

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Jean Roa Sbabo

**SOBRE A CONSIDERAÇÃO DE VIBRAÇÕES COMO
ESTADO LIMITE DE SERVIÇO NO PROJETO DE
PASSARELAS METÁLICAS**

Porto Alegre

Julho de 2018

JEAN ROA SBABO

**SOBRE A CONSIDERAÇÃO DE VIBRAÇÕES COMO
ESTADO LIMITE DE SERVIÇO NO PROJETO DE
PASSARELAS METÁLICAS**

Trabalho de Diplomação apresentado à
Comissão de Graduação do Curso de
Engenharia Civil da Escola de
Engenharia da Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Orientador: Ruy Carlos Ramos de Menezes

Porto Alegre

Julho de 2018

JEAN ROA SBABO

**SOBRE A CONSIDERAÇÃO DE VIBRAÇÕES COMO
ESTADO LIMITE DE SERVIÇO NO PROJETO DE
PASSARELAS METÁLICAS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II - Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Julho de 2018

Prof. Ruy Carlos Ramos De Menezes
Dr. Techn. pela Universitaet Innsbruck, Áustria
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
Ph.D. pela Pennsylvania State University, EUA

Prof. Felipe Schaedler de Almeida (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS

Prof. Ruy Carlos Ramos De Menezes (UFRGS)
Dr. Techn. pela Universitaet Innsbruck, Áustria

Dedico este trabalho a meus pais, Euclides e Sandra, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Ruy Carlos Ramos de Menezes, orientador deste trabalho, pelos valiosos ensinamentos passados, pelo bom humor assíduo ao conduzir os encontros acadêmicos e pelas palavras de apoio durante boa parte da graduação.

Aos demais professores, pelos ensinamentos transmitidos ao longo da graduação.

Aos colegas da SUINFRA, pelo constante interesse em transmitir conhecimento e auxiliar no futuro profissional.

Aos meus amigos e colegas, pelo apoio acadêmico e moral nos momentos mais difíceis ao longo da graduação.

À Vitória, por sua compreensão nos dias difíceis e sua vivacidade ao me acompanhar, que tanto auxiliaram no fim desta trajetória.

Aos meus pais, por acreditarem e apoiarem os meus sonhos.

Se você é capaz de sonhar, é capaz de realizar. Sempre se lembre que tudo isso aqui começou com um rato.

Walt Disney

RESUMO

Atualmente, nota-se que as passarelas projetadas estão vencendo vãos cada vez maiores com estruturas cada vez menos robustas. As estruturas mais esbeltas demandam maior atenção nos fenômenos oscilatórios, e não somente aos carregamentos estáticos. As diminuições de massa e de rigidez aproximam a frequência natural de passarelas metálicas com as faixas de frequências modais de ações externas. Portanto, na análise de tais estruturas é importante observar sua suscetibilidade às ações dinâmicas, cujos efeitos podem causar amplitudes de vibração superiores e, conseqüentemente, aumentam o risco do fenômeno de ressonância, que ocorre se a frequência da ponte coincide com a frequência de excitação, i. e. a frequência do carregamento devido a pedestres ou do vento. Alguns dos principais fatores que restringem o projeto de passarelas, no âmbito dinâmico, são: as frequências naturais, as propriedades de amortecimento, a massa da ponte e o carregamento de pedestres. Os projetistas devem considerar todos os fatores citados, a fim de assegurar o bom comportamento da estrutura. Caso contrário, mudanças na estrutura da passarela ou a adição de amortecedores são alternativas a serem estudadas. No presente trabalho, está esquematizado o panorama geral para o dimensionamento e a análise de vibrações como Estado Limite de Serviço (ELS) de uma passarela para pedestres em estrutura metálica, cuja inspiração geométrica foi a passarela da PUCRS. Todas as etapas de projeto seguiram as regulamentações das Normas Técnicas da ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) e de manuais técnicos internacionais, que forneceram as diretrizes de cálculo para as verificações de segurança e conforto.

Palavras-chave: Passarela. Vibrações.
Estrutura metálica.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Passarela metálica da PUCRS	23
Figura 2 - Diagrama de delineamento	25
Figura 3 - Localização espacial da passarela da PUCRS.	28
Figura 4 - Estrutura de acesso à passarela	28
Figura 5 – Ligação das barras diagonais com o banzo superior	29
Figura 6 - Parte inferior da passarela e apoios intermediários da passarela da PUCRS.....	30
Figura 7 - Nomenclatura das treliças laterais	31
Figura 8 - Nomenclatura da face superior e da face inferior	32
Figura 9 - Tabela de propriedades mecânicas Gerdau SA.....	33
Figura 10 – Perfis duplo U, com medidas em milímetros.	33
Figura 11 - Perfil face C, com medidas em milímetros.....	34
Figura 12 - Perfis da Face D, com medidas em milímetros.	35
Figura 13 –Representação do Corte AA' indicado no Anexo A, em centímetros.	36
Figura 14 - Coeficiente de flambagem local k_l para a seção completa em barras sob compressão centrada.....	68
Figura 15 - Mapa de isopletas.....	73
Figura 16 - Coeficiente de arrasto pelo índice da área exposta	78
Figura 17 - Fator de proteção para dois ou mais planos paralelos igualmente afastados.....	79
Figura 18 - Exemplo de seleção dos materiais utilizados.....	80
Figura 19 - Perfis tubulares 2U 200x100x4,75	81
Figura 20 - Perfis laminados W150x24	82
Figura 21 - Perfis laminados W200x71	82
Figura 22 - Representação tridimensional do modelo	83
Figura 23 - Seção transversal das barras fictícias no modelo.....	84
Figura 24 - Barras fictícias no modelo	84
Figura 25 - Inserção da condição de momento fletor nulo nos nós.....	85
Figura 26 - Modelo após a condição de momento fletor nulo nos nós.....	85
Figura 27 - Representação da combinação de esforços C_i	89
Figura 28 - Opção de análise da estrutura	91
Figura 29 - Esforços axiais encontrados para a combinação C_{iii}	91
Figura 30 – Vista em planta da área de influência da barra D10, unidades em centímetros....	92
Figura 31 - Passarela com a inserção de dois pilares no centro do vão.....	96
Figura 32 - Passarela com a inserção de quatro pilares intermediários.....	98

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Valores dos fatores de combinação ψ_0	52
Quadro 2 – Coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis	53
Quadro 3 – Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados	58
Quadro 4 – Valores de $(b/t)_{lim}$	61
Quadro 5 – Fator S_2	75
Quadro 6 – Valores mínimos para o fator estatístico S_3	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Contribuição dos elementos metálicas para as cargas nodais	37
Tabela 2 - Contribuição dos elementos de ligação para as cargas nodais	38
Tabela 3 - Contribuição dos elementos do tabuleiro para as cargas nodais	39
Tabela 4 - Contribuição dos elementos da cobertura para as cargas nodais	40
Tabela 5 - Faixas de risco de vibração vertical (SÉTRA, 2008)	48
Tabela 6 - Faixas de risco de vibração lateral (SÉTRA, 2008)	49
Tabela 7 - Contribuição do vento a barlavento no carregamento nodal	87
Tabela 8 - Contribuição do vento a sotavento no carregamento nodal	87
Tabela 9 - Combinação dos carregamentos	88
Tabela 10 - Variáveis de projeto.....	90
Tabela 11 - Verificação dos perfis tubulares tracionados.....	93
Tabela 12 - Verificação dos perfis tubulares comprimidos.....	93
Tabela 13 - Verificação dos perfis laminados tracionados.....	94
Tabela 14 - Verificação dos perfis laminados comprimidos	94
Tabela 15- Verificação dos perfis tubulares tracionados, Modelagem II.....	99
Tabela 16- Verificação dos perfis tubulares comprimidos, Modelagem II.....	99
Tabela 17 - Verificação dos perfis tubulares tracionados, Modelagem III	100
Tabela 18 - Verificação dos perfis tubulares comprimidos, Modelagem III.....	100
Tabela 19 – Análise modal da Modelagem III, parte 1	102
Tabela 20 - Análise modal da Modelagem III, parte 2.....	103
Tabela 21 - Análise modal da Modelagem I	105
Tabela 22 - Análise modal da Modelagem II	106

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CBCA – Centro Brasileiro de Construção em Aço

HIVOSS – Human Induced Vibrations of Steel Structures

MLE – Método da largura efetiva

MSE – Método da seção efetiva

NBR – Norma Brasileira

PUCRS – Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul

SÉTRA – Service d'Études techniques des routes et autoroutes

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A_g – área bruta da seção transversal;

μ – massa linear da barra;

M_{Total} – massa total do conjunto de elementos;

P_i – carga concentrada relativa ao peso das barras metálicas por nó;

e_{ct} – espessura da chapa de topo;

d_{ct} – massa específica da chapa de topo;

e_t – espessura do tabuleiro com revestimento incluso;

γ_t – massa específica do concreto;

e_c – espessura das placas da cobertura;

ρ_c – peso os elementos de cobertura por m^2 ;

A_{Total} – área total de projeção da cobertura;

P – peso dos pedestres;

$a_{i,vert}$ – coeficiente de Fourier do i -ésimo harmônico para forças verticais;

f_s – frequência de passo;

φ_i – diferença de fase do i -ésimo harmônico;

n – número total de harmônicos;

$F_{p,vert}$ – força periódica vertical devido ao caminhar de pedestres.

$F_{G_i,k}$ – representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q_{1,k}}$ – é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Q_{j,k}}$ – representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

$F_{Q_{exc}}$ – é o valor da ação transitória excepcional.

f_y – tensão de escoamento do aço;

γ_{al} – 1,1.;

A_e – área efetiva da seção transversal;

f_u – tensão de ruptura;

L – comprimento da barra;

γ_{a2} – 1,35;

$N_{t,Sd}$ – força axial de tração solicitante de cálculo.

r_{\min} – raio de giração mínimo da seção transversal para o maior comprimento destravado;

r_o : – raio de giração da seção transversal;

$N_{t,Sd}$: – força axial de tração solicitante de cálculo.

E : – módulo de elasticidade do aço;

I_x : – momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

$K_x L_x$: – comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;

I_y : – momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;

$K_y L_y$: – comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;

$K_z L_z$: – comprimento de flambagem por torção;

C_w : – constante de empenamento da seção transversal;

G : – módulo de elasticidade transversal do aço;

J : – constante de torção da seção transversal;

x_0 e y_0 – coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y, respectivamente, em relação aos centros geométricos da seção;

Q – fator de redução total associado à flambagem local;

χ – fator de redução associada à flambagem global;

$N_{c,Sd}$ – força axial de compressão resistente de cálculo;

Q_s – fator de redução que leva em conta a flambagem local dos elementos AL (apenas uma borda longitudinal vinculada);

Q_a – fator de redução que leva em conta a flambagem local dos elementos AA (duas bordas longitudinais vinculadas);

A_{ef} – área efetiva da seção transversal comprimida;

A – área bruta da seção transversal;

A_{n0} – área líquida da seção transversal da barra fora da região da ligação;

A_n – área líquida da seção transversal da barra na região da ligação;

C_t – coeficiente de redução da área líquida, igual a 1 quando todos os elementos estão conectados por soldas longitudinais ou por uma combinação de soldas longitudinais e transversais;

$N_{t,Rd}$ – força axial de tração resistente de cálculo;

ν – coeficiente de Poisson;

k_l – coeficiente de flambagem local para a seção completa;

b_w – é a largura da alma;

t – espessura da seção;

N_1 – força axial de flambagem elástica; $\gamma : 1,20$;

$N_{c,Rd}$ – força axial de compressão resistente de cálculo;

F_a – força de arrasto do vento;

C_a – coeficiente de arrasto;

h_r – altura no topo do reticulado;

V_k : – velocidade característica do vento (m/s);

η : fator de proteção;

V_0 : – velocidade básica do vento (m/s);

S_1 : – fator topográfico;

S_2 : – fator rugosidade do terreno, dimensões e altura sobre o terreno;

S_3 : – fator estatístico;

C_a – coeficiente de arrasto de um reticulado isolado;

C_{an} – força de arrasto do conjunto de n reticulados;

F_a – força de arrasto do vento;

F_{ai} – força de arrasto do vento em cada nó;

q : – velocidade básica do vento (Pa);

ϕ_v : – índice de área exposta;

A_r : – área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado (cm^2).

M : – matriz de massa;

C : – matriz de amortecimento;

K : – matriz de rigidez;

$q(t)$ – vetor de deslocamentos;

$F(t)$ – vetor de carga dinâmica, forças externas.

ϕ_r : – modo de vibração da estrutura

ω_r : – frequência natural.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	20
2 MÉTODO DE PESQUISA	22
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	22
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA	22
2.3 PRESSUPOSTO	22
2.4 PREMISA	23
2.5 LIMITAÇÕES	24
2.6 DELINEAMENTO	24
3 DESCRIÇÃO DO PROJETO	27
3.1 CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA	27
3.2 DESCRIÇÃO DO MODELO	30
3.2.1 NOMENCLATURA DOS ELEMENTOS	31
3.2.2 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E FÍSICAS	32
3.3 MODELO DE CÁLCULO	36
3.4 CARREGAMENTOS ESTÁTICOS.....	37
3.4.1 ELEMENTOS DE BARRA.....	37
3.4.2 ELEMENTOS DE LIGAÇÃO.....	38
3.4.3 ELEMENTOS DO TABULEIRO.....	39
3.4.4 ELEMENTOS DA COBERTURA.....	39
3.4.5 CARGA DEVIDA AO PESO PRÓPRIO.....	40
3.5 SOFTWARES UTILIZADOS.....	40
4 ESTUDO DOS EFEITOS VIBRATÓRIOS SOBRE A ESTRUTURA.....	42
4.1 VIBRAÇÕES.....	42
4.1.2 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA.....	43
4.2 VIBRAÇÕES DEVIDAS À AÇÃO HUMANA.....	44
4.2.1 MODELO DE CARGA PARA UM PEDESTRE ISOLADO	45
4.3 CRITÉRIOS PARA A ANÁLISE DINÂMICA.....	46
4.3.1 DETERMINAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS	46
4.3.2 VERIFICAÇÃO DO INTERVALO CRÍTICO DE FREQUÊNCIAS	47

5 ESTUDO DAS NORMAS	50
5.1 NBR 7188/2013	50
5.2 NBR 8800/2008	51
5.2.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	51
5.2.1.1 AÇÕES E COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO.....	52
5.2.1.2 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS	53
5.2.1.3 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS EXCEPCIONAIS	54
5.2.1.4 COMBINAÇÕES FREQUENTES DE SERVIÇO.....	55
5.2.2 ESTUDO DA TRAÇÃO.....	55
5.2.3 ESTUDO DA COMPRESSÃO.....	57
5.3.3.1 FLAMBAGEM GLOBAL.....	57
5.3.3.2 FORÇA AXIAL RESISTENTE DE CÁLCULO	60
5.2.4 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO	64
5.3 NBR 14762/2010.....	65
5.3.1 ESTUDO DA TRAÇÃO.....	66
5.3.2 ESTUDO DA COMPRESSÃO.....	67
5.3.2.1 FLAMBAGEM GLOBAL	67
5.4 NBR 6123/1988.....	71
5.4.1 VELOCIDADE CARACTERÍSTICA.....	71
5.4.2 PRESSÃO DINÂMICA.....	76
5.4.3 RETICULADOS PLANOS ISOLADOS.....	77
5.4.4 RETICULADOS PLANOS MÚLTIPLOS.....	78
6 DIMENSIONAMENTO	80
6.1 DESENHO DO MODELO.....	80
6.1.1 MATERIAIS E SEÇÕES TRANSVERSAIS	80
6.1.2 BARRAS FICTÍCIAS	83
6.1.3 LIGAÇÕES COMO ROTULADAS PERFEITAS	85
6.2 DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE AÇÕES	86
6.3 SOLICITAÇÕES	88
6.4 VERIFICAÇÕES PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO	91
6.5 ALTERAÇÕES GEOMÉTRIAS	96

6.5.1 MODELAGEM II	96
6.5.2 MODELAGEM III	97
7 ANÁLISE DINÂMICA	101
7.1 ANÁLISE DE VIBRAÇÃO LIVRE	101
8 CONCLUSÃO	107
REFERÊNCIAS	109
ANEXO A	111
ANEXO B	112

1 INTRODUÇÃO

O progresso tecnológico no âmbito da resistência dos materiais confere aos materiais utilizados na construção civil relações de rigidez por massa cada vez maiores, diminuindo o amortecimento das estruturas e aumentando a demanda de atenção aos fenômenos oscilatórios, não somente aos carregamentos estáticos. Portanto, na análise de tais estruturas é importante observar sua suscetibilidade às ações dinâmicas.

As movimentações humanas impõem esforços dinâmicos aos elementos estruturais, e tal comportamento está particularmente presente em passarelas de pedestres esbeltas, onde estes esforços podem levar a problemas de utilização, como desconforto e reações emocionais de pedestres. Por conseguinte, as respostas dinâmicas desempenham um papel fundamental no desenho de estruturas suscetíveis aos processos oscilatórios.

Durante as etapas de análise e dimensionamento, os projetistas devem considerar todos os fatores citados, a fim de assegurar o bom comportamento da estrutura. Caso os resultados encontrados não satisfaçam as condições mínimas de segurança e serviço normatizadas, mudanças geométricas ou a adição de amortecedores são alternativas a serem estudadas. O projeto em questão apresenta o dimensionamento de uma passarela metálica e a análise de vibrações como Estado Limite de Serviço (ELS) para a estrutura proposta.

O presente trabalho está dividido em 8 capítulos, com a finalidade de apresentar de um panorama geral sobre o dimensionamento de uma passarela metálica e a análise de possíveis problemas dinâmicos. Neste primeiro capítulo, estão apresentadas as considerações iniciais e a estrutura como o trabalho está organizado.

O capítulo 2 apresenta as diretrizes de projeto, onde são descritos os objetivos, o pressuposto, as premissas, as delimitações, as limitações e o delineamento das etapas do trabalho.

No capítulo 3 as características geométricas e físicas da estrutura são apresentadas, bem como os materiais e o software utilizado nas etapas de dimensionamento e análise dinâmica.

No capítulo 4 está presente o estudo dos efeitos dinâmicos de pedestres sobre estruturas a partir de manuais técnicos internacionais, que definem os critérios adotados para a avaliação das condições de conforto dos usuários.

No capítulo 5 são apresentadas as Normas Técnicas da ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) para a verificação da estrutura quanto ao Estados Limites Últimos (ELU), bem como critérios de conforto mínimos para os usuários.

No capítulo 6 há apresentação do dimensionamento da estrutura metálica, alterações geométricas necessárias para a verificação dos ELU descritos no capítulo e os respectivos resultados finais.

No capítulo 7 são apresentados os modos de vibração para o caso de vibração livre, as frequências naturais e a classificação quanto ao risco de ressonância das estruturas verificadas no capítulo 6, bem como a análise dos resultados.

No capítulo 8 há a conclusão do trabalho, uma síntese das etapas de análise executadas e sugestões para trabalhos futuros.

2 MÉTODO DE PESQUISA

O projeto foi baseado em duas etapas. A primeira etapa, de pesquisa científica, define o problema de pesquisa, objetivos, hipóteses, delimitações, limitações e delineamento. As etapas seguintes definem as diretrizes de projeto, o dimensionamento e a análise das variáveis dinâmicas da estrutura proposta.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A pesquisa visa embasar o dimensionamento de uma passarela metálica com o uso de normas e manuais técnicos brasileiros e internacionais, e com eles avaliar os critérios de conforto necessários para a correta operação da mesma quando sujeita ao problema de vibração.

2.2 OBJETIVO DA PESQUISA

A pesquisa pretende fornecer o conhecimento base para o correto dimensionamento de um modelo estrutural semelhante ao da passarela metálica da PUCRS, presente na figura 1, que foi tomada como inspiração pelo autor. Ao fim da pesquisa, estarão definidos os critérios necessários para o correto funcionamento da estrutura proposta quando sujeita aos efeitos vibratórios de utilização.

2.3 PRESSUPOSTO

Com o intuito de responder o problema de pesquisa, formula-se a hipótese de que a ausência de um estudo dinâmico da passarela, em fase de projeto, resulta em deficiências no que tange ao conforto dos usuários. Serão abordados aspectos de projeto estáticos e dinâmicos com o auxílio das normativas brasileiras e de manuais técnicos internacionais, além de softwares de análise estrutural e de representação gráfica.

Serão apresentadas, ao final do projeto, as dimensões finais da passarela. Também serão comparadas as variáveis dinâmicas obtidas com o auxílio de um software de elementos finitos com as faixas de risco definidas por manuais internacionais.



