim como o item 4.4.1 deste trabalho, não foi satisfeita o índice de esbeltez do poste que compõe o pórtico, sendo assim, para satisfazer esta condição, foi reposicionado o travamento do pórtico de tal forma que o índice de esbeltez máximo seja de 140.

A Figura 70 representa a nova posição do travamento do pórtico e a Figura 71 é uma vista tridimensional do novo pórtico modificado.

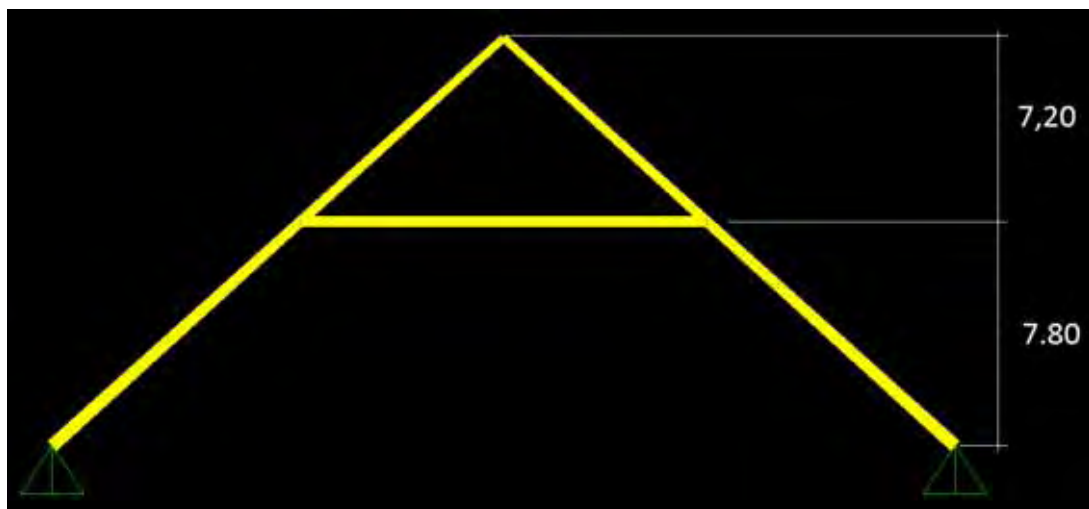


Figura 70- Novo posicionamento do travamento do pórtico a 7.80 metros da base.

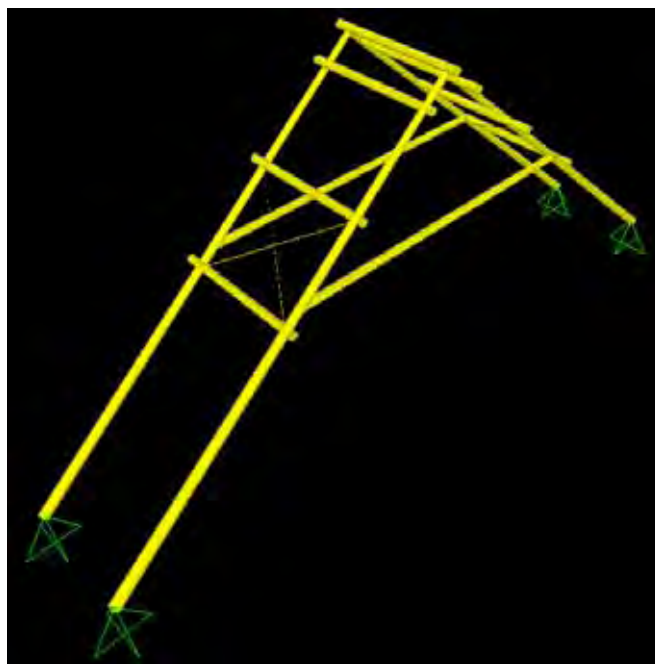


Figura 71 - Vista tridimensional da nova configuração do pórtico

O processo de verificação do pórtico é idêntico ao realizado no item 4.4.1 deste trabalho.

Os esforços críticos de cálculo são:

Momento Fletor de cálculo em torno de y: $2,58 \text{ kN} \times \text{m}$

Momento Fletor de cálculo em torno de x: $506,90 \text{ kN} \times \text{m}$

Força axial de compressão: $390,30 \text{ kN}$

Área da seção transversal $\varnothing=35 \text{ cm}$: $0,0963 \text{ m}^2$

Momento de Inércia $\varnothing=35 \text{ cm}$: $0,00074 \text{ m}^4$

Com a realização dos cálculos, constatou-se que o mesmo não cumpre os critérios estabelecidos pelo estado limite último e de serviço da NBR 7190:1997. Para o pórtico estar de acordo com as normas técnicas há a necessidade superior a 8 pórticos para cada lado da estrutura, num total de 16 pórticos, tornando-se inviável sua construção.

