



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá

CAROLINA MONTENEGRO NOVO

AGILSON MARIA DE OLIVEIRA JÚNIOR

PONTES DE MADEIRAS PARA PEQUENOS VÃOS
PARA SITUAÇÕES EMERGENCIAIS

Guaratinguetá
2012

CAROLINA MONTENEGRO NOVO
AGILSON MARIA DE OLIVEIRA JÚNIOR

PONTES DE MADEIRAS PARA PEQUENOS VÃOS
PARA SITUAÇÕES EMERGENCIAIS

Trabalho de Graduação apresentado
ao Conselho de Curso de Graduação
em Engenharia Civil da Faculdade
de Engenharia do Campus de
Guaratinguetá, Universidade
Estadual Paulista, como parte dos
requisitos para obtenção do diploma
de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni

Guaratinguetá
2012

N945p	Novo, Carolina Montenegro Pontes de Madeira para pequenos vãos para situações emergenciais / Carolina Montenegro Novo, Agilson Maria de Oliveira Júnior – Guaratinguetá : [s.n], 2014. 112 f. : il. Bibliografia : f. 94 Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2014. Orientador: Prof. Dr. Antonio Wanderley Terni 1. Pontes de madeira 2. Pontes – Projetos e construção I. Oliveira Júnior, Agilson Maria de II. Título CDU 625.745.1
-------	---

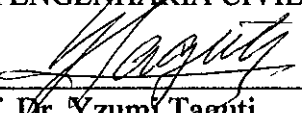
**PONTES DE MADEIRA PARA PEQUENOS VÃOS
PARA SITUAÇÕES EMERGENCIAIS**

CAROLINA MONTENEGRO NOVO

AGILSON DE OLIVEIRA MARIA JÚNIOR

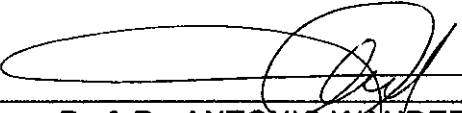
ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO PARA A OBTENÇÃO
DO DIPLOMA DE
GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL

APROVADA EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Prof. Dr. Yzumi Taguti
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dr. ANTONIO WANDERLEY TERNI
Orientador/UNESP-FEG



Prof. Dr. YZUMI TAGUTI
UNESP-FEG

Dezembro de 2012

DADOS CURRICULARES

CAROLINA MONTENEGRO NOVO

NASCIMENTO 27.07.1989 – FOZ DO IGUAÇU / PR

FILIAÇÃO Wilson Vieira Novo
Sheila Mara Remédio Montenegro Novo

2008/2012 Curso de Graduação em Engenharia Civil, na
Faculdade de Engenharia do Campus de
Guaratinguetá da Universidade Estadual Paulista

AGILSON MARIA DE OLIVEIRA JÚNIOR

NASCIMENTO 11.03.1987 – SÃO PAULO / SP

FILIAÇÃO Agilson Maria de Oliveira
Maria Alves Barbosa

2007/2012 Curso de Graduação em Engenharia Civil, na
Faculdade de Engenharia do Campus de
Guaratinguetá da Universidade Estadual Paulista

*“Nas grandes batalhas da vida, o primeiro passo
para a vitória é o desejo de vencer.”*

Mahatma Gandhi

NOVO, C.M. & JUNIOR, A.M.O. **Pontes de Madeira Para Pequenos Vãos Para Situações Emergenciais**. 2012. 112 f. Trabalho de Graduação (Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2012.

RESUMO

No Brasil há muitos casos de cidades que sofrem com enchentes. Muitas vezes destroem grande parte da estrutura da cidade, ilhando e isolando muitas famílias. Contar com medidas de emergência para estes casos e para casos similares é de extrema importância.

Este trabalho propõe o desenvolvimento de um projeto de uma ponte de madeira que pode ser utilizada em situações emergenciais como ocorre em situações de enchentes e principalmente em estradas vicinais. Considera-se uma tipologia estrutural da ponte que possui, entre outras características, a de fácil transporte dos elementos e a montagem. O desenvolvimento realizado é, nesta etapa inicial do projeto, apenas das verificações e do dimensionamento dos elementos estruturais referentes a superestrutura da ponte. Para este intento, vale-se de programas computacionais, fundamentalmente o *PCFrame* e o *VISUAL TACO*. O primeiro permite modelar a estrutura e determinar os esforços de cálculo nos elementos e segundo auxilia nas verificações e dimensionamento em conformidade com as normas técnicas brasileiras para pontes de madeira.

A madeira utilizada no projeto é o *Eucalipto Saligna* de fácil aquisição e manipulação na região do Vale do Paraíba. A ponte neste caso de aplicação deve ter as características de possuir curto tempo de execução, simplicidade de montagem da estrutura e custo relativamente baixo.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes de Madeira. Dimensionamento de pontes.

NOVO, C.M. & JUNIOR, A.M.O. **Pontes de Madeira Para Pequenos Vãos Para Situações Emergenciais**. 2012. 112 f. Graduate Work (Civil Engineering) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2012.

ABSTRACT

In Brazil there are many cases of cities that suffer from flooding. It often destroys much of the structure of the city, and isolates many families. Relying on emergency measures for these cases and similar cases is of utmost importance.

This paper proposes the development of a project of a timber bridge that can be used in emergency situations such as occurs in situations of floods and especially on side roads. It is considered one type of structural bridge which has, among other characteristics, an easy transportation and assembly of the elements. The development is carried out, at this early stage of the project, only about the verification and sizing of structural elements of the superstructure of the bridge. For this purpose, it relies on computer programs, and fundamentally on PCFrame Visual Taco. The first allows you to model the structure and determine the efforts of calculating the elements, and the second one assists at the scaling and the verifications in accordance with the Brazilian technical standards for timber bridges.

The wood used in the project comes from the tree *Eucalyptus saligna*, which is easy to acquaint and manipulate and comes from the region *Vale do Paraíba*. The bridge in this case of application should have the characteristics mentioned below: short execution time, simplicity of structure and an assembly of a relatively low cost.

KEYWORDS: Timber bridges. Verification and sizing of structural elements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Golden Gate.	17
Figura 2 – Tower Bridge	17
Figura 3 – Ponte Du Gard.....	18
Figura 4 - Viaduto de Millau	18
Figura 5 – Ponte da Baía de Hangzhou	19
Figura 6 – Ponte do Brooklyn	19
Figura 7 - Vista aérea de São Luiz do Paraitinga após enchente.....	21
Figura 8 - Vista de São Luís de Paraitinga submersa após enchente	22
Figura 9 - Ponte Bailey.....	24
Figura 10 - Disposição das cargas móveis em planta.....	27
Figura 11– Veículos–tipo	28
Figura 12 - Forças longitudinais em pontes rodoviárias	30
Figura 13 - Forças longitudinais em pontes ferroviárias	31
Figura 14 - Vento sobre passarela.	32
Figura 15 - Vento sobre veículo	33
Figura 16 - Vento sobre trem.....	33
Figura 17 - Força no guarda–corpo	34
Figura 18 - Força no guarda – rodas.....	34
Figura 19 – Fexão simples reta.....	46
Figura 20 – comprimento efetivo engastadas em uma extremidade	48
Figura 21 – Comprimento efetivo em que ambas as extremidades.....	49
Figura 22 - Croqui modelo proposto	53
Figura 23- Perspectiva do modelo proposto	54
Figura 24 - Planta veículo Tipo e Multidão.....	55
Figura 25 - Corte A-A (Rodas dianteiras)	55
Figura 26 - Corte B - B (Rodas Traseiras)	55
Figura 27- Esquema longitudinal da carga móvel (para E.L.U.).....	57
Figura 28 - Incidência do vento.....	58
Figura 29- Tabuleiro + Longarina	58
Figura 30- Longarina inferior.....	59
Figura 31– Montante	59
Figura 32– Carrregada.....	60
Figura 33– Legenda barras 1	63
Figura 34– Legenda barras 2	63
Figura 35– Longarina	64
Figura 36- Dois elementos iguais.....	64
Figura 37– Montante	66
Figura 38– Diagonal.....	66
Figura 39 - Contraventamento Vertical.....	67

Figura 40 - Contraventamento horizontal.....	68
Figura 41– Transversina	68
Figura 42 – Parâmetros.....	70
Figura 43– Material	70
Figura 44– Seções.....	71
Figura 45- Casos de carregamento	72
Figura 46– Combinações	72
Figura 47- Coordenadas dos nós	73
Figura 48– Barras	74
Figura 49- Seções das barras	74
Figura 50– Articulação	75
Figura 51– Grupos	75
Figura 52- Carregamento nas barras.....	76
Figura 53- Tela PC FRAME (carregamento móvel)	76
Figura 54- Tela PC FRAME (vento com ponte descarregada)	77
Figura 55- Tela PC FRAME (vento com ponte carregada).....	77
Figura 56- Tela PC FRAME (carga permanente).....	78
Figura 57- Tela PC FRAME (deformação estrutura)	79
Figura 58- Tela Visual Taco (tela inicial)	80
Figura 59- Tela Visual Taco (seleção das unidades).....	81
Figura 60- Tela Visual Taco (dimensionamento da seção transversal).....	81
Figura 61- Tela Visual Taco (comprimento da barra).....	82
Figura 62- Tela Visual Taco (definição do tipo de madeira)	83
Figura 63- Tela Visual Taco (coeficiente de Modificação).....	83
Figura 64- Tela Visual Taco (coeficiente de Fluência)	84
Figura 65- Tela Visual Taco (carregamentos).....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Pesos específicos dos materiais de construção usuais.....	26
Tabela 2 – Características dos Veículos.....	28
Tabela 3 - Ações permanentes de pequena variabilidade.....	36
Tabela 4 - Ações permanentes de grande variabilidade	36
Tabela 5 – Ações variáveis.....	36
Tabela 6 – Fatores de combinação e de utilização	36
Tabela 7 – Classes de umidade.....	39
Tabela 8 – Valores de	41
Tabela 9 – Valores de	41
Tabela 10 – Valores usuais para carregamentos de longa duração	43
Tabela 11 – Coeficiente de fluência ϕ	52
Tabela 12– Forças axiais máximas nas barras por grupos	79
Tabela 13 – Aceitação das peças as solicitações	91
Tabela 14– Forças axiais máximas nas barras por grupos após novo dimensionamento.....	92
Tabela 15 – Aceitação das peças as solicitações após novo dimensionamento	93

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1.1	Definição	14
1.2	História	15
1.3	Pontes famosas pelo mundo	16
2	MOTIVAÇÃO	20
2.1	Enchente no Município de São Luiz do Paraitinga:	20
2.2	Enchente no município de Cunha:.....	22
3	UMA FILOSOFIA DE PONTE EM MÓDULOS.....	23
3.1	Ponte Bailey	23
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
4.1	Ações em pontes de madeira:	25
4.2	Ações Usuais em Pontes de Madeira	26
4.2.1	Cargas permanentes.....	26
4.2.2	Cargas acidentais verticais	26
4.2.3	Impacto Vertical	29
4.2.4	Impacto lateral	30
4.2.5	Forças longitudinais	30
4.2.6	Força centrífuga.....	31
4.2.7	Força no guarda-corpo.....	34
4.2.8	Força no guarda-rodas.....	34
4.3	Combinações e Ações em Pontes de Madeira.....	35
4.3.1	Combinações últimas normais (Estados limites últimos):	37
4.3.2	Combinações de longa duração (Estados limites de utilização).....	37
4.4	Propriedades das madeiras	37
4.4.1	Generalidades	37
4.4.2	Densidade	38
4.4.3	Resistência.....	38
4.4.4	Rigidez.....	39
4.4.5	Umidade	39
4.5	Valores Representativos	40

4.5.1	Coeficientes de modificação	40
4.5.2	Coeficientes de ponderação da resistência para estados limites últimos.....	41
4.5.3	Coeficiente de ponderação para estados limites de utilização	41
4.6	Dimensionamento – Estado Limite Últimos – Esforços resistentes em estados limites últimos	42
4.6.1	Critérios gerais	42
4.6.2	Tração paralela às fibras.....	42
4.6.3	Compressão normal às fibras	43
4.6.4	Peças de seção circular	43
4.7	Dimensionamento – Estado Limite Últimos – Solicitações normais	44
4.7.1	Tração	44
4.7.2	Compressão	44
4.7.3	Flexão simples reta.....	45
4.7.4	Flexotração	46
4.7.5	Flexocompressão.....	47
4.8	Estabilidade	47
4.8.1	Generalidades	48
4.8.2	Excentricidade accidental mínima	49
4.8.3	Compressão de peças curtas	49
4.8.4	Compressão de peças medianamente esbeltas.....	49
4.8.5	Compressão de peças esbeltas.....	51
5	DIMENSIONAMENTO DA PONTE.....	53
5.1	Carga móvel	54
5.2	Impacto vertical.....	56
5.3	Combinação das ações.....	60
5.3.1	<i>Estado Limite Último</i> (combinações últimas normais)	60
5.4	Seções Transversais.....	62
6	PROGRAMA PC – FRAME.....	69
6.1	Resultados obtidos pelo PC-FRAME.....	79
7	PROGRAMA <i>Visual TACO</i>	80
7.1	Resultados obtidos pelo <i>Visual Taco</i>	85

7.1.1	Cálculos de verificação à tração	85
7.1.2	Cálculos de verificação à compressão	86
8	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	92
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS	93
	REFERÊNCIAS	94
	ANEXO A	95
	ANEXO B	96

1 INTRODUÇÃO

1.1.1 Definição

Denomina-se ponte toda a obra destinada a vencer obstáculos que impeçam a continuidade de uma via.

Os obstáculos existentes podem ser lagos, rios, vales, braços de mar e, até, outras vias, sendo que obras que atravessam vales secos designam-se por viadutos.

Tecnicamente pontes e viadutos são classificados como Obras de Arte Especiais.

Uma ponte, em termos estruturais, pode ser dividida em três partes:

- a) *Infraestrutura*,
- b) *Mesoestrutura* e
- c) *Superestrutura*.

De acordo com Odebrecht (2002), a infraestrutura é a parte da ponte por onde os esforços recebidos da mesoestrutura são transferidos para o terreno sobre o qual a obra é implantada.

Os blocos, as sapatas, as estacas, os tubulões, entre outros elementos, são os constituintes da infraestrutura, assim como as peças de ligação dos diversos elementos entre si e destes com a meso estrutura.

A mesoestrutura é constituída pelos pilares que são os elementos que recebem os esforços da superestrutura e os oriundos das ações sobre os próprios pilares, transferindo-os para a infraestrutura.

A superestrutura é composta, em geral, por lajes e vigas principais e secundárias.

Trata-se do elemento de suporte direto do extrato.

Os encontros são considerados por alguns autores como elementos constituintes da infraestrutura e por outros da mesoestrutura. Estes elementos têm características variáveis, contudo têm a função principal de absorver o empuxo dos aterros de acesso.

1.2 História

Segundo registros históricos, as primeiras pontes surgiram de forma natural pela queda de troncos das árvores sobre os rios, criando a possibilidade de passagens à outra margem.

O homem aperfeiçoou os “incidentes” naturais e passou a criar outras pontes feitas de troncos, de pedras e pranchas associando-as a outros tantos recursos disponíveis na natureza, como cipós, cordas, pedras e travas feitas com pedaços de madeira, para que estas não fossem derrubadas facilmente permitindo a ida e a volta para o destino.

As primeiras pontes foram construídas com estrutura bastante simples e utilizavam madeira e pedras como materiais de construção.

Segundo Pinho *et al*, as mais antigas pontes de pedra foram construídas em Roma empregando a técnica de arcos aprendida com os etruscos.

Dentre as pontes de pedra mais antigas pode-se citar três que ainda hoje servem à população local, que são a de Fabrício (62 A.C.), São Ângelo (134 D.C.) e Céstio (365 D.C.).

Há notícias que pontes de madeira foram utilizadas pelos romanos para a travessia de rios e lagos.

Durante o período do Renascimento, o arquiteto Palladio construiu vãos de 30 m com treliças triangulares.

Exemplos deste tipo de estrutura são as pontes Grubenmann, sobre o Rio Reno, em Schaffhausen, na Suíça, com dois vãos de 52 m e 59 m e a ponte sobre o Rio Elba em Wittemberg, na Alemanha, com 14 vãos de 56 m em treliça.

No fim do século XVIII iniciou-se a fase de transição entre as pontes de madeira para as pontes metálicas.

Esta transição durou aproximadamente 40 anos, iniciando e terminando em uma mesma geração.

Inicialmente foram construídas em ferro fundido, sendo a ponte construída pelo exército alemão sobre o Rio Oder, na Prússia, a primeira ponte a utilizar este material em sua construção.

Já a primeira a ser construída totalmente em ferro fundido situa-se sobre o Rio Severn, Inglaterra (1779), com um vão de 31 m, 15 de largura e com 59 m de comprimento total (BROWN, 1993).

Segundo Brown (1993), as primeiras pontes treliçadas totalmente feitas em aço foram construídas nos Estados Unidos (1840), Inglaterra (1845), Alemanha (1853) e Rússia (1857).

Entre 1850 e 1880, foram construídas as primeiras pontes em aço no Brasil. As pontes em concreto armado apareceram no início do século XX.

Estas possuíam os tabuleiros em concreto armado e suas estruturas de sustentação eram construídas em arcos triarticulados de concreto simples.

O concreto armado só veio a ser utilizado na mesoestrutura a partir de 1912, quando as pontes de viga e de pórtico, com vãos de até 30 m, começaram a ser construídas.

Em 1938 o concreto protendido começou a se difundir como material de construção de pontes, mas somente após o final da Segunda Guerra Mundial que começou a ser utilizado com frequência.

Mesmo com todo o avanço de tecnologia e todos os estudos realizados, pode-se ainda dizer que construir com madeira é um meio bem econômico, pois é um material abundante, resistente, de boa durabilidade, tem fácil manuseio e permite o seu transporte com relativa facilidade.

1.3 Pontes famosas pelo mundo

As pontes desempenham um papel importantíssimo para o sistema viário do mundo, graças a elas as pessoas economizam tempo para o deslocamento entre certos pontos, além

de não precisarem se arriscar de alguma maneira perigosa durante o trajeto de algum deslocamento.

Seguem abaixo algumas pontes famosas pelo mundo, que por suas superestruturas acabaram virando símbolos de algumas cidades.



Figura 1 – Golden Gate.

Fonte: what it costs <http://www.whatitcosts.com/img/golden_gate_bridge.gif>

Segundo Allen (1992), a ponte Golden Gate está localizada na entrada da baía de São Francisco, no estado da Califórnia, nos Estados Unidos.

A ponte é o principal cartão postal da cidade e é considerado um marco na construção de pontes pênisis. Foi concluída em 1973 e possui um vão de 1.280 metros.



Figura 2 – Tower Bridge

Fonte: portal UOL <<http://www.essaseoutras.xpg.com.br/wp-content/uploads/2011/08/tower-bridge-london.jpg>>

A Tower Bridge é uma ponte-báscula e está localizada sobre o Rio Tâmesa, na cidade de Londres, capital do Reino Unido. Foi inaugurada em 1894 e atualmente é um dos pontos turísticos mais visitados da cidade, além de ser conhecida como uma das pontes mais famosas do mundo.



Figura 3 – Ponte Du Gard

Fonte: avignon-et-provence < <http://www.avignon-et-provence.com/tourisme/pont-du-gard/img/pont-du-gard-12.jpg> >

A Ponte Du Gard está localizada no sul da França. A ponte é construída em três níveis, foi construída por volta do século I A.C e possui 49 m de altura e 275 m de comprimento.



Figura 4 - Viaduto de Millau

Fonte: <http://3.bp.blogspot.com/-JwfrVnBqZf8/TcW-4wKcaal/AAAAAAAAE1A/1cTIIy1Ow4Q/s1600/millau_o_viaduto_mais_alto_do_mundo.jpg>

O Viaduto de Millau está localizado no sul da França e é a ponte multi-cabos mais alta do mundo e montada em tempo recorde de apenas 38 meses, realmente curto considerando suas grandes dimensões.

O tabuleiro do viaduto tem 2.460 metros de comprimento, 32 metros de largura e 4,2 metros de espessura.



Figura 5 – Ponte da Baía de Hangzhou

Fonte: < <http://blog.fillity.com.br/wp-content/uploads/2011/11/bl17.jpg>>

A ponte da Baía de Hangzhou está localizada no leste da China e liga Xangai à cidade de Nigbo. Trata-se de uma ponte rodoviária com uma porção de ponte estaiada.



Figura 6 – Ponte do Brooklyn

Fonte: < http://3.bp.blogspot.com/_W-5QHHXylIE/TIk5qRKCbfl/AAAAAAAAAr4/IHrSRa6Lo-w/s1600/Foto+8+%E2%80%93+Brooklyn+Bridge-1a.jpg>

Foi concluída em 2008 e é atualmente uma das maiores pontes marítimas do mundo, com 36.000 metros de comprimento.

A ponte está localizada na cidade de Nova York, situada sobre o Rio East ligando os distritos de Manhattan e Brooklyn.

A ponte foi concluída em 1883 e é uma das mais antigas pontes de suspensão nos Estados Unidos, com extensão de 1.834 metros.

2 MOTIVAÇÃO

No Brasil há inúmeros casos já registrados de enchentes que causaram grandes catástrofes, destruindo muitas cidades, ocasionando verdadeiras tragédias para toda uma população.

Dois casos específicos em municípios paulistas do Vale do Paraíba, São Luiz do Paraitinga e Cunha, foram vitimados por enchentes e serviram de mote para o estudo desenvolvido neste trabalho para verificar a viabilidade de pontes emergenciais, para casos de desastres semelhantes.

2.1 Enchente no Município de São Luiz do Paraitinga:

De acordo com a publicação do dia 2 de janeiro de 2010, do portal de notícias R7, no primeiro dia do ano de 2010, a cidade de São Luiz do Paraitinga sofreu com a grande quantidade de chuva que atingiu a região do Vale do Paraíba.

A chuva alagou São Luiz do Paraitinga e aproximadamente 9.000 pessoas, quase toda população, foram obrigadas a deixar suas casas.

Prédios históricos, construídos em séculos passados foram danificados.



Figura 7 - Vista aérea de São Luiz do Paraitinga após enchente
Fonte: Lucas Lacaz Ruiz/A13

Com o grande volume de chuva, o Rio Paraitinga, que corta a cidade, transbordou e o nível do rio subiu aproximadamente 15 metros e inundou praticamente todo o município.

Todo o centro histórico foi inundado, deixando imóveis totalmente cobertos.

A cidade ficou isolada e todos os acessos por terra foram interditados deixando toda a população sem energia e com o fornecimento de água bem comprometido.

De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), a população estimada da cidade, em 2009, era de 10.908 pessoas.

Nos dias após a enchente, a Defesa Civil contabilizou 4.000 pessoas desabrigadas que foram devidamente encaminhadas para abrigos públicos e 5.000 desalojados, que aguardaram a água baixar em casas de amigos ou parentes.

Equipes dos bombeiros usaram botes para resgatar as vítimas e levavam os desabrigados para as áreas altas da cidade, além de contar também com a ajuda do exército no auxílio dos trabalhos de resgate.



Figura 8 - Vista de São Luís de Paraitinga submersa após enchente

Fonte: portal R7 notícias <<http://noticias.r7.com/sao-paulo/noticias/centro-historico-de-sao-luis-nao-esta-mais-alagado-20100104.html>>

2.2 Enchente no município de Cunha:

O Município de Cunha a 241 km de São Paulo é uma cidade turística do Vale do Paraíba que também foi atingida pelo temporal no início de 2010.

De acordo com a matéria publicada no dia 3 de janeiro de 2012, pelo portal de notícias G1, a cabeceira da ponte do Rio Paraitinga na cidade, na rodovia SP-171, Paulo Virgínio, e a cabeceira da ponte do Rio Jacui no km 40 da mesma rodovia desmoronaram e a rodovia ficou, então, totalmente interditada.

O município de Cunha, segundo o IBGE, possui cerca de 1,2 mil km² e mais de 2000 km de estradas rurais.

Com as chuvas ocorridas na virada do ano, mais de 400 pontes foram arrancadas ou danificadas pelas águas e quase mil barreiras precisaram ser removidas e, com isso, diversos bairros rurais ficaram isolados.

3 UMA FILOSOFIA DE PONTE EM MÓDULOS

A Ponte Bailey, uma ponte modular e portátil, foi usada como filosofia para o dimensionamento da estrutura da ponte do projeto.

A Ponte Bailey foi desenvolvida utilização em momentos emergenciais, propondo possuir mobilidade, tempo curto de execução e outros fatores semelhantes aos vislumbrados neste projeto.