Figura 1 - Passarela metálica da PUCRS

Fonte: Fotografada pelo autor

2.4 PREMISSA

O presente projeto está delimitado pela escolha da estrutura, ou seja, é um projeto cuja inspiração geométrica é a passarela de pedestres da PUCRS presente na figura 1. Serão observados aspectos de segurança estrutural para as combinações de ações com os esforços mais desfavoráveis, utilizando-se para o cálculo o Estado Limite de Último (ELU), conforme previsto na NBR 8800/2008 e na NBR 14762/2010. Também será verificada a suscetibilidade da estrutura aos efeitos vibratórios que não se enquadram nas faixas de conforto ao usuário definidas por manuais internacionais.

2.5 LIMITAÇÕES

As seguintes limitações foram estabelecidas:

- a) O movimento de pessoas produz forças nas direções horizontal e vertical. As primeiras foram desprezadas, no presente estudo, dada a sua pequena magnitude em comparação com as forças verticais;
- b) Não foi considerado o efeito da fadiga;
- c) Não são abordadas combinações de carregamentos decorrentes da construção da estrutura;
- d) As ligações entre os elementos de barra não foram verificados;
- e) Não são abordadas combinações de carregamentos decorrentes da construção da estrutura;
- f) Não são abordados efeitos térmicos sobre a estrutura.

2.6 DELINEAMENTO

No delineamento, são apresentadas as etapas executadas durante o projeto, um desenho esquemático representando a relação entre estas etapas, bem como o detalhamento de cada uma delas. As etapas estão listadas conforme segue:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definição da estrutura;
- c) definição das diretrizes de projeto;
- d) definição dos critérios de projeto;
- e) dimensionamento;
- f) análise dos resultados;
- g) conclusão.

O desenho esquemático da figura 2 apresenta o diagrama de delineamento.

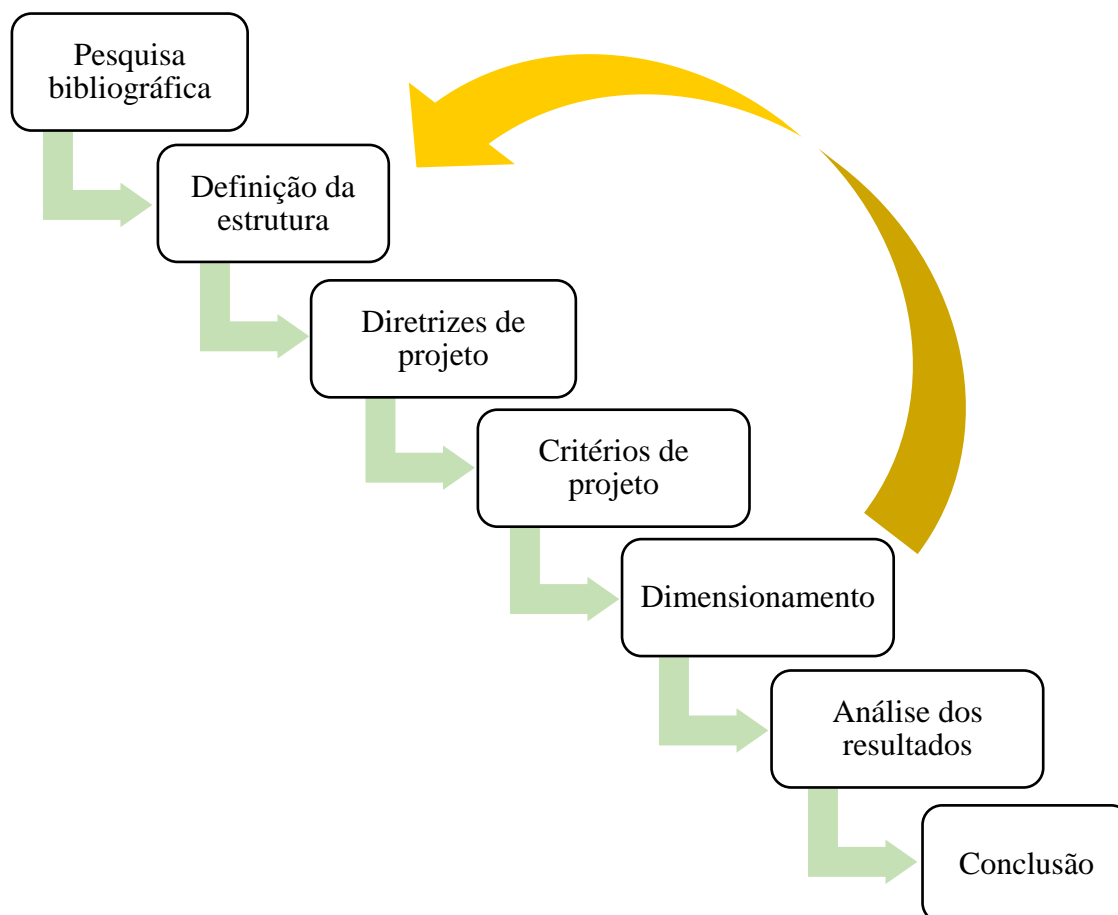


Figura 2 - Diagrama de delineamento
Fonte: Elaborado pelo autor

A primeira etapa na elaboração deste trabalho é o da **revisão bibliográfica**, que fornece o embasamento teórico utilizado como ferramenta no desenvolvimento deste trabalho. São estudadas as Normas Técnicas e os manuais internacionais que orientam para projeto e verificação de passarelas metálicas e, conseqüentemente, auxiliam na **definição da estrutura** que apresenta particularidades desejáveis para o estudo dos efeitos vibratórios no Estado Limite de Serviço. Esta etapa contempla a escolha dos perfis, fabricantes, detalhes geométricos, cargas de projeto e a escolha das ferramentas utilizadas para o dimensionamento.

Em posse de tais variáveis, é realizado um estudo para a determinação das **diretrizes de projeto**, que estabelecem os métodos utilizados para a análise estrutural do modelo. Tal etapa também estabelece os parâmetros teóricos necessários para a verificação dos **critérios de projeto**, que definem as condições de contorno do problema proposto, e estabelecem intervalos aceitáveis para o cumprimento das premissas de segurança estrutural e de conforto na utilização por parte dos usuários.

O **dimensionamento** consiste na junção dos fundamentos teóricos estudados com as escolhas de projeto, produzindo resultados que são confrontados com os valores orientados pelas Normas Técnicas e pelos manuais internacionais, a fim de avaliar a viabilidade do modelo proposto. Esta etapa possui caráter iterativo, pois sua verificação pode gerar valores que não se adequem aos intervalos recomendados, fazendo-se necessário mudar características geométricas da estrutura definida inicialmente.

Na **análise dos resultados**, são avaliadas as transformações estruturais ocorridas durante o dimensionamento e o enquadramento das variáveis dinâmicas nas faixas de conforto definidas nos critérios de projeto. Posteriormente, são propostas explicações para alterações de massa e rigidez e alternativas para a mitigação de efeitos vibratórios durante a etapa de projeto.

Na **conclusão**, são reafirmadas as principais conclusões obtidas durante as etapas posteriores, são feitas as considerações finais sobre a validade do objeto de estudo e são sugeridas atividades de desenvolvimento futuro que deem prosseguimento ao trabalho executado.

3 DESCRIÇÃO DO PROJETO

Este capítulo dissecar as diretrizes adotadas para o dimensionamento da estrutura, abrangendo: as características da estrutura original, as propriedades geométricas adotadas para a primeira iteração e sua respectiva nomenclatura, os softwares utilizados, o modelo de análise estrutural adotado e os carregamentos estáticos devido ao peso próprio dos elementos.

3.1 CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA ORIGINAL

A escolha da estrutura a ser dimensionada e analisada quanto aos efeitos vibratórios procurou aglutinar características que trouxessem às etapas de desenvolvimento desafios quanto a instabilidade dinâmica. Portanto, procuraram-se como inspiração estruturas esbeltas, formadas por perfis leves e que permitissem transformações de rigidez e massa que enriquecessem a análise final.

A partir de tais princípios, definiu-se como inspiração para o dimensionamento a passarela da PUCRS, localizada no bairro Partenon em Porto Alegre. Inaugurada em 11 de fevereiro de 1998, ela possui comprimento total superior a 80 metros e está posicionada transversalmente ao longo da Avenida Ipiranga, interligando a PUCRS ao Hospital São Lucas e garantindo a segurança no acesso de estudantes e pacientes aos pontos de ônibus de ambos os lados da avenida. Abaixo, a figura 3 representa a posição espacial da passarela.

A passarela cobre um vão total de 72 metros, sendo formada por duas treliças planas paralelas, em um modelo que se assemelha à uma Treliça Warren com apoio no banzo inferior. As extremidades, que possuem simetria construtiva em relação ao vão, estão apoiadas em pilares de concreto armado e são acessadas por meio de construções anexas, também em concreto armado, que permitem acesso de pedestres por uma escada em U com dois lances ou por uma rampa lateral. Os dois lados da avenida possuem ambas formas de ingresso. Na figura 4 abaixo, observa-se o encontro entre a extremidade da passarela com a estrutura anexo.



Figura 3 - Localização espacial da passarela da PUCRS.
Fonte: Google Earth.

Na região central do vão, a passarela é apoiada por dois conjuntos metálicos que fornecem quatro apoios diagonais cada. Tais elementos são formados por perfis tubulares retangulares, são solidarizados por contraventamentos e ligados aos banzos inferiores das faces A e B por ligações mistas. A figura 6 apresenta um dos conjuntos e sua conexão ao reticulado.



Figura 4 - Estrutura de acesso à passarela
Fonte: Fotografadas pelo autor

As treliças laterais que compõem a passarela são iguais, com barras compostas por perfis formados a frio de seções duplo U, soldados no “encaixe” dos seus lados de menor dimensão, formando perfis tubulares. Tanto o banzo superior quanto o banzo inferior são compostos unicamente por elementos horizontais, enquanto os elementos diagonais convergem aos nós do reticulado. Como mostrado na figura 5, as barras diagonais são ligadas aos banzos por ligações soldadas, com a presença de enrijecedores no banzo inferior.

As treliças planas possuem conexão entre os banzos inferiores por meio de barras transversais laminadas de seção I soldadas em suas extremidades, que têm por função apoiar o tabuleiro de concreto pré-moldado que suporta o caminhar dos pedestres e fornecer contenção lateral aos reticulados. Em relação ao tabuleiro, algumas características como a espessura e o tipo de concreto são desconhecidas por parte do autor.



Figura 5 – Ligação das barras diagonais com o banzo superior

Fonte: Fotografadas pelo autor

O fechamento superior é composto por placas de concreto. Tais elementos são apoiados no banzo superior de ambas as treliças e contidos lateralmente por perfis cantoneira soldados nas

barras tubulares e aparafusados nas placas. Embora, como dito anteriormente, algumas características como a espessura e o tipo de concreto sejam desconhecidas por parte do autor. Acima, há uma cobertura de duas águas com calhas, que auxilia no escoamento das águas pluviais. O fechamento superior também serve como suporte para o transpasso da rede elétrica, como observado na figura 5.



Figura 6 - Parte inferior da passarela e apoios intermediários da passarela da PUCRS
Fonte: Fotografadas pelo autor

3.2 DESCRIÇÃO DO MODELO

O modelo utilizado para o dimensionamento da estrutura foi baseado nas características geométricas da passarela original. Inicialmente, utilizou-se uma configuração sem os apoios intermediários a fim de enriquecer a análise dos efeitos vibratórios. A primeira modelagem apresenta aproximações das dimensões medidas in loco e buscou simular as condições de carregamento e de resistência reais. As modelagens subsequentes buscam adequar a estrutura às condições de segurança e de conforto dos usuários.

O presente trabalho não apresenta o dimensionamento das estruturas anexas, dos pilares de concreto armado e das ligações soldadas, limitando a análise à estrutura espacial. Para fins de

amortecimento da passarela, a contribuição de tais elementos será considerada em conjunto com os demais elementos durante a análise modal.

Os itens abaixo definem a nomenclatura dos elementos, os materiais utilizados, os perfis e as representações gráficas dos detalhes do modelo.

3.2.1 NOMENCLATURA DOS ELEMENTOS

A fim de facilitar o entendimento das etapas do dimensionamento, a passarela foi dividida em 4 grupos que representam cada uma das 4 faces: Face A, Face B, Face C e Face D. As figuras 7 e 8 abaixo indicam a posição espacial de cada um dos grupos.

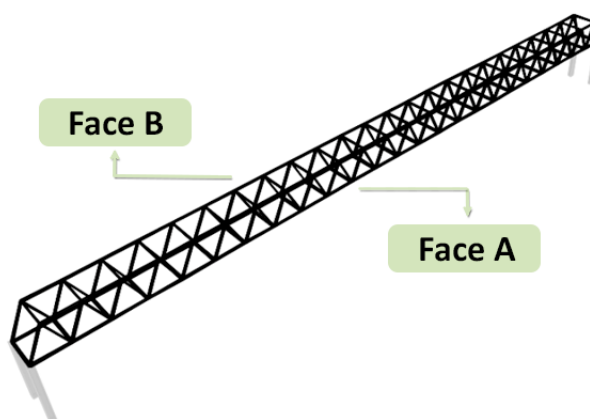


Figura 7 - Nomenclatura das treliças laterais
Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

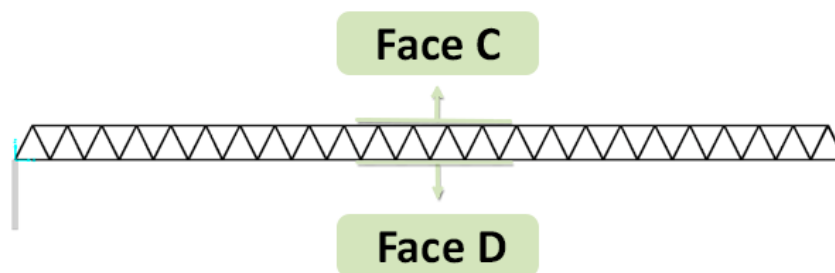


Figura 8 - Nomenclatura da face superior e da face inferior
Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

A letra inicial do nome do elemento indica a qual dos grupos ele pertence, enquanto os dois números subsequentes indicam o número definido no processo de modelagem computacional. O Anexo A traz as representações geométricas dos quatro grupos, com os respectivos nomes associados a cada um dos elementos metálicos.

3.2.2 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E FÍSICAS

Com a geometria base do projeto já definida, a escolha dos materiais e dos perfis a serem modelados foi a etapa seguinte, cuja definição influi tanto na análise computacional das solicitações dos elementos quanto na verificação dos mesmos quanto ao ELU. Foram escolhidos perfis comerciais que apresentassem propriedades similares às medidas na passarela real. Buscou-se um único fabricante que dispusesse de perfis laminados (para as faces C e D) e formados a frio (para as faces A e B) cujas especificações atendessem aos pré-requisitos geométricos.

A partir das premissas definidas acima, utilizou-se os catálogos de perfis estruturais e de UDC da Gerdau SA como fonte das propriedades físicas dos perfis a serem verificados no dimensionamento. Para ambos os perfis, definiu-se como material o aço ASTM A 572 Grau 50 por sua alta resistência mecânica e seu baixo peso, características indicadas para estruturas de grande porte. A figura 9 abaixo apresenta as propriedades mecânicas do material.

PROPRIEDADES MECÂNICAS

	ASTM A 572 Grau 50	ASTM A 572 Grau 60*	ASTM A 992*
Limite de Escoamento (MPa)	345 mín.	415 mín.	345 a 450
Limite de Resistência (MPa)	450 mín.	520 mín.	450 mín.
Alongamento após ruptura (%)	18 mín.	16 mín.	18 mín.

Figura 9 - Tabela de propriedades mecânicas Gerdau SA
Fonte: Gerdau SA, 2015

Os perfis da Face A e da Face B da estrutura original são todos formados por dois perfis U formados a frio e soldados em suas mesas, como apresentado na figura 10. Para a análise da primeira iteração, utilizou-se a seção duplo U $200 \times 50 \times 4,75$ com solda de costura contínua. As barras tubulares dos banzos superiores e inferiores possuem 12,00 metros e são conectadas por ligações aparafusadas.

Perfil Inicial Proposto 2U 200 x 100 x 4,75 mm

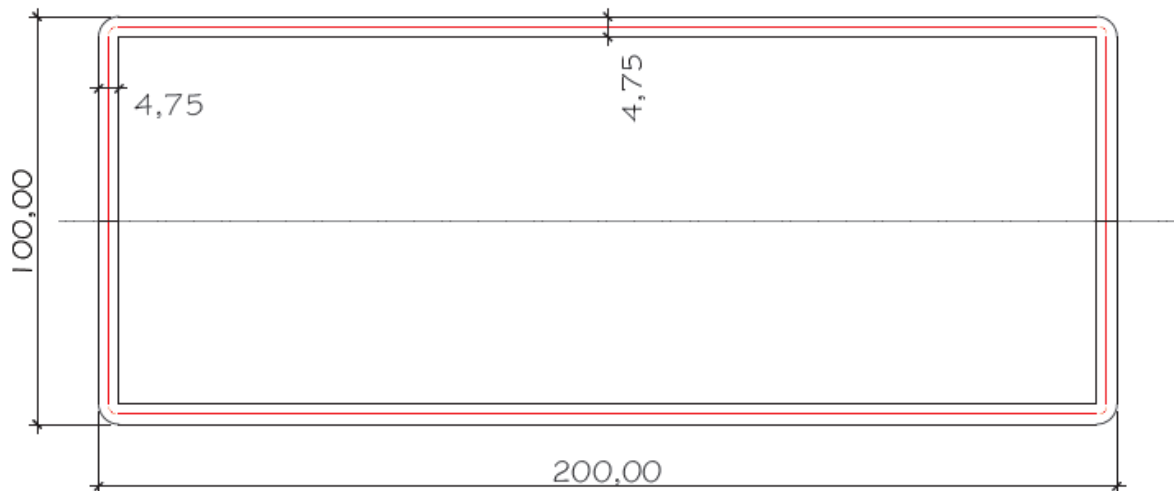


Figura 10 – Perfis duplo U, com medidas em milímetros.
Fonte: Produzida pelo autor com o software *Autodesk AutoCAD 2018*.

As barras diagonais do reticulado possuem 3,35 metros e foram consideradas rotuladas na linha média dos banzos. As diagonais possuem recortes de encaixe nas extremidades, como apresentado no detalhe no encontro das barras na figura 13.

Os perfis da Face C da estrutura original são todos formados por perfis I laminados, como apresentado na figura 11. Para a análise da primeira iteração, utilizou-se o perfil I laminado *W 150x24*.

Perfil Inicial Proposto (Face C)
W 150 X 24

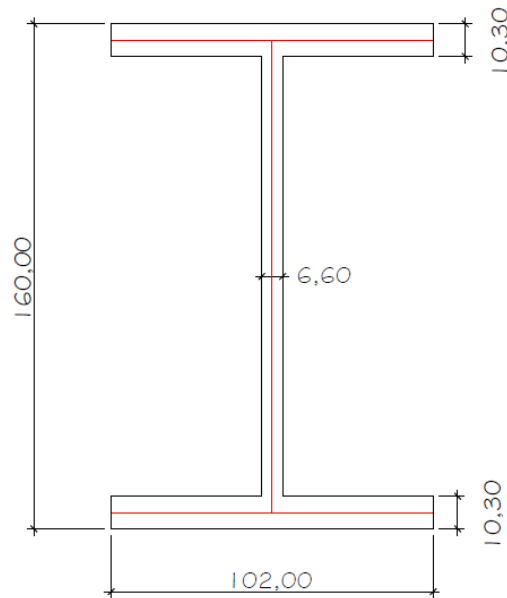


Figura 11 - Perfil face C, com medidas em milímetros.
Fonte: Produzida pelo autor com o software *Autodesk AutoCAD 2018*.

As barras da Face C possuem 2,75 metros e são conectadas aos reticulados por meio de chapas de topo retangulares de dimensões *150x200x10 mm*.

Os perfis da Face D da estrutura original são formados por perfis I laminados, como apresentado na figura 12. Para a análise da primeira iteração, utilizou-se o perfil I laminado *W 200x71*. As barras da Face C possuem 2,75 metros e são conectadas aos reticulados por meio de chapas de topo retangulares de dimensões *250x250x10 mm*.