No propósito de viabilizar o sistema estrutural, foi realizado as verificações para vãos menores que 30 metros. Reduzindo o vão para 15 metros há a necessidade de no mínimo 4 pórticos para cada lado da estrutura, não sendo ainda viável. Para se utilizar apenas um pórtico de cada lado como proposto pela Galvani Engenharia com vão reduzido para 15 metros, teríamos que ter um diâmetro médio de aproximadamente 70 cm. Além disso, para este ou menores vãos há sistemas estruturais mais eficientes, conforme exemplos apresentados na revisão bibliográfica deste trabalho.

5 DISCUSSÕES

O trabalho faz a análise do comportamento estrutural de uma estrutura de uma ponte, com destaque ao pórtico tensionado que será responsável pela sustentação principal do tabuleiro, proposto pelo seu idealizador engenheiro Rodolfo Galvani.

Na primeira etapa deste estudo, procurou-se realizar e representar de uma maneira satisfatória o modelo para uma análise numérica em um programa de elementos finitos, como SAP2000.

Este estudo parte do pressuposto, que quando aplicado o pré-tensionamento no pórtico há um ganho considerável na eficiência da estrutura, devido aos esforços gerados serem contrários aos que a estrutura será submetido durante a sua vida útil, conforme mostra a Figura 72.

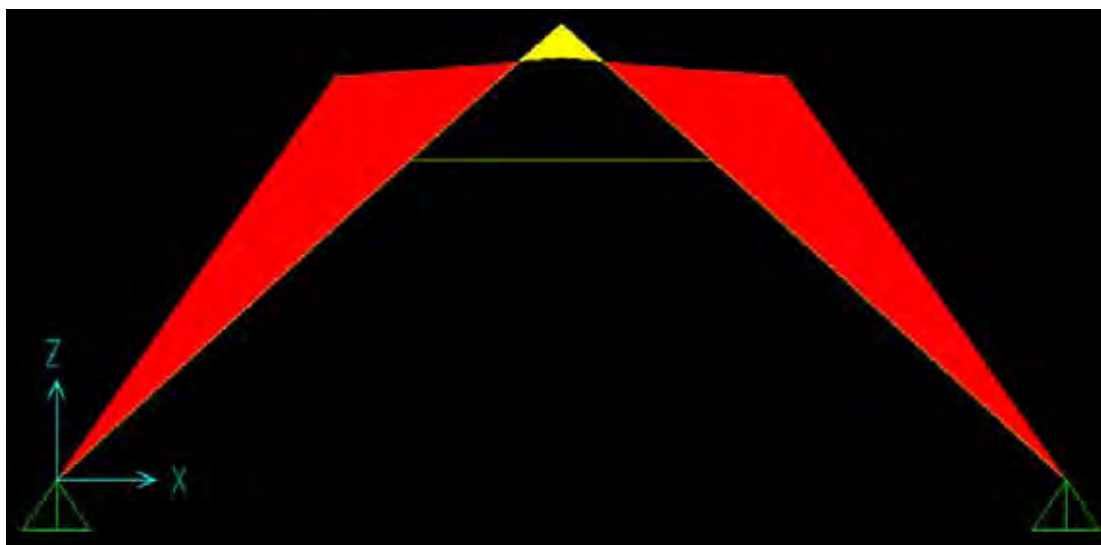


Figura 72- Gráfico do momento fletor devido ao pré-tensionamento horizontal aplicado na base do pórtico, com valor máximo igual a 116,61 kNxm.

Mas com a aplicação dos carregamentos na estrutura observamos um comportamento estrutural diferente ao que era esperado. Devido à redistribuição dos esforços, há uma concentração de tensão no pórtico comprometendo seu desempenho e, portanto, não há melhorias na análise das tensões, além disso, torna a estrutura instável.

Para efeito de comparação temos a Figura 73, que demonstra o momento fletor atuante no pórtico sem a aplicação do recalque na base do mesmo. O momento fletor máximo é de 351,45 kN.m. Já na Figura 74 são aplicados os mesmos carregamentos com a pré-tensão já

efetuada no pórtico, o momento máximo é de 462,14 kN.m, sendo assim, não é viável esta solução devido ao acréscimo de momento no pórtico.