3.1 Ponte Bailey

Segundo Harpur (1991), a *Ponte Bailey* foi desenvolvida pelos britânicos durante a Segunda Guerra Mundial para uso militar e trata-se de tipo de ponte portátil, pré-fabricada.

Uma das grandes vantagens da *Ponte Bailey* é que em sua execução não é necessário o uso de ferramentas e equipamentos pesados para construção.

A madeira e os elementos de aço utilizados formavam pequenas e leves partes, sendo transportados em caminhões até o local da montagem e levantados com a mão sem ajuda de guindastes ou máquinas pesadas.

Estruturas similares as *Pontes Bailey* continuam a ser amplamente utilizadas em projetos de engenharia civil para fornecer passagens temporárias para o tráfego de pedestres e de veículos.

Historicamente, Donald Bailey era um funcionário público, trabalhador do Gabinete de Guerra britânico durante a Segunda Guerra Mundial e teve uma ideia para uma ponte nova e fora dos padrões da época.

Seu projeto era um sistema modular de ponte, leve, mas forte e muito versátil de aço.



Figura 9 - Ponte Bailey

Fonte: exército brasileiro < http://www.exercito.gov.br/image/journal/article?img_id=404390&t=1298571024554 >

O projeto provou ser uma das maiores invenções da Segunda Guerra Mundial e estava destinado a desempenhar um papel significativo na vitória da Guerra (HARPUR, 1991).

Tendo apresentado a ideia a seus superiores, o design inovador foi desenvolvido com sucesso e testado pelo Governo britânico.

Posteriormente chamada *Bailey Bridge*, foi adotada como padrão como ponte militar em 1941 e amplamente utilizada durante toda a campanha europeia.

Em 1947, cerca de 2.000 Pontes Bailey tinham sido construídas (HARPUR, 1991).

Uma grande característica que faz a ponte Bailey se tornar tão bem sucedida e única, é o seu design modular e o fato de que podem ser montadas com ajuda mínima de equipamentos pesados .

A maioria, se não todos, os projetos anteriores para pontes militares, necessitavam de guindastes para levantar a ponte pré-montada e abaixá-las no lugar.

As peças da Ponte Bailey eram feitas de padrão de ligas de aço e simples o suficiente para que as peças feitas em fábricas diferentes pudessem ser completamente intermutáveis.

Cada parte individual pode ser transportada por um pequeno número de homens, e permite que os engenheiros do exército pudessem se mover mais facilmente e mais rapidamente do que antes, na preparação do caminho para as tropas.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 Ações em pontes de madeira:

Segundo Calil (2006), as ações são as causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas.

Nas pontes, essas ações podem ser dos seguintes tipos:

✓ *Ações permanentes:*

São aquelas que ocorrem durante toda vida útil da construção, com valores constantes ou de pequena variação em torno de um valor médio, como por exemplo, o peso próprio da estrutura.

✓ *Ações variáveis:*

São aquelas cuja ocorrência é significativa na vida durante toda a vida da construção, como por exemplo, o vento.

✓ *Ações excepcionais:*

São aquelas cuja probabilidade de ocorrência é muito baixa e que têm duração extremamente curta, entretanto, não podem ser desconsideradas no projeto de determinadas estruturas.

4.2 Ações Usuais em Pontes de Madeira

4.2.1 Cargas permanentes

A carga permanente é constituída pelo peso próprio dos elementos estruturais e pelo peso das partes fixas não estruturais, como revestimentos, guarda-corpo, guarda-rodas, lastros, etc. Entram ainda como peso próprio não estrutural as ações diretas ou indiretas consideradas como permanentes.

De acordo com a NBR 7190 (1997), para o peso próprio da estrutura, admite-se que a madeira esteja na classe 1 de umidade (12%). Nas estruturas com conexões de elementos metálicos, o peso próprio dessas peças metálicas é admitido como 3% do peso próprio da madeira.

Ações diretas ou indiretas avaliadas como permanentes.

Tabela 1 - Pesos específicos dos materiais de construção usuais
Fonte: NBR 7190

Material	Peso (kN/m³)
Concreto Simples	24
Concreto Armado	25
Revestimento Asfáltico	24
Aço	78
Lastro de Brita	17
Madeira	6 a 12

4.2.2 Cargas acidentais verticais

Segundo a NBR 7190, as cargas acidentais verticais são consideradas como de longa duração e atuam em função da utilização da construção (pessoas e veículos).

✓ *Passarelas de Pedestres:*

Classe única com $p = 5 \text{ kN/m}^2$, sem impacto.

✓ *Pontes Rodoviárias:*

As pontes são divididas em três (3) classes:

Classe 45: Veículo-tipo pesando 450 kN,

Classe 30: Veículo-tipo pesando 300 kN e

Classe 12: Veículo-tipo pesando 120 kN.

A Figura 10 apresenta a disposição em planta destes carregamentos.

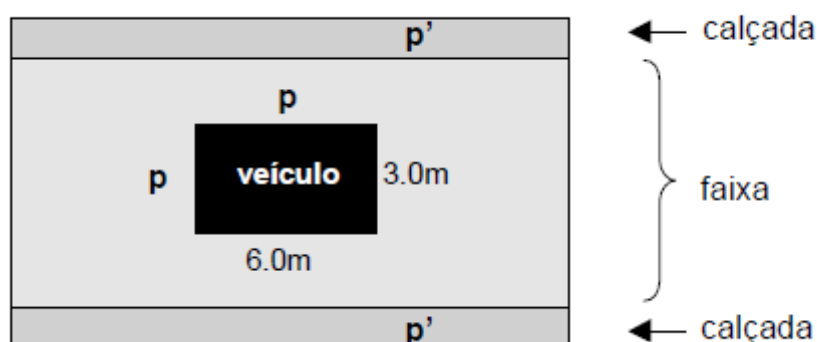


Figura 10 - Disposição das cargas móveis em planta
Fonte: Calil, Manual de Pontes de Madeira

A

Tabela 2 apresenta as características dos veículos para as três classes e a Figura 11 apresenta os detalhes dos mesmos.

Tabela 2 – Características dos Veículos
Fonte: NBR 7190

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	3
Peso total do veículo	kN - tf	450-45	330-30	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

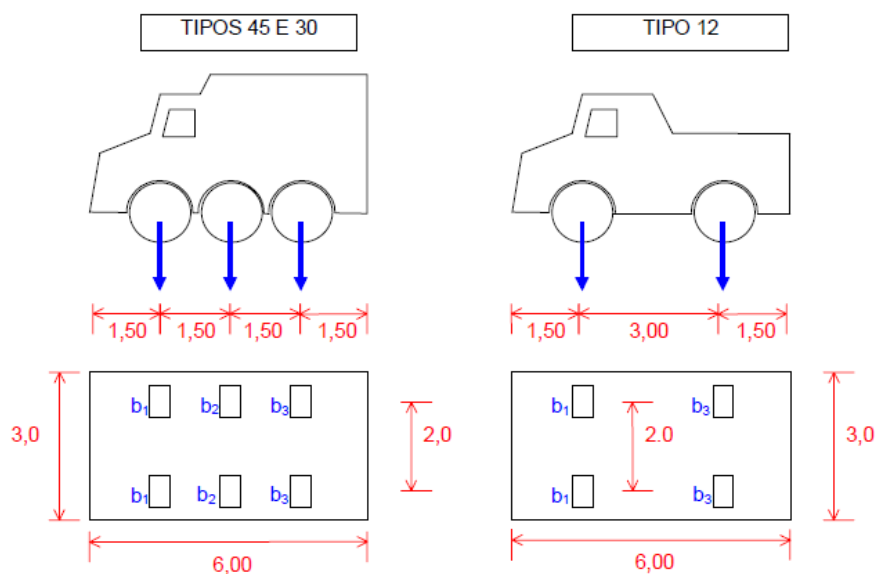


Figura 11– Veículos-tipo
Fonte: Calil, Manual de Pontes de Madeira

4.2.3 Impacto Vertical

De acordo com a NBR 7190 (1997), o impacto vertical é considerado uma ação de curta duração.

Em pontes de madeira para levar em consideração o acréscimo de solicitações em decorrência deste impacto, os valores característicos das cargas móveis devem ser multiplicados pelo coeficiente φ dado por

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L}, \quad (1)$$

onde

Para ponte em viga L é o vão teórico do tramo;

Para ponte em placa L é o menor dos vãos;

Para pontes ferroviárias o coeficiente α vale 50;

Para pontes rodoviárias com revestimento de madeira o coeficiente α vale 20 e

Para pontes rodoviárias com revestimento de concreto ou asfalto o coeficiente α vale 12.

Não se leva em consideração o impacto vertical nos encontros, pilares maciços e fundações, nem nos passeios das pontes.

De acordo com a NBR 7190 (1997), 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 devidas ao impacto vertical serão multiplicadas por 0,75.

Para os elementos metálicos deve-se considerar a totalidade do impacto vertical.

4.2.4 Impacto lateral

O impacto lateral deve ser considerado apenas nas pontes ferroviárias provocadas pela folga entre rodas e trilhos, sendo que esse valor deve ser de 20% da carga do eixo mais pesado.

No caso de pontes curvas não se deve somar os efeitos do impacto lateral com o da força centrífuga que, segundo a NBR 7190, deve-se considerar o efeito mais desfavorável.

4.2.5 Forças longitudinais

Segundo a NBR 7190 (1997), as forças longitudinais são forças de curta duração, devidas à aceleração ou à frenagem dos veículos.

✓ *Pontes Rodoviárias:*

Em pontes rodoviárias a F_{long} deve ser aplicada sem impacto, 2,00 m acima da superfície de rolamento.

O valor de F_{long} não deve ser menor a:

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

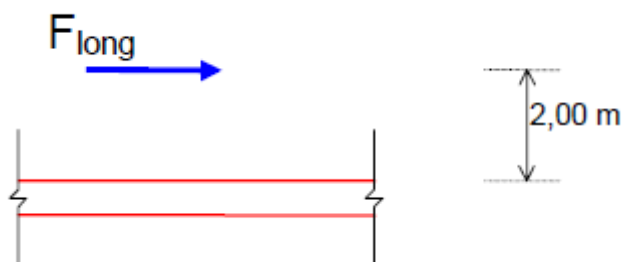


Figura 12 - Forças longitudinais em pontes rodoviárias
Fonte: Calil, Manual de Pontes de Madeira

✓ *Pontes Ferroviárias:*

Em pontes ferroviárias a F_{long} deve ser aplicada sem impacto, 2.40 metros acima do topo do trilho.

Se for via múltipla, aplicar somente em uma linha.

O valor de F_{long} não deve ser menor a:

- 15% da carga móvel (frenagem) e
- 25% do peso total sobre os eixos motores (aceleração).

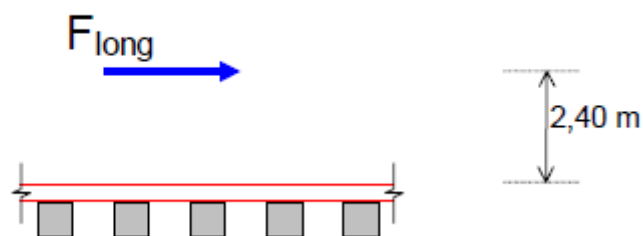


Figura 13 - Forças longitudinais em pontes ferroviárias
Fonte: Calil, Manual de Pontes de Madeira

4.2.6 Força centrífuga

A força centrífuga é de curta duração que acontece em pontes curvas.

✓ *Pontes Rodoviárias:*

Em pontes rodoviárias a F_{cent} deve ser aplicada a uma altura de 2,00 metros acima da superfície de rolamento com impacto vertical no peso.

O valor de F_{cent} deve ser:

- 20% do peso do veículo por faixa de tráfego, quando o raio de curvatura $R \geq 300$ metros. 25
- $600/R$ % do peso do veículo por faixa de tráfego, quando o raio de curvatura $R \geq 300$ metros.

✓ Pontes Ferroviárias:

Em pontes ferroviárias a F_{cent} deve ser aplicada com impacto vertical no peso, a uma altura de 1.60 metros acima do topo dos trilhos.

O valor de F_{cent} deve ser:

- Bitola 1,60 m: 12 % da carga móvel quando $R \leq 1000$ m
(1200/R)% quando $R > 1000$ m.
- Bitola 1,00 m: 8% da carga móvel quando $R \leq 600$ m.
(4800/R)% quando $R > 600$ m.

Vento

A natureza da ação do vento é de curta duração.

A ação do vento nas edificações segue o disposto na NBR-6123.

Pela NBR-7190/97 a ação do vento sobre veículos e pedestres deve ser considerada como segue:

✓ Passarela de Pedestres:

Deve possuir valor característico igual a 1,80 kN/m (horizontal) aplicado a uma altura de 0,85 m acima do piso.

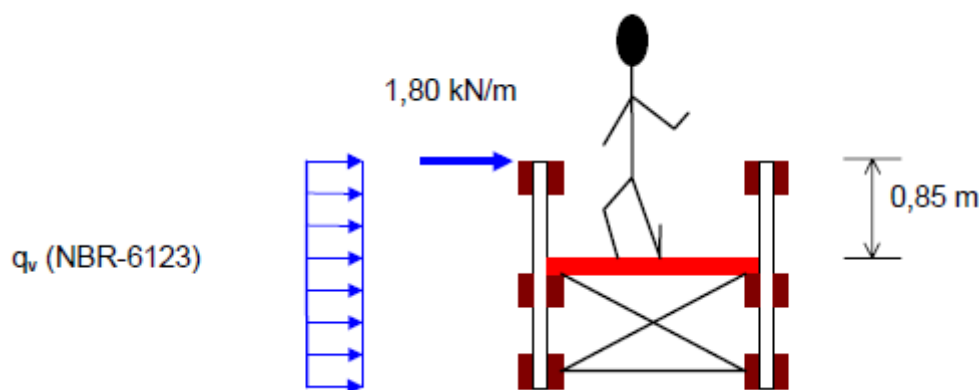


Figura 14 - Vento sobre passarela.
Fonte: Calil, Manual de Pontes de Madeira

✓ *Pontes Rodoviárias:*

Deve possuir valor característico igual a 2,00 kN/m (horizontal) aplicado a uma altura de 1,20 m acima da superfície de rolamento.

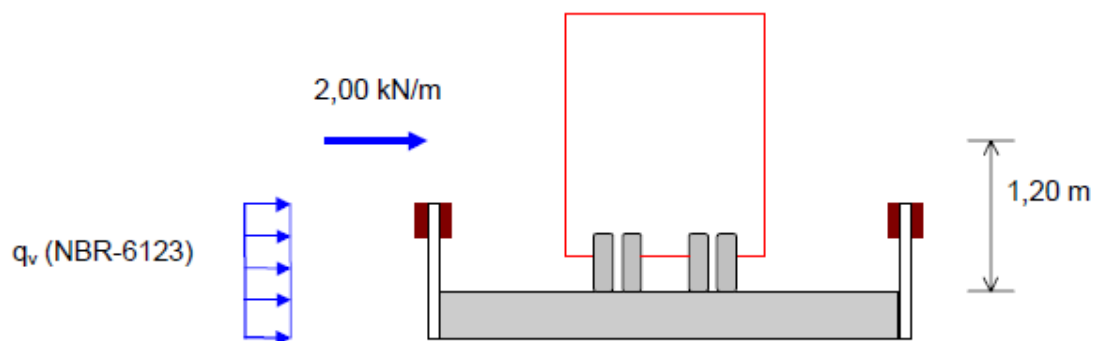


Figura 15 - Vento sobre veículo
Fonte: Calil, Manual de Pontes de Madeira

✓ *Pontes Ferroviárias:*

Deve possuir valor característico igual a 3,00 kN/m (horizontal) aplicado a uma altura acima do topo dos trilhos de 2,40 m para bitola de 1,60 m e 2,00 m para bitola métrica (1,00 m).

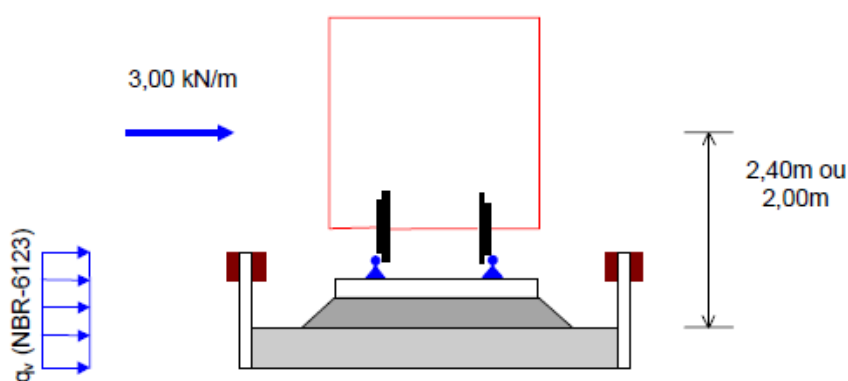


Figura 16 - Vento sobre trem
Fonte: Calil, Manual de Pontes de Madeira

Para os elementos metálicos considerar a totalidade da força do vento.

4.2.7 Força no guarda-corpo

A ação acidental no guarda-corpo é composta por uma força uniformemente distribuída (1 kN/m), ao longo do seu comprimento, aplicada horizontalmente na sua parte superior (NBR 7190, 1997), conforme mostrado na Figura 17.

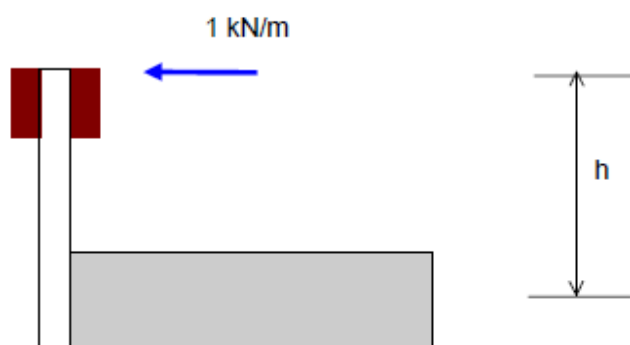


Figura 17 - Força no guarda-corpo
Fonte: Calil, Manual de Pontes de Madeira

4.2.8 Força no guarda-rodas

Em pontes rodoviárias são verificadas para uma força aplicada horizontalmente no seu topo de 60 kN , sem impacto. (NBR 7190, 1997)

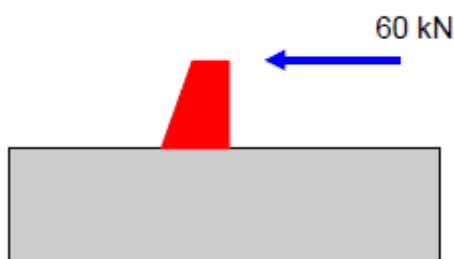


Figura 18 - Força no guarda – rodas
Fonte: Calil, Manual de Pontes de Madeira

4.3 Combinações e Ações em Pontes de Madeira

As combinações e ações em pontes de madeira estão definidas na NBR 7190 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 definidas na NBR 7190.

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.

Para a avaliação dos estados limites últimos são definidas três combinações possíveis. As *combinações últimas normais*, as *combinações especiais* (ou *de construção*) e as *combinações excepcionais*.

Para a avaliação dos **estados limites de utilização**, podem ser efetuadas *combinações de longa duração, média duração, curta duração ou instantânea*, de acordo com o rigor que se pretende nesta verificação.

Nas combinações para os estados limites últimos, os coeficientes γ_g das ações permanentes (Tabela 3 e Tabela 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).

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.

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

Tabela 3 - Ações permanentes de pequena variabilidade**Fonte: NBR 7190**

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

Tabela 4 - Ações permanentes de grande variabilidade**Fonte NBR 7190**

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

Tabela 5 – Ações variáveis**Fonte NBR 7190**

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

Tabela 6 – Fatores de combinação e de utilização**Fonte: NBR 7190**

Ações em estruturas correntes	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Variações uniformes de temperatura em relação a 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	0,8	0,6	0,4

4.3.1 Combinações últimas normais (Estados limites últimos):

A expressão que fornece a combinação para o ELU segundo a norma é dada por

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{G_{i,k}} F_{G_{i,k}} + \gamma_Q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0,j} F_{Qj,k}] , \quad (2)$$

onde $F_{G_{i,k}}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação considerada $\Psi_{0,j} F_{Qj,k}$ e, os valores reduzidos de combinação das demais ações variáveis.

Conforme NBR 7190, em casos especiais devem ser consideradas duas combinações referentes às ações permanentes em que, numa delas admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis à segurança.

4.3.2 Combinações de longa duração (Estados limites de utilização)

De acordo com a NBR 7190, 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

$$F_{d, util} = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2,j} F_{Qj,k} . \quad (3)$$

4.4 Propriedades das madeiras

4.4.1 Generalidades

As propriedades da madeira são condicionadas por sua estrutura anatômica, devendo distinguir-se os valores correspondentes à tração dos correspondentes à compressão, bem como os valores correspondentes à direção paralela às fibras dos correspondentes à direção

normal às fibras. Devem também distinguir-se os valores correspondentes às diferentes classes de umidade, definidas em 4.4.5.

A caracterização mecânica das madeiras para projeto de estruturas deve seguir os métodos de ensaio especificados no anexo B da NBR 7190.

4.4.2 Densidade

Define-se o termo prático “densidade básica” da madeira como sendo a massa específica convencional obtida pelo quociente da massa seca pelo volume saturado.

A massa seca é determinada mantendo-se os corpos-de-prova em estufa a 103°C até que a massa do corpo-de-prova permaneça constante. O volume saturado é determinado em corpos-de-prova submersos em água até atingirem peso constante.

4.4.3 Resistência

A resistência é a aptidão da matéria de suportar tensões.

A resistência é determinada convencionalmente pela máxima tensão que pode ser aplicada a corpos-de-prova isentos de defeitos do material considerado, até o aparecimento de fenômenos particulares de comportamento além dos quais há restrição de emprego do material em elementos estruturais. De modo geral estes fenômenos são os de ruptura ou de deformação específica excessiva.

Os efeitos da duração do carregamento e da umidade do meio ambiente são considerados por meio dos coeficientes de modificação K_{mod} adiante especificados.

Os efeitos da duração do carregamento e da umidade do meio ambiente sobre a resistência são considerados por meio dos coeficientes de modificação $K_{mod,1}$ e $K_{mod,2}$ especificados em 4.5.1.

4.4.4 Rigidez

A rigidez dos materiais é medida pelo valor médio do módulo de elasticidade, determinado na fase de comportamento elástico-linear.

O módulo de elasticidade E_{w0} na direção paralela às fibras é medido no ensaio de compressão paralela às fibras e o módulo de elasticidade E_{w90} na direção normal às fibras é medida. Na falta de determinação experimental específica, permite-se adota

$$E_{w90} = \frac{1}{20} E_{w0}$$

4.4.5 Umidade

O projeto das estruturas de madeira deve ser feito admitindo-se uma das classes de umidade especificadas na Tabela 7.

As classes de umidade têm por finalidade ajustar as propriedades de resistência e de rigidez da madeira em função das condições ambientais onde permanecerão as estruturas. Estas classes também podem ser utilizadas para a escolha de métodos de tratamentos preservativos das madeiras estabelecidos no anexo E da NBR 7190.

Tabela 7 – Classes de umidade
Fonte: NBR 7190

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{eq}
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

4.5 Valores Representativos

4.5.1 Coeficientes de modificação

Os coeficientes de modificação k_{mod} afetam os valores de cálculo das propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de umidade admitida, e do eventual emprego de madeira de segunda qualidade.

O coeficiente de modificação k_{mod} é formado pelo produto $k_{\text{mod}} = k_{\text{mod},1} \cdot k_{\text{mod},2} \cdot k_{\text{mod},3}$.

O coeficiente parcial de modificação $k_{\text{mod},1}$, que leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material empregado, é dado pela Tabela 8, devendo ser escolhido conforme o tipo carregamento, podendo este ser normal, especial ou excepcional. O coeficiente parcial de modificação $k_{\text{mod},2}$, que leva em conta a classe de umidade e o tipo de material empregado, é dado pela Tabela 9.

No caso particular de madeira serrada submersa, admite-se o valor $k_{\text{mod},2}=0,65$.

O coeficiente parcial de modificação $k_{\text{mod},3}$ leva em conta se a madeira é de primeira ou segunda categoria. No caso de madeira de segunda categoria, admite-se $k_{\text{mod},3}=0,8$, e no caso de primeira categoria, $k_{\text{mod},3}=1,0$.