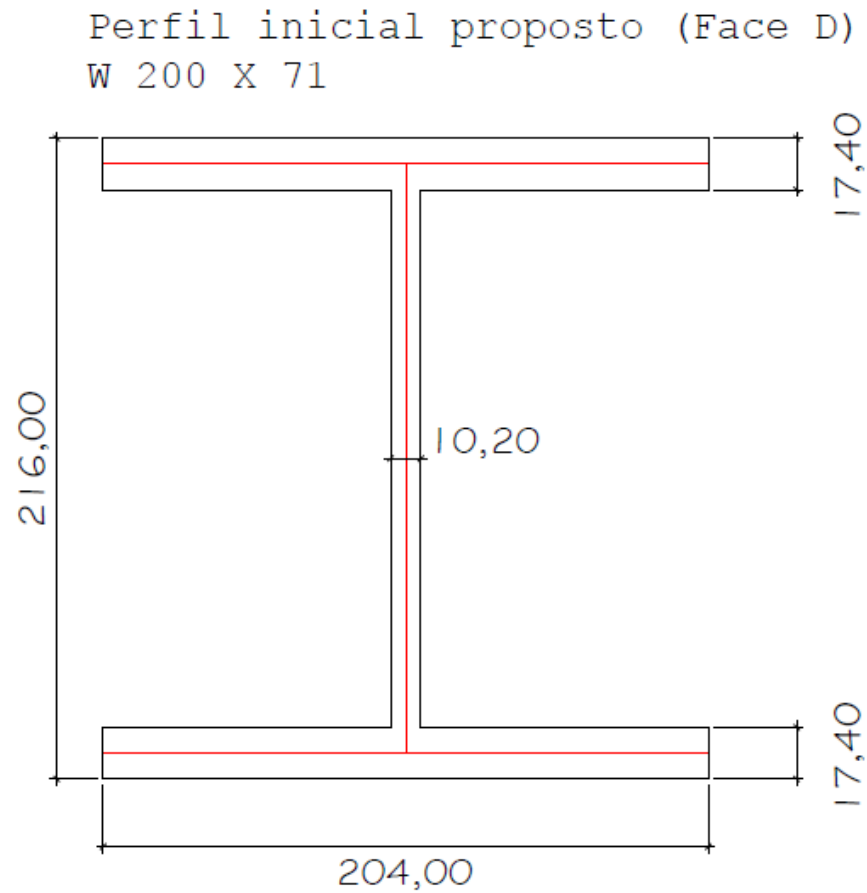


Figura 12 - Perfis da Face D, com medidas em milímetros.
Fonte: Produzida pelo autor com o software *Autodesk AutoCAD 2018*.

A distância entre a linha média das barras laminadas superiores e inferiores é de 3,00 metros, bem como a distância entre as linhas médias dos reticulados verticais. As placas pré-moldadas do tabuleiro de concreto foram assumidas como estando apoiadas nas barras da Face D, com a espessura total de 12,00 cm, sendo 3,00 cm de argamassa polimérica para acabamento do piso. As placas da cobertura foram assumidas como estando apoiadas nas barras da Face C, com a espessura total de 5,00 centímetros. Na figura 13 abaixo, está representado o Corte AA' indicado no Anexo A.

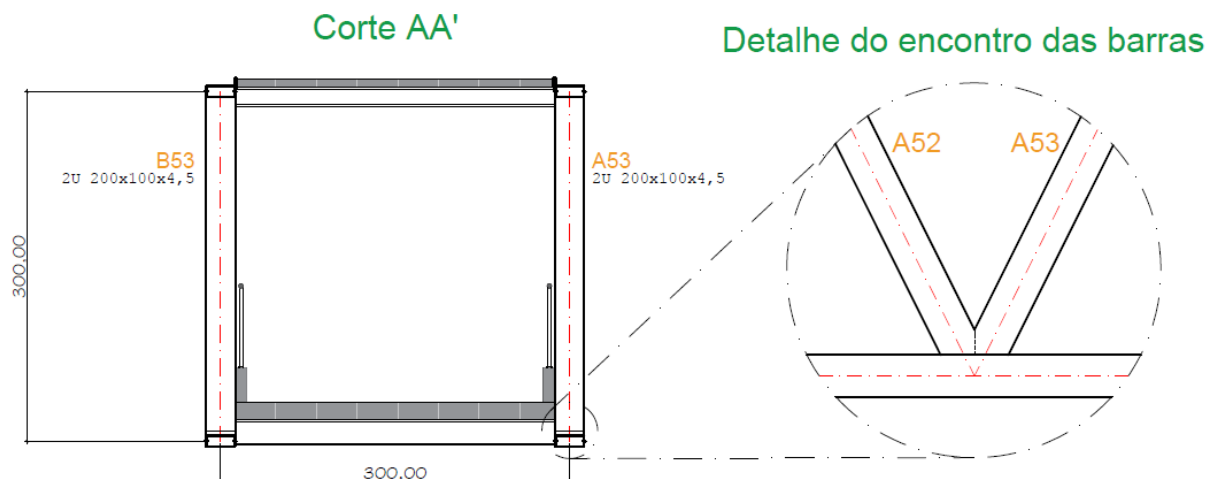


Figura 13 – Representação do Corte AA' indicado no Anexo A, em centímetros.

Fonte: Produzida pelo autor com o software *Autodesk AutoCAD 2018*.

3.3 MODELO DE CÁLCULO

Em função da disposição geométrica dos elementos de barra e de sua respectiva esbelteza, a passarela em questão será avaliada como uma treliça tridimensional formada por duas malhas paralelas. Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 229), “As treliças são constituídas de segmentos de hastes, unidos em pontos denominados nós, formando uma configuração geométrica estável, de base triangular, que pode ser isostática (estaticamente determinada) ou hiperestática (estaticamente indeterminada)”.

Ainda segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 232), “o modelo de cálculo tradicional para treliças [...] é aquele em que as cargas são aplicadas nos nós e as ligações entre as barras são rotuladas, isto é, não há impedimento à rotação relativa entre as barras, não sendo, portanto, transmitidos momentos fletores”. Portanto, todos os carregamentos concentrados ou distribuídos sobre a estrutura são destinados aos nós dos reticulados, solicitando-a somente com ações axiais.

Tanto na passarela da PUCRS quanto no modelo proposto, as ligações dos reticulados são feitas primordialmente por meio de soldas. Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 232), “[...] para treliças usuais de edificações sem efeito de fadiga, nas quais os nós não apresentam excentricidades e as barras são esbeltas, pode-se utilizar o tradicional modelo de treliça para cálculo dos esforços axiais”. Neste caso, “os comprimentos de flambagem das barras comprimidas devem ser

tomados iguais à distância entre rótulas ideais. Os momentos fletores oriundos da rigidez dos nós são considerados esforços secundários que não afetam o dimensionamento”.

3.4 CARREGAMENTOS ESTÁTICOS

Com a geometria, os materiais, as seções transversais, o tabuleiro e a cobertura definidos é possível definir a carga de peso próprio atuante sobre a estrutura. Abaixo estão quantificadas as contribuições dos diferentes elementos para o carregamento vertical a serem aplicados em 98 nós da passarela.

3.4.1 ELEMENTOS DE BARRA

Abaixo, a tabela 1 apresenta a contribuição do peso próprio das barras metálicas para a carga nodal total a ser dividida, como definido na seção 3.3, sobre os 98 nós. Os valores das massas lineares por barra foram retirados dos catálogos do fabricante, e as seções transversais são as definidas no item 3.2.2

Tabela 1 - Contribuição dos elementos metálicas para as cargas nodais

Seção transversal	Material	μ [kg/m]	Número de elementos	l [m]	M _{total} [kg]	P _i [kN]
2U 200x100x4,75 (banzo superior e inferior)	ASTM A 572 Grau 50	21,02	92	3,00	5801,52	0,581
2U 200x100x4,75 (barras diagonais)	ASTM A 572 Grau 50	21,02	96	3,35	6760,03	0,677
W 150x24 (barras superiores)	ASTM A 572 Grau 50	24,00	24	2,75	1728,00	0,173
W 200x71 (barras inferiores)	ASTM A 572 Grau 50	71,00	25	2,75	5325,00	0,533

Onde:

μ : massa estimada por metro;

l : comprimento da barra;

M_{Total} : massa total do conjunto de elementos;

P_i : carga concentrada relativa ao peso das barras metálicas por nó.

3.4.2 ELEMENTOS DE LIGAÇÃO

O dimensionamento das ligações entre as barras não faz parte do escopo do trabalho. Portanto, para a contribuição dos elementos de ligação no peso total da estrutura, arbitrou-se para as ligações entre as barras da Face C com os banzos superiores da Face A e da Face B chapas de topo com dimensões $150 \times 200 \times 10 \text{ mm}$ de aço ASTM A572 Grau 50.

Para as ligações entre as barras da Face D com os banzos inferiores da Face A e da Face B chapas de topo com dimensões $250 \times 250 \times 10 \text{ mm}$, também de aço ASTM A572 Grau 50. A tabela 2 abaixo descreve as quantidades utilizadas.

Tabela 2 - Contribuição dos elementos de ligação para as cargas nodais

Chapa de Topo	Material	e_{ct} [mm]	d_{ct} [kg/m ³]	Número de elementos	M_{total} [kg]	P_i [kN]
<i>15x20</i> (barras superiores)	ASTM A 572 Grau 50	10,00	7800	48	2,34	0,00023
<i>25x25</i> (barras inferiores)	ASTM A 572 Grau 50	10,00	7800	50	4,88	0,00049

Onde:

e_{ct} : espessura da chapa de topo;

d_{ct} : massa específica da chapa de topo;

M_{Total} : massa total do conjunto de elementos;

P_i : carga concentrada relativa ao peso das barras metálicas por nó.

3.4.3 ELEMENTOS DO TABULEIRO

Abaixo, a tabela 3 apresenta a contribuição do peso do tabuleiro pré-moldado, do revestimento do piso e dos elementos complementares, como corrimões e os guarda corpos. Os valores de massa específica foram retirados da NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

Tabela 3 - Contribuição dos elementos do tabuleiro para as cargas nodais

Tabuleiro	Material	e_t	γ_t	Número de elementos	M_{total}	P_i
		[mm]	[kg/m ³]		[kg]	[kN]
<i>Laje pré-moldada 3x3</i>	Concreto C30	100,00	2500	24	54000,00	5,406
<i>Revestimento Piso</i>	Argamassa	20,00	2100	24	9072,00	0,908
<i>Elementos complementares</i>	-	-	-	-	750,00	0,075

Onde:

e_t : espessura do tabuleiro com revestimento incluso;

γ_t : massa específica do concreto;

M_{Total} : massa total do conjunto de elementos;

P_i : carga concentrada relativa ao peso das barras metálicas por nó.

3.4.4 ELEMENTOS DA COBERTURA

Abaixo, a tabela 4 apresenta a contribuição do peso das placas pré-moldadas da cobertura e dos elementos que compõem o telhado. Os valores foram estimados conforme exemplos encontrados na literatura.

Tabela 4 - Contribuição dos elementos da cobertura para as cargas nodais

Cobertura	Material	e_c	ρ_c	A_{total}	M_{total}	P_i
		[mm]	[N/m ²]	[m ²]	[kg]	[kN]
<i>Placas de concreto 3x3</i>	Concreto C25	50,00	1200	207,00	25321,10	2,53
<i>Telhas e adereços</i>	-	-	150	207,00	3165,14	0,32

Onde:

e_c : espessura das placas da cobertura;

ρ_c : peso os elementos de cobertura por m²;

M_{Total} : massa total do conjunto de elementos;

A_{Total} : área total de projeção da cobertura;

P_i : carga concentrada relativa ao peso das barras metálicas por nó.

3.4.5 CARGA DEVIDA AO PESO PRÓPRIO

A soma de todas contribuições define um valor de 11,20 kN em cada nó para a modelagem da primeira iteração. O carregamento é função da seção transversal das barras e da espessura dos elementos de placa. Portanto, seu valor está sujeito a alterações ao longo do dimensionamento.

Com relação às cargas acidentais verticais, existem basicamente dois tipos que podem ocorrer com maiores frequências em uma passarela: cargas decorrentes do caminhar de pessoas e de eventuais sobrecargas nos telhados. Para ambos os casos, sua consideração será descrita posteriormente no capítulo 5.

3.5 SOFTWARES UTILIZADOS

O software utilizado para a modelagem gráfica da passarela foi o *Autodesk AutoCAD 2018*. A escolha foi baseada na praticidade da ferramenta e de seu extenso uso na Engenharia Civil, tornando processos gráficos mais velozes e precisos. Outro fator importante para a escolha foi

a compatibilidade do software com a ferramenta escolhida para a análise estrutural da passarela, visto que ambos são de posse da mesma empresa de design e de conteúdo digital.

O software utilizado para a análise estrutural da passarela, assim como para o cálculo das solicitações e das variáveis dinâmicas foi o *SAP2000 v20.0.0 Evaluation* da *Computers & Structures, Inc.*. A escolha foi baseada na capacidade da ferramenta de analisar estruturas tridimensionais, além de possibilitar a introdução de cargas pré-estabelecidas, assim como restrições individuais dos graus de liberdade da estrutura.

4 ESTUDO DOS EFEITOS VIBRATÓRIOS SOBRE A ESTRUTURA

Segundo o manual HIVOSS (2009), o carregamento de pedestres é, por natureza, instável, transiente e ocorre em uma pequena faixa de frequência de excitação. Vibrações de passarelas podem levar a problemas de utilização, como desconforto e reações emocionais de usuários. Por conseguinte, as respostas dinâmicas desempenham um papel fundamental no dimensionamento de estruturas suscetíveis aos processos oscilatórios.

As vibrações das passarelas podem acontecer em direções verticais e horizontais, e até mesmo a torção da ponte é possível, na qual os efeitos são consequências diretas do tipo de ação humana solicitante. Colapso ou mesmo danos devido às forças dinâmicas induzidas pelo homem ocorreram muito raramente.

As seções que seguem descrevem os conceitos básicos de vibrações, os critérios utilizados por manuais internacionais como subsídio para avaliar se a estrutura de estudo possui um comportamento adequado frente à ação de pedestres.

4.1 VIBRAÇÕES

Vibrações livres são os efeitos oscilatórios perpetuados por forças restauradoras gravitacionais ou elásticas, enquanto as vibrações forçadas são oriundas de ações externas. Quando em vibração livre, um sistema oscila em uma ou mais de suas frequências naturais.

Os modos naturais de um sistema descrevem como o sistema responderá quando excitado nas suas frequências naturais. Portanto, parte importante da análise dinâmica de passarelas e seu comportamento quando excitado pela ação dos pedestres e do vento é a verificação dos modos de vibração e da frequência natural da estrutura.

Em vibrações forçadas, a oscilação cuja estrutura está sujeita ocorrerá na mesma frequência da ação externa, desde que esta seja harmônica. Se a frequência externa coincidir com a frequência natural da estrutura, ocorrerá o fenômeno da ressonância, que é o aumento das amplitudes das oscilações, tendo seu valor reduzido pelo amortecimento do sistema.

4.1.2 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA

As novas estruturas, mais leves e finais, possuem baixo amortecimento e baixas frequências naturais, o que geralmente leva a maiores vibrações. Para avaliar os efeitos dos carregamentos dinâmicos e a respectiva resposta da estrutura a tais efeitos, bem como a influência nos usuários, verificando os níveis de conforto necessários, parte-se da seguinte equação:

$$M\ddot{q}(t) + C\dot{q}(t) + Kq(t) = F(t) \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

M: matriz de massa;

C: matriz de amortecimento;

K: matriz de rigidez;

$q(t)$: vetor de deslocamentos;

$\dot{q}(t)$: vetor de velocidade;

$\ddot{q}(t)$: vetor de aceleração;

$F(t)$: vetor de carga dinâmica, forças externas.

Na análise modal, o sistema de equações para oscilação sem amortecimento é resolvido pela equação:

$$M\ddot{q}(t) + Kq(t) = 0 \quad (\text{Equação 2})$$

As estruturas contínuas, com infinitos graus de liberdades, são aproximadas por modelos discretos com N graus de liberdade, que buscam representar de forma adequada os seus movimentos. Estes modelos discretos permitem que seja descrito um sistema de equações algébricas ordinárias envolvendo as variáveis do problema dinâmico. Com a ajuda de softwares de análise numérica, sistemas de múltiplos graus de liberdades são analisados com a aplicação

de técnicas e métodos numéricos variados, buscando a solução dos sistemas de equações representativos das equações do movimento.

A análise dinâmica continua pelo Método da Superposição Modal. Para a estrutura com N graus de liberdade, a solução fornece N autovalores e N autovetores correspondentes. Os autovalores são as frequências naturais e os autovetores são os modos de vibração do sistema estrutural. Estas grandezas são de fundamental importância para a análise dinâmica.

$$K \cdot \varphi_r = \omega_r^2 \cdot M \cdot \varphi_r \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

K: matriz de rigidez

φ_r : modo de vibração da estrutura

ω_r : frequência natural

M: matriz de massa

A partir de tal pressuposto, define-se os modos de vibração φ_r e a matriz de frequência natural ω_r .

4.2 VIBRAÇÕES DEVIDAS À AÇÃO HUMANA

Carregamentos estáticos em passarelas são constantes ou muito pouco variáveis com o tempo. Por outro lado, o fluxo humano é função do tempo e produz diferentes carregamentos dinâmicos às diferentes estruturas, o que torna o conhecimento da frequência de excitação imposta pelos usuários, em conjunto com as características dinâmicas, um importante fator na análise estrutural.

Segundo Queiroz (2014, p. 18), “é unânime a consideração de que o carregamento de pedestres influencia bem mais no conforto dos usuários, ou seja, nos estados limites de serviço do que nos estados limites últimos”. Desta forma, a vibração gerada pela interação entre usuários e

estrutura deve ser avaliada de forma bilateral, respeitando parâmetros de segurança e de conforto.

Abaixo, está descrito o modelo de carga para um pedestre isolado, que descreve a formulação matemática da força de excitação de caminhada. Comumente são também analisados os modelos de carregamento para pedestres correndo. Segundo manual básico da HIVOSS (2009, p. 2), as ações dinâmicas dos ciclistas são geralmente insignificantes em comparação com as ações causadas por pessoas andando ou correndo. Outro carregamento dinâmico não tão raro em passarelas é a excitação intencional de pessoas que estão pulando no local, saltando ou balançando o corpo horizontalmente, o que pode produzir grandes vibrações. Nesse caso, o conforto é passível de não cumprimento, porém a estrutura não deve colapsar.

4.2.1 MODELO DE CARGA PARA UM PEDESTRE ISOLADO

Segundo o manual HIVOSS (2009, p. 48), “Pessoas caminham com frequências de passo similares devido a construções psicológicas similares. Mas as frequências de passo são influenciadas pelos propósitos de movimento e de intensidade de tráfego. Frequências de passo entre 1,25 Hz e 2,3 Hz mostram a maior probabilidade de ocorrência”. O manual também define que “As magnitudes das forças vertical e horizontal dependem principalmente da frequência de passo da pessoa e da massa corporal”.

Partindo do princípio de que ambos os pés humanos produzem exatamente a mesma força ao caminhar, a força periódica que representa a carga de um pedestre isolado pode ser representada por uma série de Fourier, como apresentado na equação 4 abaixo.

$$F_{p,vert}(t) = P \left[1 + \sum_{i=1}^n a_{i,vert} \text{sen}(2n i f_s t - \varphi_i) \right] \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

P : peso dos pedestres;

$a_{i,vert}$: coeficiente de Fourier do i -ésimo harmônico para forças verticais;

f_s : frequência de passo;

φ_i : diferença de fase do i -ésimo harmônico;

n : número total de harmônicos;

$F_{p,vert}$: força periódica vertical devido ao caminhar de pedestres.

O manual HIVOSS (2009, p. 50) recomenda a consideração do peso dos pedestres como sendo igual a 700 ou 800 N. Para uma frequência de passo entre a 2,00 e 2,40 Hz, o manual recomenda o uso dos coeficientes de Fourier descritos em Beachmann e Ammann (1987), na qual: $a_1 = 0,4$ ou $0,5$, $a_2 = a_3 = 0,1$ e $\varphi_2 = \varphi_3 = n/2$.

Para a consideração dos carregamentos devido às ações humanas no dimensionamento da passarela, o presente projeto utiliza as recomendações da NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) que transforma o carregamento dinâmico em um carregamento estático equivalente. A descrição completa está presente na seção 5.1.

4.3 CRITÉRIOS PARA A ANÁLISE DINÂMICA

Os itens que seguem fornecem algumas das diretrizes de projeto de passarelas do manual HIVOSS (2009), que discretiza as etapas que envolvem a análise dinâmica. As diretrizes foram adaptadas para as limitações impostas ao projeto em questão.

4.3.1 DETERMINAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS

Embora fórmulas e métodos simplificados possam ser utilizados em uma avaliação preliminar de frequências naturais, sempre que tais alternativas apresentem valores próximos às faixas críticas para pedestres, métodos numéricos mais precisos devem ser utilizados. No projeto de pontes modernas o uso de *softwares* de elementos finitos é amplamente difundido em todas as

etapas de projeto, até mesmo durante a sua concepção. Conseqüentemente, sugere-se a utilização de um modelo de elementos finitos da passarela não somente para o cálculo de tensões e deformações, mas também na determinação das frequências naturais.