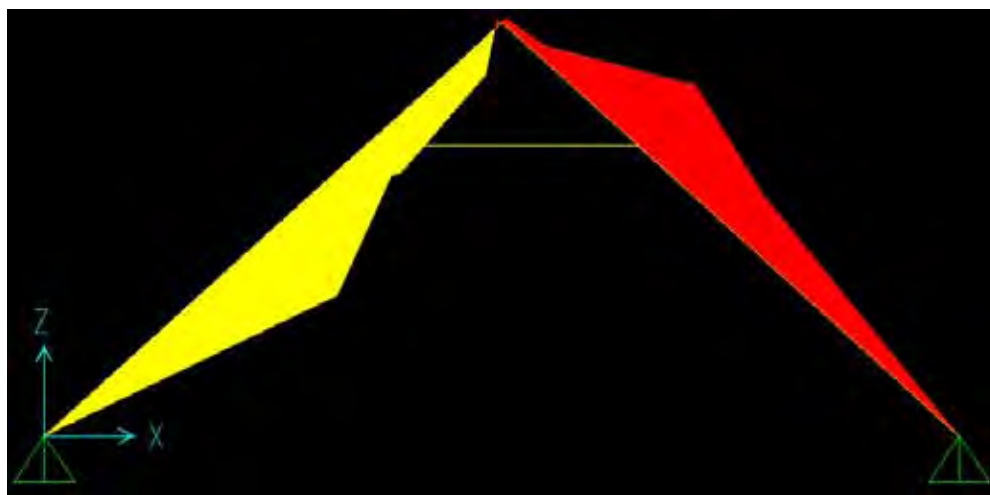


Figura 73- Momento fletor de uma combinação de cálculo sem a aplicação do pré-tensionamento horizontal com momento máximo igual a 351,45 kN.m.

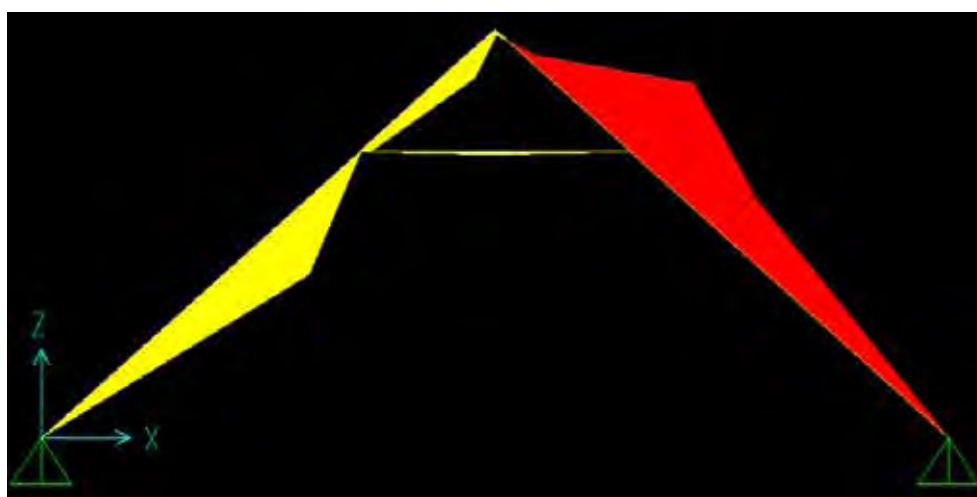


Figura 74 - Momento fletor de uma combinação de cálculo com aplicação do pré-tensionamento horizontal na base do pórtico com o momento máximo igual a 462,14 kN.m.

Na verificação de cálculo os elementos estruturais não cumpriram com os critérios estabelecidos pela NBR 7190:1997, comprometendo a segurança estrutural da ponte.

A estrutura sem a aplicação do pré-tensionamento também não mostrou-se satisfatória, além da necessidade de um grande número de pórticos o mesmo se encaixa em uma estrutura de pequenos vãos, competindo com sistemas estruturais de maior viabilidade, sendo assim, o sistema não viável.

6 CONCLUSÕES

Após a análise do sistema estrutural proposto pelo seu idealizador Engenheiro Rodolfo Galvani, foi demonstrado que esta estrutura não é viável segundo a NBR 7190:1997, pois alguns estados limites foram ultrapassados, com tensões que excedem o valor limite de resistência da estrutura para o vão requerido.

O sistema de tirantes responsáveis pela ligação do tabuleiro ao pórtico e pelo contraventamento entre os pórticos, não demonstraram eficácia, sendo alguns elementos pouco solicitados, havendo má distribuição de esforços e com baixo exercício da função dos mesmos.

Na análise da influência do pré-tensionamento na estrutura, observou-se um acréscimo de tensão no pórtico de acordo com a posição do trem tipo ao longo do tabuleiro, portanto, para essas condições este sistema não é vantajoso.