A condição de madeira de primeira categoria somente pode ser admitida se todas as peças estruturais forem classificadas como isentas de defeitos, por meio de método visual normalizado, e também submetidas a uma classificação mecânica que garanta a homogeneidade da rigidez das peças que compõem o lote de madeira a ser empregado. Não se permite classificar as madeiras como de primeira categoria apenas por meio de método visual de classificação.

O coeficiente parcial de modificação $k_{\text{mod},3}$ para coníferas na forma de peças estruturais maciças de madeira serrada sempre deve ser tomado com o valor $k_{\text{mod},3} = 0,8$, a fim de se levar em conta o risco da presença de nós de madeira não detectáveis pela inspeção visual.

Tabela 8 – Valores de $k_{mod,1}$

Fonte: NBR 7190

Classes de Carregamento	Tipos de Madeira	
	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
Permanente	0,60	0,30
Longa duração	0,70	0,45
Média duração	0,80	0,65
Curta duração	0,90	0,90
Instantânea	1,10	1,10

Tabela 9 – Valores de $k_{mod,2}$

Fonte: NBR 7190

Classes de umidade	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
(1) e (2)	1,0	1,0
(3) e (4)	0,8	0,9

4.5.2 Coeficientes de ponderação da resistência para estados limites últimos

O coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de compressão paralela às fibras tem o valor básico $\gamma_{wc}=1,4$.

O coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de tração paralela às fibras tem o valor básico $\gamma_{wt}=1,8$.

O coeficiente de ponderação para estados limites últimos decorrentes de tensões de cisalhamento paralelo às fibras tem o valor básico $\gamma_{wv}=1,8$.

4.5.3 Coeficiente de ponderação para estados limites de utilização

O coeficiente de ponderação para estados limites de utilização tem o valor básico $\gamma_w=1,0$.

4.6 Dimensionamento – Estado Limite Últimos – Esforços resistentes em estados limites últimos

4.6.1 Critérios gerais

Os esforços resistentes das peças estruturais de madeira em geral devem ser determinados com a hipótese de comportamento elastofrágil do material, isto é, com um diagrama tensão deformação linear até a ruptura tanto na compressão quanto na tração paralela às fibras.

Nas peças estruturais submetidas a flexocompressão, os esforços resistentes podem ser calculados com a hipótese de comportamento elastoplástico da madeira na compressão paralela às fibras.

4.6.2 Tração paralela às fibras

O comportamento elastofrágil da madeira tracionada permite que, quando não for possível a realização do ensaio de tração uniforme, a resistência à tração paralela às fibras seja estimada pela prescrição do item 6.3.3 da NBR 7190, referente a caracterização simplificada da resistência da madeira serrada, ou pela resistência à tração na flexão, determinada pela tensão atuante na borda mais tracionada, calculada em regime elástico, ensaiando-se corpos-de-prova de seção transversal que leve à ruptura efetiva da zona tracionada antes da ruptura da zona comprimida.

No ensaio de flexão devem ser tomadas precauções cuidadosas para eliminar o atrito nos apoios e para que as forças aplicadas não provoquem esmagamento por compressão normal, com a possibilidade de no ensaio atuarem forças normais não previstas. Para que as deformações da viga não afetem os resultados, o comprimento da viga ensaiada deve ser feita com oito alturas da seção transversal.

4.6.3 Compressão normal às fibras

Os esforços resistentes correspondentes à compressão normal às fibras são determinados com a hipótese de comportamento elastoplástico da madeira, devendo ser levada em conta a extensão do carregamento, medida paralelamente à direção das fibras.

Tabela 10 – Valores usuais para carregamentos de longa duração
Fonte: NBR 7190

Situações duradouras de projeto para carregamentos de longa duração ($k_{mod,1} = 0,7$) Madeira serrada (segunda categoria: $k_{mod,3} = 0,8$)	
Classes de umidade (1) e (2)	$k_{mod} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 = 0,56$
Classes de umidade (3) e (4)	$k_{mod} = 0,7 \times 0,8 \times 0,8 = 0,45$
$\gamma_{wc} = 1,4$	$f_{wN,k,12} = 0,70 f_{wN,m,12}$
$\gamma_{wt} = 1,8$	$f_{wV,k,12} = 0,54 f_{wV,m,12}$
$\gamma_{wv} = 1,8$	$f_{12} = f_{U\%} + \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right]$
$f_{t0,d} = f_{c0,d}$	
$f_{c90,d} = 0,25 f_{c0,d} \cdot \alpha_n$	
$f_{e0,d} = f_{c0,d}$	
$f_{e90,d} = 0,25 f_{c0,d} \cdot \alpha_e$	
Coníferas: $f_{v0,d} = 0,12 f_{c0,d}$	
Dicotiledôneas: $f_{v0,d} = 0,10 f_{c0,d}$	

4.6.4 Peças de seção circular

As peças de seção circular, sob ação de solicitações normais ou tangenciais, podem ser consideradas como se fossem de seção quadrada, de área equivalente.

As peças de seção circular variável podem ser calculadas como se fossem de seção uniforme, igual à seção situada a uma distância da extremidade mais delgada igual a 1/3 do comprimento total, não se considerando, no entanto, um diâmetro superior a 1,5 vez o diâmetro nessa extremidade.

4.7 Dimensionamento – Estado Limite Últimos – Solicitações normais

4.7.1 Tração

Nas barras tracionadas axialmente, a condição de segurança é expressa por

$$\sigma_{td} \leq f_{td} ,$$

permitindo-se ignorar a influência da eventual inclinação das fibras da madeira em relação ao eixo longitudinal da peça tracionada até o ângulo $\alpha = 6^\circ$ ($\arctg = 0,10$), fazendo-se

$$f_{td} = f_{t0,d} ,$$

para inclinações maiores é preciso considerar a redução de resistência, adotando-se a fórmula de Hankinson, conforme o item 7.2.9 da NBR 7190, referente *resistência a tensões normais inclinadas* em relação às fibras da madeira, fazendo-se então,

$$f_{td} = f_{t\alpha,d}.$$

4.7.2 Compressão

Nas barras curtas comprimidas axialmente, a condição de segurança é expressa por

$$\sigma_{cd} \leq f_{cd},$$

permitindo-se ignorar a influência de eventual inclinação das fibras da madeira em relação ao eixo longitudinal da peça comprimida até um ângulo $\alpha = 6^\circ$ ($\arctg = 0,10$), fazendo-se

$$f_{cd} = f_{c0,d} .$$

Para inclinações maiores é preciso considerar a redução de resistência, adotando a fórmula de Hankinson, conforme o item 7.2.9 da NBR 7190, referente a *resistência a tensões normais inclinadas em relação às fibras* da madeira, fazendo-se:

$$f_{cd} = f_{ca,d}$$

Nas peças submetidas à compressão normal às fibras, a condição de segurança é expressa por

$$\sigma_{c90,d} \leq f_{c90,d} ,$$

onde $f_{c90,d}$ é determinada de acordo com 7.2.7 da NBR 7190, referente a resistências usuais de cálculo, pela expressão

$$f_{c90,d} = 0,25 f_{c0,d} \alpha_n.$$

4.7.3 Flexão simples reta

Para as peças fletidas, considera-se o vão teórico com o menor dos seguintes valores:

- a distância entre eixos dos apoios;
- o vão livre acrescido da altura da seção transversal da peça no meio do vão, não se considerando acréscimo maior que 10 cm.

Nas barras submetidas a momento fletor cujo plano de ação contém um eixo central de inércia da seção transversal resistente, a segurança fica garantida pela observância simultânea das condições

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{cd} \text{ e}$$

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

onde f_{cd} e f_{td} são as resistências à compressão e à tração, definidas em 4.6.2 e 4.6.1, respectivamente, e $\sigma_{c1,d}$ e $\sigma_{t2,d}$ são, respectivamente, as tensões atuantes de cálculo nas bordas mais comprimida e mais tracionada da seção transversal considerada, calculadas pelas expressões

$$\sigma_{c2,d} = \frac{M_d}{W_c}$$

$$\sigma_{t2,d} = \frac{M_d}{W_t}$$

onde W_c e W_t são os respectivos módulos de resistência, que de acordo com 4.6.1 podem ser calculados pelas expressões usuais (ver Figura 19). A partir da aí:

$$W_c = \frac{I}{y_{c1}}$$

$$W_t = \frac{I}{y_{t2}}$$

sendo I o momento de inércia da seção transversal resistente em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao plano de ação do momento fletor atuante.

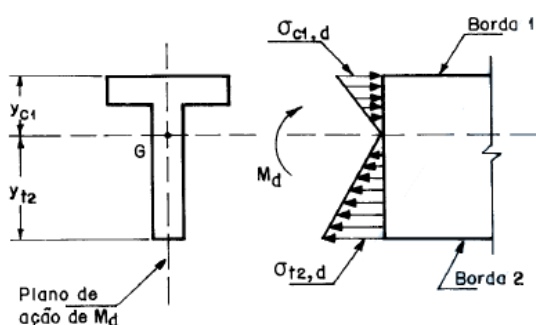


Figura 19 – Flexão simples reta.
Fonte: NBR 7190

4.7.4 Flexotração

Nas barras submetidas à flexotração, a condição de segurança é expressa pela mais rigorosa das duas expressões seguintes aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais tracionada, considerando-se uma função linear para a influência das tensões devidas à força normal de tração:

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + k_m \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + k_m \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} \leq 1$$

onde $\sigma_{Nt,d}$ é o valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de tração, $f_{t0,d}$ é a resistência de cálculo à tração paralela às fibras e os

demais símbolos têm os significados definidos no item 7.3.4 da NBR 7190, referente a *flexão simples oblíqua*.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha = 6^\circ$ ($\arctg = 0,10$), $f_{t0,d}$ e $f_{c0,d}$ devem ser substituídas por $f_{t\alpha,d}$ e $f_{c\alpha,d}$, conforme 4.4.7.1 e 4.7.2, respectivamente.

4.7.5 Flexocompressão

Além da verificação de estabilidade a ser feita de acordo com 4.8, a condição de segurança relativa à resistência das seções transversais submetidas à flexocompressão é expressa pela mais rigorosa das duas expressões seguintes, aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais comprimida, considerando-se uma função quadrática para a influência das tensões devidas à força normal de compressão:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + k_m \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

onde $\sigma_{Nc,d}$ é o valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de compressão, $f_{c0,d}$ é a resistência de cálculo à compressão paralela às fibras e os demais símbolos têm os significados definidos no item 7.3.4 da NBR 7190, referente a *flexão simples oblíqua*.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha = 6^\circ$ ($\arctg = 0,10$), $f_{c0,d}$ e $f_{t0,d}$ devem ser substituídas por $f_{c\alpha,d}$ e $f_{t\alpha,d}$, conforme 4.7.2 e 4.7.1, respectivamente.

4.8 Estabilidade

4.8.1 Generalidades

As peças que na situação de projeto são admitidas como solicitadas apenas à compressão simples, em princípio devem ser dimensionadas admitindo-se uma excentricidade accidental do esforço de compressão, em virtude das imperfeições geométricas das peças e das excentricidades inevitáveis dos carregamentos. Levando-se ainda em conta os acréscimos destas excentricidades em decorrência dos efeitos de segunda ordem e, nas peças esbeltas, da fluência da madeira.

As exigências impostas ao dimensionamento dependem da esbeltez da peça, definida pelo seu índice de esbeltez

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

onde L_0 é um comprimento teórico de referência e $i_{\min.}$ é o raio de giração mínimo de sua seção transversal.

Para as peças de comprimento efetivo L engastadas em uma extremidade e livre da outra, adota-se $L_0 = 2L$.

Para as peças de comprimento efetivo L em que ambas as extremidades sejam indeslocáveis por flexão, adota-se $L_0 = L$, não se considerando qualquer redução em virtude da eventual continuidade estrutural da peça.

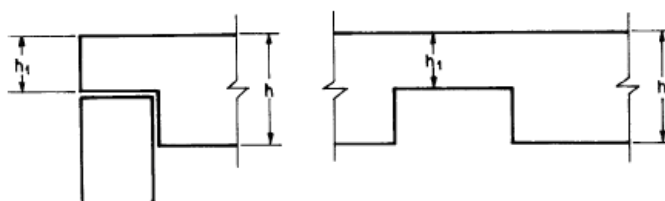


Figura 20 – comprimento efetivo engastadas em uma extremidade
Fonte: NBR 7190

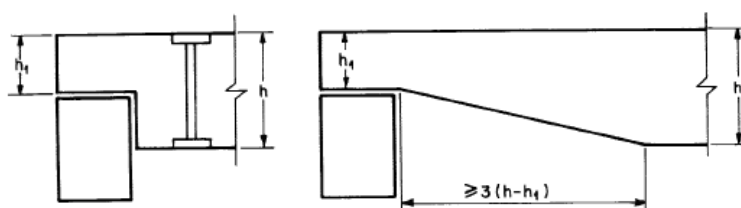


Figura 21 – Comprimento efetivo em que ambas as extremidades

Fonte: NBR 7190

4.8.2 Excentricidade accidental mínima

A excentricidade accidental devida às imperfeições geométricas das peças é adotada com pelo menos o valor

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

4.8.3 Compressão de peças curtas

Para as peças curtas, definidas pelo índice de esbeltez $\lambda \leq 40$, que na situação de projeto são admitidas como solicitadas apenas à compressão simples, dispensa-se a consideração de eventuais efeitos de flexão.

Para as peças curtas, que na situação de projeto são admitidas como solicitadas à flexocompressão, as condições de segurança são as especificadas em 4.7.5 Flexocompressão 4.7.5, com os momentos fletores determinados na situação de projeto.

4.8.4 Compressão de peças medianamente esbeltas

Para as peças medianamente esbeltas, definidas pelo índice de esbeltez $40 < \lambda \leq 80$, submetidas na situação de projeto à flexocompressão com os esforços de cálculo N_d e M_{1d} , além das condições de segurança especificadas em 4.7.5, também deve ser verificada a segurança em relação ao estado limite último de instabilidade, por meio de teoria de validade comprovada experimentalmente.

Considera-se atendida a condição de segurança relativa ao estado limite último de instabilidade, se no ponto mais comprimido da seção transversal for respeitada a condição

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

aplicada isoladamente para os planos de rigidez mínima e de rigidez máxima da peça, dispensando-se esta verificação quando o correspondente índice de esbeltez $\lambda = \frac{L_0}{i_{correspondente}} \leq 40$.

Nesta verificação, consideram-se

N_d é o valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal de compressão

M_d é o valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d calculado pela expressão

$$M_d = N_d \cdot e_d$$

onde

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

Sendo

$$e_1 = e_i + e_a ,$$

onde

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d}$$

é decorrente dos valores de cálculo M_{1d} e N_d na situação de projeto.

A excentricidade inicial e_i devida à presença do momento M_{1d} será tomada com um valor não inferior a $h/30$, sendo h a altura da seção transversal referente ao plano de verificação.

A excentricidade accidental mínima e_a é dada em 4.8.2 e a carga crítica F_E é expressa por

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

onde 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, e $E_{c0,ef}$ é dado em 6.4.9 da NBR 7190, referente a *estimativa da rigidez*.

4.8.5 Compressão de peças esbeltas

Para as peças esbeltas, definidas pelo índice de esbeltez $\lambda > 80$, não se permitindo valor maior que 140, submetidas na situação de projeto à flexocompressão com os esforços de cálculo N_d e M_{1d} , a verificação pode ser feita como em 4.8.4 pela expressão

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

com

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

tendo F_E o valor dado em 4.8.4, sendo a excentricidade efetiva de primeira ordem e_1 , e_f dada por

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

onde e_i é a excentricidade de primeira ordem decorrente da situação de projeto, e_a é a excentricidade accidental mínima e e_c é uma excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira.

Estas excentricidades são determinadas pelas expressões seguintes:

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{M_{1gd} + M_{1qd}}{N_d}$$

onde 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;

e_a = excentricidade accidental mínima, dada em 4.8.4, não se tomando valor menor que $h/30$;

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

com $\psi_1 + \psi_2 \leq 1$

onde N_{gk} e N_{qk} são os valores característicos da força normal devidos às cargas permanentes e variáveis, respectivamente, com ψ_1 e ψ_2 dados em 4.8.4, e

$$e_i = \frac{M_{1gd}}{N_d}$$

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

O coeficiente de fluência ϕ é dado pela Tabela 11.

Tabela 11 – Coeficiente de fluência ϕ

Fonte: NBR 7190

Classes de Carregamento	Classe de umidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
Permanente ou longa duração	0,8	2,0
Média duração	0,3	1,0
Curta duração	0,1	0,5

5 DIMENSIONAMENTO DA PONTE

O modelo proposto para a ponte é a partir de uma concepção de vigas treliçadas, desta forma as barras estarão predominantemente sob a ação de esforços axiais.

A opção por uma superestrutura treliçada possui a condição interessante de minimizar o peso próprio e possuir elementos com seções transversais mais reduzidas, se fosse comparado com uma longarina única que vencesse todo o vão. Pode-se desta forma vislumbrar uma facilidade na montagem, na execução e no transporte.

A opção mostrada na Figura 22 pode ainda ser concebida para ser feita em módulos na região central, assume-se ligações rígidas, os banzos são considerados contínuos, enquanto que as diagonais e montantes são considerados articulados nas extremidades, a menos na região central.

Desta forma, seguindo a Figura 23, os nós 5, 6, 15, 16, 25, 26, 35, 36 são rígidos, sendo todos os nós restantes articulados.

A Figura 22 mostra o croqui do modelo proposto para a superestrutura da ponte de madeira, sendo ela uma ponte treliçada simétrica.



Figura 22 - Croqui modelo proposto
Fonte: Autores

A Figura 23 mostra a perspectiva do modelo proposto, com a numeração dos nós.

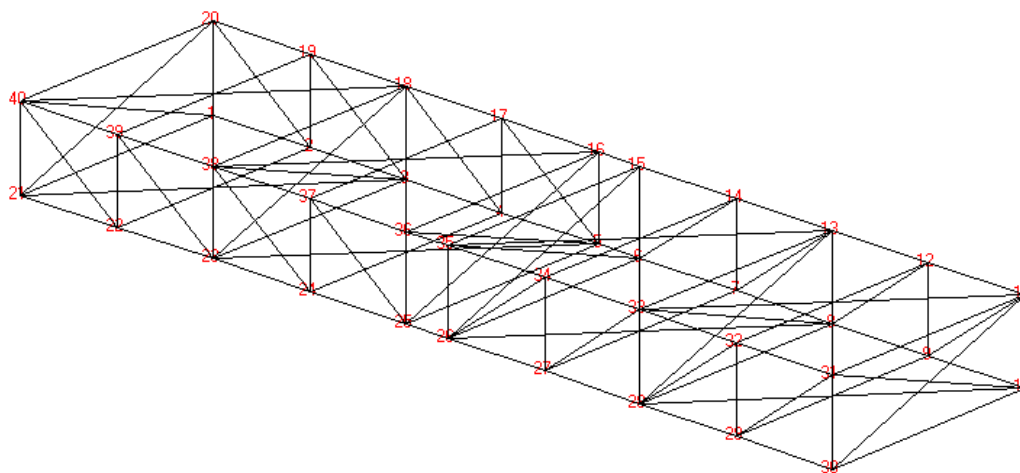


Figura 23- Perspectiva do modelo proposto
Fonte: Autores

Em Anexo, segue tabela com as coordenadas de todos os nós presente na estrutura dimensionada.

5.1 Carga móvel

A carga móvel considerada, segundo a *NBR 7188:1982 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento*, é a correspondente ao trem tipo classe 12, onde as duas rodas dianteiras possuem intensidade igual a 20 kN cada e as duas rodas traseiras possuem intensidade igual a 40 kN cada.

A multidão correspondente ao tabuleiro, para o veículo classe 12, equivale a 4 kN/m².

Pela largura da ponte adotada e devido a largura do veículo não há a aplicação da multidão correspondente ao passeio

A Figura 24 mostra em planta a projeção do veículo tipo e da multidão.

As Figura 25 e Figura 26, mostram respectivamente o corte A-A (rodas dianteiras) e o corte B-B (rodas traseiras).

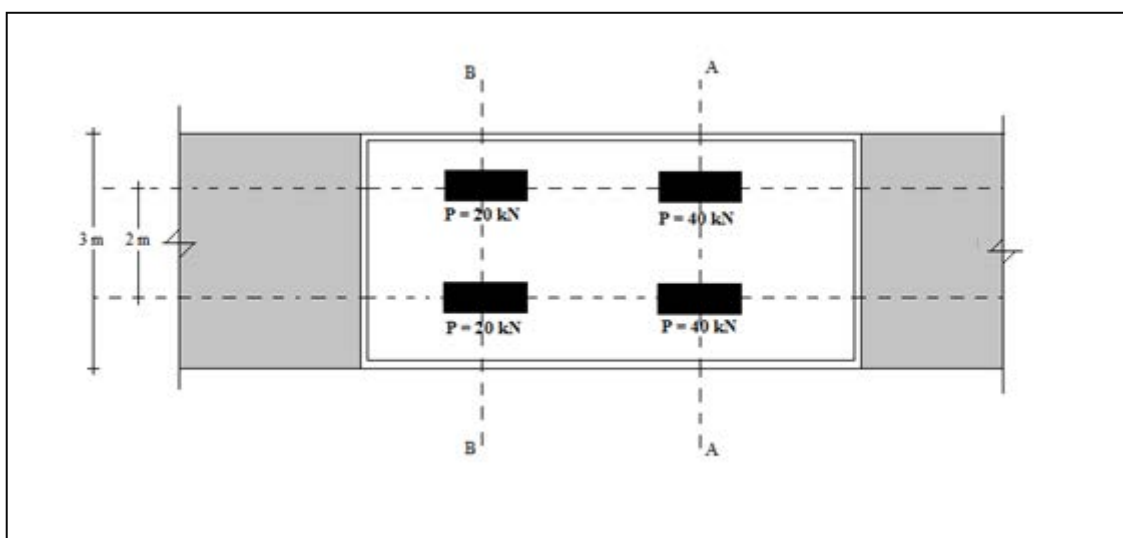


Figura 24 - Planta veículo Tipo e Multidão
Fonte: Autores

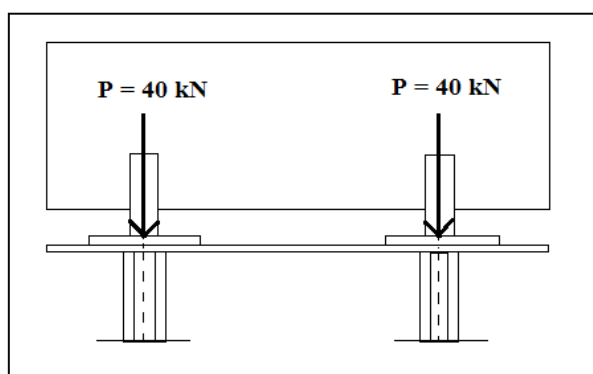


Figura 25 - Corte A-A (Rodas dianteiras)
Fonte: Autores

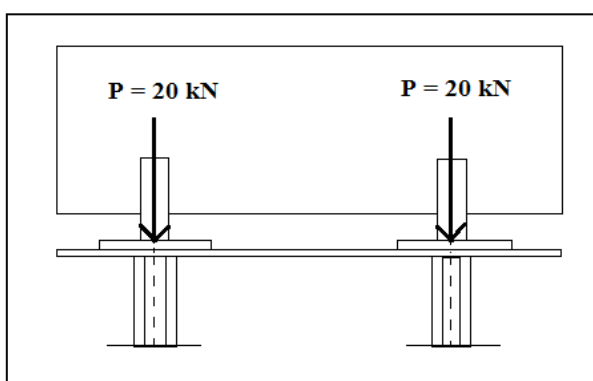


Figura 26 - Corte B - B (Rodas Traseiras)
(fonte: Autores)

5.2 Impacto vertical

De acordo com a NBR 7190, o coeficiente de impacto é dado por

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40+L} \quad , \quad (4)$$

sendo L igual ao vão da ponte (teórico), no caso equivalente a 7,6 metros.

O coeficiente α para esta ponte é igual a 20, equivalente ao coeficiente para pontes rodoviárias com soalho de madeira, de acordo com a NBR 7190, página 10.

Assim,

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

$$\varphi = 1 + \frac{20}{40+7,6}$$

$$\varphi = 1,420$$

Logo, para rodas dianteiras, têm-se

$$\varphi \cdot P = 1,420 \cdot (20) = 28,40 \text{ kN}$$

e para rodas traseiras, têm-se

$$\varphi \cdot P = 1,420 \cdot (40) = 56,80 \text{ kN}.$$

Para multidão, têm-se

$$\varphi \cdot p = 1,420 \cdot (4) \cdot (1,5) = 8,52 \text{ kN/m}.$$

De acordo com a NBR 7190 (1997), a fim de se levar em conta a maior resistência da madeira para cargas de curta duração, na verificação da segurança em relação a estados limites últimos, os acréscimos de solicitação nas peças de madeira devidos ao impacto vertical devem ser multiplicados por 0,75.