A primeira abordagem deve apresentar um modelo em três dimensões simplificado, que permita a avaliação de modos de vibração verticais, horizontais e de torsão, gerando valores primitivos das frequências naturais e dos respectivos modos de vibração. Com tais dados, pode-se averiguar possíveis problemas relacionados ao comportamento dinâmico. O número de elementos finitos requeridos na análise é diretamente proporcional ao número de modos de vibração e a complexidade estática da estrutura.

Posteriormente, para obter resultados confiáveis é necessário que algumas condições sejam modeladas realisticamente, tais como: massa, rigidez da estrutura, aparelhos de apoio dos pilares e a rigidez das fundações. Todo o carregamento externo, peso do sistema, sobrecarga (pavimento, trilhos, obstáculos e mobiliário) e protensão de cabos devem ser consideradas para o cálculo das frequências naturais.

Em passarelas construídas, onde é necessária uma análise das variáveis dinâmicas, recomenda-se que, acima de tudo, efetue-se uma comparação das frequências obtidas computacionalmente com os valores obtidos em uma investigação experimental antes que a determinação do amortecimento seja concluída.

4.3.2 VERIFICAÇÃO DO INTERVALO CRÍTICO DE FREQUÊNCIAS

O efeito de pedestres é geralmente caracterizado com base em modelos de carregamentos harmônicos. De acordo com o manual HIVOSS (2009), o primeiro harmônico leva a intervalos críticos de frequência natural mostrados abaixo.

$$1^{\text{o}} \text{ harmônico } \begin{cases} \text{vibrações verticais e longitudinais,} & 1,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2,3 \text{ Hz} \\ \text{vibrações laterais} & , \quad 0,50 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1,2 \text{ Hz} \end{cases}$$

Em alguns casos, faz-se necessária a análise do segundo harmônico para vibrações verticais e longitudinais, em função de valores de frequência natural suscetíveis a maiores excitações e, conseqüentemente, expansão dos limites críticos. Vibrações laterais não são afetadas pelo segundo harmônico de carregamentos oriundos da ação de pedestres.

$$2^{\circ} \text{ harm\^o} \begin{cases} \text{vibra\~oes verticais e longitudinais,} & 1,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 4,6 \text{ Hz} \\ \text{vibra\~oes laterais} & \text{---} \end{cases}$$

Adotando outra forma de classifica\~ao, o manual franc\^es S\^ETRA (2008) escolhe um conceito de 4 faixas de risco para avaliar a vibra\~ao vertical e a transversal, apresentados respectivamente pela tabela 5 e pela tabela 6 abaixo.

Tabela 5 - Faixas de risco de vibra\~ao vertical (S\^ETRA, 2008)

<i>Faixa</i>	<i>Risco</i>	<i>Intervalo de frequ\^encias</i>
<i>Faixa 1</i>	M\~aximo risco de resson\~ancia	$1,70 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2,1 \text{ Hz}$
<i>Faixa 2</i>	M\^edio risco de resson\~ancia	$1,00 \text{ Hz} \leq f_i < 1,7 \text{ Hz}$ $2,10 \text{ Hz} < f_i \leq 2,6 \text{ Hz}$
<i>Faixa 3</i>	Baixo risco de resson\~ancia	$2,60 \text{ Hz} < f_i \leq 5,0 \text{ Hz}$
<i>Faixa 4</i>	Risco desprez\~ivel	$1,00 \text{ Hz} > f_i$ e $f_i > 5,0 \text{ Hz}$

Tabela 6 - Faixas de risco de vibração lateral (SÉTRA, 2008)

<i>Faixa</i>	<i>Risco</i>	<i>Intervalo de frequências</i>
<i>Faixa 1</i>	Máximo risco de ressonância	$0,50 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1,1 \text{ Hz}$
<i>Faixa 2</i>	Médio risco de ressonância	$0,30 \text{ Hz} \leq f_i < 0,5 \text{ Hz}$ $1,10 \text{ Hz} < f_i \leq 1,3 \text{ Hz}$
<i>Faixa 3</i>	Baixo risco de ressonância	$1,30 \text{ Hz} < f_i \leq 2,5 \text{ Hz}$
<i>Faixa 4</i>	Risco desprezível	$0,30 \text{ Hz} > f_i$ e $f_i > 2,5 \text{ Hz}$

Passarelas que possuem frequências naturais nos intervalos críticos definidos pelos manuais citados acima devem ser objetivo de estudo dinâmico para excitação por pedestres.

5 ESTUDO DAS NORMAS

Este capítulo traz as recomendações de projeto para o dimensionamento de passarelas com carregamento devido à movimentação humana e ao vento segundo as normas da ABNT. Estão listados a seguir, os regulamentos estudados neste trabalho:

- a) NBR 7188/2013: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- b) NBR 8800/2008: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- c) NBR 14762/2010: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio;
- d) NBR 6123/1987: forças devidas ao vento em edificações.

5.1 NBR 7188/2013

Tal normativa fixa as condições mínimas exigíveis de cargas móveis a serem consideradas no cálculo das pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Define passarela como "toda e qualquer estrutura destinada a permitir a transposição, por pedestres, de um obstáculo natural ou artificial." e carga móvel como " sistema de cargas representativo dos valores característicos dos carregamentos provenientes do tráfego a que a estrutura está sujeita em serviço". Passarelas são abordadas no Capítulo 6 da NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

Conforme a Seção 6.1, determina-se que a carga móvel a ser considerada sobre uma passarela de pedestres é uma carga uniformemente distribuída, aplicada sobre o pavimento e entre os guarda-corpos na situação mais desfavorável, com intensidade de 5 KN/m^2 (500 kgf/m^2). Portanto, a norma transforma o carregamento dinâmico em um carregamento estático equivalente.

Conforme a Seção 6.2, determina-se que: “como medida mitigadora de eventuais impactos”, deve ser considerada uma carga horizontal pontual de 100 KN aplicada no ponto mais desfavorável da estrutura, no sentido do tráfego sob a passarela. Todas as ligações e pilares devem ser verificadas para esta condição excepcional.

Conforme a Seção 6.3, determina-se que: “passarelas esbeltas, leves, sensíveis ao vento e a ação dinâmica de pedestres, principalmente em estruturas de aço, mistas, pênseis ou estaiadas, é necessária a comprovação de sua estabilidade global e verificação dos diversos elementos estruturais através de modelos estruturais e de verificação à fadiga”.

Neste projeto, todos os itens serão abordados exceto a verificação à fadiga, presente na Seção 6.3, por estar presente nas limitações impostas no trabalho.

5.2 NBR 8800/2008

A norma de projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios fixa as diretrizes para as verificações referentes ao ELU (Estado Limite Último) e ao ELS (Estado Limite de Serviço) em estruturas metálicas e mistas. Na presente seção, os capítulos abordados da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) são: Capítulo 4 Condições gerais de projeto, Capítulo 5 Condições específicas para o dimensionamento de elementos de aço, Capítulo 6 Condições específicas para o dimensionamento de ligações metálicas, Capítulo 10 Condições adicionais de projeto e Capítulo 11 Estados-limites de serviço.

5.2.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A passarela será avaliada para seus efeitos mais desfavoráveis, sendo os que afetam a segurança dos usuários por meio de combinações últimas normais e os que afetam as condições de conforto por meio de combinações frequentes de serviço.

5.2.1.1 AÇÕES E COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

No presente projeto, os efeitos solicitantes são considerados como ações permanentes quando oriundos do peso próprio dos elementos que compõem a passarela. São considerados como ações variáveis os efeitos solicitantes oriundos da ação do vento, da sobrecarga atuante na cobertura e da carga móvel definida na seção 5.1. Como citado no Capítulo 6 da NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), considera-se também “uma carga horizontal pontual de 100 kN aplicada no ponto mais desfavorável da estrutura, no sentido do tráfego sob a passarela” como ação excepcional.

Abaixo, os quadros 1 e 2 retirados da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) trazem, respectivamente, os valores dos fatores de combinação ψ_0 , bem como os valores dos coeficientes de ponderação para as ações permanentes, γ_g , e variáveis, γ_q . Tais variáveis são inseridas nas equações 5, 6 e 7 citadas nos subitens que seguem.

Quadro 1 - Valores dos fatores de combinação ψ_0

Ações		γ_{r2}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^a Ver alínea c) de 4.7.5.3. ^b Edificações residenciais de acesso restrito. ^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0. ^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

Quadro 2 – Coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis

Combinações	Ações permanentes (γ_p) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kNm², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kNm², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

5.2.1.2 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS

A Seção 4.7.7.2.1 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), discorre sobre as combinações últimas normais oriundas do uso previsto para edificações e define que:

Sobre a consideração de vibrações como Estado Limite de Serviço no projeto de passarelas metálicas

Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis. Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:

$F_{Gi,k}$: representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$: representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

5.2.1.3 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS EXCEPCIONAIS

Segundo a Seção 4.7.7.2.4 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), a consideração das ações excepcionais no projeto de estrutura é apresentada, relacionando seu uso a determinados tipos de construções nas quais essas ações não podem ser desprezadas ou substituídas por medidas que atenuem ou anulem suas consequências e define que:

O carregamento excepcional é transitório, com duração extremamente curta. A cada carregamento excepcional corresponde uma única combinação, última excepcional de ações, na qual devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezável de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme a ABNT NBR 8681.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (\text{Equação 6})$$

Onde:

$F_{Q,exc}$: é o valor da ação transitória excepcional.

5.2.1.4 COMBINAÇÕES FREQUENTES DE SERVIÇO

A Seção 4.7.7.3.3 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) trata das combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e define que:

Essas combinações são utilizadas para os estados-limites reversíveis, isto é, que não causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, incluindo os relacionados ao conforto dos usuários e ao funcionamento de equipamentos, tais como vibrações excessivas, movimentos laterais excessivos que comprometam a vedação, empoçamentos em coberturas e aberturas de fissuras.

Nas combinações frequentes, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{Qj,k}$:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (\text{Equação 7})$$

5.2.2 ESTUDO DA TRAÇÃO

Na seção 5.2 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), o dimensionamento à sollicitação axial de tração é abordado por meio de verificações das barras da estrutura para os perfis inicialmente arbitrados no item 3.2.2. Deve-se comparar os valores obtidos na análise computacional com o menor valor obtido dentre as equações 8 e 9 citadas

abaixo. Faz-se também necessária a verificação do limite de esbeltez das barras tracionadas, como indicado na equação 11.

a) Escoamento da seção bruta;

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{Equação 8})$$

b) Ruptura da seção líquida;

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (\text{Equação 9})$$

c) Condição de projeto;

$$\frac{N_{t,Rd}}{N_{t,Sd}} \geq 1 \quad (\text{Equação 10})$$

d) Limitação do índice de esbeltez das barras tracionadas.

$$\frac{L}{r_{\min}} \leq 300 \quad (\text{Equação 11})$$

Onde:

A_g : área bruta da seção transversal;

f_y : tensão de escoamento do aço;

γ_{a1} : 1,1;

A_e : área efetiva da seção transversal;

f_u : tensão de ruptura;

γ_{a2} : 1,35;

L : comprimento da barra;

r_{min} : raio de giração mínimo da seção transversal para o maior comprimento destravado;

$N_{t,sd}$: força axial de tração solicitante de cálculo.

5.2.3 ESTUDO DA COMPRESSÃO

Na seção 5.3 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), o dimensionamento à compressão é abordado por meio de verificações das barras para os perfis inicialmente definidos no item 3.2.2. A primeira etapa da verificação à compressão é a análise das condições de flambagem global.

5.2.3.1 FLAMBAGEM GLOBAL

A análise da flambagem é iniciada pela determinação dos coeficientes de flambagem K_x e K_y , obtidos no quadro 3 abaixo.

Para os reticulados planos e para as transversinas, os coeficientes K_x , K_y e K_z serão adotados como iguais à 1,0, pois ambas as extremidades das barras possuem rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre.

Quadro 3 - Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	<ul style="list-style-type: none"> Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres 					

NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

Para determinar a força axial de flambagem elástica, N_e , observa-se as particularidades dos perfis definidos no item 3.2.2. Tanto os perfis tubulares das faces A e B quanto os perfis laminados de seção I das faces C e D são seções com dupla simetria e estão contemplados no item E.1.1 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008). Deve-se escolher o menor valor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} , calculados pela equação 12, pela equação 13, pela equação 14 e pela equação 15, citadas abaixo.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (\text{Equação 12})$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (\text{Equação 13})$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G \cdot J \right] \quad (\text{Equação 14})$$

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)} \quad (\text{Equação 15})$$

Onde:

E : módulo de elasticidade do aço;

I_x : momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

$K_x L_x$: comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x (o coeficiente de flambagem K_x é dado no quadro 1);

I_y : momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;

$K_y L_y$: comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y (o coeficiente de flambagem K_y é dado no quadro 1);

$K_z L_z$: comprimento de flambagem por torsão (o coeficiente de flambagem K_z é dado no quadro 1);

C_w : é a constante de empenamento da seção transversal;

G : módulo de elasticidade transversal do aço;

J : constante de torção da seção transversal;

r_x e r_y : raios de giração em relação aos eixos centrais x e y;

x_o e y_o : coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y, respectivamente, em relação aos centros geométricos da seção;

5.2.3.2 FORÇA AXIAL RESISTENTE DE CÁLCULO

Após a obtenção da força axial de flambagem elástica, pode-se calcular a força axial resistente de cálculo para as barras laminadas comprimidas por meio da equação 16.

$$N_{C,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{Equação 16})$$

Onde:

A_g : área bruta da seção transversal;

f_y : tensão de escoamento do aço;

γ_{a1} : 1,1,;

Q : fator de redução total associado à flambagem local;

χ : fator de redução associada à flambagem global;

$N_{c,Sd}$: força axial de compressão resistente de cálculo.

Os itens abaixo apresentam as formulações para o cálculo das variáveis restantes da equação 16, bem como as demais condições para a verificação da segurança dos elementos comprimidos.

Primeiramente, o quadro 4 fornece a formulação para o cálculo de $(b/t)_{lim}$.

Quadro 4 – Valores de $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> Mesas ou almas de seções tubulares retangulares Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> Almas de seções I, H ou U Mesas ou almas de seção-caixão Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> Mesas de seções I, H, T ou U laminadas Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Mesas de seções I, H, T ou U soldadas ^a		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
	6	Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

Caso os elementos componentes da seção transversal das barras submetidas à força axial de compressão possuam relações b/t (onde b e t são a largura e a espessura do elemento, respectivamente) maiores que os valores de $(b/t)_{lim}$ encontrados no quadro 4, o fator de redução total Q é dado pela equação 17. Caso contrário, $Q = 1$.

$$Q = Q_s \cdot Q_a \quad (\text{Equação 17})$$

Onde:

Q_s : fator de redução que leva em conta a flambagem local dos elementos AL (apenas uma borda longitudinal vinculada);

Q_a : fator de redução que leva em conta a flambagem local dos elementos AA (duas bordas longitudinais vinculadas).

Sendo a alma dos perfis laminados pertencentes ao Grupo 2 e a mesa dos perfis laminados pertencentes ao Grupo 4, os valores de $(b/t)_{lim}$ e os fatores de redução das almas e das mesas são respectivamente definidos pelas equações 18 e 19 abaixo.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{para } b/t \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} : Q_a = 1 \\ \text{para } b/t > 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} : Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \end{array} \right. \quad (\text{Equação 18})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{para } b/t \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} : Q_s = 1 \\ \text{para } 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \geq b/t > 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} : Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \text{para } b/t > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} : Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \end{array} \right. \quad (\text{Equação 19})$$

Onde:

A_{ef} : área efetiva da seção transversal comprimida;

A_g : área bruta da seção transversal comprimida.

Em posse do fator de redução associado à flambagem local e da força axial de flambagem elásticas, as etapas seguintes para o cálculo da força axial resistente de cálculo são:

a) Índice de esbeltez reduzido;

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} \quad (\text{Equação 20})$$

b) Fator de redução associado à resistência à compressão;

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5: \quad \chi = 0,658\lambda_0^2 \quad (\text{Equação 21})$$

$$\text{para } \lambda_0 > 1,5: \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (\text{Equação 22})$$

c) Condição de projeto.

$$\frac{N_{c,Rd}}{N_{c,Sd}} \geq 1 \quad (\text{Equação 23})$$

Analogamente ao feito para as barras tracionadas, deve-se verificar o limite do índice de esbeltez, que deve obedecer o critério da equação 24.

$$\frac{KL}{r_o} \leq 200 \quad (\text{Equação 24})$$

5.2.4 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

A Seção 11.1 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), define que:

A ocorrência de um estado-limite de serviço pode prejudicar a aparência, a possibilidade de manutenção, a durabilidade, a funcionalidade e o conforto dos ocupantes de um edifício, bem como pode causar danos a equipamentos e materiais de acabamento vinculados ao edifício.

A Seção 11.4 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), trata sobre vibrações no ELS e define que:

11.4.1 A ocorrência de um estado-limite de serviço pode prejudicar a aparência, a possibilidade de manutenção, a durabilidade, a funcionalidade e o conforto dos ocupantes de um edifício, bem como pode causar danos a equipamentos e materiais de acabamento vinculados ao edifício.

11.4.2 Equipamentos mecânicos que possam produzir vibrações contínuas indesejáveis devem ser isolados de forma a reduzir ou eliminar a transmissão de tais vibrações para a estrutura. Vibrações desse tipo devem ser levadas em conta também na verificação de estados-limites últimos, incluindo fadiga. Outras fontes de vibrações contínuas são veículos de atividades humanas rítmicas como dança. Ver Anexo L para estados-limites de serviço e o Anexo K para fadiga.

11.4.3 Para vibrações devidas ao vento, ver o Anexo M. Vibrações desse tipo devem ser levadas em conta também na verificação dos estados-limites últimos, incluindo fadiga (ver Anexo K).

O Anexo M da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), trata sobre vibrações devidas ao vento e define que:

M.1 O movimento causado pelo vento em estruturas de edifícios de andares múltiplos ou outras estruturas similares pode gerar desconforto aos usuários, a não ser que sejam tomadas medidas corretivas na fase de projeto. A principal fonte de desconforto é a aceleração lateral, embora o ruído (ranger da estrutura e assobio do vento) e os efeitos visuais possam também causar sensação desagradável.

M.2 Para uma dada velocidade e direção do vento, o movimento de um edifício, que inclui vibração paralela e perpendicular à direção do vento e torção, pode ser determinado usando a ABNT NBR 6123 ou, quando esta não for aplicável, por análise racional. O movimento pode ainda ser determinado de forma bastante precisa por ensaios em túnel de vento.

M.3 Nos casos onde o movimento causado pelo vento for significativo, conforme constatação durante o projeto, devem ser aventadas as seguintes providências:

- a) esclarecimento aos usuários que, embora ventos de alta velocidade possam provocar movimentos, o edifício é seguro;
- b) minimização de ruídos, por exemplo, por meio de detalhamento das ligações, de modo a evitar o ranger da estrutura e do projeto das guias de elevadores, de modo a evitar a “raspagem” devida ao deslocamento lateral;
- c) minimização da torção, usando arranjo simétrico, contraventamento ou paredes externas estruturais (conceito de estrutura tubular);
- d) possível introdução de amortecimento mecânico para reduzir a vibração causada pelo vento.

5.3 NBR 14762/2010

A norma de dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio fixa as diretrizes para as verificações referentes ao ELU (Estado Limite Último) e ao ELS (Estado Limite de Serviço) em estruturas metálicas. No presente projeto, é a normativa técnica definida para a verificação dos perfis tubulares quanto às solicitações de tração e compressão, bem como a análise da flambagem.

Por apresentar etapas de verificação semelhantes às explicitadas da NBR 8800/2008 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), esta seção somente define as particularidades da verificação de perfis formados a frio, restando as determinações em comum à normativa apresentada anteriormente. Para tais avaliações, foi definido o método da seção efetiva (MSE) em detrimento do método da largura efetiva (MLE), por sua praticidade na análise numérica de um grande número de elementos.

5.3.1 ESTUDO DA TRAÇÃO

Na seção 9.6 da NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010), o dimensionamento à tração é abordado por meio da escolha do menor valor obtido dentre as equações 25, 26 e 27 citadas abaixo. Tal valor deve ser maior ou igual ao obtido na análise computacional de todas as barras das faces A e B, caso contrário a segurança não é verificada.

- a) Escoamento da seção bruta;

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{Equação 25})$$

- b) Para ruptura da seção líquida fora da região da ligação;

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{n0} f_u}{\gamma_{a2}} \quad (\text{Equação 26})$$

- c) Para ruptura da seção líquida na região da ligação;

$$N_{t,Rd} = \frac{C_t A_n f_u}{\gamma_{a2}} \quad (\text{Equação 27})$$

Onde:

A : área bruta da seção transversal;

f_y : tensão de escoamento do aço;

γ_{a1} : 1,1.;

A_{n0} : área líquida da seção transversal da barra fora da região da ligação;

A_n : área líquida da seção transversal da barra na região da ligação;

f_u : tensão de ruptura;

γ_{a2} : 1,35;

C_t : coeficiente de redução da área líquida, igual a 1 quando todos os elementos estão conectados por soldas longitudinais ou por uma combinação de soldas longitudinais e transversais;

$N_{t,Rd}$: força axial de tração resistente de cálculo.