Com a análise da estrutura sem a aplicação do pré-tensionamento e com a redução do vão, o resultado ainda permaneceu insatisfatório devido ao número excessivo de pórticos e se comparado a outros sistemas estruturais torna-se desvantajoso.

Podemos concluir que este sistema estrutural não é funcional. Seu sistema construtivo não resultou como o esperado, tornando-se muito complexo. A ponte que foi a fonte de inspiração para este projeto, construída neste sistema em São João da Boa Vista-SP pela Galvani Engenharia acredita-se não estar atendendo as especificações das normas NBR-7190:1997 e NBR-7188:1984, pois sua utilização é com veículos leves de 20 kN e a norma requer veículo tipo mínimo de 120 kN.

Como sugestão poderia diminuir o ângulo do pórtico para dinamizar o tamanho dos postes e talvez usar um sistema de travamento com peças de madeira simulando uma treliça para melhor distribuição dos esforços.

REFERÊNCIAS

ABDALLA, A. C. P. B. **Utilização de madeira de eucalipto em estruturas de pontes**. 2002. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Superior de Agricultura “Luiz de Queiroz”, Universidade de São Paulo, Piracicaba, 2002.

AMERICAN LUMBER STANDARD COMMITTEE. **American softwood lumber standard**. Germantown: ALSC, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7188/82**: carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1982. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 8456/84**: postes de eucalipto preservado para redes de distribuição de energia elétrica. Rio de Janeiro, 2003a. 31 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7189/85**: cargas móveis para projeto estrutural de obras rodoviárias. Rio de Janeiro, 1985. 2 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6123/88**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7190/97**: projeto de estruturas de madeiras. Rio de Janeiro, 1997. 170 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 8681/03**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003b. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PRODUTORES DE FLORESTAS PLANTADAS – ABRAF. **Anuário estatístico da ABRAF, ano base de 2008**. Brasília, 2009. 120 p. Disponível em: <<http://www.abraflor.org.br/estatisticas/ABRAF09-BR.pdf>>. Acesso em: 10 mar. 2010.

BRITO, L. D. **Recomendações para o projeto e construção de estruturas com peças roliças de madeira de reflorestamento**. 2010. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

BUSNARDO, C. A. et al. Estudo comparativo da qualidade da madeira de algumas espécies de eucaliptos tropicais. In: CONGRESSO ANUAL DA ABCP, 11., 1978, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABCP, 1978. p. 191-197.

CALIL JÚNIOR, C. et al. **Manual de projeto e construção de pontes de madeira**. São Carlos: USP/EESC, 2006. 252 p.

COMPUTER AND STRUCTURES, Inc. – CSI. **Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE**. Berkeley, 2007.

CUNHA, R. D. A. O eucalipto roliço na arquitetura brasileira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 9., 2004, Cuiabá. **Anais...** Cuiabá: S.n., 2004. CD-ROM.

HELLMEISTER, J. **Pontes de eucalipto citriodora**. 1978. 85 f. Tese (Livre Docência) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1978.

HELLMEISTER, J. Pontes de eucalipto citriodora. In: ENCONTRO BRASILEIRO DE MADEIRAS E DAS ESTRUTURAS DE MADIERA - EBRAMEM, 1., 1983, São Carlos. **Anais...** São Carlos: USP/EESC, 1983.

HELLMEISTER, J. C. **Sobre a determinação das características físicas da madeira**. 1973. 161 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1973.

MARTINS, M. **Pontes de madeira do Mato Grosso do Sul: estudo de caso**. Ilha Solteira, 2004. 137 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2004.

MATTHIESEN, J. A. **Contribuição ao estudo das pontes de eucalipto citriodora**. 1987. 220 f. Tese (Doutorado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1987.

OKIMOTO, F. S.; CALIL JÚNIOR, C. **Pontes protendidas de madeira**. São Carlos: USP/EESC, 2002. p. 25-48. (Cadernos de engenharia de estruturas, 18).

PRATA, D. O. **Pontes protendidas de madeira**. 1995. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

MADEIRA nobre de eucalipto. **Revista Referência**: a revista da indústria da madeira e do móvel, Curitiba, ano 10, n. 86, dez. 2008. Disponível em: <<http://www.revistareferencia.com.br/index.php>>. Acesso em: 15 jan. 2010.

O'CONNOR, C. **Pontes**: superestruturas. Rio de Janeiro: Ed. da USP, 1975. v. 1.

O'CONNOR, C. **Pontes**: superestruturas. Rio de Janeiro: Ed. da USP, 1976. v. 2.

WOLF, R.; MURPHY, J. Strength of small-diameter round and tapered bending members. **Forest Products Journal**, Madison, v. 55, p. 50-55, 2005.