Desta forma, para Estado Limite Último (E.L.U.), vem:

✓ *Rodas dianteiras:*

$$P'_{\text{dianteiro}} = 0,75 \cdot (28,40) = 21,30 \text{ kN.}$$

✓ Rodas traseiras:

$$P'_{\text{traseiro}} = 0,75 \cdot (56,8) = 42,60 \text{ kN.}$$

✓ Multidão:

$$p' = 0,75 \cdot (8,52) = 6,39 \text{ kN/m}$$

A Figura 27 apresenta o esquema longitudinal da carga móvel para o E.L.U para uma certa posição sobre a ponte.

É considerado que o movimento da carga móvel é tal que uma carga sempre coincida com um nó do montante da ponte e desta forma a carga móvel desloca-se a cada 90 cm.

Faz-se todas as combinações de locação possível de carregamento para que se perceba o deslocamento da carga móvel.

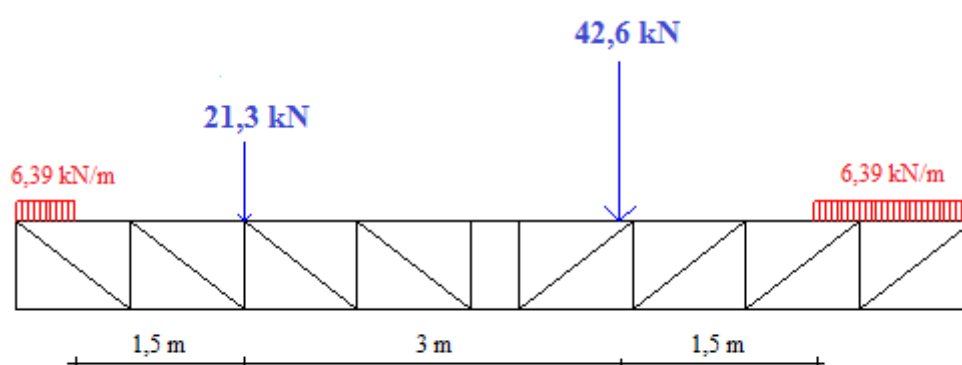


Figura 27- Esquema longitudinal da carga móvel (para E.L.U.)

Fonte: Autores

Para este projeto é tomada a consideração conforme o *Manual de Pontes do CBCA referente a pontes mistas* que, em última análise, é idêntica a consideração da NBR 7187 Pontes de Concreto, ao invés da aplicação do item 5.5.8 letra b, da página 11 da NBR 7190, que preconiza que o esforço do vento sobre os veículos, nas pontes rodoviárias, é fixado

com o valor característico nominal de 2 kN/m, aplicado a 1,2 m acima da superfície de rolamento.

A adoção para a ação do vento é, portanto:

✓ *Ponte descarregada*: 1,5 kN/m²

✓ *Ponte carregada*: 1,0 kN/m²

A incidência da ação do vento na ponte é esquematizada na Figura 28, onde age nos montantes, na longarina e no tabuleiro quando assume-se a ponte descarregada e, ainda, nestes mesmos elementos e na projeção do veículo quando carregada.

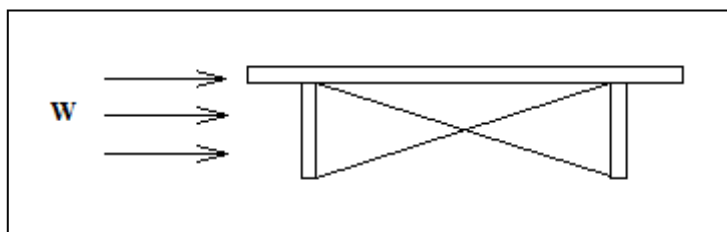


Figura 28 - Incidência do vento
Fonte: Autores

Para pontes descarregadas a carga q incidente é de 1,50 kN/m².

A Figura 29 mostra as dimensões do tabuleiro e da longarina da estrutura dimensionada.

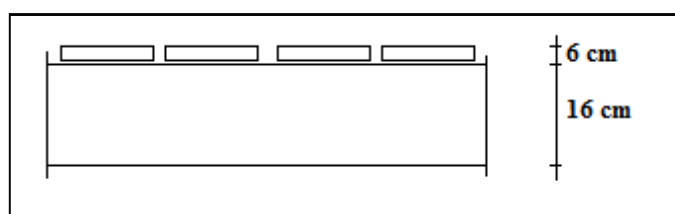


Figura 29- Tabuleiro + Longarina
Fonte: Autores

Com a carga q , de 1,50 kN/m², e a dimensão total de tabuleiro mais longarina, de 0,22 m, têm-se:

$$1,50 \times 0,22 = 0,33 \text{ kN/m}$$

A Figura 26 mostra a dimensão da longarina inferior.

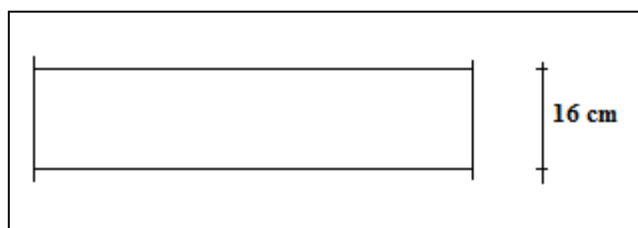


Figura 30- Longarina inferior

Fonte: Autores

Com a carga q , de $1,50 \text{ kN/m}^2$, e a dimensão total da longarina inferior, de $0,16 \text{ m}$, têm-se:

$$1,50 \times 0,16 = 0,24 \text{ kN/m}$$

A Figura 27 mostra a dimensão do montante, utilizada no dimensionamento da estrutura.

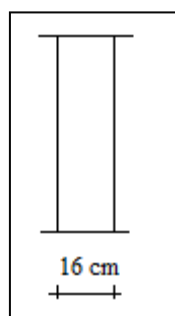


Figura 31- Montante

Fonte: Autores

Com a carga q , de $1,50 \text{ kN/m}^2$, e a dimensão total do montante, de $0,16 \text{ m}$, têm-se:

$$1,50 \times 0,16 = 0,24 \text{ kN/m}$$

A Figura 32 mostra a dimensão da ponte carregada.

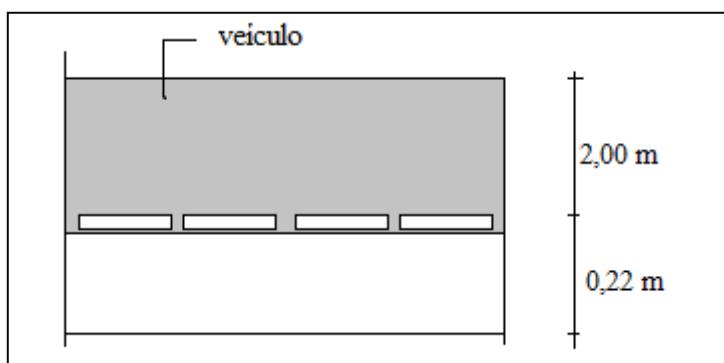


Figura 32– Carrregada

Fonte: Autores

De acordo com a NBR 7190 (1997), para se levar em conta a maior resistência da madeira sob a ação de cargas de curta duração, na verificação de segurança em relação aos E.L.U., apenas nas ações de longa duração em que o vento representa a ação variável principal, as solicitações nas peças de madeira devida à ação do vento serão multiplicados por 0,75.

5.3 Combinação das ações

5.3.1 Estado Limite Último (combinações últimas normais)

Para este projeto, é bem provável que o peso próprio da estrutura supere 75% da totalidade dos pesos permanentes.

Segundo a NBR 7190 (item 5.6.4 – letra “b”), adota-se $\gamma_g = 1,3$ para efeitos desfavoráveis e $\gamma_g = 1,0$ para favoráveis (combinações normais).

Para ações variáveis é utilizado $\gamma_g = 1,4$ (combinações normais).

De acordo com a NBR 7190 (item 5.7.1, página 12), têm-se para *Combinações Últimas Normais*, a formulação

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{g_i} F_{g_{i,k}} + \gamma_q [F_{q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{q_{j,k}}] \quad , \quad (5)$$

com $\gamma_g = 1,3$ (desfavorável), e com Ψ_0 sendo estipulado referente a ação atuante, de acordo com a Tabela 2 da NBR 7190.

Têm-se para 1ª Combinação, a ponte descarregada, com a carga móvel a ação principal, sendo o ($\Psi_{0_{vento}} = 0,5$).

Assim,

$$F_{d_{1c}} = 1,30 F_{g_k} + 1,40 [F_{q_{móvel}} + 0,50 F_{q_{w_{desc}}}]$$

$$F_{d_{1c}} = 1,30 F_{g_k} + 1,40 F_{q_{móvel}} + 0,70 F_{q_{w_{desc}}}$$

Têm-se para 2ª Combinação, a ponte carregada, com o vento como ação principal, sendo o ($\Psi_{0_{carga móvel}} = 0,6$).

Assim,

$$F_{d_{2c}} = 1,30 \gamma_g + 1,40 [0,75 F_{q_{w_{desc}}} + 0,60 F_{q_{móvel}}]$$

$$F_{d_{2c}} = 1,30 \gamma_g + 1,05 F_{q_{w_{desc}}} + 0,84 F_{q_{móvel}}$$

Têm-se para 3ª Combinação, a ponte carregada, com a carga móvel a ação principal.

Assim,

$$F_{d_{3c}} = 1,30 F_{g_k} + 1,40 F_{q_{móvel}} + 0,70 F_{w_{carr}}$$

Têm-se para 4ª Combinação, a ponte carregada, com o vento como ação principal.

Assim,

$$F_{d_{4c}} = 1,30 \gamma_g + 1,05 F_{q_{w_{carr}}} + 0,84 F_{q_{móvel}}$$

Com $\gamma_g = 1,0$,

$$F_{d_{5c}} = 1,00 F_{g_k} + 1,40 F_{q_{móvel}} + 0,70 F_{q_{w_{desc}}}$$

$$F_{d_{6c}} = 1,00 F_{g_k} + 1,05 F_{q_{w_{desc}}} + 0,84 F_{q_{móvel}}$$

$$F_{d_{7c}} = 1,00 F_{g_k} + 1,40 F_{q_{m\acute{o}vel}} + 0,70 F_{q_{w_{desc}}}$$

$$F_{d_{6c}} = 1,00 F_{g_k} + 1,05 F_{q_{w_{desc}}} + 0,84 F_{q_{m\acute{o}vel}}$$

Para o *Estado Limite de Utilização*, de acordo com o item 5.8.1 da NBR 7190, têm-se:

$$F_{d_{util}} = \sum_{i=1}^m F_{g_{i,k}} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{q_{j,k}} \quad , \quad (6)$$

sendo o Ψ_2 retirado da tabela 2 da NBR 7190.

Sendo, portanto:

✓ Para vento: $\Psi_2 = 0$

✓ Para carga móvel : $\Psi_2 = 0,2$

Resultando em:

$$F_{d_{util}} = F_{g_{i,k}} + 0,2 F_{q_{m\acute{o}vel}} \quad (7)$$

5.4 Seções Transversais

As barras da estrutura foram divididas em seis seções, sendo elas, longarina, montante, contraventamento vertical, contraventamento horizontal, diagonal e transversina.

As Figura 33 e Figura 34 mostram na estrutura a divisão dos grupos.

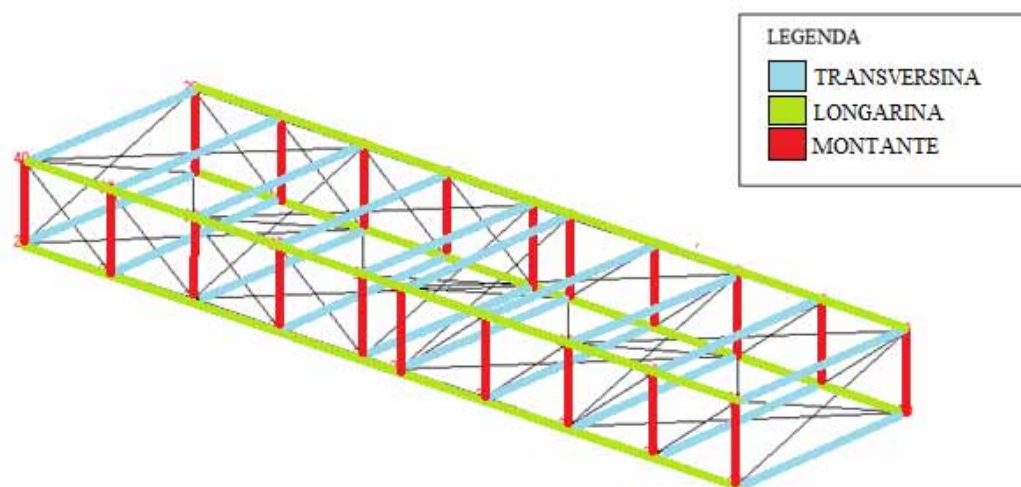


Figura 33– Legenda barras 1

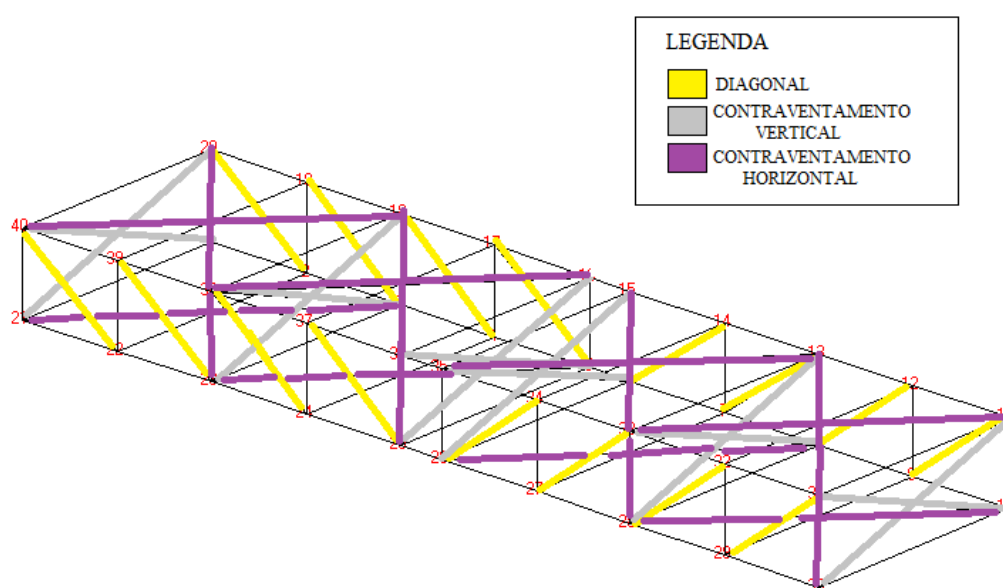


Figura 34– Legenda barras 2

Para cada uma delas foi estipulado suas dimensões, e assim calculadas suas áreas e momentos de inércia.

A Figura 35 mostra o dimensionamento da seção composta da longarina, com os eixos locais do programa PCFrame .

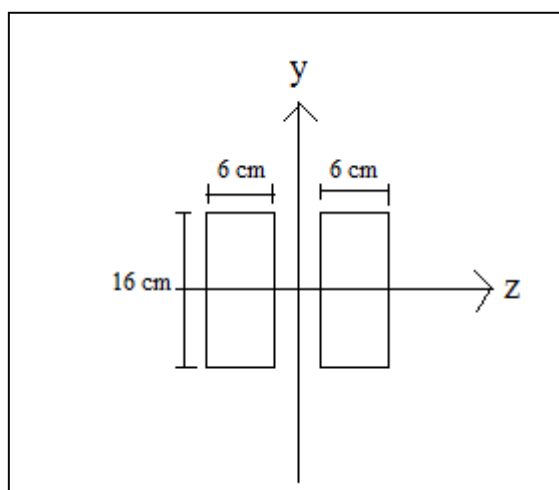


Figura 35– Longarina
Fonte: Autores

De acordo com a NBR 7190 (1997), em considerações de seções compostas, temos na Figura 36 as dimensões da seção.

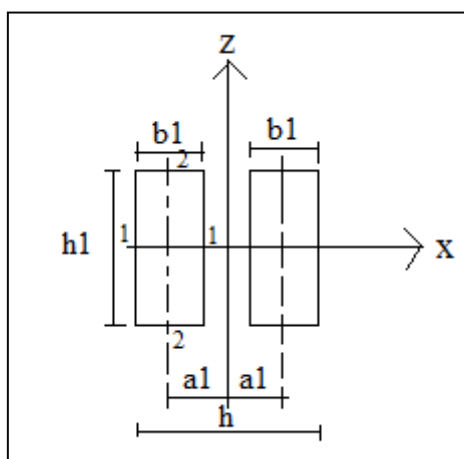


Figura 36– Dois elementos iguais
Fonte: Autores

A formulação para o cálculo da área e do momento de inércia será

$$A_1 = b_1 h_1 \quad , \quad (8)$$

$$I_1 = \frac{b_1 h_1^3}{12} \quad , \quad (9)$$

$$I_2 = \frac{h_1 b_1^3}{12} \quad . \quad (10)$$

Sendo os parâmetros geométricos da seção composta:

$$A = nA_1 = 2 A_1$$

$$I_z = nI_1 = 2 I_1$$

$$I_y = nI_2 + 2A_1a_1^2 = 2 I_2 + 2A_1a_1^2$$

Sendo o momento efetivo da seção composta:

$$I_{y_{ef}} = \beta \cdot I_y \quad (11)$$

$$\beta = \frac{I_z m^2}{I_z m^2 + \alpha I_y} \quad , \quad (12)$$

onde, $m = \frac{L}{L_1}$ (número de intervalos de comprimento L_1 em que fica dividido o comprimento total da peça).

O será definido por:

✓ Para espaçadores entrepostos: $\alpha = 1,25$

✓ Para chapas laterais de fixação: $\alpha = 2,25$

Para a estrutura dimensionada, será utilizado $\alpha = 1,25$ (espaçadores entrepostos).

Com os dados, temos para longarina o cálculo de sua área e de seus momentos de inércia, que são dados por:

$$A = 2(6 \times 16) = 192 \text{ cm}^2 = 19200 \text{ mm}^2$$

$$I_z = 2 \times \frac{6 \times 16^3}{12} = 4096 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times \frac{6 \times 16^3}{12} + 2(6 \times 16)6^3 = 42048 \text{ cm}^4$$

$$\beta = \frac{I_z m^2}{I_z m^2 + \alpha I_y} = \frac{(288)(1)^2}{(288)(1)^2 + 1,25 \times 42048} = 0,005$$

$$I_{y_{ef}} = 0,005 \times 42048 = 229,12 \text{ cm}^4$$

A Figura 37 mostra as dimensões adotadas para o montante.

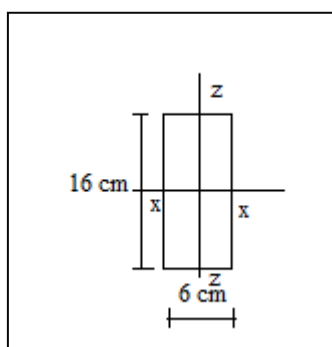


Figura 37– Montante
Fonte: Autores

O cálculo da área e dos momentos de inércia das barras identificadas como montante será:

$$A = 6 \times 16 = 96 \text{ cm}^2$$

$$I_z = \frac{6 \cdot 16^3}{12} = 2018 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{16 \cdot 6^3}{12} = 288 \text{ cm}^4$$

A Figura 38 mostra as dimensões adotadas para a diagonal.

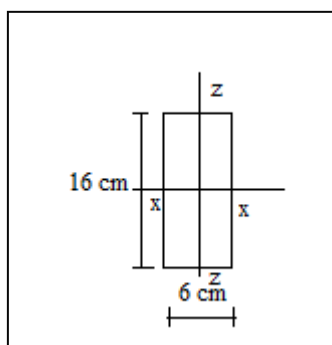


Figura 38– Diagonal
Fonte: Autores

O cálculo da área e dos momentos de inércia das barras identificadas como diagonal será:

$$A = 6 \times 16 = 96 \text{ cm}^2$$

$$I_z = \frac{6 \cdot 16^3}{12} = 2018 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{16 \cdot 6^3}{12} = 288 \text{ cm}^4$$

A Figura 39 mostra as dimensões adotadas para o contraventamento vertical.

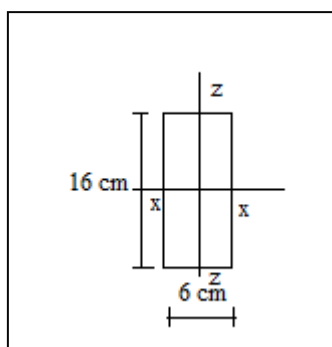


Figura 39 - Contraventamento Vertical
Fonte: Autores

O cálculo da área e dos momentos de inércia das barras identificadas como contraventamento vertical será:

$$A = 6 \times 16 = 96 \text{ cm}^2$$

$$I_z = \frac{6 \cdot 16^3}{12} = 2018 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{16 \cdot 6^3}{12} = 288 \text{ cm}^4$$

A Figura 40 mostra as dimensões adotadas para o contraventamento horizontal.

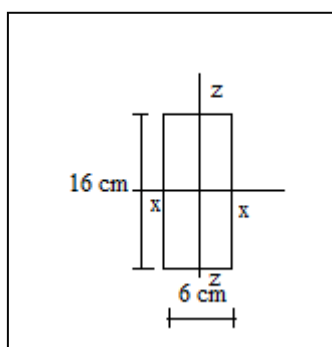


Figura 40 - Contraventamento horizontal
Fonte: Autores

O cálculo da área e dos momentos de inércia das barras identificadas como contraventamento horizontal será:

$$A = 6 \times 16 = 96 \text{ cm}^2$$

$$I_z = \frac{6 \cdot 16^3}{12} = 2018 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{16 \cdot 6^3}{12} = 288 \text{ cm}^4$$

A Figura 41 mostra as dimensões adotadas para a transversina.

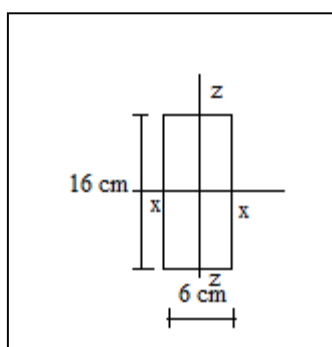


Figura 41– Transversina
Fonte: Autores

O cálculo da área e dos momentos de inércia das barras identificadas como transversina será:

$$A = 6 \times 16 = 96 \text{ cm}^2$$

$$I_z = \frac{6 \cdot 16^3}{12} = 2018 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{16 \cdot 6^3}{12} = 288 \text{ cm}^4$$

6 PROGRAMA PC – FRAME

O Programa PC - FRAME é utilizado para gerar as solicitações nos vários tipos de estruturas. O programa calcula reações de apoio, deformações, momentos, as forças de cisalhamento, e as forças axiais.

De uma forma simples, a estrutura pode ser desenhada na tela de visualização, e em seguida são inseridos os parâmetros referentes ao tipo de material, as dimensões necessárias, carregamentos, vinculações e todos os detalhes da estrutura.

Uma das grandes vantagens da utilização deste programa deve-se ao fato de que ele permite a visualização dos esforços máximos e mínimos existentes em determinados grupos de barras impostos pelo usuário, e da fácil manipulação de estruturas em três dimensões.

Utilizou-se o programa PC – Frame para cálculo dos esforços existentes na estrutura dimensionada.

Os dados propostos e calculados nos itens 5 para a estrutura da ponte são inseridos em seus devidos campos.

A Figura 42 mostra a inserção dos parâmetros de módulo de Elasticidade, densidade, área da seção, momentos de inércia, e coeficiente de Poisson, do modelo proposto.

Modulus of Elasticity(E)	0.00689493	N/mm ²
Density (d)	271.447	kN/m ³
Section Area (A)	645.169	mm ²
Moment of Inertia (Iz)	416243	mm ⁴
Moment of Inertia (Iy)	416243	mm ⁴
Polar Moment of Inertia (J)	416243	mm ⁴
Poisson's Ratio (v)	0.3	
Thermal Coefficient (a)	0	
Orientation Angle (B)	0	

Figura 42 – Parâmetros
Fonte: PC-Frame

A madeira escolhida para o dimensionamento foi o *Eucalypto Saligna*, por ser de fácil aquisição e manipulação na região do Vale do Paraíba.