Analogamente ao apresentado no item 5.2.1, a limitação do índice de esbeltez deve ser verificada para todas as barras formadas a frio tubulares tracionadas.

5.3.2 ESTUDO DA COMPRESSÃO

A seção 9.7 da NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) orienta quanto ao dimensionamento à compressão. No presente projeto, o tema é abordado por meio do método da seção efetiva (MSE), cujo processo de cálculo fornece a área efetiva da seção da barra que contribui para a resistência axial. Semelhante ao apresentado na seção anterior, inicia-se o estudo da compressão pela análise da flambagem global.

5.3.2.1 FLAMBAGEM GLOBAL

O valor da força axial de flambagem utilizado para a seção tubular retangular com solda contínua é análogo ao calculado no item 5.2.3.1, por meio do Anexo E da NBR 8800/2008 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008). Como apresentado no quadro 3, os coeficientes de flambagem global foram definidos como iguais a 1,0. Tratando-se de uma seção transversal com dupla simetria, escolhe-se o menor valor calculado nas equações 12, 13 e 14.

O MSE, método definido para o dimensionamento proposto, substitui o processo de cálculo das larguras efetivas dos elementos isolados utilizando um coeficiente de flambagem local para a seção completa, k_l . Tal coeficiente transcreve as propriedades geométricas reduzidas da seção transversal de forma compacta, trazendo agilidade para a análise numérica.

Abaixo, a figura 14 recortada da NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) traz as formulações para o cálculo de k_l em função das seções completas de diferentes seções transversais sujeitas à compressão centrada.

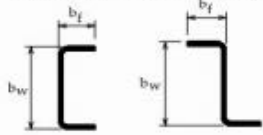
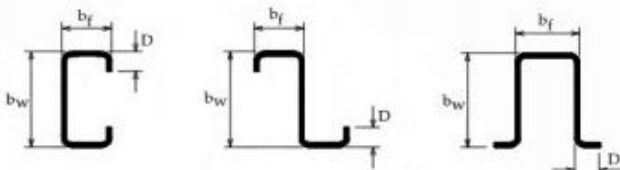
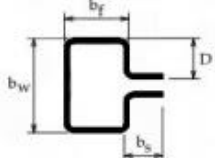
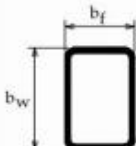
Caso a	<p style="text-align: center;">Seção U simples e Seção Z simples</p>  $k_l = 4,0 + 3,4 \eta + 21,8 \eta^2 - 174,3 \eta^3 + 319,9 \eta^4 - 237,6 \eta^5 + 63,6 \eta^6$ <p style="text-align: center;">$(0,1 \leq \eta \leq 1,0)$</p>
Caso b	<p style="text-align: center;">Seção U enrijecido, Seção Z enrijecido e Seção cartola</p>  $k_l = 6,8 - 5,8 \eta + 9,2 \eta^2 - 6,0 \eta^3$ <p style="text-align: center;">$(0,1 \leq \eta \leq 1,0 \text{ e } 0,1 \leq D/b_w \leq 0,3)$</p>
Caso c	<p style="text-align: center;">Seção rack</p>  $k_l = 6,5 - 3,0 \eta + 2,8 \eta^2 - 1,6 \eta^3$ <p style="text-align: center;">$(0,1 \leq \eta \leq 1,0 ; 0,1 \leq D/b_w \leq 0,3 \text{ e } 0,1 \leq b_s/b_w \leq 0,4)$</p>
Caso d	<p style="text-align: center;">Seção tubular retangular com solda de costura contínua (para seção tubular retangular formada por dois perfis U simples ou U enrijecido com solda de costura intermitente, k_l deve ser calculado para cada perfil isoladamente).</p>  $k_l = 6,6 - 5,8 \eta + 8,6 \eta^2 - 5,4 \eta^3$ <p style="text-align: center;">$(0,1 \leq \eta \leq 1,0)$</p> <p>NOTA 1 b_f, b_w, b_s e D são as dimensões nominais dos elementos, conforme indicado na Figura correspondente. NOTA 2 $\eta = b_f / b_w$.</p>

Figura 14 - Coeficiente de flambagem local k_l para a seção completa em barras sob compressão centrada
NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010)

Observa-se que a tabela apresenta o coeficiente k_l para seções do tipo U.

$$k_l = 4,0 + 3,4\eta + 21,8\eta^2 - 174,3\eta^3, \quad (0,1 \leq \eta \leq 1) \quad (\text{Equação 28})$$

Onde:

k_l : coeficiente de flambagem local;

η : razão entre a largura da mesa b_f com a altura da alma b_w da seção U simples.

Para o perfil U definido no item 3.2.2, encontra-se um coeficiente $k_l = 3,489$ para ambas as seções. Para uma seção tubular retangular com solda de costura contínua de dimensões $200 \times 100 \times 4,75$ o coeficiente é calculado pela equação 29 abaixo, e encontra-se $k_l = 5,175$.

$$k_l = 6,6 - 5,8\eta + 8,6\eta^2 - 5,4\eta^3, \quad (0,1 \leq \eta \leq 1,0) \quad (\text{Equação 29})$$

Em posse dos valores do coeficiente de flambagem local, é possível calcular a força axial de flambagem elástica, definida pela equação 30 abaixo.

$$N_l = k_l \frac{\pi E}{12(1 - \nu^2) \left(\frac{b_w}{t}\right)^2} A \quad (\text{Equação 30})$$

Onde:

E : módulo de elasticidade do aço;

ν : coeficiente de Poisson;

k_l : coeficiente de flambagem local para a seção completa;

b_w : é a largura da alma;

t : espessura da seção;

A : área bruta da seção transversal da barra.

As variáveis computadas até o momento compõem o algoritmo para a definição da área efetiva da seção transversal das barras, A_{ef} . Calculada com base no MSE, e definida como função do índice de esbeltez reduzido associado à flambagem local λ_p , a área efetiva é obtida a partir das formulações propostas na equação 31 e na equação 32 abaixo.

$$A_{ef} = A \quad \text{para } \lambda_p \leq 0,776 \quad \text{(Equação 31)}$$

$$A_{ef} = A \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_p^{0,8}}\right) \frac{1}{\lambda_p^{0,8}} \quad \text{para } \lambda_p > 0,776 \quad \text{(Equação 32)}$$

Onde:

λ_p : índice de esbeltez reduzido associado à flambagem local;

A_{ef} : área efetiva da seção transversal das barras;

A : área bruta da seção transversal da barra.

O índice de esbeltez reduzido associado à flambagem local é calculado por meio da equação 33 abaixo.

$$\lambda_p = \left(\frac{\chi A f_y}{N_l} \right)^{0,5} \quad \text{(Equação 33)}$$

Onde:

N_l : força axial de flambagem elástica;

χ : fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global;

f_y : tensão de escoamento do aço;

A : área bruta da seção transversal da barra.

O cálculo do fator de redução da força axial de compressão resistente é função do índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global, λ_0 , e ambos estão definidos no item 5.2.3.2 pelas equações 20, 21 e 22. Em posse de todas as variáveis, obtém-se a área efetiva da seção transversal calculada pelo MSE.

Finalmente, a força axial de compressão resistente de cálculo é definida pela equação 34 abaixo.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} \quad (\text{Equação 34})$$

Onde:

χ : fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global;

A_{ef} : área efetiva da seção transversal das barras;

f_y : tensão de escoamento do aço;

γ : 1,20;

$N_{c,Rd}$: força axial de compressão resistente de cálculo.

5.4 NBR 6123/1988

A norma de forças devidas ao vento em edificações fixa as diretrizes para a consideração da ação do vento em estruturas civis, conforme: Capítulo 4, Capítulo 5 e Capítulo 7 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

5.4.1 VELOCIDADE CARACTERÍSTICA

Conforme o Capítulo 4, para determinar a pressão dinâmica exercida pelo vento sobre a estrutura, deve-se calcular a velocidade característica do vento para a situação em que esta estrutura ficará exposta ao vento.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{Equação 35})$$

Onde:

V_k : velocidade característica do vento (m/s);

V_0 : velocidade básica do vento (m/s);

S_1 : fator topográfico;

S_2 : fator rugosidade do terreno, dimensões e altura sobre o terreno;

S_3 : fator estatístico.

A velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de 3 segundos de duração, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno. A velocidade básica do vento é determinada com a ajuda do mapa da figura 15, que contém isopletras da velocidade básica do vento.

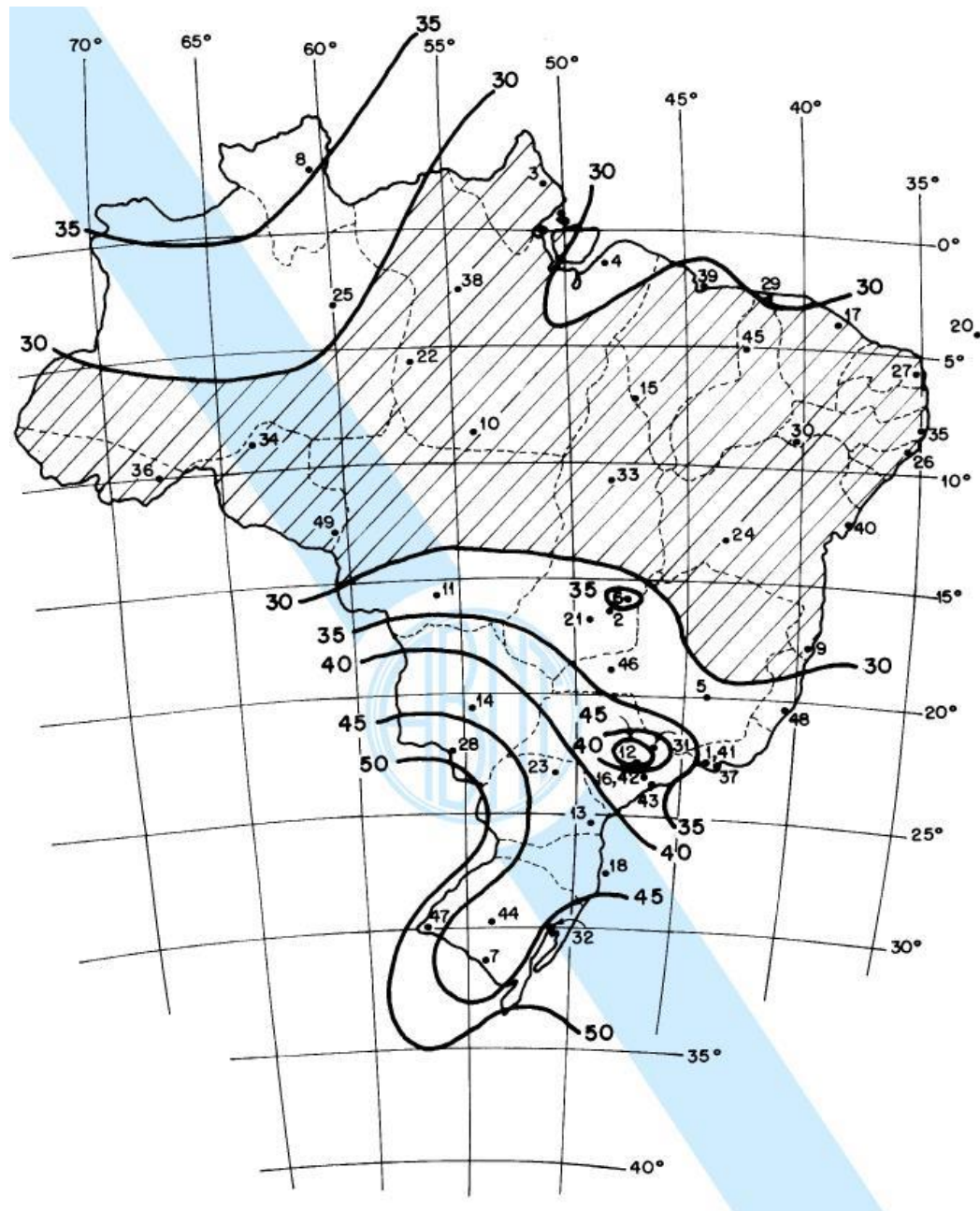


Figura 15 - Mapa de isopletas
NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

O fator S_1 , leva em consideração as variáveis do relevo do terreno e é igual a 1,0 para terrenos planos ou fracamente acidentados, conforme a Seção 5.2 indica.

O fator S_2 “considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração”, conforme a Seção 5.3 indica.

Para a sua determinação, a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) divide a rugosidade do terreno em cinco categorias:

- a) Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medidos na direção e sentido do vento incidente;
- b) Categoria II: Terrenos abertos em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas, a cota média do topo dos obstáculos é de 1,00m;
- c) Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas, a cota média do topo dos obstáculos é de 3,00m;
- d) Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados, a cota média do topo dos obstáculos é de 10,00m;
- e) Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, a cota média do topo dos obstáculos é de 25,00m.
- f)

A estrutura da figura 1, base para o dimensionamento, está localizada em uma área que se enquadra na Categoria IV.

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) divide as dimensões das edificações em três classes:

- a) Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m.
- b) Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m.
- c) Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50m.

Após classificar a estrutura em categoria e classe, o fator S_2 é definido pelo quadro 5.

Quadro 5 – Fator S_2

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

NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

O fator S_3 , é baseado em “conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação”, conforme a Seção 5.4 indica. Divide as estruturas em cinco grupos, apresentados pelo quadro 6.

Quadro 6 - Valores mínimos para o fator estatístico S_3

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

NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

5.4.2 PRESSÃO DINÂMICA

Em posse do valor da velocidade característica, consegue-se determinar a pressão dinâmica exercida pelo vento através da equação 36, conforme a Seção 4.1 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

$$q = 0,613V_k^2 \quad (\text{Equação 36})$$

Onde:

V_k : velocidade característica do vento (m/s);

q : velocidade básica do vento (Pa).

5.4.3 RETICULADOS PLANOS ISOLADOS

A Seção 7.5 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), define o método de cálculo para a interação do vento com planos isolados. Segundo a normativa, “considera-se como reticulado toda estrutura constituída por barras retas”. Abaixo, seguem as formulações para o cálculo da força do arrasto do vento de tais elementos.

$$F_a = C_a q A_e \quad (\text{Equação 37})$$

Onde:

F_a : força de arrasto do vento;

C_a : coeficiente de arrasto;

A_e : área frontal efetiva do reticulado: área da projeção ortogonal das barras do reticulado sobre um plano perpendicular à direção do vento.

Na figura 16 está representado um gráfico retirado da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) que fornece os valores de arrasto C_a para um reticulado plano formado por barras prismáticas de faces planas. O coeficiente de arrasto é encontrado por meio do índice de área exposta, φ_v , que é igual à área frontal efetiva do reticulado dividida pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado.

$$\varphi_v = \frac{A_e}{A_r} \quad (\text{Equação 38})$$

Onde:

φ_v : índice de área exposta;

A_r : área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado.

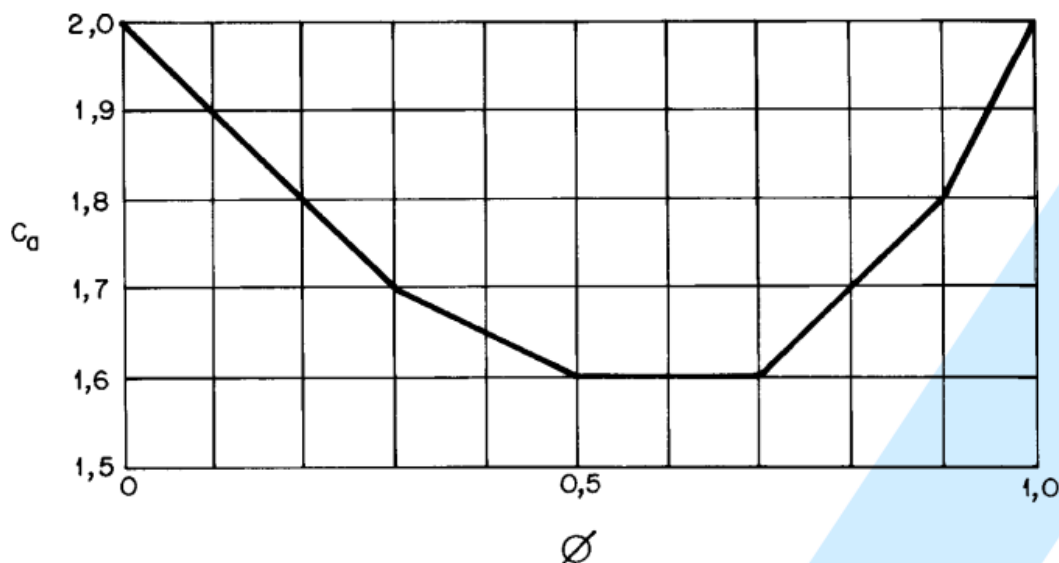


Figura 16 - Coeficiente de arrasto pelo índice da área exposta
 Fonte: NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

Em relação à geometria da seção transversal definida para as barras, a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) faz o seguinte comentário na Seção 5.1:

No caso de reticulados constituídos por barras prismáticas de faces planas e/ou por barras de seção circular de um ou mais diâmetros diferentes, os coeficientes respectivos são aplicados proporcionalmente às áreas frontais das respectivas barras (áreas de projeções ortogonais das barras sobre um plano perpendicular à direção do vento, “área de sombra”). O índice de área exposta refere-se sempre ao conjunto de todas as barras do reticulado.

5.4.4 RETICULADOS PLANOS MÚLTIPLOS

A Seção 7.6 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), define o método de cálculo para a interação do vento com retículos planos múltiplos. Segundo a normativa:

Esta seção aplica-se a estruturas constituídas por dois ou mais reticulados planos paralelos, equidistantes e de banzos paralelos, nos quais o reticulado de barlavento pode ter um efeito de proteção sobre os demais reticulados. O reticulado de barlavento e todas as partes dos outros reticulados não protegidos pelo primeiro devem ser calculados como foi indicado em 7.5. As forças do vento nas partes protegidas dos reticulados devem ser multiplicadas por um fator de proteção η , que depende do índice de área exposta do reticulado situado imediatamente a barlavento do reticulado em estudo, e do respectivo afastamento relativo e/h .

Portanto, para a passarela proposta, deve-se considerar o fator η , encontrado na figura 17, multiplicando o coeficiente de arrasto de um reticulado isolado, como apresentado na equação 39 abaixo.

$$C_{an} = C_a[1 + (n - 1)\eta] \quad (\text{Equação 39})$$

Onde:

C_{an} : força de arrasto do conjunto de n reticulados;

C_a : coeficiente de arrasto de um reticulado isolado;

η : fator de proteção.

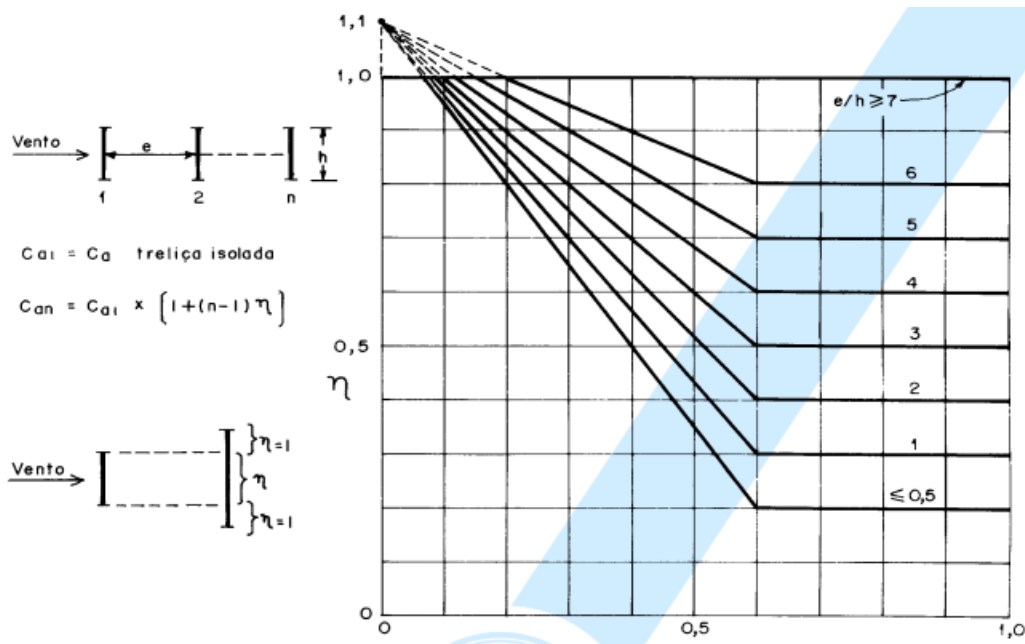


Figura 17 - Fator de proteção para dois ou mais planos paralelos igualmente afastados
 Fonte: NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

6 DIMENSIONAMENTO

Os capítulos 3, 4 e 5 definiram as diretrizes que seriam assumidas durante o dimensionamento, os critérios estabelecidos para a análise da vibração como Estado Limite de Serviço e as Normas Técnicas utilizadas para a verificação da segurança e do conforto dos usuários. Este capítulo demonstra os processos efetuados para o dimensionamento da passarela metálica proposta, bem como o refinamento dos perfis obtidos a fim de otimizar a quantidade de material utilizado.

6.1 DESENHO DO MODELO

Como citado na seção 3.5, o software utilizado para a análise estrutural da passarela foi o *SAP2000 v20.0.0* da *Computers & Structures, Inc.* Abaixo, estão indicados os procedimentos executados para o desenho do modelo.

6.1.1 MATERIAIS E SEÇÕES TRANSVERSAIS

Ao iniciar o programa, selecionou-se os materiais das barras metálicas e dos elementos de concreto que, mesmo considerados na análise dos carregamentos como cargas pontuais nos nós do reticulado, estarão presentes na análise modal. Como exemplo, a figura 18 abaixo demonstra a seleção do aço ASTM A572 Grau 50.

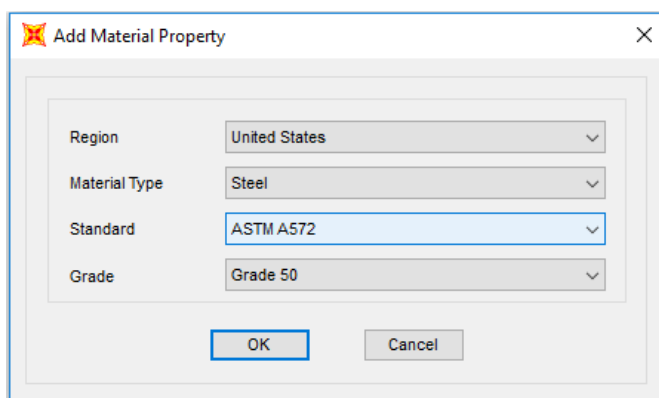


Figura 18 - Exemplo de seleção dos materiais utilizados
Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

Em seguida, foram inseridas as seções transversais descritas no item 3.2.2. As figuras 19, 20 e 21 abaixo trazem a inserção dos perfis tubulares das treliças planas, laminados da Face C e laminados da Face D, respectivamente. Para o desenho do modelo, todos os elementos de barra metálicos foram inseridos como elementos *frame*.

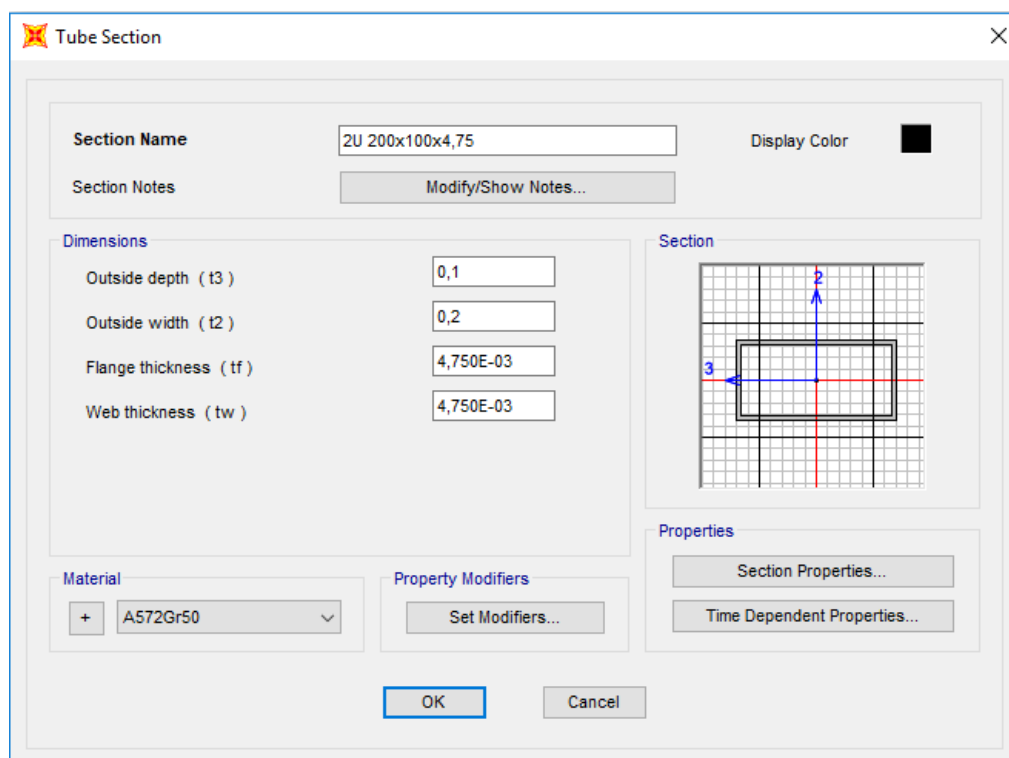


Figura 19 - Perfis tubulares 2U 200x100x4,75
Fonte: Produzida pelo autor com o software SAP2000 v20.0.0

Os perfis das faces A e B, duplo U de seção tubular retangular com solda de costura contínua, foram inseridos no dimensionamento como perfis tubulares. Os valores de entrada no software estão em metros.

I/Wide Flange Section

Section Name: W150x24 (Face C) Display Color:

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3)	0,16
Top flange width (t2)	0,102
Top flange thickness (tf)	0,0103
Web thickness (tw)	6,600E-03
Bottom flange width (t2b)	0,102
Bottom flange thickness (tfb)	0,0103

Section

Material: A572Gr50

Property Modifiers:

Properties:

Figura 20 - Perfis laminados W150x24
 Fonte: Produzida pelo autor com o software SAP2000 v20.0.0

I/Wide Flange Section

Section Name: W200x71 (Face D) Display Color:

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3)	0,216
Top flange width (t2)	0,204
Top flange thickness (tf)	0,0174
Web thickness (tw)	0,0102
Bottom flange width (t2b)	0,204
Bottom flange thickness (tfb)	0,0174

Section

Material: A572Gr50

Property Modifiers:

Properties:

Figura 21 - Perfis laminados W200x71
 Fonte: Produzida pelo autor com o software SAP2000 v20.0.0

Com os materiais e as seções transversais e definidas, desenhou-se os reticulados laterais e barras transversais a partir das características geométricas definidas no item 3.2.2. A figura 22 abaixo apresenta o desenho da passarela proposta a ser verificada. Embora o seu dimensionamento não esteja no escopo no trabalho, adicionou-se à passarela os pilares das extremidades por fins visuais.

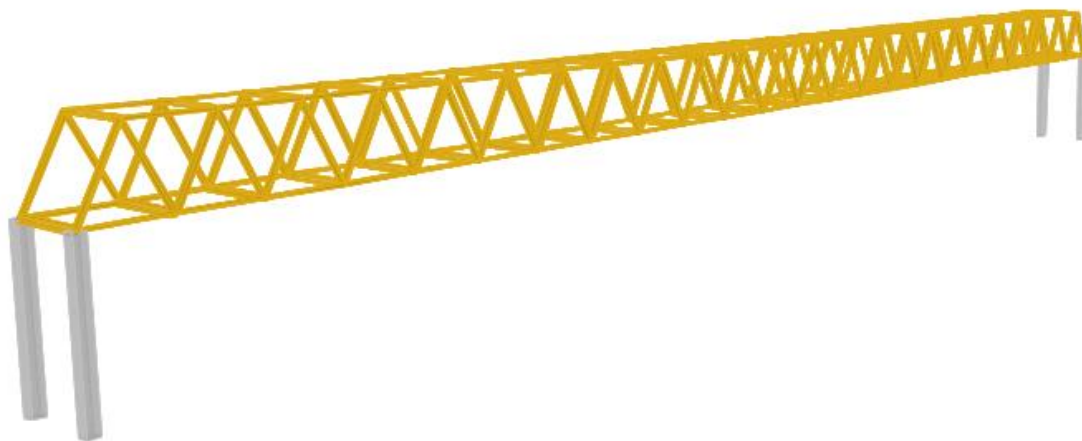


Figura 22 - Representação tridimensional do modelo
Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

Como definido na seção 3.2, a primeira iteração aborda uma passarela apoiada nas extremidades por pilares de concreto armado. Portanto, foram designados aos nós de contato dos treliçados com os pilares apoios de primeiro e de segundo grau, que restringem o deslocamento vertical e deslocamento horizontal do modelo. Não foram modeladas estruturas anexas de acesso, que aumentam o amortecimento do sistema e conferem resistência lateral à passarela.

6.1.2 BARRAS FICTÍCIAS

O modelo de cálculo descrito anteriormente na seção 3.3 preconiza condições geométricas para a consideração de uma dada estrutura como treliça espacial. Com o propósito de assegurar o cumprimento das premissas citadas, foram inseridas barras fictícias ao longo de todos planos não triangulares do modelo, eliminando assim as hipostacidades internas. Tal artifício é possível pela pequena magnitude dos momentos fletores encontrados nas ligações entre as barras tubulares, tratando-se de uma aproximação do real comportamento da estrutura.

Como a área da seção transversal das barras inseridas é muito pequena, e consequentemente a rigidez axial é desprezível, tal abordagem não provocará alterações na resposta estrutural e garante que todos os planos formados entre barras possuam configurações geométricas triangulares. As barras fictícias foram modeladas em seções tubulares retangulares com ordem de grandeza de área 1000 vezes menor do que os perfis tubulares das faces laterais. As figuras 23 e 24 abaixo apresentam, respectivamente, a seção transversal das barras fictícias no modelo e o resultado geométrico de sua inserção.

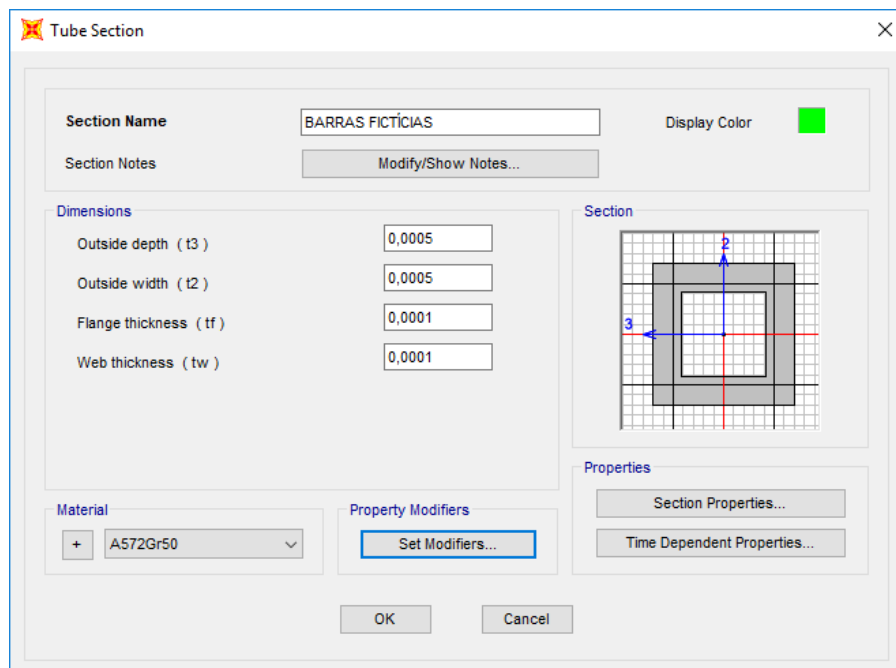


Figura 23 - Seção transversal das barras fictícias no modelo
Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

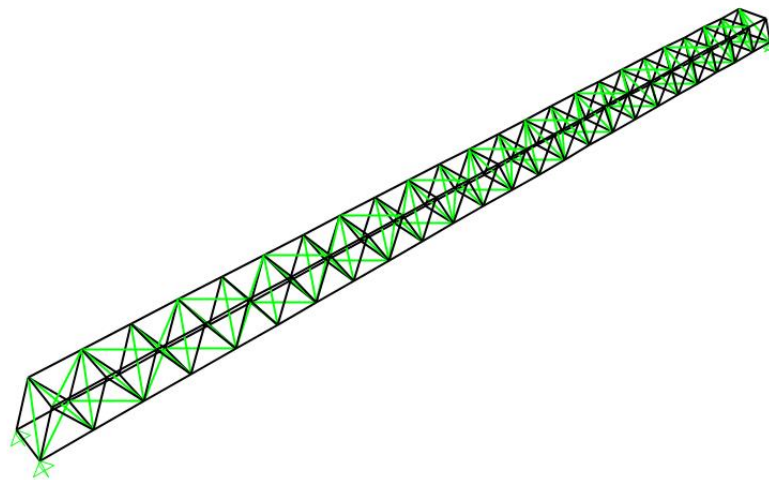


Figura 24 - Barras fictícias no modelo
Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

6.1.3 LIGAÇÕES COMO ROTULADAS PERFEITAS

Partiu-se do pressuposto definido na seção 3.3 de que, para treliças espaciais, os esforços internos são somente axiais, com cargas aplicadas nos nós e sem impedimentos à rotação relativa entre as barras. Logo, impôs-se aos nós do modelo a condição do momento fletor dos eixos que formam um plano perpendicular ao eixo longitudinal da passarela como sendo nulos, bem como os efeitos de torsão e de corte. As figuras 25 e 26 abaixo demonstram, respectivamente, a inserção da condição no software e o modelo já condicionado.

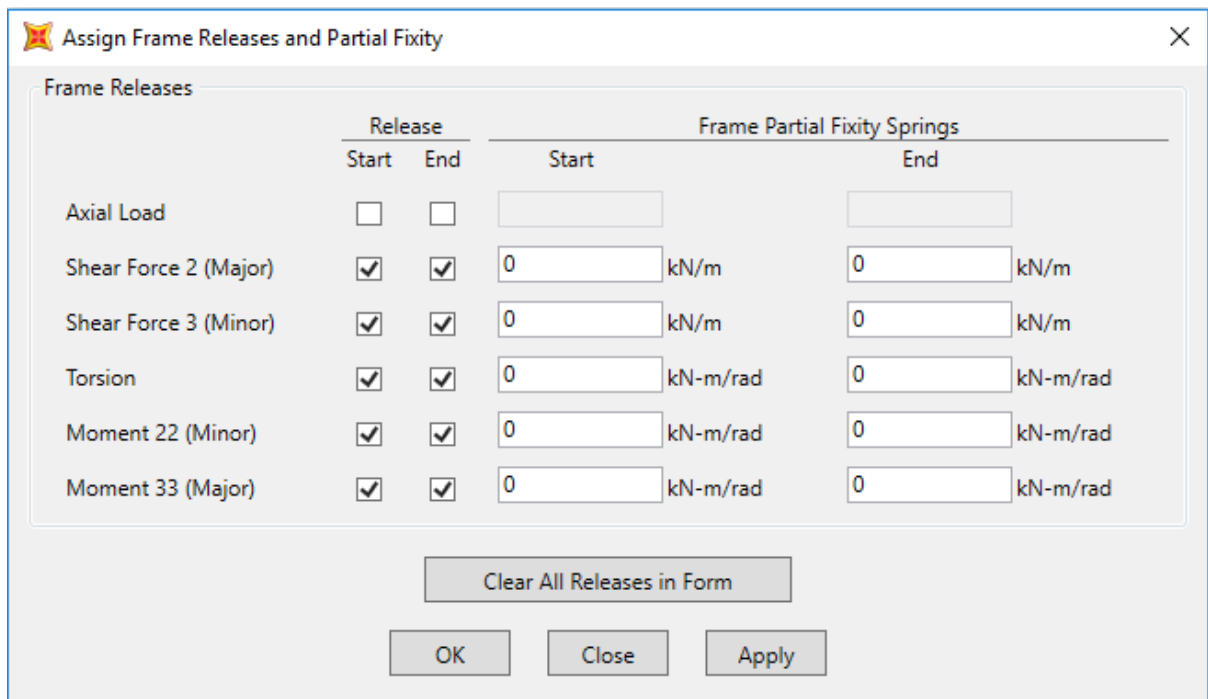


Figura 25 - Inserção da condição de momento fletor nulo nos nós
Fonte: Produzida pelo autor com o software SAP2000 v20.0.0

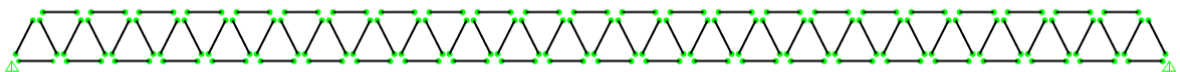


Figura 26 - Modelo após a condição de momento fletor nulo nos nós
Fonte: Produzida pelo autor com o software SAP2000 v20.0.0

6.2 DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para a definição das combinações de carregamentos aos quais a passarela estaria sujeita, foram utilizados como embasamento as premissas já descritas anteriormente. Como carregamento permanente, considerou-se o peso próprio dos elementos quantificado no item 3.3.5.

Como carregamento variável de utilização da passarela, utilizou-se a Seção B.5 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) que trata sobre sobrecarga em coberturas e define que:

B.5.1 Nas coberturas comuns (telhados), na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga mínima de 0,25 kN/m², em projeção horizontal. Admite-se que essa sobrecarga englobe as cargas decorrentes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamentos térmico e acústico e de pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura, até um limite superior de 0,05 kN/m².

Adotando-se uma área total do tabuleiro de 216,00 m² e dividindo-se a carga resultante entre os nós do reticulado, obtém-se uma força de 0,55 kN por nó.

Como citado anteriormente na seção 5.1, considera-se uma carga móvel de 5 kN/m² “uniformemente distribuída, aplicada sobre o pavimento e entre os guarda-corpos na situação mais desfavorável”. Dividindo-se a carga resultante entre os nós do reticulado, obtém-se uma força de 11,02 kN por nó.

Por fim, a terceira carga variável é a ação do vento, incidindo perpendicularmente à direção longitudinal da passarela. A ação do vento sobre os reticulados é abordada conforme pelos critérios estabelecidos na seção 5.4 pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) e pelas particularidades do modelo proposto. Os parâmetros utilizados para o cálculo da velocidade característica são:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_0: \text{velocidade básica do vento} = 45 \frac{m}{s} \text{ (Porto Alegre)} \\ S_1: \text{terreno plano ou fracamente acidentado} = 1,00 \\ S_2: \begin{cases} \text{Categoria III} \\ \text{Classe A} \end{cases} = 0,94 \\ S_3: \text{grupo 2} = 1,00 \end{array} \right.$$

A velocidade característica encontrada é de 42,30 m/s, para uma altura de 8,00 metros. O cálculo do coeficiente de arrasto, C_a , de um reticulado plano formado por barras prismáticas de faces planas foi efetuado a partir das premissas definidas no item 5.4.3. Abaixo, a tabela 7 apresenta a força de arrasto em cada nó do vento de barlavento.

Tabela 7 - Contribuição do vento a barlavento no carregamento nodal

Vento	h_r [m]	V_k [m/s]	A_r [m ²]	A_e [m ²]	φ_v	C_a	q [Pa]	F_a [kN]	F_{ai} [kN]
Barlavento	8,00	42,30	217,41	23,77	0,11	1,89	1096,83	49,28	1,01

O cálculo do coeficiente de arrasto, C_{an} , de reticulados planos múltiplos foi efetuado a partir das premissas definidas no item 5.4.4. Abaixo, a tabela 8 apresenta a força de arrasto em cada nó do vento de sotavento. Em virtude de sua baixa inclinação, a ação do vento sobre a cobertura não foi considerada.

Tabela 8 - Contribuição do vento a sotavento no carregamento nodal

Vento	h_r [m]	V_k [m/s]	A_r [m ²]	A_e [m ²]	η	C_{an}	q [Pa]	F_a [kN]	F_{ai} [kN]
Sotavento	8,00	42,30	217,41	23,77	0,30	0,57	1096,83	14,87	0,30

Onde:

h_r : altura no topo do reticulado;

V_k : velocidade característica do vento;

A_r : área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado;

A_e : área frontal efetiva do reticulado: área da projeção ortogonal das barras do reticulado sobre um plano perpendicular à direção do vento;

φ_v : índice de área exposta;

η : fator de proteção;

C_a : coeficiente de arrasto de um reticulado isolado;

C_{an} : força de arrasto do conjunto de n reticulados;

q : velocidade básica do vento;

F_a : força de arrasto do vento;

F_{ai} : força de arrasto do vento em cada nó;

Por fim, considera-se a ação de uma força horizontal excepcional de 100 kN no “ponto mais desfavorável da estrutura da passarela”. i.e. no centro do vão, como descrito na seção 5.1. Abaixo, está apresentada a tabela 9, com todas as combinações de carregamento com as respectivas ponderações definidas pelo item 5.2.1.