Com as propriedades da madeira descritas na NBR 7190 (1997), são inseridos os parâmetros do material no programa, como mostra a Figura 43.

Label	Eucalypto Saligna	
Density (d)	7.31	kN/m ³
Modulus of Elasticity (E)	8362.14	N/mm ²
Poisson's Ratio (v)	0.3	
Thermal Coefficient (a)	1e-005	1/°C

Label	d	E	v	a
Eucalypt..	7.31	8362.14	0.3	1e-005

Figura 43– Material

Fonte: PC-Frame

São inseridas no programa, como mostra a Figura 40, as dimensões das seções transversais de cada grupo, definidas anteriormente, no item 5.6.

Sections

Geometry

Label:

Width: mm

Depth: mm

Type:

Crack Coefficient

A:

Iz:

Iy:

J:

Buttons: Add, Delete, Modify

Label	Type	Param1	Param2	Param3	Param4
diagonal	R	60	160	-	-
montante	R	60	160	-	-
longarina	U	19200.1	4.09605e+007	2.29143e+006	4.10205e+007
cont vert	R	60	160	-	-
cont horiz	R	60	160	-	-
transversina	R	60	160	-	-

Buttons: OK, Cancel

Figura 44– Seções
Fonte: PC-Frame

Foram definido e inserido no programa todos os possíveis casos de carregamento, como mostra a Figura 41. No caso da carga móvel, esta foi dividida em 8 posições, gerando assim solicitações diferentes para cada posição.

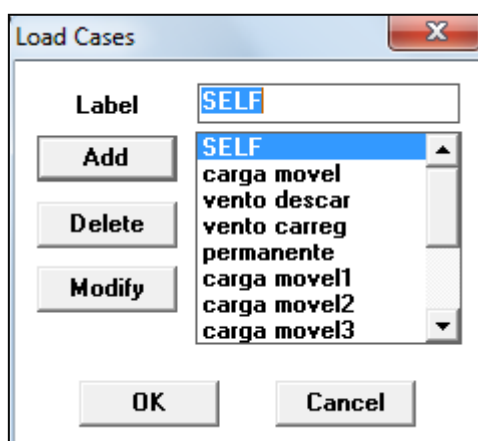


Figura 45- Casos de carregamento
Fonte: PC-Frame

Inseriram-se as combinações de carregamento possíveis, os seus carregamentos juntamente os seus fatores, calculados como indicado no item 5.4, como mostra a Figura 42.

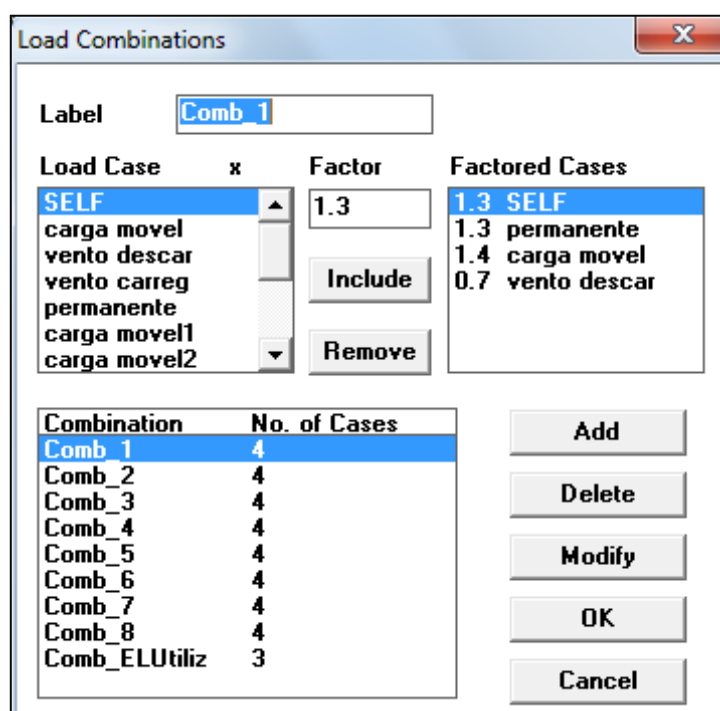


Figura 46– Combinações
Fonte: PC-Frame

A Figura 43 mostra as coordenadas de todos os nós existentes no modelo proposto, inseridos no programa.

The 'Joints' dialog box contains the following data:

Label	X	Y	Z	Tag
1	0	0	0	-
2	900	0	0	-
3	1800	0	0	-
4	2700	0	0	-
5	3600	0	0	-
6	4000	0	0	-
7	4900	0	0	-
8	5800	0	0	-

Figura 47- Coordenadas dos nós
Fonte: PC-Frame

A Figura 44 mostra a inserção no programa das 120 barras do modelo, com seus respectivos nós iniciais e finais.

Deste modo é possível adotar um sistema referencial de coordenadas por barra, coordenadas locais, consequentemente as forças nas barras calculadas pelo programa serão de caráter normal (eixo x) e cortante (eixo y e z).

Members

Label: Start, J1: End, J2:

☐ Tension Element ☐ Show Tag

Start, J1 list: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 (1 is selected)

End, J2 list: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 (2 is selected)

Label	Joint 1	Joint 2	Tension	Tag
1	1	2	-	-
2	2	3	-	-
3	3	4	-	-
4	4	5	-	-
5	5	6	-	-
6	6	7	-	-

Figura 48– Barras
Fonte: PC-Frame

Para cada barra dimensionada, foi definido o seu tipo de seção, assim como mostra a Figura 45.

Member Types

Material Type: Section Type: Nonprismatic Members: Orientation Angle:

Member List: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 (1 is selected)

Member	Material	Section	Nonprismatic	Beta
1	Eucalipt..	longarina	Default	0
2	Eucalipt..	longarina	Default	0
3	Eucalipt..	longarina	Default	0
4	Eucalipt..	longarina	Default	0
5	Eucalipt..	longarina	Default	0
6	Eucalipt..	longarina	Default	0

Figura 49- Seções das barras
Fonte: PC-Frame

A Figura 46 mostra a vinculação estipulada para cada barra, entre fixa ou articulada, de acordo com o modelo proposto.

Member	Vi-z	Vj-z	Vi-y	Vj-y
38	0	0	0	0
39	0	0	0	0
40	100	100	0	0
41	100	100	0	0
42	100	100	0	0
43	100	100	0	0

Figura 50– Articulação
Fonte: PC-Frame

A Figura 47 mostra a divisão feita das barras em grupos das diferentes seções propostas.

Group	No. of Members
Montante	20
Diagonais	16
Cont. Vert.	12
Cont. Horiz.	16
Transversinas	20
Longarina	36

Figura 51– Grupos
Fonte: PC-Frame

Foram definidas para cada barra da estrutura, todas as cargas existentes para todos os tipos de carregamentos propostos, assim como mostra a Figura 48.

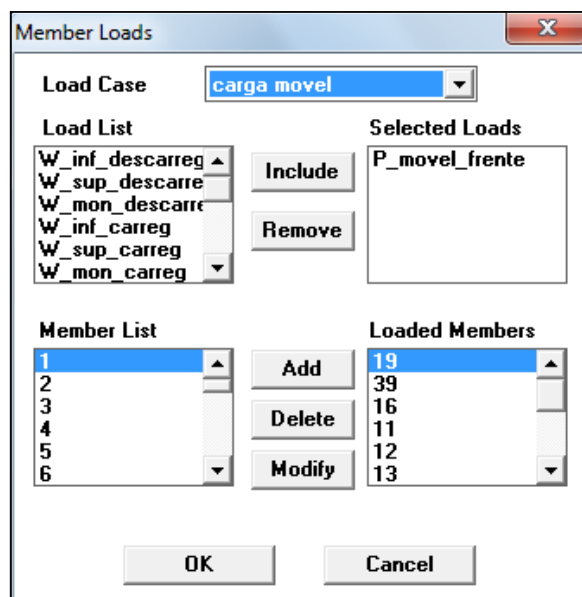


Figura 52- Carregamento nas barras
Fonte: PC-Frame

As Figuras 49, 50, 51 e 52 mostram respectivamente, a estrutura sob ação do carregamento móvel, do vento com a ponte descarregada, do vento com a ponte carregada, e da carga permanente.

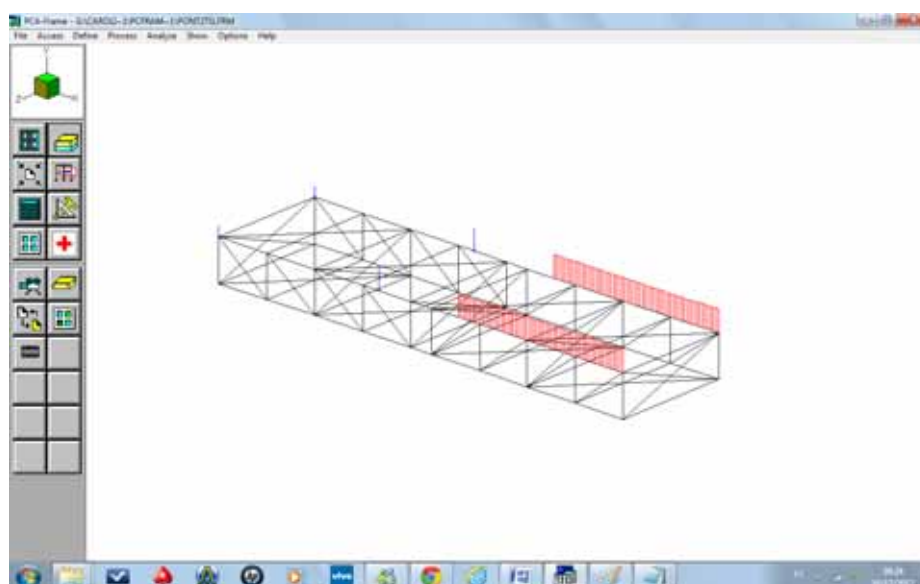


Figura 53- Tela PC FRAME (carregamento móvel)
Fonte: PC-Frame

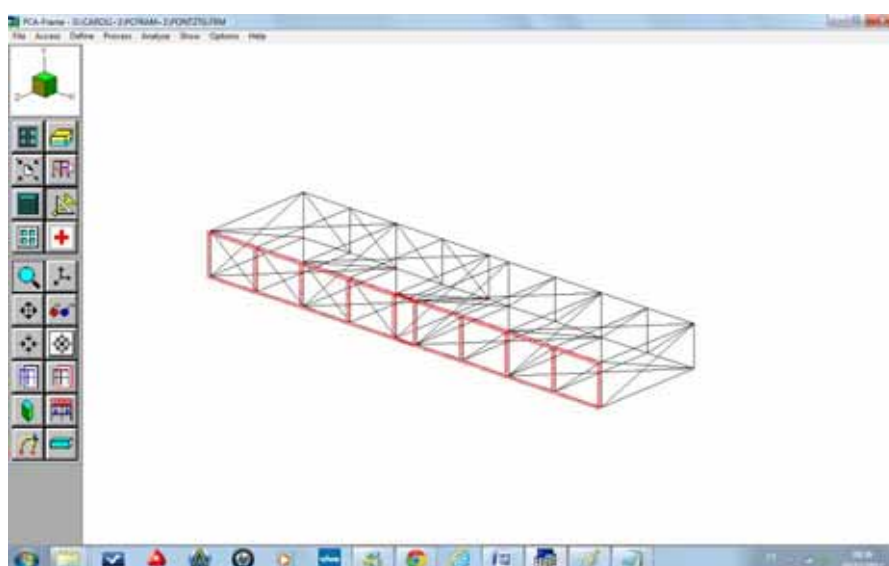


Figura 54- Tela PC FRAME (vento com ponte descarregada)

Fonte: PC-Frame

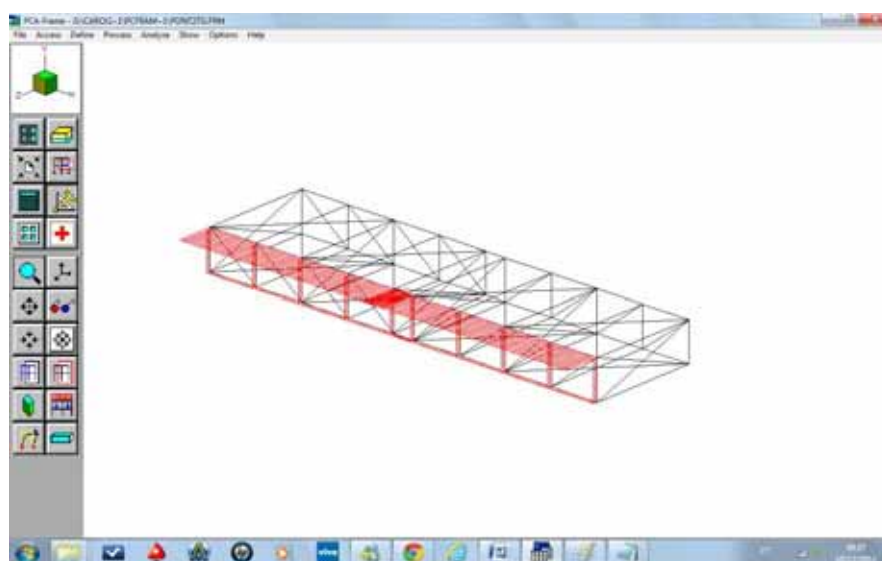


Figura 55- Tela PC FRAME (vento com ponte carregada)

Fonte: PC-Frame

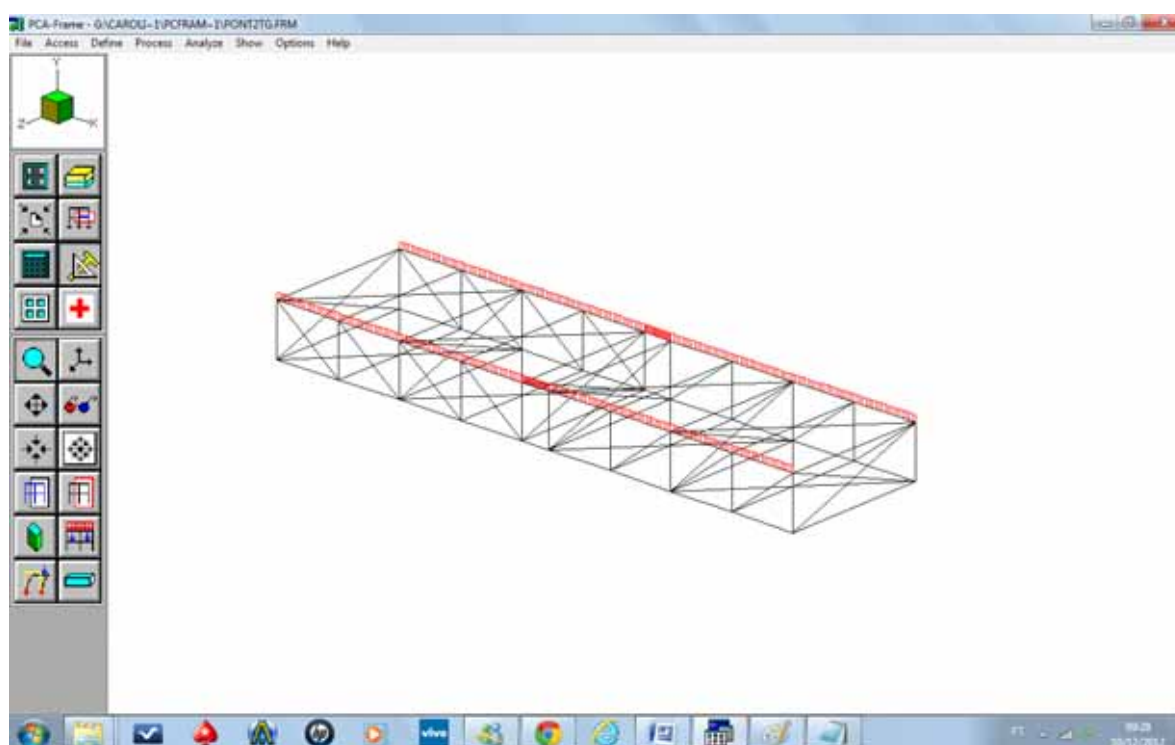


Figura 56- Tela PC FRAME (carga permanente)

Fonte: PC-Frame

Com todos os parâmetros, dimensões, carregamentos inseridos, e feitos as possíveis combinações de carregamento, é possível então, através da resolução do programa, obter todos os esforços existentes nas barras da estrutura para todos os tipos de combinações.

É possível também fazer uma análise dos esforços máximos e mínimos atuantes para cada grupo de barras estipulados.

O Programa também fornece os deslocamentos gerados em todos os nós da estrutura, possibilitando a visualização da deformação gerada no estado crítico de carregamento, como mostra a Figura 53.

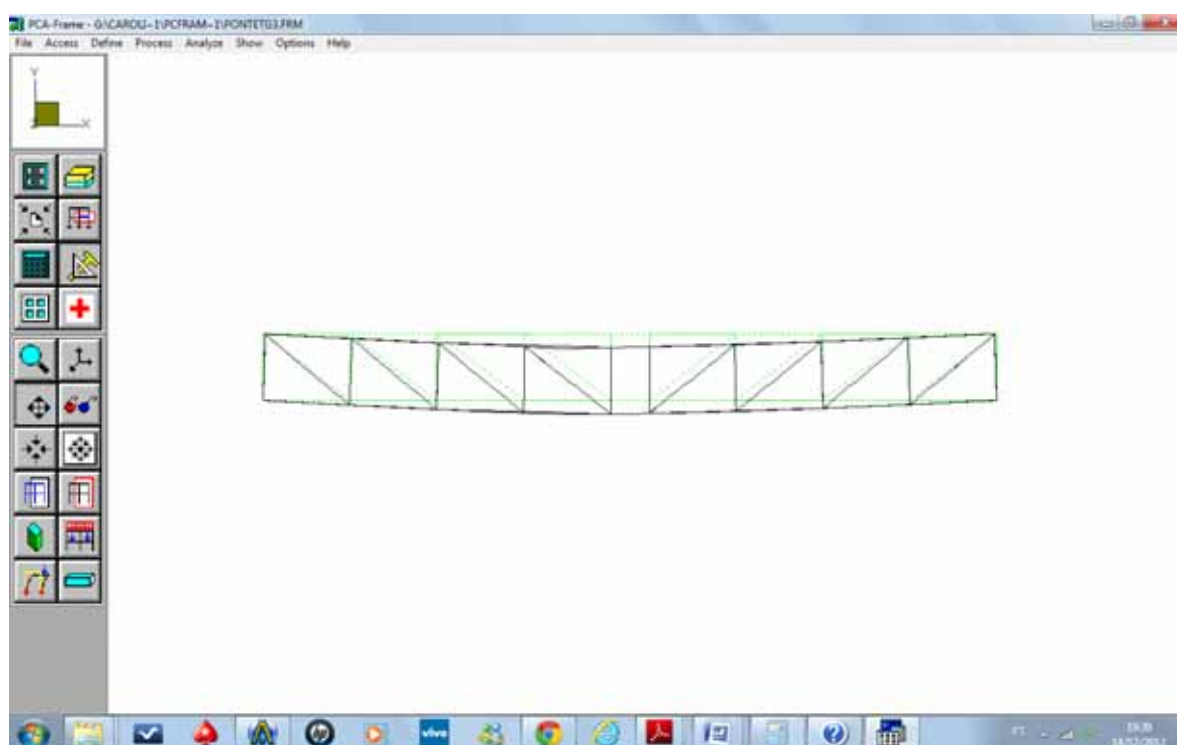


Figura 57- Tela PC FRAME (deformação estrutura)

Fonte: PC-Frame

6.1 Resultados obtidos pelo PC-FRAME

Após os resultados obtidos pelo *PCFrame*, para cada grupo de barras é fornecida a tração máxima e compressão máxima, dispostas na Tabela 8.

Tabela 12– Forças axiais máximas nas barras por grupos

Fonte: Autores

Grupo	Tração [kN/m]	Barra	Combinação	Compressão [kN/m]	Barra	Combinação
Montante	-3,18	53	Comb_63	81,1	10	Comb_36
Diagonal	-110	96	Comb_34	12,3	101	Comb_62
Contraventamento Vertical	-5,28	79	Comb_61	7,47	87	Comb_36
Contraventamento Horizontal	-10,2	110	Comb_33	25,5	118	Comb_32
Transversina	-21,8	64	Comb_13	8,58	72	Comb_12
Longarina	-98,4	5	Comb_61	182	35	Comb_61

7 PROGRAMA VISUAL TACO

O *Visual Taco* (Figura 58) é um programa que foi implementado para dimensionamento de elementos de estrutura de madeira de acordo com a NBR7190 de 1997.

A partir dos valores de forças axiais da Tabela 12, pode-se verificar se os elementos de madeira atendem as solicitações pela norma de Projeto de estruturas de madeira, NBR 7190. Uma vez que todos os elementos atendem as solicitações, o dimensionamento destes estará aceito.

Caso algum elemento não resista à solicitação de cálculo, este deve ser redimensionado. Com o redimensionamento será alterado o peso próprio da superestrutura, logo, deve-se alterar as novas medidas no modelo gerado no programa *PC Frame* e verificar o novo estado de tensões nos elementos.



Figura 58- Tela Visual Taco (tela inicial)

Fonte: Visual Taco

Para a utilização do programa *Visual Taco*, o primeiro passo é selecionar as unidades nas quais serão os dados de entrada, tanto para as dimensões da barra, como para a força, representado na Figura 59.



Figura 59- Tela Visual Taco (seleção das unidades)
Fonte: Visual Taco

Sequencialmente seleciona-se o tipo de seção do elemento estudado e completam-se os campos de suas dimensões, como representado na Figura 60.

O programa gera automaticamente o valor da área da seção, os momentos de inércia em duas direções, e o raio de giração nas duas direções.

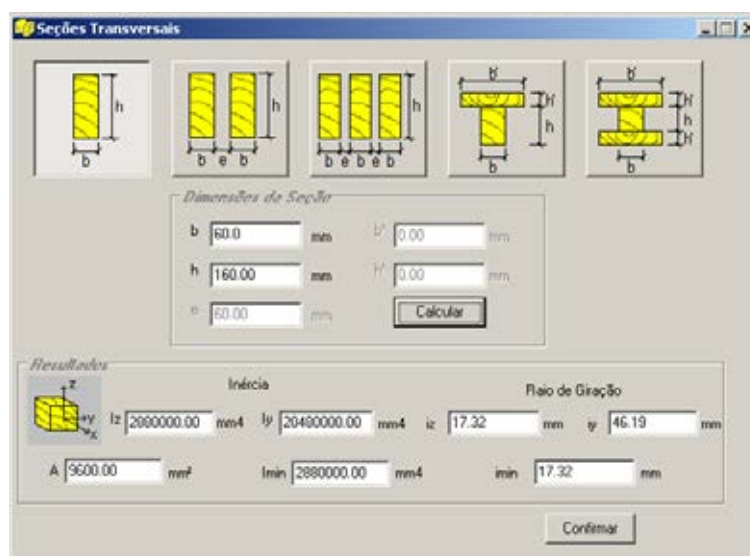


Figura 60- Tela Visual Taco (dimensionamento da seção transversal)
Fonte: Visual Taco

Na terceira tela, Figura 61, deve-se dar como entrada o comprimento do elemento. Automaticamente é calculado o índice de esbeltez segundo o item 4.8.1. É definido se a peça é curta, medianamente esbelta, ou esbelta segundo a faixa de valor do índice de esbeltez definidos nos itens 4.8.3, 4.8.4 e 4.8.5.

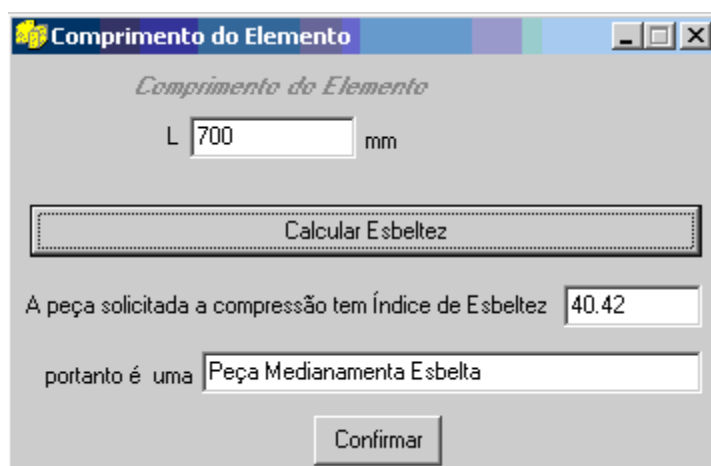


Figura 61- Tela Visual Taco (comprimento da barra)

Fonte: Visual Taco

A Figura 62 representa a quarta tela do *Visual Taco*, na qual é fornecido o material do elemento. Este é dado pelo tipo de madeira escolhida.