Tabela 9 - Combinação dos carregamentos

Combinação	PERMANENTES		VARIÁVEIS			
	PPestrutura	PPlaje+cobertura	Sobrecarga	Carga móvel	Vento	Força Excepcional
<i>i</i>	1,25	1,35	1,50	1,50 . 0,60	1,40 . 0,60	1,00 . 1,00
<i>ii</i>	1,25	1,35	1,50 . 0,80	1,50	1,40 . 0,60	1,00 . 1,00
<i>iii</i>	1,25	1,35	1,50 . 0,80	1,50 . 0,60	1,40	1,00 . 1,00
<i>iv</i>	1,25	1,35	1,50	1,50 . 0,60	-	-
<i>v</i>	1,25	1,35	1,50 . 0,80	1,50	-	-

6.3 SOLICITAÇÕES

A partir da tabela 9 acima, foram inseridas as combinações de carregamentos no software a fim de avaliar o comportamento da estrutura aos carregamentos solicitantes. Os carregamentos

verticais e horizontais resultantes foram inseridos nos nós da treliça espacial, como indicado anteriormente. Abaixo, segue a figura 27, representando a combinação C_{ii} .

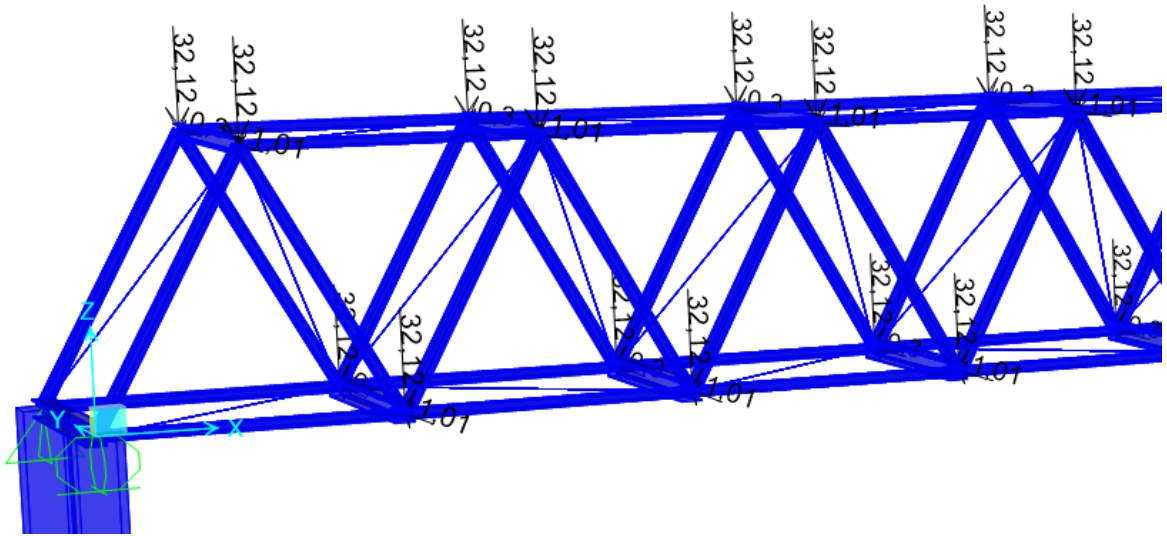


Figura 27 - Representação da combinação de esforços C_{ii}
 Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

Partindo-se da premissa de que todas as barras das faces A e B são iguais e que as máximas solicitações foram retiradas dos planos transversais, determinou-se as variáveis de projeto a serem verificadas para tração e compressão no ELU a partir das barras que representassem valores máximos e mínimos e que, por conseguinte, descrevessem o comportamento da estrutura frente às combinações estipuladas. Segue abaixo a tabela 10 com as variáveis de projeto para a primeira estrutura verificada, seu comprimento linear e respectivos perfis iniciais.

Tabela 10 - Variáveis de projeto

COMPRESSÃO			TRAÇÃO		
Variáveis de Projeto	L	Perfil de Projeto	Variáveis de Projeto	L	Perfil de Projeto
	[cm]			[cm]	
A01	300	2U 200x60x20x3,00	A31	300	2U 200x60x20x3,00
A12	300	2U 200x60x20x3,00	A36	300	2U 200x60x20x3,00
A23	300	2U 200x60x20x3,00	A41	300	2U 200x60x20x3,00
A24	300	2U 200x60x20x3,00	A49	300	2U 200x60x20x3,00
A47	300	2U 200x60x20x3,00	A71	335	2U 200x60x20x3,00
A48	335	2U 200x60x20x3,00	A24	335	2U 200x60x20x3,00
A70	335	2U 200x60x20x3,00	A94	335	2U 200x60x20x3,00
C01	300	W 150 x 24,0	C01	300	W 150 x 24,0
C15	300	W 150 x 24,0	C15	300	W 150 x 24,0
C22	300	W 150 x 24,0	C22	300	W 150 x 24,0
D01	300	W 200 x 71,0 (H)	D01	300	W 200 x 71,0 (H)
D15	300	W 200 x 71,0 (H)	D15	300	W 200 x 71,0 (H)
D22	300	W 200 x 71,0 (H)	D22	300	W 200 x 71,0 (H)

Em posse das variáveis de projeto e das combinações últimas normais, inseriu-se as informações no software e, posteriormente, verificou-se as solicitações máximas resultantes. A figura 28 abaixo representa o modelo de análise escolhido sendo treliça espacial, como previamente definido na seção 3.3. A figura 29 abaixo representa os esforços axiais encontrados para a combinação C_{ii} , na qual as solicitações em azul correspondem a solicitações de tração, e as solicitações em vermelho correspondem a solicitações de compressão.

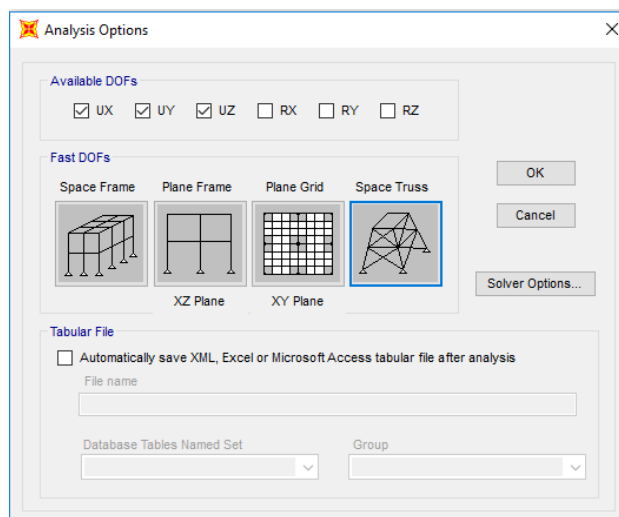


Figura 28 - Opção de análise da estrutura
Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

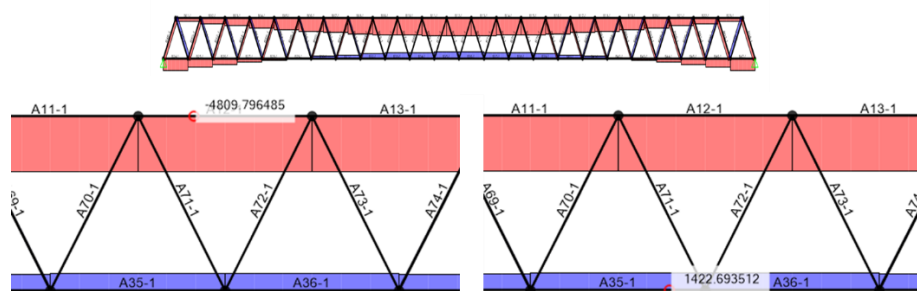


Figura 29 - Esforços axiais encontrados para a combinação C_{iii}
Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

6.4 VERIFICAÇÕES PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Com base nas premissas definidas no capítulo 5, as verificações para o ELU da treliça espacial são feitas conforme as equações 10 e 23, na qual a solicitação axial que o elemento de barra está sujeito deve ser menor ou igual à resistência axial. Abaixo, seguem as tabelas com as verificações dos valores máximos encontrados para tração e compressão nas variáveis de projeto definidas na tabela 10, pela ação das combinações de carregamentos da tabela 9.

Para as barras laminadas deve-se também verificar os efeitos de flexão e corte gerados pelas placas apoiadas nas faces C e D. Considerou-se todas as barras como elementos de viga biapoiada, na qual o carregamento é uniformemente distribuído ao longo do comprimento. Para

as barras inferiores, aplicou-se a carga móvel equivalente definida na seção 5.1, o peso próprio das barras metálicas e o peso próprio dos elementos que compõem o tabuleiro, que resultaram em um carregamento de 24,86 kN/m.

Para as barras superiores, aplicou-se o peso próprio das barras metálicas e o peso próprio dos elementos que compõem a cobertura, que resultaram em um carregamento de 4,76 kN/m. A área de influência considerada foi de 3,00 metros para ambos os casos, como mostra a figura 30. Tanto para a face C quando para a face D, as barras das extremidades foram calculadas com o mesmo carregamento uniformemente distribuído das demais barras, embora possuam metade da área de influência. O Anexo B apresenta as verificações das barras laminadas para solicitações de flexão e corte.

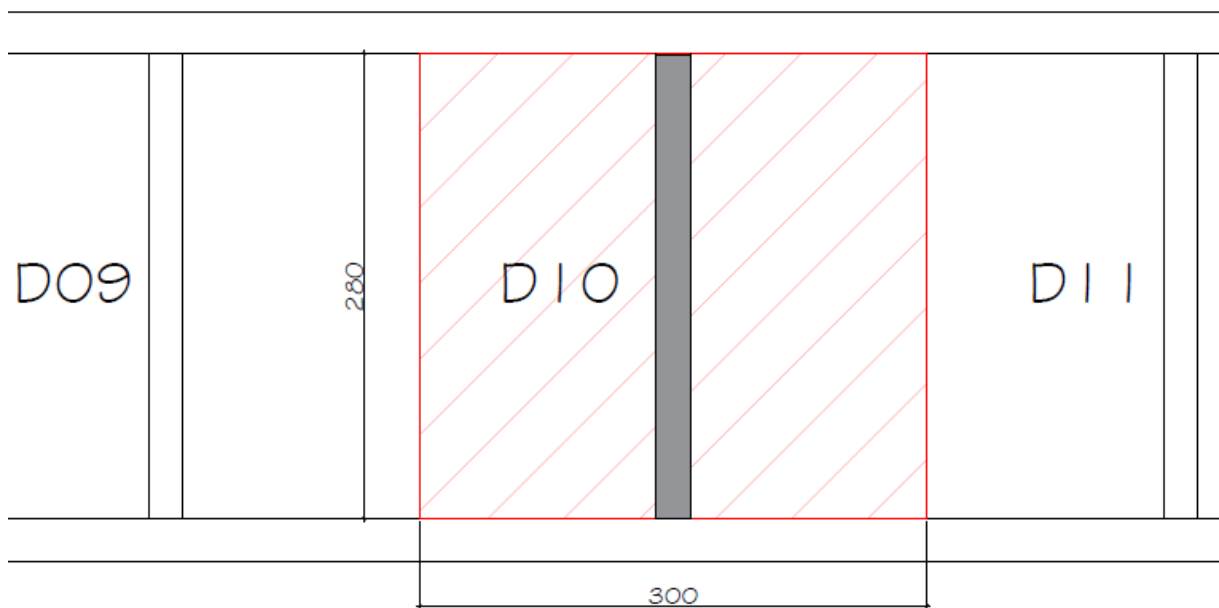


Figura 30 – Vista em planta da área de influência da barra D10, unidades em centímetros.
Fonte: Produzida pelo autor com o software *Autodesk AutoCAD 2018*.

Tabela 11 - Verificação dos perfis tubulares tracionados

Barra	Perfil	Escoamento da Seção Bruta				Ruptura da Seção Líquida na Região da Ligação		Verificação
		I_y [cm ⁴]	$N_{t,Sd}$ [kN]	A [cm ²]	$N_{t,Rd}$ [kN]	$Ct.An$ [cm ²]	$N_{t,Rd}$ [kN]	
A31	2U 200x60x20x3,00	490,60	1975,96	26,78	855,74	26,78	892,67	ERRO
A36	2U 200x60x20x3,00	490,60	2635,24	26,78	855,74	26,78	892,67	ERRO
A41	2U 200x60x20x3,00	490,60	1707,06	26,78	855,74	26,78	892,67	ERRO
A49	2U 200x60x20x3,00	490,60	530,37	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A71	2U 200x60x20x3,00	490,60	28,67	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A84	2U 200x60x20x3,00	490,60	492,61	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A94	2U 200x60x20x3,00	490,60	511,44	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado

Tabela 12 - Verificação dos perfis tubulares comprimidos

Barra	Perfil	Força axial de flambagem elástica				Flambagem Local		Fator de redução à compressão						Verificação
		N_{ex} [kN]	N_{ey} [kN]	N_{ez} [kN]	N_e [kN]	k_l	N_l [kN]	λ_0	χ	λ_p	A_{ef} [cm ²]	$N_{c,Sd}$ [kN]	$N_{c,Rd}$ [kN]	
A01	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	880,61	440,37	ERRO
A12	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	5151,37	440,37	ERRO
A23	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	743,18	440,37	ERRO
A24	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	2760,12	440,37	ERRO
A47	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	2508,26	440,37	ERRO
A48	2U 200x60x20x3,00	2413,91	862,91	5637,00	862,91	5,175	563,65	1,0444	0,6334	1,03	22,34	901,03	414,58	ERRO
A70	2U 200x60x20x3,00	2413,91	862,91	5637,00	862,91	5,175	563,65	1,0444	0,6334	1,03	22,34	65,15	414,58	Verificado

Sobre a consideração de vibrações como Estado Limite de Serviço no projeto de passarelas metálicas

Tabela 13 - Verificação dos perfis laminados tracionados

Barra	Perfil	Ix [cm ⁴]	Nt,Sd [kN]	Escoamento da Seção Bruta		Ruptura da Seção Líquida		Verificação
				Ag [cm ²]	Nt,Rd [kN]	Ae [cm ²]	Nt,Rd [kN]	
C01	W 150 x 24,0	1.384	0,00	31,5	1006,57	28,35	945,00	Verificado
C15	W 150 x 24,0	1.384	1,44	31,5	1006,57	28,35	945,00	Verificado
C22	W 150 x 24,0	1.384	0,00	31,5	1006,57	28,35	945,00	Verificado
D01	W 200 x 71,0 (H)	7.660	0,00	91,00	2907,86	81,9	2730,00	Verificado
D15	W 200 x 71,0 (H)	7.660	2,00	91,00	2907,86	81,9	2730,00	Verificado
D22	W 200 x 71,0 (H)	7.660	0,00	91,00	2907,86	81,9	2730,00	Verificado

Tabela 14 - Verificação dos perfis laminados comprimidos

Barra	Perfil	Elementos AL			Elementos AA			Q	Força axial de flambagem elástica				Fator de redução à compressão (Anexo E)			Nc,Sd [kN]	Nc,Rd [kN]	Verificação
		Qs	b/t	(b/t) _{lim}	Qa	b/t	(b/t) _{lim}		Nex	Ney	Nez	Ne	Ag	λ _o	χ			
									[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[cm ²]					
C01	W 150 x 24,0	1,00	4,95	13,36	1	21,06	35,54	1	3035,45	401,36	3003,43	401,36	31,5	1,66	0,32	32,29	320,00	Verificado
C15	W 150 x 24,0	1,00	4,95	13,36	1	21,06	35,54	1	3035,45	401,36	3003,43	401,36	31,5	1,66	0,32	0,00	320,00	Verificado
C22	W 150 x 24,0	1,00	4,95	13,36	1	21,06	35,54	1	3035,45	401,36	3003,43	401,36	31,5	1,66	0,32	2,00	320,00	Verificado
D01	W 200 x 71,0 (H)	1,00	5,92	13,36	1	17,75	35,54	1	16800,26	5564,26	16874,69	5564,26	91	0,76	0,79	45,82	2286,02	Verificado
D15	W 200 x 71,0 (H)	1,00	5,92	13,36	1	17,75	35,54	1	16800,26	5564,26	16874,69	5564,26	91	0,76	0,79	0,00	2286,02	Verificado
D22	W 200 x 71,0 (H)	1,00	5,92	13,36	1	17,75	35,54	1	16800,26	5564,26	16874,69	5564,26	91	0,76	0,79	25,79	2286,02	Verificado

As tabelas 11, 12, 13 e 14 apresentam os resultados obtidos na verificação dos perfis definidos no item 3.2.2 para o ELU. Dentre os carregamentos descritos na seção 6.2, observa-se que a contribuição relativa à carga móvel possui grande influência no alto valor obtido para as solicitações na região central do vão de 72,00 metros. Em função do baixo peso dos reticulados, a principal contribuição do peso próprio da estrutura está relacionada com as placas pré-moldadas de concreto do tabuleiro, apoiadas sobre as barras laminadas da face D.

Os perfis laminados quando sujeitos aos carregamentos uniformemente distribuídos foram verificados, conforme apresentado no Anexo B. Em função da impossibilidade física de se medir as reais dimensões das barras transversais inferiores da estrutura real – e visto que a mesma não apresenta barras transversais superiores – foram estimados perfis robustos, o que acarretou em uma diferença considerável entre os esforços solicitantes e resistentes.

Os esforços axiais cujas barras laminadas estão sujeitas são aproximadamente 1% dos valores encontrados nos perfis tubulares pela baixa interação dos reticulados com o vento. Como calculado acima, o baixo valor do índice de área exposta reduz consideravelmente as reações horizontais sobre a treliça plana de barlavento e, tendo em vista a grande quantidade de nós por reticulado, as forças nodais devidas ao vento pouco influenciam no dimensionamento.

O perfil UDC enrijecido $200 \times 60 \times 20 \times 3,00$ escolhido para a verificação inicial é o mais robusto entre os disponíveis no catálogo da Gerdau SA, porém sua capacidade resistente não foi suficiente tanto para as barras tracionadas quanto para as comprimidas.

Uma das possíveis alternativas é alterar o fabricante dos perfis formados a frio, em busca de bitolas maiores. Entretanto, algumas solicitações são da ordem de 10 vezes maiores do que os valores de resistência verificados para a seção duplo U enrijecido. Logo, faz-se necessário alterações mais significativas do ponto de vista geométrico.

Outra alternativa viável a ser verificada é a escolha de perfis laminados para a composição das treliças planas das faces A e B. No entanto, a fim de manter a premissa de estrutura leve e esbelta, optou-se por manter os perfis tubulares formados a frio. Portanto, evidencia-se a

necessidade de alterar o número de apoios da passarela, a fim de que a segurança dos usuários seja verificada.

6.5 ALTERAÇÕES GEOMÉTRICAS

Tendo em vista a não verificação das condições de segurança para um vão livre de 72,00 metros, propõe-se duas configurações para análise.

- a) Modelagem II: adição de dois pilares no centro do vão, nas faces A e B, formando dois vãos intermediários de 36,00 metros;
- b) Modelagem III: Adição de quatro pilares intermediários, nas faces A e B, formando três vãos intermediários de 24,00 metros.

6.5.1 MODELAGEM II

Embora a inserção de dois pilares no centro do vão possua complicadores por conta do Arroio Dilúvio, para fins acadêmicos a viabilidade de tal alteração geométrica foi verificada. As barras laminadas transversais não fazem parte da análise por apresentaram solicitações axiais pequenas, na qual mesmo na condição geométrica mais desfavorável, com 4 pilares nas extremidades, a segurança foi verificada com folga. Abaixo, a figura 31 traz a representação tridimensional do novo modelo.