O programa apresenta as tabelas E1 e E2 do anexo E da NBR 7190, em que esta correlacionado o nome comum da madeira ao nome científico, à massa específica aparente a 12% de umidade ($\rho_{ap(12\%)}$), resistência à compressão paralela às fibras (f_{c0}), resistência à tração paralela às fibras (f_{t0}), resistência à tração normal às fibras (f_{t90}), resistência ao cisalhamento (f_v), módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras (E_{com}) e número de corpos-de-prova ensaiados (n).

Tipo de Madeira

Valores médios de Madeiras Dicotiledôneas Nativas e de Florestamento

Nome Comum	Nome Científico	d ap - kg/m ³	fco - MPa	fio - MPa
Eucalypto Maidene	Eucalyptus maidene	924	48,3	80
Eucalypto Microcorys	Eucalyptus microcorys	929	54,9	110
Eucalypto Pariculata	Eucalyptus pariculata	1087	72,7	140
Eucalypto Propinqua	Eucalyptus propinqua	952	51,6	80
Eucalypto Punctata	Eucalyptus punctata	948	78,5	120
Eucalypto Saligna	Eucalyptus saligna	731	46,9	90
Eucalypto Tereticornis	Eucalyptus tereticornis	900	57,7	110

Para acionar a tabela click sobre o botão que contém o título da mesma

Valores médios de Madeiras Coníferas Nativas e de Florestamento

Nome Comum	Nome Científico	d ap - kg/m ³	fco - MPa
Pinho do Paraná	Araucaria angustifolia	500	40,9
Pinus Caribea	Pinus caribea var. caribea	579	35,4
Pinus Bahamensis	Pinus caribea var. bahamensis	537	32,6
Pinus Hondurensis	Pinus caribea var. hondurensis	535	42,3
Pinus Elliotti	Pinus elliotti var. elliotti	550	40,4
Pinus Occarpa	Pinus occarpa shiede	538	43,6
Pinus Taeda	Pinus taeda L.	645	44,4

Continuar

Figura 62- Tela Visual Taco (definição do tipo de madeira)

Fonte: Visual Taco

Na tela “*Coefficientes de Modificação*”, Figura 63, deve-se escolher os coeficientes $k_{mod,1}$ pela tabela 8, $k_{mod,2}$ pela tabela 9 e $k_{mod,3}$. Todos os coeficientes segundo o item 4.5.1.

Coefficiente de Modificação

k_{mod,1}

Classes de Carregamento	Tipos de Madeira	
	Madeira Serada Madeira Laminada Colada Madeira Compensada	Madeira Recomposta
Permanente	0.60	0.30
Longa Duração	0.70	0.45
Média Duração	0.85	0.65
Curta Duração	1.00	1.00
Instantânea	1.10	1.10

k_{mod,2}

Classes de Unidade	Madeira Serada Madeira Laminada Colada	Madeira Recomendada	Madeira Serada Submersa
(1) e (2)	1.00	1.00	0.65
(3) e (4)	0.60	0.90	0.65

k_{mod,3}

Madeira 2ª Categoria	0.80
Madeira 1ª Categoria	1.00
Coníferas	0.80

Confirmar

Figura 63- Tela Visual Taco (coeficiente de Modificação)

Fonte: Visual Taco

A tela “*Coeficiente de Fluência*”, Figura 64, é a - Tela Visual Taco (coeficiente de Fluência), na qual é definido o coeficiente de fluência através das classes de carregamento e de umidade, referente ao item 4.8.5.

Classes de Carregamento	Classes de Umidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
Permanente ou de Longa Duração	0.8	2.0
Média Duração	0.3	1.0
Curta Duração	0.1	0.5

Figura 64- Tela Visual Taco (coeficiente de Fluência)
Fonte: Visual Taco

As cargas são introduzidas de tal maneira que é considerada a combinação das ações, pelas formulações da norma de Projeto de estruturas de madeira, Figura 65.

Pela sistemática utilizada no PC-frame, as solicitações foram geradas, havendo sido considerada a combinação das ações, deste modo, estas são as solicitações de cálculo.

Portanto no campo da força axial foram introduzidos valores que geraram a força axial de cálculo correspondente a evidenciada na Tabela 12.

Carregamentos

Combinação de Ações (Item 7.1.3 NBR 7190/1997)

Combinação 1
 $\sum \gamma_{ak} G_{k1} + \gamma_D | G_{k2} + \psi_{D1} W_{k1} |$ ☒

Combinação 2
 $\sum \gamma_{ak} G_{k1} + \gamma_D | 0.75 W_{k1} + \psi_{D2} G_{k2} |$ ☒

Carregamentos

	Axial (F)	Momento (M)	Cortante (V)
Permanente (1) (G_{k1})	58.206 kN	0.00 kN · mm	0.00 kN
Acidental (2) (Q_{k1})	0.00 kN	0.00 kN · mm	0.00 kN
Vento (3) (W_{k1})	0.00 kN	0.00 kN · mm	0.00 kN

Figura 65- Tela Visual Taco (carregamentos)
Fonte: Visual Taco

7.1 Resultados obtidos pelo *Visual Taco*

7.1.1 Cálculos de verificação à tração

Como exemplo de cálculo de tração, têm-se os resultados obtidos na barra do montante de maior tração pelo programa *Visual Taco*.

RESULTADOS

UNIDADES mm e kN

PROPRIEDADES DA MADEIRA

Tipo Madeira- Eucalipto Salinga

$f_{cok} = 0.02 \text{ kN/mm}^2$

$f_{tok} = 0.05 \text{ kN/mm}^2$

$f_{vk} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$

$E_{com} = 7.32 \text{ kN/mm}^2$

$K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3}$

$K_{mod} = 0.70 * 1.00 * 0.80$

$K_{mod} = 0.56$

SEÇÃO TRANSVERSAL

$A = 9600.00 \text{ mm}^2$

$I_y = 20480000.00 \text{ mm}^4$

$I_z = 2880000.00 \text{ mm}^4$

$I_{min} = 2880000.00 \text{ mm}^4$

$i_y = 46.19 \text{ mm}$

$i_z = 17.32 \text{ mm}$

$i_{min} = 17.32 \text{ mm}$

$L = 700.00 \text{ mm}$

CARREGAMENTOS

$F1 \rightarrow 3.53 \text{ kN}$

$M1 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$

$V1 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$

$F2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$

$M2 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$

$V2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$

$F3 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$

$M3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$

$V3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$

Combinação das Ações Normais

$F_{d1} = 0.90 * F1 + 1.40 (F2 + 0.60 * F3)$

$F_{d1} = 0.90 * 3.53 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)$

$F_{d1} = 3.18 \text{ kN}$

TRAÇÃO PARALELA AS FIBRAS

$$f_{tod} = K_{mod} * f_{tok} / 1.8$$

$$f_{tod} = 0.56 * 0.05 / 1.80$$

$$f_{tod} = 14.56 \text{ kN/mm}^2$$

$$T_{tod1} = F_{d1} / A$$

$$T_{tod1} = 3.18 / 9600.00$$

$$T_{tod1} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$$

Verificação

$$f_{tod} \geq T_{tod1}$$

$$14.56 \geq 0.00 \quad \text{OK!}$$

Ok! Peça suporta o carregamento!

FLEXOTRAÇÃO

$$T_{tod1} = F_{d1} / A$$

$$T_{tod1} = 3.18 / 9600.00$$

$$T_{tod1} = 0.00 \text{ kN / mm}^2$$

$$T_{Myd1} = M_{d1y} / I_y * 80.00$$

$$T_{Myd1} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$$

$$T_{Myd1} = 0.00 \text{ kN / mm}^2$$

$$T_{Mzd1} = M_{d1z} / I_z * 30.00$$

$$T_{Mzd1} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$$

$$T_{Mzd1} = 0.00 \text{ kN / mm}^2$$

$$(T_{tod1}/f_{tod}) + (T_{Myd1}/f_{tod}) + (K_M * T_{Mzd1}/f_{tod}) \leq 1$$

$$0.00 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$(T_{tod1}/f_{tod}) + (K_M * T_{Myd1}/f_{tod}) + (T_{Mzd1}/f_{tod}) \leq 1$$

$$0.00 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

Ok!

Ok! Peça suporta carregamento!

7.1.2 Cálculos de verificação à compressão

Como exemplo de cálculo de compressão, tem-se os resultados obtidos na barra do contraventamento vertical de maior compressão pelo programa Visual Taco.

RESULTADOS

UNIDADES mm e kN

PROPRIEDADES DA MADEIRA

Tipo Madeira- Eucalipto Salinga

$$f_{cok} = 0.02 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_{tok} = 0.05 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_{vk} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$$

$$E_{com} = 7.32 \text{ kN/mm}^2$$

$$K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3}$$

$$K_{mod} = 0.70 * 1.00 * 0.80$$

$$K_{mod} = 0.56$$

SEÇÃO TRANSVERSAL

$$A = 9600.00 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 20480000.00 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2880000.00 \text{ mm}^4$$

$$I_{min} = 2880000.00 \text{ mm}^4$$

$$i_y = 46.19 \text{ mm}$$

$$i_z = 17.32 \text{ mm}$$

$$i_{min} = 17.32 \text{ mm}$$

$$L = 2119.00 \text{ mm}$$

CARREGAMENTOS

$$F1 \rightarrow -5.34 \text{ kN}$$

$$M1 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$$

$$V1 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$F2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$M2 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$$

$$V2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$F3 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$$

$$M3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$V3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

Combinação das Ações Normais

$$Fd1 = 0.90 * F1 + 1.40 (F2 + 0.60 * F3)$$

$$Fd1 = 0.90 * -5.34 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)$$

$$Fd1 = 7.47 \text{ kN}$$

COMPRESSÃO PARALELA AS FIBRAS

$$f_{cod} = K_{mod} * (f_{cok} / 1.4)$$

$$f_{cod} = 0.56 * (0.02 / 1.40)$$

$$f_{cod} = 0.01 \text{ kN/mm}^2$$

$$\text{Esbeltez} = L / R_{min}$$

$$\text{Esbeltez} = 2119.00 / 17.32$$

$$\text{Esbeltez} = 122.34$$

$80 < \text{Esbeltez} \leq 140$ - Peça Esbelta

Tensões atuantes devida à força normal

$$T_{cod1} = Fd1 / A$$

$$T_{cod1} = 7.47 / 9600.00 \text{ kN/mm}^2$$

$$T_{cod1} = 0.00$$

Tensões atuantes devido ao Momento

$$E_{coef} = K_{mod} * E_{com}$$

$$E_{coef} = 0.56 * 7.32$$

$$E_{coef} = 4.10 \text{ kN/mm}^2$$

$$F_e = (\pi^2 * E_{coef} * I_{min}) / L^2$$

$$F_e = (\pi^2 * 4.10 * 2.88E6) / 2119.00^2$$

$$F_e = 25.94 \text{ kN}$$

$$e_a = L / 300$$

$$e_a = 2119.00 / 300$$

$$e_a = 7.06 \text{ mm}$$

$$e_i = M_{d1} / F_{d1}$$

$$e_i = 0.00 / 7.47$$

$$e_i = 0.00 \text{ mm}$$

$$c = (\phi * (F_1 + ((w_1 + w_2) * F_3))) / (F_e - (F_1 + ((w_1 + w_2) * F_3)))$$

$$c = (0.80 * (-5.34 + ((0.50 + 0.30) * 0.00))) / (25.94 - (-5.34 + ((0.50 + 0.30) * 0.00)))$$

$$c = 0.21$$

$$e_{ig} = M_{d1} / F_1$$

$$e_{ig} = 0.00 / -5.34$$

$$e_{ig} = 0.00 \text{ mm}$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) * (\exp(c) - 1)$$

$$e_c = (0.00 + 7.06) * (\exp(0.21) - 1)$$

$$e_c = 1.63 \text{ mm}$$

$$e_{lef} = e_i + e_a + e_c$$

$$e_{lef} = 0.00 + 7.06 + 1.63$$

$$e_{lef} = 8.69 \text{ mm}$$

$$M_{ed1} = F_{d1} * e_{lef} * (F_e / (F_e - F_{d1}))$$

$$M_{ed1} = 7.47 * 8.69 * (25.94 / (25.94 - 0.00))$$

$$M_{ed1} = 91.17 \text{ kN*mm}$$

$$T_{Med1} = (M_{ed1} / I_{min}) * y$$

$$T_{Med1} = (91.17 / 2.88E6) * 30.00$$

$$T_{Med1} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$$

Verificação

$$(T_{cod1}/f_{cod}) + (T_{Med1}/f_{cod}) \leq 1$$

$$(0.00 / 0.01) + (0.00 / 0.01) \leq 1$$

$$0.19 \leq 1 \quad \text{Ok!}$$

Ok! Peça suporta o carregamento!

FLEXOCOMPRESSÃO

$$T_{cod1} = F_{d1} / A$$

$$T_{cod1} = 7.47 / 9600.00$$

$$T_{cod1} = 0.00 \text{ kN / mm}^2$$

$$T_{Myd1} = M_{d1y} / I_y * 80.00$$

$$TMyd1 = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$$

$$TMyd1 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$$

$$TMzd1 = Md1z / Iz * 30.00$$

$$TMzd1 = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$$

$$TMzd1 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$$

$$(Tcod1/fcod)^2 + (TMyd1/fcod) + (KM * TMzd1/fcod) \leq 1$$

$$0.01 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$(Tcod1/fcod)^2 + (KM * TMyd1/fcod) + (TMzd1/fcod) \leq 1$$

$$0.01 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

Ok! Peça suporta o carregamento!

Após a verificação das solicitações das forças axiais para cada grupo de barra, obtiveram-se os seguintes resultados, Tabela 13.

Tabela 13 – Aceitação das peças as solicitações

Fonte: Autores

Grupo	Tração	Compressão	Observação
Montante	aceita	aceita	
Diagonal	aceita	aceita	
Contraventamento Vertical	aceita	aceita	
Contraventamento Horizontal	aceita	não aceita	Elemento é muito esbelto
Transversina	aceita	aceita	
Longarina	aceita	não aceita	A seção tem área pequena

8 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Dois grupos de elementos não comportam as solicitações de cálculo, portanto deve-se mudar o dimensionamento destas peças para que as suportem. A alteração do dimensionamento das peças implica na alteração do peso próprio da superestrutura, além da alteração da força do vento sob a superestrutura. Apesar da carga distribuída de vento continuar a mesma, com a alteração das áreas dos elementos, muda-se a magnitude da força de vento.

Como os elementos do contraventamento horizontal, são barras muito esbeltas, estas barras serão divididas em duas partes iguais, a interligação das barras será articulada, este nó também conectará o contraventamento horizontal da outra direção, formando assim um “X” com quatro barras saindo do mesmo, na tentativa de manter o modelo de treliça. Desta maneira a distribuição das cargas tende a não alterar demasiadamente em sua magnitude, uma vez que a alteração do valor será devida ao deslocamento em uma estrutura hiperestática. Nas barras das longarinas, como a área da seção não é suficiente para resistir à força máxima de compressão, esta será aumentada para 20x20 cm.

A partir destas alterações, ou seja, alteração do modelo estrutural devido ao encurtamento dos elementos do contraventamento horizontal e a ligação entre estes elementos, e o redimensionamento das seções das longarinas, retornou-se ao programa PC-frame, e realizaram-se as devidas alterações. Desta maneira, foram geradas novas forças axiais, representadas na Tabela 14.

Tabela 14– Forças axiais máximas nas barras por grupos após novo dimensionamento

Fonte: Autores

Grupo	Tração [kN/m]	Barra	Combinação	Compressão [kN/m]	Barra	Combinação
Montante	-2,57	53	Comb_63	81,6	10	Comb_36
Diagonal	-112	96	Comb_34	13,5	101	Comb_62
Contraventamento Vertical	-10,5	79	Comb_61	6,59	87	Comb_36
Contraventamento Horizontal	-16,5	110	Comb_33	44,1	118	Comb_32
Transversina	-36,5	64	Comb_13	14,8	72	Comb_12
Longarina	-98,7	5	Comb_61	184	35	Comb_61

A partir das novas solicitações, foram realizadas novamente as verificações em cada através do programa Visual Taco. Com os resultados foram obtidos, foi gerado a Tabela 14. Os cálculos de todos os grupos se encontram no Anexo II.

Tabela 15 – Aceitação das peças as solicitações após novo dimensionamento
Fonte: Autores

Grupo	Tração	Compressão
Montante	aceita	Aceita
Diagonal	aceita	Aceita
Contraventamento Vertical	aceita	Aceita
Contraventamento Horizontal	aceita	Aceita
Transversina	aceita	Aceita
Longarina	aceita	Aceita

Todos os elementos foram aceitos, desta maneira a superestrutura como um todo é aceita. Caso contrário deveria ser feito “n” dimensionamentos até que esta seja aceita.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Qualquer projeto de pontes deve atender os requisitos básicos, para que seja uma obra aceita e funcional, satisfazendo o fim a qual a obra se destina permitindo e proporcionando um fluxo normal sobre a mesma. É imprescindível que a estrutura transmita segurança, garantindo que as tensões e deformações nos materiais, e em toda a estrutura de modo geral, estejam dentro dos limites admissíveis em todas as fases de carregamento.

O modelo estrutural proposto seguiu as Normas vigentes para projetos de pontes e estruturas de madeira, garantindo assim, a segurança e funcionalidade da ponte em questão. A utilização da madeira como material estrutural, e a simplicidade das dimensões das partes da ponte, garantiram o intuito principal motivacional, em servir como modelo para situações emergenciais, como no caso do município de São Luiz do Paraitinga – SP. Por se tratar de um dimensionamento básico, simples e simétrico, é possível adaptar o projeto para outros casos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro. 107p.

ALVIM, R. C. (2002). A Resistência dos Pilares de Madeira Composta. São Paulo. 206p. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

ALVIM, R. C.; VELOSO, L. A. C. M.; ALMEIDA, P. A. O.; MANCINI, E. (2003). Determinação da força cortante nas ligações de pilares de madeira solidarizados descontinuamente – Proposta para a revisão da NBR 7190 (1997). São Paulo. 8p.

ODEBRECHT, P. (2002). Apostila de Pontes. Blumenau. 10p.– Centro de Ciências e Tecnológicas CCT – FUR.

JÚNIOR, C.C. (2006). Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira. São Carlos. 166p.– Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

REVISTA DA MADEIRA (2001). Madeira de Eucalipto na construção civil. Curitiba, edição especial, p. 100-102, setembro.

HARPUR, B. Uma Ponte para a Vitória: A história não contada da Ponte Bailey. HSMO, Londres. p.69

CHEUNG, A. B. (2003). Tabuleiro ortótropo treliçado protendido transversalmente para aplicação em pontes de madeira. São Carlos. 167p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ALLEN, L. et al. The builders – Marvels of engineering. Washington: National Geographic Society, 1992. p.66-67.

REVISTA FOLHA DE SÃO PAULO. Site oficial disponível em:
<<http://www1.folha.uol.com.br>>

PORTAL R7 NOTÍCIAS. Site oficial disponível em: < <http://noticias.r7.com>>

PORTAL DE NOTÍCIAS G1. Site oficial disponível em: < <http://g1.com.br>>

MABEY BRIDGE. Site oficial em: < <http://www.mabeybridge.co.uk> >

ANEXO A - Coordenadas

Tabela 16– Coordenadas dos Nós

NÓ	X(mm)	Y(mm)	Z(mm)
1	0	0	0
2	900	0	0
3	1800	0	0
4	2700	0	0
5	3600	0	0
6	4000	0	0
7	4900	0	0
8	5800	0	0
9	6700	0	0
10	7600	0	0
11	7600	700	0
12	6700	700	0
13	5800	700	0
14	4900	700	0
15	4000	700	0
16	3600	700	0
17	2700	700	0
18	1800	700	0
19	900	700	0

20	0	700	0
21	0	0	2000
22	900	0	2000
23	1800	0	2000
24	2700	0	2000
25	3600	0	2000
26	4000	0	2000
27	4900	0	2000
28	5800	0	2000
29	6700	0	2000
30	7600	0	2000
31	7600	700	2000
32	6700	700	2000
33	5800	700	2000
34	4900	700	2000
35	4000	700	2000
36	3600	700	2000
37	2700	700	2000
38	1800	700	2000
39	900	700	2000
40	0	700	2000

ANEXO B - Resultados

Montante - Tração	F1 -> 2.86 kN	
	M1 -> 0.00 kN*mm	Ttod1 = Fd1 / A
RESULTADOS	V1 -> 0.00 kN	Ttod1 = 2.57 / 9600.00
UNIDADES mm e kN	F2 -> 0.00 kN	Ttod1 = 0.00 kN/mm²
PROPRIEDADES DA MADEIRA	M2 -> 0.00 kN*mm	
	V2 -> 0.00 kN	Ttod2 = Fd2 / A
Tipo Madeira- Eucalipto Salinga	F3 -> 0.00 kN*mm	Ttod2 = 2.57 / 9600.00
fcok = 0.02 kN/mm²	M3 -> 0.00 kN	Ttod2 = 0.00 kN/mm²
ftok = 0.05 kN/mm²	V3 -> 0.00 kN	
fvk = 0.00 kN/mm²		Verificação
Ecom = 7.32 kN/mm²	Combinação das Ações Normais	
		ftod >= Ttod1
Kmod = Kmod1 * Kmod2 * Kmod3	Fd1 = 0.90 * F1 + 1.40 (F2 + 0.60 * F3)	14.56 >= 0.00 OK!
Kmod = 0.70 * 1.00 * 0.80	Fd1 = 0.90 * 2.86 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)	ftod >= Ttod2
Kmod = 0.56	Fd1 = 2.57 kN	14.56 >= 0.00 OK!
SEÇÃO TRANSVERSAL	Fd2 = 0.90 * F1 + 1.40 (0.75 * F3 + 0.60 * F2)	Ok! Peça suporta o carregamento!
A = 9600.00 mm²	Fd2 = 0.90 * 2.86 + 1.40 (0.75 * 0.00 + 0.60 * 0.00)	
Iy = 20480000.00 mm⁴		FLEXOTRACÇÃO
Iz = 2880000.00 mm⁴	Fd2 = 2.57 kN	
Imin = 2880000.00 mm⁴		Ttod1 = Fd1/ A
iy = 46.19 mm		Ttod1 = 2.57 / 9600.00
iz = 17.32 mm	TRAÇÃO PARALELA AS FIBRAS	Ttod1 = 0.00kN / mm²
imin = 17.32 mm		
L = 700.00 mm	ftod = Kmod * ftok / 1.8	TMyd1 = Md1y / Iy * 80.00
	ftod = 0.56 * 0.05 / 1.80	TMyd1 = 0.00 / 2.048E7 * 80.00
CARREGAMENTOS	ftod= 14.56 kN/mm²	TMyd1 = 0.00kN / mm²

$TMzd1 = Md1z / Iz * 30.00$	Ok! Peça suporta carregamento!	$F1 \rightarrow -58.29 \text{ kN}$
$TMzd1 = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$		$M1 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$
$TMzd1 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	<u>Montante - Compressão</u>	$V1 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$
		$F2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$
$(Ttod1/ftod)+(TMyd1/ftod)+(KM*TMzd1/ftod)<=1$	RESULTADOS	$M2 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$
$0.00 <= 1 \quad \text{OK!}$	UNIDADES mm e kN	$V2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$
		$F3 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$
$(Ttod1/ftod)+(KM*TMyd1/ftod)+(TMzd1/ftod)<=1$	PROPRIEDADES DA MADEIRA	$M3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$
$0.00 <= 1 \quad \text{OK!}$		$V3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$
	Tipo Madeira- Eucalipto Salinga	Combinação das Ações Normais
Ok!	$fcok = 0.02 \text{ kN/mm}^2$	
	$ftok = 0.05 \text{ kN/mm}^2$	$Fd1 = 0.90 * F1 + 1.40 (F2 + 0.60 * F3)$
$Ttod2 = Fd2 / A$	$fvk = 0.00 \text{ kN/mm}^2$	
$Ttod2 = 2.57 / 9600.00$	$Ecom = 7.32 \text{ kN/mm}^2$	$Fd1 = 0.90 * -58.29 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)$
$Ttod2 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$Kmod = Kmod1 * Kmod2 * Kmod3$	$Fd1 = 81.60 \text{ kN}$
	$Kmod = 0.70 * 1.00 * 0.80$	
$TMyd2 = Md2y / Iy * 80.00$	$Kmod = 0.56$	$Fd2 = 0.90 * F1 + 1.40 (0.75 * F3 + 0.60 * F2)$
$TMyd2 = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$		$Fd2 = 0.90 * -58.29 + 1.40 (0.75 * 0.00 + 0.60 * 0.00)$
$TMyd2 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	SEÇÃO TRANSVERSAL	$Fd2 = 81.60 \text{ kN}$
	$A = 9600.00 \text{ mm}^2$	
$TMzd2 = Md2z / Iz * 30.00$	$Iy = 20480000.00 \text{ mm}^4$	
$TMzd2 = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$	$Iz = 2880000.00 \text{ mm}^4$	
$TMzd2 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$Imin = 2880000.00 \text{ mm}^4$	COMPRESSÃO PARALELA AS FIBRAS
	$iy = 46.19 \text{ mm}$	
$(Ttod2/ftod)+(TMyd2/ftod)+(KM*TMzd2/ftod)<=1$	$iz = 17.32 \text{ mm}$	$fcod = Kmod * (fcok / 1.4)$
$0.00 <= 1 \quad \text{OK!}$	$imin = 17.32 \text{ mm}$	$fcod = 0.56 * (0.02 / 1.40)$
	$L = 700.00 \text{ mm}$	$fcod = 0.01 \text{ kN/mm}^2$
$(Ttod2/ftod)+(KM*TMyd2/ftod)+(TMzd2/ftod)<=1$	CARREGAMENTOS	$Esbeltez = L / Rmin$
$0.00 <= 1 \quad \text{OK!}$		

Esbeltez = 700.00 / 17.32	$TM_{yd1} = M_{d1y} / I_y * 80.00$	0.86 <= 1 OK!
Esbeltez = 4.04	$TM_{yd1} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$	
	$TM_{yd1} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	Ok! Peça suporta o carregamento!
Esbeltez <= 40 - Peça Curta		<u>Diagonal - Tração</u>
	$TM_{zd1} = M_{d1z} / I_z * 30.00$	
Tensão atuante	$TM_{zd1} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$	RESULTADOS
	$TM_{zd1} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	
$T_{cod1} = F_{d1} / A$		UNIDADES mm e kN
$T_{cod1} = 81.60 / 9600.00 \text{ kN/mm}^2$	$(T_{cod1}/f_{cod})^2 + (TM_{yd1}/f_{cod}) + (KM * TM_{zd1}/f_{cod}) <= 1$	
$T_{cod1} = 0.01$	0.86 <= 1 OK!	PROPRIEDADES DA MADEIRA
$T_{cod2} = F_{d2} / A$		Tipo Madeira- Eucalipto Salinga
$T_{cod2} = 81.60 / 9600.00 \text{ kN/mm}^2$	$(T_{cod1}/f_{cod})^2 + (KM * TM_{yd1}/f_{cod}) + (TM_{zd1}/f_{cod}) <= 1$	$f_{cok} = 0.02 \text{ kN/mm}^2$
$T_{cod2} = 0.01$	0.86 <= 1 OK!	$f_{tok} = 0.05 \text{ kN/mm}^2$
		$f_{vk} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$
Verificação	$T_{cod2} = F_{d2} / A$	$E_{com} = 7.32 \text{ kN/mm}^2$
	$T_{cod2} = 81.60 / 9600.00$	
$T_{cod1} <= f_{cod}$	$T_{cod2} = 0.01 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3}$
0.01 <= 0.01 OK!		$K_{mod} = 0.70 * 1.00 * 0.80$
	$TM_{yd2} = M_{d2y} / I_y * 80.00$	$K_{mod} = 0.56$
$T_{cod2} <= f_{cod}$	$TM_{yd2} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$	
0.01 <= 0.01 OK!	$TM_{yd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	SEÇÃO TRANSVERSAL
		$A = 9600.00 \text{ mm}^2$
	$TM_{zd2} = M_{d2z} / I_z * 30.00$	$I_y = 20480000.00 \text{ mm}^4$
Ok! Peça suporta o carregamento!	$TM_{zd2} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$	$I_z = 2880000.00 \text{ mm}^4$
	$TM_{zd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$I_{min} = 2880000.00 \text{ mm}^4$
FLEXOCOMPRESSÃO		$i_y = 46.19 \text{ mm}$
	$(T_{cod2}/f_{cod})^2 + (TM_{yd2}/f_{cod}) + (KM * TM_{zd2}/f_{cod}) <= 1$	$i_z = 17.32 \text{ mm}$
$T_{cod1} = F_{d1} / A$	0.86 <= 1 OK!	$i_{min} = 17.32 \text{ mm}$
$T_{cod1} = 81.60 / 9600.00$		$L = 700.00 \text{ mm}$
$T_{cod1} = 0.01 \text{ kN} / \text{mm}^2$		0
	$(T_{cod2}/f_{cod})^2 + (KM * TM_{yd2}/f_{cod}) + (TM_{zd2}/f_{cod}) <= 1$	CARREGAMENTOS

	$T_{tod1} = 0.01 \text{ kN/mm}^2$	$0.00 \leq 1$ OK!
F1 -> 124.44 kN		
M1 -> 0.00 kN*mm	$T_{tod2} = F_{d2} / A$	$(T_{tod1}/f_{tod}) + (K_M * T_{Myd1}/f_{tod}) + (T_{Mzd1}/f_{tod}) \leq 1$
V1 -> 0.00 kN	$T_{tod2} = 112.00 / 9600.00$	$0.00 \leq 1$ OK!
F2 -> 0.00 kN	$T_{tod2} = 0.01 \text{ kN/mm}^2$	
M2 -> 0.00 kN*mm		Ok!
V2 -> 0.00 kN	Verificação	
F3 -> 0.00 kN*mm		$T_{tod2} = F_{d2} / A$
M3 -> 0.00 kN	$f_{tod} \geq T_{tod1}$	$T_{tod2} = 112.00 / 9600.00$
V3 -> 0.00 kN	$14.56 \geq 0.01$ OK!	$T_{tod2} = 0.01 \text{ kN} / \text{mm}^2$
Combinação das Ações Normais	$f_{tod} \geq T_{tod2}$	$T_{Myd2} = M_{d2y} / I_y * 80.00$
	$14.56 \geq 0.01$ OK!	$T_{Myd2} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$
$F_{d1} = 0.90 * F_1 + 1.40 (F_2 + 0.60 * F_3)$		$T_{Myd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$
$F_{d1} = 0.90 * 124.44 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)$	Ok! Peça suporta o carregamento!	
$F_{d1} = 112.00 \text{ kN}$	FLEXOTRACÇÃO	$T_{Mzd2} = M_{d2z} / I_z * 30.00$
		$T_{Mzd2} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$
		$T_{Mzd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$
$F_{d2} = 0.90 * F_1 + 1.40 (0.75 * F_3 + 0.60 * F_2)$	$T_{tod1} = F_{d1} / A$	
$F_{d2} = 0.90 * 124.44 + 1.40 (0.75 * 0.00 + 0.60 * 0.00)$	$T_{tod1} = 112.00 / 9600.00$	$(T_{tod2}/f_{tod}) + (T_{Myd2}/f_{tod}) + (K_M * T_{Mzd2}/f_{tod}) \leq 1$
$F_{d2} = 112.00 \text{ kN}$	$T_{tod1} = 0.01 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$0.00 \leq 1$ OK!
	$T_{Myd1} = M_{d1y} / I_y * 80.00$	
	$T_{Myd1} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$	$(T_{tod2}/f_{tod}) + (K_M * T_{Myd2}/f_{tod}) + (T_{Mzd2}/f_{tod}) \leq 1$
TRACÇÃO PARALELA AS FIBRAS	$T_{Myd1} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$0.00 \leq 1$ OK!
$f_{tod} = K_{mod} * f_{tok} / 1.8$	$T_{Mzd1} = M_{d1z} / I_z * 30.00$	Ok! Peça suporta carregamento!
$f_{tod} = 0.56 * 0.05 / 1.80$	$T_{Mzd1} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$	
$f_{tod} = 14.56 \text{ kN/mm}^2$	$T_{Mzd1} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	<u>Diagonal - Compressão</u>
$T_{tod1} = F_{d1} / A$	$(T_{tod1}/f_{tod}) + (T_{Myd1}/f_{tod}) + (K_M * T_{Mzd1}/f_{tod}) \leq 1$	RESULTADOS
$T_{tod1} = 112.00 / 9600.00$		

UNIDADES mm e kN	F3 -> 0.00 kN*mm	Tcod1 = Fd1 / A
	M3 -> 0.00 kN	Tcod1 = 13.50 / 9600.00 kN/mm²
PROPRIEDADES DA MADEIRA	V3 -> 0.00 kN	Tcod1 = 0.00
Tipo Madeira- Eucalipto Salinga	Combinação das Ações Normais	Tcod2 = Fd2 / A
fcok = 0.02 kN/mm²		Tcod2 = 13.50 / 9600.00 kN/mm²
ftok = 0.05 kN/mm²	Fd1 = 0.90 * F1 + 1.40 (F2 + 0.60 * F3)	Tcod2 = 0.00
fvk = 0.00 kN/mm²		
Ecom = 7.32 kN/mm²	Fd1 = 0.90 * -9.64 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)	Verificação
	Fd1 = 13.50 kN	
Kmod = Kmod1 * Kmod2 * Kmod3		Tcod1<=fcod
Kmod = 0.70 * 1.00 * 0.80	Fd2 = 0.90 * F1 + 1.40 (0.75 * F3 + 0.60 * F2)	0.00 <= 0.01 OK!
Kmod = 0.56	Fd2 = 0.90 * -9.64 + 1.40 (0.75 * 0.00 + 0.60 * 0.00)	Tcod2<=fcod
SEÇÃO TRANSVERSAL	Fd2 = 13.50 kN	0.00 <= 0.01 OK!
A = 9600.00 mm²		
Iy = 20480000.00 mm⁴		
Iz = 2880000.00 mm⁴	COMPRESSÃO PARALELA AS FIBRAS	Ok! Peça suporta o carregamento!
Imin = 2880000.00 mm⁴		
iy = 46.19 mm		FLEXOCOMPRESSÃO
iz = 17.32 mm	fcod = Kmod * (fcok / 1.4)	
imin = 17.32 mm	fcod = 0.56 * (0.02 / 1.40)	Tcod1 = Fd1 / A
L = 700.00 mm	fcod = 0.01 kN/mm²	Tcod1 = 13.50 / 9600.00
		Tcod1 = 0.00kN / mm²
CARREGAMENTOS	Esbeltez = L / Rmin	
	Esbeltez = 700.00 / 17.32	TMyd1 = Md1y / Iy * 80.00
F1 -> -9.64 kN	Esbeltez = 4.04	TMyd1 = 0.00 / 2.048E7 * 80.00
M1 -> 0.00 kN*mm		TMyd1 = 0.00kN / mm²
V1 -> 0.00 kN	Esbeltez <= 40 - Peça Curta	
F2 -> 0.00 kN		TMzd1 = Md1z / Iz * 30.00
M2 -> 0.00 kN*mm	Tensão atuante	TMzd1 = 0.00 / 2.88E6 * 30.00
V2 -> 0.00 kN		TMzd1 = 0.00kN / mm²

		V2 -> 0.00 kN
$(T_{cod1}/f_{cod})^2 + (T_{Myd1}/f_{cod}) + (K_M * T_{Mzd1}/f_{cod}) \leq 1$	UNIDADES mm e kN	F3 -> 0.00 kN*mm
0.02 <= 1 OK!		M3 -> 0.00 kN
	PROPRIEDADES DA MADEIRA	V3 -> 0.00 kN
$(T_{cod1}/f_{cod})^2 + (K_M * T_{Myd1}/f_{cod}) + (T_{Mzd1}/f_{cod}) \leq 1$	Tipo Madeira- Eucalipto Salinga	Combinação das Ações Normais
0.02 <= 1 OK!	$f_{cok} = 0.02 \text{ kN/mm}^2$	
	$f_{tok} = 0.05 \text{ kN/mm}^2$	$F_{d1} = 0.90 * F_1 + 1.40 (F_2 + 0.60 * F_3)$
$T_{cod2} = F_{d2} / A$	$f_{vk} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$	$F_{d1} = 0.90 * 11.67 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)$
$T_{cod2} = 13.50 / 9600.00$	$E_{com} = 7.32 \text{ kN/mm}^2$	$F_{d1} = 10.50 \text{ kN}$
$T_{cod2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$		
	$K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3}$	
$T_{Myd2} = M_{d2y} / I_y * 80.00$	$K_{mod} = 0.70 * 1.00 * 0.80$	$F_{d2} = 0.90 * F_1 + 1.40 (0.75 * F_3 + 0.60 * F_2)$
$T_{Myd2} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$	$K_{mod} = 0.56$	$F_{d2} = 0.90 * 11.67 + 1.40 (0.75 * 0.00 + 0.60 * 0.00)$
$T_{Myd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$		$F_{d2} = 10.50 \text{ kN}$
	SEÇÃO TRANSVERSAL	
$T_{Mzd2} = M_{d2z} / I_z * 30.00$	$A = 9600.00 \text{ mm}^2$	
$T_{Mzd2} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$	$I_y = 20480000.00 \text{ mm}^4$	
$T_{Mzd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$I_z = 2880000.00 \text{ mm}^4$	TRAÇÃO PARALELA AS FIBRAS
	$I_{min} = 2880000.00 \text{ mm}^4$	
$(T_{cod2}/f_{cod})^2 + (T_{Myd2}/f_{cod}) + (K_M * T_{Mzd2}/f_{cod}) \leq 1$	$i_y = 46.19 \text{ mm}$	$f_{tod} = K_{mod} * f_{tok} / 1.8$
0.02 <= 1 OK!	$i_z = 17.32 \text{ mm}$	$f_{tod} = 0.56 * 0.05 / 1.80$
	$i_{min} = 17.32 \text{ mm}$	$f_{tod} = 14.56 \text{ kN/mm}^2$
	$L = 2119.00 \text{ mm}$	
$(T_{cod2}/f_{cod})^2 + (K_M * T_{Myd2}/f_{cod}) + (T_{Mzd2}/f_{cod}) \leq 1$		$T_{tod1} = F_{d1} / A$
0.02 <= 1 OK!	CARREGAMENTOS	$T_{tod1} = 10.50 / 9600.00$
		$T_{tod1} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$
Ok! Peça suporta o carregamento!	$F_1 \rightarrow 11.67 \text{ kN}$	
<u>Contraventamento Vertical - Tração</u>	$M_1 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$	$T_{tod2} = F_{d2} / A$
	$V_1 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$	$T_{tod2} = 10.50 / 9600.00$
	$F_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$	$T_{tod2} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$
RESULTADOS	$M_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$	

Verificação

$$f_{tok} = 0.05 \text{ kN/mm}^2$$

$$T_{tod2} = F_{d2} / A$$

$$f_{vk} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_{tod} \geq T_{tod1}$$

$$T_{tod2} = 10.50 / 9600.00$$

$$E_{com} = 7.32 \text{ kN/mm}^2$$

$$14.56 \geq 0.00 \quad \text{OK!}$$

$$T_{tod2} = 0.00 \text{ kN / mm}^2$$

$$K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3}$$

$$f_{tod} \geq T_{tod2}$$

$$T_{Myd2} = M_{d2y} / I_y * 80.00$$

$$K_{mod} = 0.70 * 1.00 * 0.80$$

$$14.56 \geq 0.00 \quad \text{OK!}$$

$$T_{Myd2} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$$

$$K_{mod} = 0.56$$

$$T_{Myd2} = 0.00 \text{ kN / mm}^2$$

Ok! Peça suporta o carregamento!

SEÇÃO TRANSVERSAL

$$T_{Mzd2} = M_{d2z} / I_z * 30.00$$

$$A = 9600.00 \text{ mm}^2$$

FLEXOTRACÇÃO

$$T_{Mzd2} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$$

$$I_y = 20480000.00 \text{ mm}^4$$

$$T_{Mzd2} = 0.00 \text{ kN / mm}^2$$

$$I_z = 2880000.00 \text{ mm}^4$$

$$T_{tod1} = F_{d1} / A$$

$$I_{min} = 2880000.00 \text{ mm}^4$$

$$T_{tod1} = 10.50 / 9600.00$$

$$(T_{tod2}/f_{tod}) + (T_{Myd2}/f_{tod}) + (K_M * T_{Mzd2}/f_{tod}) \leq 1$$

$$i_y = 46.19 \text{ mm}$$

$$T_{tod1} = 0.00 \text{ kN / mm}^2$$

$$0.00 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$i_z = 17.32 \text{ mm}$$

$$i_{min} = 17.32 \text{ mm}$$

$$T_{Myd1} = M_{d1y} / I_y * 80.00$$

$$L = 2119.00 \text{ mm}$$

$$T_{Myd1} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$$

$$(T_{tod2}/f_{tod}) + (K_M * T_{Myd2}/f_{tod}) + (T_{Mzd2}/f_{tod}) \leq 1$$

$$T_{Myd1} = 0.00 \text{ kN / mm}^2$$

$$0.00 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

CARREGAMENTOS

$$T_{Mzd1} = M_{d1z} / I_z * 30.00$$

Ok! Peça suporta carregamento!

$$F_1 \rightarrow -4.71 \text{ kN}$$

$$T_{Mzd1} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$$

Contraventamento Vertical - Compressão

$$M_1 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$$

$$T_{Mzd1} = 0.00 \text{ kN / mm}^2$$

$$V_1 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$F_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$(T_{tod1}/f_{tod}) + (T_{Myd1}/f_{tod}) + (K_M * T_{Mzd1}/f_{tod}) \leq 1$$

RESULTADOS UNIDADES mm e

$$M_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$$

$$0.00 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

kN PROPRIEDADES DA

$$V_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$F_3 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$$

$$(T_{tod1}/f_{tod}) + (K_M * T_{Myd1}/f_{tod}) + (T_{Mzd1}/f_{tod}) \leq 1$$

MADEIRA

$$M_3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$V_3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$0.00 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

Tipo Madeira- Eucalipto Salinga

Combinação das Ações Normais

$$f_{cok} = 0.02 \text{ kN/mm}^2$$

Ok!

$Fd1 = 0.90 * F1 + 1.40 (F2 + 0.60 * F3)$	$Ecoef = 4.10 \text{ kN/mm}^2$	$Med1 = Fd1 * e1ef * (Fe / (Fe - Fd1))$
$Fd1 = 0.90 * -4.71 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)$	$Fe = (\pi^2 * Ecoef * Imin) / L^2$	$Med1 = 6.59 * 8.43 * (25.94 / (25.94 - 0.00))$
$Fd1 = 6.59 \text{ kN}$	$Fe = (\pi^2 * 4.10 * 2.88E6) / 2119.00^2$	$Med1 = 74.51 \text{ kN*mm}$
	$Fe = 25.94 \text{ kN}$	
$Fd2 = 0.90 * F1 + 1.40 (0.75 * F3 + 0.60 * F2)$	$ea = L / 300$	$TMed1 = (Med1 / Imin) * y$
$Fd2 = 0.90 * -4.71 + 1.40 (0.75 * 0.00 + 0.60 * 0.00)$	$ea = 2119.00 / 300$	$TMed1 = (74.51 / 2.88E6) * 30.00$
$Fd2 = 6.59 \text{ kN}$	$ea = 7.06 \text{ mm}$	$TMed1 = 0.00 \text{ kN/mm}^2$
		Verificação
COMPRESSÃO PARALELA AS FIBRAS	$ei = Md1 / Fd1$	$(Tcod1 / fcod) + (TMed1 / fcod) \leq 1$
	$ei = 0.00 / 6.59$	$(0.00 / 0.01) + (0.00 / 0.01) \leq 1$
	$ei = 0.00 \text{ mm}$	$0.16 \leq 1 \quad \text{Ok!}$
$fcod = Kmod * (fcok / 1.4)$	$c = (\phi * (F1 + ((w1 + w2) * F3))) / (Fe - (F1 + ((w1 + w2) * F3)))$	Tensões atuantes devida à força normal
$fcod = 0.56 * (0.02 / 1.40)$	$c = (0.80 * (-4.71 + ((0.50 + 0.30) * 0.00))) / (25.94 - (-4.71 * ((0.50 + 0.30) * 0.00)))$	$Tcod2 = Fd2 / A$
$fcod = 0.01 \text{ kN/mm}^2$	$c = 0.18$	$Tcod2 = 6.59 / 9600.00 \text{ kN/mm}^2$
$Esbeltez = L / Rmin$		$Tcod2 = 0.00$
$Esbeltez = 2119.00 / 17.32$	$eig = Md1 / F1$	Tensões atuantes devido ao Momento
$Esbeltez = 122.34$	$eig = 0.00 / -4.71$	$Ecoef = Kmod * Ecom$
$80 < Esbeltez \leq 140$ - Peça Esbelta	$eig = 0.00 \text{ mm}$	$Ecoef = 0.56 * 7.32$
Tensões atuantes devida à força normal	$ec = (eig + ea) * (\exp(c) - 1)$	$Ecoef = 4.10 \text{ kN/mm}^2$
$Tcod1 = Fd1 / A$	$ec = (0.00 + 7.06) * (\exp(0.18) - 1)$	$Fe = (\pi^2 * Ecoef * Imin) / L^2$
$Tcod1 = 6.59 / 9600.00 \text{ kN/mm}^2$	$ec = 1.37 \text{ mm}$	$Fe = (\pi^2 * 4.10 * 2.88E6) / 2119.00^2$
$Tcod1 = 0.00$	$e1ef = ei + ea + ec$	$Fe = 25.94 \text{ kN}$
Tensões atuantes devido ao Momento	$e1ef = 0.00 + 7.06 + 1.37$	$ea = L / 300$
$Ecoef = Kmod * Ecom$	$e1ef = 8.43 \text{ mm}$	$ea = 2119.00 / 300$
$Ecoef = 0.56 * 7.32$		$ea = 7.06 \text{ mm}$

$e_i = M_{d2} / F_{d2}$	$(T_{cod2}/f_{cod}) + (T_{Med2}/f_{cod}) \leq 1$	$TM_{yd2} = M_{d2y} / I_y * 80.00$
$e_i = 0.00 / 6.59$	$(0.00 / 0.01) + (0.00 / 0.01) \leq 1$	$TM_{yd2} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$
$e_i = 0.00 \text{ mm}$	$0.16 \leq 1 \quad \text{Ok!}$	$TM_{yd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$
$c = (\phi * (F_1 + ((w_1 + w_2) * F_3))) / (F_e - (F_1 + ((w_1 + w_2) * F_3)))$		$TM_{zd2} = M_{d2z} / I_z * 30.00$
$c = (0.80 * (-4.71 + ((0.50 + 0.30) * 0.00))) / (25.94 - (-4.71 * ((0.50 + 0.30) * 0.00)))$	Ok! Peça suporta o carregamento!	$TM_{zd2} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$
$c = 0.18$	FLEXOCOMPRESSÃO	$TM_{zd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$
		$(T_{cod2}/f_{cod})^2 + (TM_{yd2}/f_{cod}) + (KM * TM_{zd2}/f_{cod}) \leq 1$
$e_{ig} = M_{d2} / F_1$	$T_{cod1} = F_{d1} / A$	$0.01 \leq 1 \quad \text{OK!}$
$e_{ig} = 0.00 / -4.71$	$T_{cod1} = 6.59 / 9600.00$	
$e_{ig} = 0.00 \text{ mm}$	$T_{cod1} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$(T_{cod2}/f_{cod})^2 + (KM * TM_{yd2}/f_{cod}) + (TM_{zd2}/f_{cod}) \leq 1$
	$TM_{yd1} = M_{d1y} / I_y * 80.00$	$0.01 \leq 1 \quad \text{OK!}$
$e_c = (e_{ig} + e_a) * (\exp(c) - 1)$	$TM_{yd1} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$	
$e_c = (0.00 + 7.06) * (\exp(0.18) - 1)$	$TM_{yd1} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	Ok! Peça suporta o carregamento!
$e_c = 1.37 \text{ mm}$		Contraventamento Horizontal - Tração
	$TM_{zd1} = M_{d1z} / I_z * 30.00$	
$e_{lef} = e_i + e_a + e_c$	$TM_{zd1} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$	
$e_{lef} = 0.00 + 7.06 + 1.37$	$TM_{zd1} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	RESULTADOS UNIDADES mm e
$e_{lef} = 8.43 \text{ mm}$		
	$(T_{cod1}/f_{cod})^2 + (TM_{yd1}/f_{cod}) + (KM * TM_{zd1}/f_{cod}) \leq 1$	kN PROPRIEDADES DA
$M_{ed2} = F_{d2} * e_{lef} * (F_e / (F_e - F_{d2}))$	$0.01 \leq 1 \quad \text{OK!}$	MADEIRA
$M_{ed2} = 6.59 * 8.43 * (25.94 / (25.94 - 0.00))$		
$M_{ed2} = 74.51 \text{ kN} * \text{mm}$	$(T_{cod1}/f_{cod})^2 + (KM * TM_{yd1}/f_{cod}) + (TM_{zd1}/f_{cod}) \leq 1$	Tipo Madeira- Eucalipto Salinga
$TM_{ed2} = (M_{ed2} / I_{min}) * y$	$0.01 \leq 1 \quad \text{OK!}$	$f_{cok} = 0.02 \text{ kN/mm}^2$
$TM_{ed2} = (74.51 / 2.88E6) * 30.00$		$f_{tok} = 0.05 \text{ kN/mm}^2$
$TM_{ed2} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$	$T_{cod2} = F_{d2} / A$	$f_{vk} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$
	$T_{cod2} = 6.59 / 9600.00$	$E_{com} = 7.32 \text{ kN/mm}^2$
Verificação	$T_{cod2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	

$$K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3}$$

$$K_{mod} = 0.70 * 1.00 * 0.80$$

$$K_{mod} = 0.56$$

$$F_{d2} = 0.90 * F_1 + 1.40 (0.75 * F_3 + 0.60 * F_2)$$

$$F_{d2} = 0.90 * 18.33 + 1.40 (0.75 * 0.00 + 0.60 * 0.00)$$

RESULTADOS UNIDADES mm e

SEÇÃO TRANSVERSAL

$$F_{d2} = 16.50 \text{ kN}$$

kN PROPRIEDADES DA

$$A = 9600.00 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 20480000.00 \text{ mm}^4$$

MADEIRA

$$I_z = 2880000.00 \text{ mm}^4$$

TRAÇÃO PARALELA AS FIBRAS

$$I_{min} = 2880000.00 \text{ mm}^4$$

Tipo Madeira- Eucalipto Salanga

$$i_y = 46.19 \text{ mm}$$

$$f_{t0d} = K_{mod} * f_{t0k} / 1.8$$

$$f_{c0k} = 0.02 \text{ kN/mm}^2$$

$$i_z = 17.32 \text{ mm}$$

$$f_{t0d} = 0.56 * 0.05 / 1.80$$

$$f_{t0k} = 0.05 \text{ kN/mm}^2$$

$$i_{min} = 17.32 \text{ mm}$$

$$f_{t0d} = 14.56 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_{vk} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$$

$$L = 1345.50 \text{ mm}$$

$$E_{com} = 7.32 \text{ kN/mm}^2$$

$$T_{t0d1} = F_{d1} / A$$

CARREGAMENTOS

$$T_{t0d1} = 16.50 / 9600.00$$

$$K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3}$$

$$T_{t0d1} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$$

$$K_{mod} = 0.70 * 1.00 * 0.80$$

$$F_1 \rightarrow 18.33 \text{ kN}$$

$$K_{mod} = 0.56$$

$$M_1 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$$

$$T_{t0d2} = F_{d2} / A$$

$$V_1 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$T_{t0d2} = 16.50 / 9600.00$$

SEÇÃO TRANSVERSAL

$$F_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$T_{t0d2} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$$

$$A = 9600.00 \text{ mm}^2$$

$$M_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$$

$$I_y = 20480000.00 \text{ mm}^4$$

$$V_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

Verificação

$$I_z = 2880000.00 \text{ mm}^4$$

$$F_3 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$$

$$I_{min} = 2880000.00 \text{ mm}^4$$

$$M_3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$f_{t0d} \geq T_{t0d1}$$

$$i_y = 46.19 \text{ mm}$$

$$V_3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$$

$$14.56 \geq 0.00 \quad \text{OK!}$$

$$i_z = 17.32 \text{ mm}$$

$$i_{min} = 17.32 \text{ mm}$$

Combinação das Ações Normais

$$f_{t0d} \geq T_{t0d2}$$

$$L = 1345.50 \text{ mm}$$

$$14.56 \geq 0.00 \quad \text{OK!}$$

$$F_{d1} = 0.90 * F_1 + 1.40 (F_2 + 0.60 * F_3)$$

CARREGAMENTOS

$$F_{d1} = 0.90 * 18.33 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)$$

Ok! Peça suporta o carregamento!

Contraventamento Horizontal - Compressão

$$F_{d1} = 16.50 \text{ kN}$$

$$F_1 \rightarrow -31.50 \text{ kN}$$

$$M_1 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$$

V1 -> 0.00 kN	40 < Esbeltez <= 80 - Peça Medianamente Curta	
F2 -> 0.00 kN		Med1 = Fd1 * ed
M2 -> 0.00 kN*mm		Med1 = 44.10 * 14.26
V2 -> 0.00 kN	Tensões atuantes devido à força normal	Med1 = 628.82 kN/mm²
F3 -> 0.00 kN*mm	Tcod1 = Fd1 / A	
M3 -> 0.00 kN	Tcod1 = 44.10 / 9600.00 kN/mm²	TMed1 =(Med1 / Imin)* y
V3 -> 0.00 kN	Tcod1 = 0.00	TMed1 =(628.82 / 2.88E6)* 30.00
		TMed1 = 0.01 kN/mm²
Combinação das Ações Normais	Tensões atuantes devido ao Momento	
	ea = L /300	Verificação
Fd1 = 0.90 * F1 + 1.40 (F2 + 0.60 * F3)	ea = 1345.50 / 300	
	ea = 4.49 mm	(Tcod1/fcod)+(TMed1/fcod) <= 1
Fd1 = 0.90 * -31.50 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)		(0.00 / 0.01)+(0.01 / 0.01) <= 1
Fd1 = 44.10 kN	ei = Md1 / Fd1	1.21 <= 1 Não Ok!
	ei = 0.00 / 44.10	
Fd2 = 0.90 * F1 + 1.40 (0.75 * F3 + 0.60 * F2)	ei = 0.00 mm	Tensões atuantes devido à força normal
Fd2 = 0.90 * -31.50 + 1.40 (0.75 * 0.00 + 0.60 * 0.00)	e1 = ei + ea	Tcod2 = Fd2 / A
Fd2 = 44.10 kN	e1 = 0.00 + 4.49	Tcod2 = 44.10 / 9600.00 kN/mm²
	e1 = 4.49 mm	Tcod2 = 0.00
COMPRESSÃO PARALELA AS FIBRAS	Ecoef = Kmod * Ecom	Tensões atuantes devido ao Momento
	Ecoef = 0.56 * 7.32	ea = L /300
	Ecoef = 4.10 kN/mm²	ea = 1345.50 / 300
fcod = Kmod * (fcok / 1.4)		ea = 4.49 mm
fcod = 0.56 * (0.02 / 1.40)	Fe =(pi² * Ecoef * Imin)/L²	
fcod = 0.01 kN/mm²	Fe =(pi² * 4.10 * 2.88E6)/1345.50²	ei = Md2 / Fd2
	Fe = 64.34 kN	ei = 0.00 / 44.10
Esbeltez = L / Rmin		ei = 0.00 mm
Esbeltez = 1345.50 / 17.32	ed = e1 * (Fe/(Fe - Fd1))	
Esbeltez = 77.68	ed = 4.49 *(64.34/(64.34 - 44.10))	e1 = ei + ea
	ed = 14.26 mm	e1 = 0.00 + 4.49

e1 = 4.49 mm	FLEXOCOMPRESSÃO	
		$(Tcod2/fcod)^2 + (TMyd2/fcod) + (KM * TMzd2/fcod) \leq 1$
Ecoef = Kmod * Ecom	Tcod1 = Fd1 / A	0.25 <= 1 OK!
Ecoef = 0.56 * 7.32	Tcod1 = 44.10 / 9600.00	
Ecoef = 4.10 kN/mm²	Tcod1 = 0.00kN / mm²	
		$(Tcod2/fcod)^2 + (KM * TMyd2/fcod) + (TMzd2/fcod) \leq 1$
Fe = (pi² * Ecoef * Imin) / L²	TMyd1 = Md1y / Iy * 80.00	0.25 <= 1 OK!
Fe = (pi² * 4.10 * 2.88E6) / 1345.50²	TMyd1 = 0.00 / 2.048E7 * 80.00	
Fe = 64.34 kN	0 TMyd1 = 0.00kN / mm² TMyd1 = 0.00kN / mm²	Ok! Peça suporta o carregamento!
ed = e1 * (Fe / (Fe - Fd2))	TMzd1 = Md1z / Iz * 30.00	
ed = 4.49 * (64.34 / (64.34 - 44.10))	TMzd1 = 0.00 / 2.88E6 * 30.00	
ed = 14.26 mm	TMzd1 = 0.00kN / mm²	FLEXOTRAÇÃO
Med2 = Fd2 * ed	$(Tcod1/fcod)^2 + (TMyd1/fcod) + (KM * TMzd1/fcod) \leq 1$	Ttod1 = Fd1 / A
Med2 = 44.10 * 14.26	0.25 <= 1 OK!	Ttod1 = 16.50 / 9600.00
Med2 = 628.82 kN/mm²		Ttod1 = 0.00kN / mm²
TMed2 = (Med2 / Imin) * y	$(Tcod1/fcod)^2 + (KM * TMyd1/fcod) + (TMzd1/fcod) \leq 1$	TMyd1 = Md1y / Iy * 80.00
TMed2 = (628.82 / 2.88E6) * 30.00	0.25 <= 1 OK!	TMyd1 = 0.00 / 2.048E7 * 80.00
TMed2 = 0.01 kN/mm²		TMyd1 = 0.00kN / mm²
	Tcod2 = Fd2 / A	
Verificação	Tcod2 = 44.10 / 9600.00	TMzd1 = Md1z / Iz * 30.00
	Tcod2 = 0.00kN / mm²	TMzd1 = 0.00 / 2.88E6 * 30.00
		TMzd1 = 0.00kN / mm²
$(Tcod2/fcod) + (TMed2/fcod) \leq 1$		
$(0.00 / 0.01) + (0.01 / 0.01) \leq 1$	TMyd2 = Md2y / Iy * 80.00	
1.21 <= 1 Não Ok!	TMyd2 = 0.00 / 2.048E7 * 80.00	$(Ttod1/fcod) + (TMyd1/fcod) + (KM * TMzd1/fcod) \leq 1$
	TMyd2 = 0.00kN / mm²	0.00 <= 1 OK!
Não Ok! Peça não suporta o carregamento!	TMzd2 = Md2z / Iz * 30.00	
	TMzd2 = 0.00 / 2.88E6 * 30.00	$(Ttod1/fcod) + (KM * TMyd1/fcod) + (TMzd1/fcod) \leq 1$
	TMzd2 = 0.00kN / mm²	0.00 <= 1 OK!

	Tipo Madeira- Eucalipto Salinga	Combinação das Ações Normais
Ok!	$f_{cok} = 0.02 \text{ kN/mm}^2$	
	$f_{tok} = 0.05 \text{ kN/mm}^2$	$F_{d1} = 0.90 * F_1 + 1.40 (F_2 + 0.60 * F_3)$
$T_{tod2} = F_{d2} / A$	$f_{vk} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$	$F_{d1} = 0.90 * 40.56 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)$
$T_{tod2} = 16.50 / 9600.00$	$E_{com} = 7.32 \text{ kN/mm}^2$	$F_{d1} = 36.50 \text{ kN}$
$T_{tod2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$		
	$K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3}$	
$TM_{yd2} = M_{d2y} / I_y * 80.00$	$K_{mod} = 0.70 * 1.00 * 0.80$	$F_{d2} = 0.90 * F_1 + 1.40 (0.75 * F_3 + 0.60 * F_2)$
$TM_{yd2} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$	$K_{mod} = 0.56$	$F_{d2} = 0.90 * 40.56 + 1.40 (0.75 * 0.00 + 0.60 * 0.00)$
$TM_{yd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$		
	SEÇÃO TRANSVERSAL	$F_{d2} = 36.50 \text{ kN}$
$TM_{zd2} = M_{d2z} / I_z * 30.00$	$A = 9600.00 \text{ mm}^2$	
$TM_{zd2} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$	$I_y = 20480000.00 \text{ mm}^4$	
$TM_{zd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$I_z = 2880000.00 \text{ mm}^4$	TRAÇÃO PARALELA AS FIBRAS
	$I_{min} = 2880000.00 \text{ mm}^4$	
$(T_{tod2}/f_{tod})+(TM_{yd2}/f_{tod})+(KM*T_{Mzd2}/f_{tod})\leq 1$	$i_y = 46.19 \text{ mm}$	$f_{tod} = K_{mod} * f_{tok} / 1.8$
$0.00 \leq 1$ OK!	$i_z = 17.32 \text{ mm}$	$f_{tod} = 0.56 * 0.05 / 1.80$
	$i_{min} = 17.32 \text{ mm}$	$f_{tod} = 14.56 \text{ kN/mm}^2$
	$L = 2000.00 \text{ mm}$	
$(T_{tod2}/f_{tod})+(KM*TM_{yd2}/f_{tod})+(T_{Mzd2}/f_{tod})\leq 1$		$T_{tod1} = F_{d1} / A$
$0.00 \leq 1$ OK!	CARREGAMENTOS	$T_{tod1} = 36.50 / 9600.00$
		$T_{tod1} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$
Ok! Peça suporta carregamento!	$F_1 \rightarrow 40.56 \text{ kN}$	
	$M_1 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$	$T_{tod2} = F_{d2} / A$
Transversina - Tração	$V_1 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$	$T_{tod2} = 36.50 / 9600.00$
	$F_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$	$T_{tod2} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$
RESULTADOS	$M_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$	
	$V_2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$	Verificação
UNIDADES mm e kN	$F_3 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$	
	$M_3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$	$f_{tod} \geq T_{tod1}$
PROPRIEDADES DA MADEIRA	$V_3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$	$14.56 \geq 0.00$ OK!

$f_{tod} \geq T_{tod2}$	$TM_{yd2} = M_{d2y} / I_y * 80.00$	$K_{mod} = 0.56$
$14.56 \geq 0.00$ OK!	$TM_{yd2} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$	
	$TM_{yd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	SEÇÃO TRANSVERSAL
Ok! Peça suporta o carregamento!		$A = 9600.00 \text{ mm}^2$
	$TM_{zd2} = M_{d2z} / I_z * 30.00$	$I_y = 20480000.00 \text{ mm}^4$
FLEXOTRACÇÃO	$TM_{zd2} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$	$I_z = 2880000.00 \text{ mm}^4$
	$TM_{zd2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$I_{min} = 2880000.00 \text{ mm}^4$
$T_{tod1} = F_{d1} / A$		$i_y = 46.19 \text{ mm}$
$T_{tod1} = 36.50 / 9600.00$	$(T_{tod2}/f_{tod})+(TM_{yd2}/f_{tod})+(KM*T_{Mzd2}/f_{tod}) \leq 1$	$i_z = 17.32 \text{ mm}$
$T_{tod1} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$0.00 \leq 1$ OK!	$i_{min} = 17.32 \text{ mm}$
		$L = 2000.00 \text{ mm}$
$TM_{yd1} = M_{d1y} / I_y * 80.00$	$(T_{tod2}/f_{tod})+(KM*TM_{yd2}/f_{tod})+(T_{Mzd2}/f_{tod}) \leq 1$	CARREGAMENTOS
$TM_{yd1} = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$	$0.00 \leq 1$ OK!	
$TM_{yd1} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$		$F1 \rightarrow -10.57 \text{ kN}$
$TM_{zd1} = M_{d1z} / I_z * 30.00$	Ok! Peça suporta carregamento!	$M1 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$
$TM_{zd1} = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$	Transversina - Compressão	$V1 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$
$TM_{zd1} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$		$F2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$
	RESULTADOS UNIDADES mm e	$M2 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$
$(T_{tod1}/f_{tod})+(TM_{yd1}/f_{tod})+(KM*T_{Mzd1}/f_{tod}) \leq 1$	kN PROPRIEDADES DA	$V2 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$
$0.00 \leq 1$ OK!		$F3 \rightarrow 0.00 \text{ kN*mm}$
	MADEIRA	$M3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$
$(T_{tod1}/f_{tod})+(KM*TM_{yd1}/f_{tod})+(T_{Mzd1}/f_{tod}) \leq 1$		$V3 \rightarrow 0.00 \text{ kN}$
$0.00 \leq 1$ OK!	Tipo Madeira- Eucalipto Salinga	Combinação das Ações Normais
	$f_{cok} = 0.02 \text{ kN/mm}^2$	
Ok!	$f_{tok} = 0.05 \text{ kN/mm}^2$	$F_{d1} = 0.90 * F1 + 1.40 (F2 + 0.60 * F3)$
	$f_{vk} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$	$F_{d1} = 0.90 * -10.57 + 1.40 (0.00 + 0.60 * 0.00)$
$T_{tod2} = F_{d2} / A$	$E_{com} = 7.32 \text{ kN/mm}^2$	$F_{d1} = 14.80 \text{ kN}$
$T_{tod2} = 36.50 / 9600.00$		
$T_{tod2} = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$	$K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3}$	
	$K_{mod} = 0.70 * 1.00 * 0.80$	$F_{d2} = 0.90 * F1 + 1.40 (0.75 * F3 +$

$0.60 * F_2$		$T_{Med1} = (316.58 / 2.88E6) * 30.00$
$F_{d2} = 0.90 * -10.57 + 1.40 (0.75 * 0.00 + 0.60 * 0.00)$	$ea = L / 300$	$T_{Med1} = 0.00 \text{ kN/mm}^2$
$F_{d2} = 14.80 \text{ kN}$	$ea = 2000.00 / 300$	
	$ea = 6.67 \text{ mm}$	Verificação
COMPRESSÃO PARALELA AS FIBRAS	$ei = M_{d1} / F_{d1}$	$(T_{cod1}/f_{cod}) + (T_{Med1}/f_{cod}) \leq 1$
	$ei = 0.00 / 14.80$	$(0.00 / 0.01) + (0.00 / 0.01) \leq 1$
	$ei = 0.00 \text{ mm}$	$0.53 \leq 1 \quad \text{Ok!}$
$f_{cod} = K_{mod} * (f_{cok} / 1.4)$		
$f_{cod} = 0.56 * (0.02 / 1.40)$	$c = (\phi * (F_1 + ((w_1 + w_2) * F_3))) / (F_e - (F_1 + ((w_1 + w_2) * F_3)))$	Tensões atuantes devida à força normal
$f_{cod} = 0.01 \text{ kN/mm}^2$	$c = (0.80 * (-10.57 + ((0.50 + 0.30) * 0.00))) / (29.12 - (-10.57 * ((0.50 + 0.30) * 0.00)))$	$T_{cod2} = F_{d2} / A$
$Es_{beltez} = L / R_{min}$	$c = 0.46$	$T_{cod2} = 14.80 / 9600.00 \text{ kN/mm}^2$
$Es_{beltez} = 2000.00 / 17.32$		$T_{cod2} = 0.00$
$Es_{beltez} = 115.47$	$e_{ig} = M_{d1} / F_1$	Tensões atuantes devido ao Momento
	$e_{ig} = 0.00 / -10.57$	$E_{coef} = K_{mod} * E_{com}$
$80 < Es_{beltez} \leq 140$ - Peça Esbelta	$e_{ig} = 0.00 \text{ mm}$	$E_{coef} = 0.56 * 7.32$
Tensões atuantes devida à força normal	$ec = (e_{ig} + ea) * (\exp(c) - 1)$	$E_{coef} = 4.10 \text{ kN/mm}^2$
$T_{cod1} = F_{d1} / A$	$ec = (0.00 + 6.67) * (\exp(0.46) - 1)$	$F_e = (\pi^2 * E_{coef} * I_{min}) / L^2$
$T_{cod1} = 14.80 / 9600.00 \text{ kN/mm}^2$	$ec = 3.85 \text{ mm}$	$F_e = (\pi^2 * 4.10 * 2.88E6) / 2000.00^2$
$T_{cod1} = 14.80 / 9600.00 \text{ kN/mm}^2$		$F_e = 29.12 \text{ kN}$
$T_{cod1} = 0.00$	$e_{lef} = ei + ea + ec$	
Tensões atuantes devido ao Momento	$e_{lef} = 0.00 + 6.67 + 3.85$	$ea = L / 300$
$E_{coef} = K_{mod} * E_{com}$	$e_{lef} = 10.52 \text{ mm}$	$ea = 2000.00 / 300$
$E_{coef} = 0.56 * 7.32$		$ea = 6.67 \text{ mm}$
$E_{coef} = 4.10 \text{ kN/mm}^2$	$M_{ed1} = F_{d1} * e_{lef} * (F_e / (F_e - F_{d1}))$	
	$M_{ed1} = 14.80 * 10.52 * (29.12 / (29.12 - 0.00))$	$ei = M_{d2} / F_{d2}$
$F_e = (\pi^2 * E_{coef} * I_{min}) / L^2$	$M_{ed1} = 316.58 \text{ kN*mm}$	$ei = 0.00 / 14.80$
$F_e = (\pi^2 * 4.10 * 2.88E6) / 2000.00^2$		$ei = 0.00 \text{ mm}$
$F_e = 29.12 \text{ kN}$	$T_{Med1} = (M_{ed1} / I_{min}) * y$	

$$c = (c * (F1 + ((w1 + w2) * F3))) / (Fe - (F1 + ((w1 + w2) * F3)))$$

$$c = (0.80 * (-10.57 + ((0.50 + 0.30) * 0.00))) / (29.12 - (-10.57 * ((0.50 + 0.30) * 0.00)))$$

$$c = 0.46$$

$$eig = Md2 / F1$$

$$eig = 0.00 / -10.57$$

$$eig = 0.00 \text{ mm}$$

$$ec = (eig + ea) * (\exp(c) - 1)$$

$$ec = (0.00 + 6.67) * (\exp(0.46) - 1)$$

$$ec = 3.85 \text{ mm}$$

$$e1ef = ei + ea + ec$$

$$e1ef = 0.00 + 6.67 + 3.85$$

$$e1ef = 10.52 \text{ mm}$$

$$Med2 = Fd2 * e1ef * (Fe / (Fe - Fd2))$$

$$Med2 = 14.80 * 10.52 * (29.12 / (29.12 - 0.00))$$

$$Med2 = 316.58 \text{ kN*mm}$$

$$TMed2 = (Med2 / Imin) * y$$

$$TMed2 = (316.58 / 2.88E6) * 30.00$$

$$TMed2 = 0.00 \text{ kN/mm}^2$$

Verificação

$$(Tcod2/fcod) + (TMed2/fcod) \leq 1$$

$$(0.00 / 0.01) + (0.00 / 0.01) \leq 1$$

$$0.53 \leq 1 \quad \text{Ok!}$$

Ok! Peça suporta o carregamento!

FLEXOCOMPRESSÃO

$$Tcod1 = Fd1 / A$$

$$Tcod1 = 14.80 / 9600.00$$

$$Tcod1 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$$

$$TMyd1 = Md1y / Iy * 80.00$$

$$TMyd1 = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$$

$$TMyd1 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$$

$$TMzd1 = Md1z / Iz * 30.00$$

$$TMzd1 = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$$

$$TMzd1 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$$

$$(Tcod1/fcod) + (TMyd1/fcod) + (KM * TMzd1/fcod) \leq 1$$

$$0.03 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$(Tcod1/fcod)^2 + (KM * TMyd1/fcod) + (TMzd1/fcod) \leq 1$$

$$0.03 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$Tcod2 = Fd2 / A$$

$$Tcod2 = 14.80 / 9600.00$$

$$Tcod2 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$$

$$TMyd2 = Md2y / Iy * 80.00$$

$$TMyd2 = 0.00 / 2.048E7 * 80.00$$

$$TMyd2 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$$

$$TMzd2 = Md2z / Iz * 30.00$$

$$TMzd2 = 0.00 / 2.88E6 * 30.00$$

$$TMzd2 = 0.00 \text{ kN} / \text{mm}^2$$

$$(Tcod2/fcod)^2 + (TMyd2/fcod) + (KM * TMzd2/fcod) \leq 1$$

$$0.03 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$(Tcod2/fcod)^2 + (KM * TMyd2/fcod) + (TMzd2/fcod) \leq 1$$

$$0.03 \leq 1 \quad \text{OK!}$$