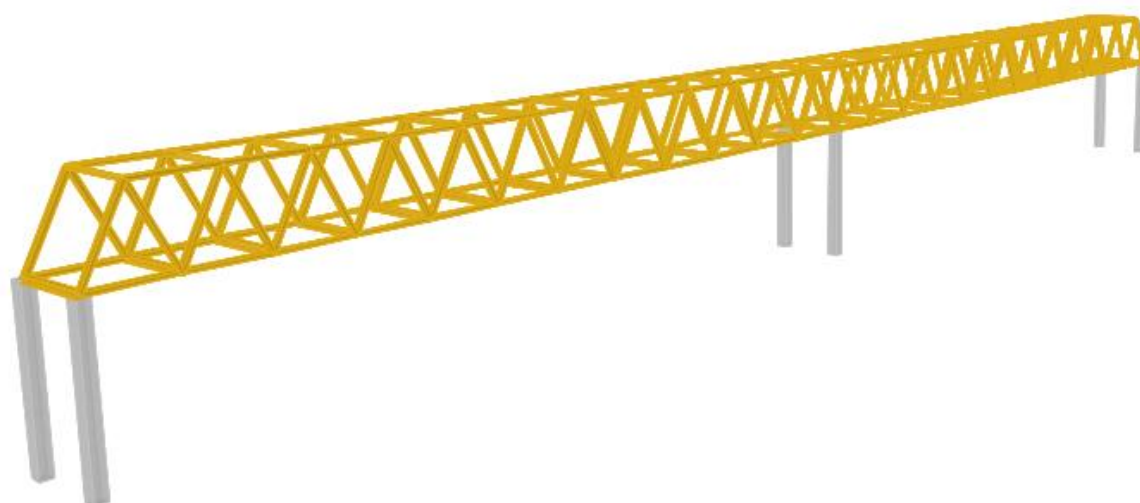


Figura 31 - Passarela com a inserção de dois pilares no centro do vão
Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

As etapas de dimensionamento seguem as premissas descritas nas seções anteriores. As tabelas 15 e 16 trazem a verificação dos perfis formados a frio, definidos no item 3.2.2, para a nova condição geométrica da estrutura. Para a nova verificação, foram definidas novas variáveis de projeto, que atendessem às novas solicitações máximas.

Novamente, verifica-se que a capacidade resistente do perfil UDC simples $200 \times 50 \times 4,75 \text{ mm}$ escolhido não foi suficiente tanto para as barras tracionadas quanto para as comprimidas. Embora, como esperado, os valores estejam mais próximos dos valores obtidos nas verificações de resistência, as solicitações das barras A05, A12, A36 e A70 inviabilizam a manutenção das propriedades geométricas da modelagem II.

6.5.2 MODELAGEM III

A segunda configuração possui dois pilares intermediários nas faces A e B, distantes 24,00 metros dos pilares das extremidades. Assim como no item anterior, as barras laminadas transversais não fazem parte da análise por apresentaram solicitações axiais pequenas, na qual mesmo na condição geométrica mais desfavorável, com 4 pilares nas extremidades, a segurança foi verificada com folga. Abaixo, a figura 32 traz a representação tridimensional do novo modelo.

As etapas de dimensionamento seguem as premissas descritas nas seções anteriores. As tabelas 17 e 18 trazem a verificação dos perfis formados a frio, definidos no item 3.2.2, para a nova condição geométrica da estrutura. Novamente, para a modelagem III foram definidas novas variáveis de projeto, que atendessem às novas solicitações máximas.

A configuração com dois pilares se assemelha à estrutura real, e obteve valores satisfatórios na verificação para o ELU. Comparando-se os valores obtidos tanto para solicitações tracionadas quanto comprimidas com os respectivos valores de resistência axial, observa-se que há margem para a otimização dos perfis. Em função da posterior análise dinâmica, optou-se por manter a configuração da modalagem III com os mesmos perfis das demais modelagens, a fim de homogeneizar as observações.

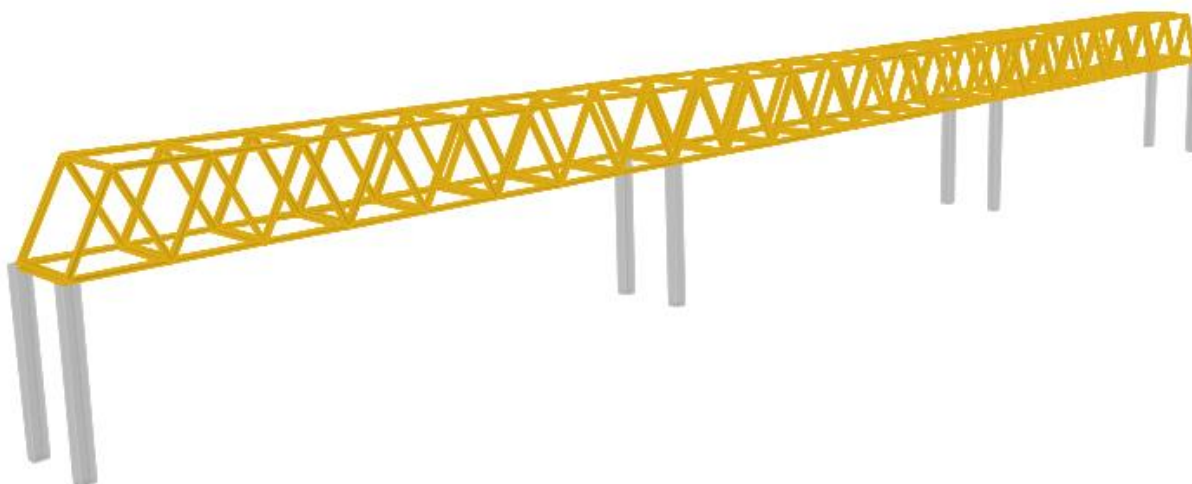


Figura 32 - Passarela com a inserção de quatro pilares intermediários
Fonte: Produzida pelo autor com o software *SAP2000 v20.0.0*

Tabela 15- Verificação dos perfis tubulares tracionados, Modelagem II

Barra	Perfil	I _y [cm ⁴]	N _{t,Sd} [kN]	Escoamento da Seção Bruta		Ruptura da Seção Líquida na Região da Ligação		Verificação
				A [cm ²]	N _{t,Rd} [kN]	Ct.An [cm ²]	N _{t,Rd} [kN]	
A12	2U 200x60x20x3,00	490,60	1046,81	26,78	855,74	26,78	892,67	ERRO
A28	2U 200x60x20x3,00	490,60	548,47	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A43	2U 200x60x20x3,00	490,60	575,22	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A49	2U 200x60x20x3,00	490,60	270,64	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A64	2U 200x60x20x3,00	490,60	261,02	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A79	2U 200x60x20x3,00	490,60	263,36	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A94	2U 200x60x20x3,00	490,60	274,19	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado

Tabela 16- Verificação dos perfis tubulares comprimidos, Modelagem II

Barra	Perfil	Força axial de flambagem elástica				Flambagem Local		Fator de redução à compressão				N _{c,Sd} [kN]	N _{c,Rd} [kN]	Verificação
		N _{ex}	N _{ey}	N _{ez}	N _e	k _l	N _l [kN]	λ _o	χ	λ _p	A _{ef} [cm ²]			
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]									
A01	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	253,42	440,37	Verificado
A05	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	719,91	440,37	ERRO
A20	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	716,00	440,37	ERRO
A23	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	262,28	440,37	Verificado
A36	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	980,84	440,37	ERRO
A71	2U 200x60x20x3,00	2413,91	862,91	5637,00	862,91	5,175	563,65	1,0444	0,6334	1,03	22,34	521,19	414,58	ERRO
A95	2U 200x60x20x3,00	2413,91	862,91	5637,00	862,91	5,175	563,65	1,0444	0,6334	1,03	22,34	310,43	414,58	Verificado

Sobre a consideração de vibrações como Estado Limite de Serviço no projeto de passarelas metálicas

Tabela 17 - Verificação dos perfis tubulares tracionados, Modelagem III

Barra	Perfil	I _y [cm ⁴]	N _{t,Sd} [kN]	Escoamento da Seção Bruta		Ruptura da Seção Líquida na Região da Ligação		Verificação
				A [cm ²]	N _{t,Rd} [kN]	Ct.An [cm ²]	N _{t,Rd} [kN]	
A08	2U 200x60x20x3,00	490,60	380,71	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A16	2U 200x60x20x3,00	490,60	389,37	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A27	2U 200x60x20x3,00	490,60	290,98	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A36	2U 200x60x20x3,00	490,60	89,46	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A44	2U 200x60x20x3,00	490,60	302,43	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A62	2U 200x60x20x3,00	490,60	295,75	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado
A81	2U 200x60x20x3,00	490,60	298,86	26,78	855,74	26,78	892,67	Verificado

Tabela 18 - Verificação dos perfis tubulares comprimidos, Modelagem III

Barra	Perfil	Força axial de flambagem elástica				Flambagem Local		Fator de redução à compressão				N _{c,Sd} [kN]	N _{c,Rd} [kN]	Verificação
		N _{ex}	N _{ey}	N _{ez}	N _e	k _l	N _l	λ _o	χ	λ _p	A _{ef} [cm ²]			
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]							
A03	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	354,37	440,37	Verificado
A12	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	187,06	440,37	Verificado
A21	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	356,30	440,37	Verificado
A31	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	299,28	440,37	Verificado
A40	2U 200x60x20x3,00	3010,01	1076,01	7029,02	1076,01	5,175	563,65	0,9353	0,6934	1,08	21,68	302,12	440,37	Verificado
A63	2U 200x60x20x3,00	2413,91	862,91	5637,00	862,91	5,175	563,65	1,0444	0,6334	1,03	22,34	329,60	414,58	Verificado
A80	2U 200x60x20x3,00	2413,91	862,91	5637,00	862,91	5,175	563,65	1,0444	0,6334	1,03	22,34	332,67	414,58	Verificado

7 ANÁLISE DINÂMICA

Após o dimensionamento do modelo estrutural proposto, a etapa seguinte é a análise de vibração livre da passarela. Por se tratar de uma estrutura leve, flexível, e conseqüentemente, com baixo amortecimento, a investigação das variáveis dinâmicas fornece aos projetistas o diagnóstico do comportamento da estrutura.

Como citado anteriormente, os carregamentos gerados por movimentação humana ocorrem em baixas frequências, e portanto, podem estar próximas das frequências naturais das estruturas. Logo, durante as etapas de projeto de uma passarela, avaliar a frequência natural da estrutura em vibração livre fornece parâmetros iniciais importantes que, caso estejam nos intervalos críticos, devem levar a verificações específicas sobre a interação da passarela com a fonte excitadora.

7.1 ANÁLISE DE VIBRAÇÃO LIVRE

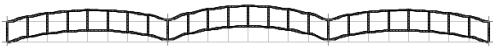


A análise de vibração livre, ou análise modal, fornece as frequências naturais e as configurações deformadas dos modos de vibração do modelo. Para tal, deve-se acrescentar ao modelo todos os elementos que apresentem patamares de massa e rigidez proporcionalmente importantes em relação aos valores totais da estrutura.

Os elementos da cobertura, corrimão, guarda corpo, revestimento do tabuleiro e as chapas de topo foram inseridas no modelo como massas concentradas nos nós inferiores da Face A e da Face B. Novamente, o software empregado na análise foi o *SAP2000 v20.0.0* da *Computers & Structures, Inc.*

Seguindo as recomendações citadas no capítulo 4, as tabelas 19 e 20 abaixo apresentam os resultados dos principais modos de vibração laterais e verticais, respectivamente, obtidos na análise modal para a modelagem III, com as respectivas frequências naturais e sua classificação quanto aos parâmetros estabelecidos pelos manuais HIVOSS (2009) e SÉTRA (2008).

Tabela 19 – Análise modal da Modelagem III, parte 1

Modelagem II

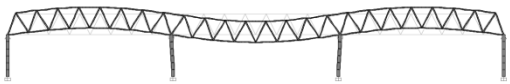
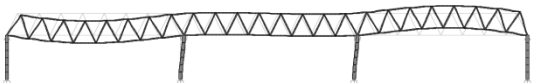
Modo	Frequência	Forma modal	Classificação
1º	3,04 Hz	 <i>Flexão Lateral</i>	HIVOSS Fora de risco
			SÉTRA Desprezível
2º	3,22 Hz	 <i>Flexão Lateral</i>	HIVOSS Fora de risco
			SÉTRA Desprezível
3º	3,58 Hz	 <i>Flexão Lateral</i>	HIVOSS Fora de risco
			SÉTRA Desprezível

Observa-se que os três primeiros modos de vibração aos quais a passarela é suscetível caracterizam a pequena rigidez lateral da estrutura, cuja importância está relacionada com a ação perpendicular do vento atuando perpendicularmente ao plano das faces A e B. Para o projeto proposto, cuja ação do vento possui pequena interação com o reticulado metálico, as frequências naturais obtidas para a vibração lateral estão nos intervalos de segurança definidos pelo manual SÉTRA (2008) para vibrações laterais.

Os resultados obtidos exemplificam a esbeltez da passarela proposta, na qual a baixa rigidez lateral sujeita o modelo a modos de vibração de frequência relativamente baixa, o que pode aproximar a estrutura dos efeitos de ressonância gerados por fontes excitadoras horizontais. Portanto, as placas pré-moldadas da cobertura e do tabuleiro possuem importante função dinâmica, conferindo rigidez aos movimentos laterais e, conseqüentemente, atenuando uma possível amplificação das forças de excitação laterais. Para o dimensionamento de passarelas, deve-se buscar baixos valores de massa e altos valores de rigidez para tais elementos.

Tabela 20 - Análise modal da Modelagem III, parte 2

Modelagem III

Modo	Frequência	Forma modal	Classificação
8°	7,94 Hz	 <i>Flexão Vertical</i>	HIVOSS Fora de risco
			SÉTRA Desprezível
9°	8,69 Hz	 <i>Flexão Vertical</i>	HIVOSS Fora de risco
			SÉTRA Desprezível

Dentre os doze primeiros modos de vibração estudados, somente o 8° e o 9° apresentaram vibração vertical, cuja classificação atende os limites de segurança propostos pelos manuais técnicos estudados. Tal modo é de extrema importância para o dimensionamento de passarelas

porque está relacionado com as cargas gravitacionais, i. e., são excitáveis pela movimentação humana.

A excitação causada pela ação de usuários possui frequências próximas a 2 Hz, como definido no item 4.2.1. Para a passarela obtida ao fim da etapa de dimensionamento, as frequências naturais encontradas estão fora dos intervalos críticos definidos pelos manuais HIVOSS (2009) e SÉTRA (2008), fato que está diretamente relacionado com as orientações apresentadas da NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) sobre a carga móvel a ser considerada.

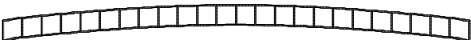
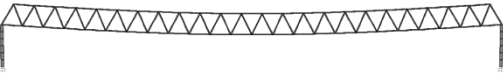
A consideração do carregamento dinâmico como carregamento estático equivalente de 5 kN/m^2 uniformemente distribuído é conservadora e, para passarelas de baixo peso, é o carregamento dominante durante as etapas de dimensionamento. Para o projeto proposto, tal carregamento representa aproximadamente metade das forças nodais verticais inseridas na análise. Logo, as alterações geométricas necessárias para a verificação da segurança quanto ao ELU são consequência de sua influência sobre as solicitações de projeto.

A influência que a inserção dos pilares intermediários, e conseqüentemente de rigidez vertical, fornece ao sistema também é fundamental para assegurar o conforto dos usuários quanto a efeitos vibratórios verticais. A fim de estabelecer um paralelo entre a estrutura obtida no dimensionamento com as propostas anteriores, as tabelas 19 e 20 abaixo trazem os valores de frequência natural e da classificação quanto ao risco para as modelagens I e II, respectivamente.

Comparando-se os valores obtidos nas tabelas 19 e 20 com os valores das tabelas 21 e 22, observa-se que gradativamente a vibração vertical assume papel de protagonismo, o que corrobora com as premissas definidas acima.

Tabela 21 - Análise modal da Modelagem I

Modelagem I

Modo	Frequência	Forma modal	Classificação
1°	1,13 Hz	 <i>Flexão Lateral</i>	HIVOSS Fora de risco
			SÉTRA Médio risco
2°	1,61 Hz	 <i>Flexão Vertical</i>	HIVOSS Faixa de risco
			SÉTRA Médio risco



Observa-se que para a modelagem I, os efeitos vibratórios verticais estariam dentro dos valores críticos previstos nas faixas de risco. Caso o dimensionamento quanto ao ELU obtivesse êxito na primeira verificação, seria necessário o aprofundamento da análise dinâmica para vibrações forçadas, avaliando-se as possíveis atividades humanas que podem aproximar a passarela da ressonância.

A partir de fundamentos como os definidos no item 4.2.1, que apresenta a equação que descreve a força vertical gerada pelo caminhar de um pedestre isolado sobre uma passarela, deve-se verificar os valores máximos de aceleração que as ações transientes suscitam na estrutura e os comparar com valores máximas recomendados por manuais e normas técnicas internacionais. Posteriormente, deve-se avaliar os deslocamentos gerados pela movimentação humana, e

acrescentá-los em uma verificação no ELS dos deslocamentos máximos gerados pelas ações estáticas, a partir da equação 7 apresentada no subitem 5.1.2.3.

Tabela 22 - Análise modal da Modelagem II

Modelagem II

Modo	Frequência	Forma modal	Classificação
1°	2,13 Hz	 <i>Flexão Lateral</i>	HIVOSS Fora de risco
			SÉTRA Desprezível
5°	4,98 Hz	 <i>Flexão Vertical</i>	HIVOSS Fora de risco
			SÉTRA Baixo risco

8 CONCLUSÃO

Atualmente, nota-se que as passarelas projetadas estão vencendo vãos cada vez maiores com estruturas cada vez menos robustas. Devido à massa reduzida de tais estruturas, as forças dinâmicas podem causar amplitudes da vibração superiores e, conseqüentemente, o risco de ressonância é maior, que ocorre se a frequência da ponte coincide com a frequência de excitação, i. e. a frequência de pedestres.

Para o dimensionamento, utilizou-se como inspiração a passarela da PUCRS e foram descritas principais fontes bibliográficas são as Normas Técnicas da ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS), que fornecem as diretrizes de cálculo para as verificações de segurança e conforto.

Para a análise dos efeitos dinâmicos, buscou-se artigos sobre métodos de estudo de vibrações em passarelas e manuais internacionais, com exemplos reais e soluções para mitigar os seus efeitos sobre o conforto humano.

Ao fim do dimensionamento, verificou-se que a configuração geométrica inicialmente arbitrada não era verificada nas recomendações das Normas Técnicas da ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). Logo, foram propostas alterações geométricas que assegurassem os parâmetros de segurança, encontrando-se assim uma geometria final para a passarela.

Na análise dinâmica, são comparados os valores das frequências naturais dos principais modos de vibração com as faixas de risco definidas pelos manuais internacionais citados no capítulo 4. Para a passarela final obtida no dimensionamento, observa-se que as alterações geométricas decorrentes da não verificação dos critérios de segurança no capítulo 5, acrescentam rigidez ao sistema e, conseqüentemente, reduzem a possibilidade de efeitos vibratórios ocorridos pela ação da movimentação humana.

Ainda na análise dinâmica, verificou-se a alta suscetibilidade de passarelas metálicas esbeltas e leves aos efeitos vibratórios laterais, o que aumenta a importância de alta rigidez por parte do tabuleiro e dos elementos de cobertura.

Por fim, é notória a ausência de recomendações mais detalhadas para a consideração dos efeitos vibratórios como ELS em passarelas metálicas.

Para trabalhos futuros, sugerem-se os seguintes temas:

- a) Extrapolar as análises feitas no capítulo 7 para carregamentos devido à movimentação humana de pedestres caminhando, correndo e pulando;
- b) Fundamentação teórica e posterior estudo da viabilidade econômica da inserção de amortecedores;
- c) Dada a baixa rigidez lateral, estudar a ação do vento e do fenômeno *lock-in* sobre a estrutura proposta.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355**: perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- AUTOTOROUTES, S. D. T. D. R. E. **Technical guide – Footbridge**: Assesment of behavior of footbridges under pedestrian loading. Paris: SETRA, 2008.
- BACHMANN, H; AMMANN, W. **Vibrations in Structures Induced by Man and Machines**. Zurich: IBASE, 1987.
- COMIN, CRISTIANO.; ALVES, C. MAURICIO.; JUNIOR RODRIGUES, J. SANDOVAL. **Análise numérica de perfis de aço formados a frio com seção em duplo U enrijecido**. Pará, 2017.
- CAETANO, ELSA SÁ.; CUNHA, ALVARO.; WASOODEV, HOORPAH.; RAAOUL JOEL. **Footbridge vibration design**. Footbridge Workshop. Porto: Taylor & Francis Group. 2008. p. 192
- GERDAU S.A. **Aços planos e suas práticas**. Porto Alegre, 2015.
- GERDAU S.A. **Perfis estruturais Gerdau** – Informações técnicas. Porto Alegre, 2015.
- GERDAU S.A. **Perfis estruturais Gerdau** – Tabela de bitolas. Porto Alegre, 2015.
- HIVOSS. **HUMAN INDUCED VIBRATIONS OF STEEL STRUCTURES**. Porto: Hivoss, 2008.

MAJOR, MACIEJ.; MINDA, IZABELA.; MAJOR, IZABELA. **Dynamic Numerical Analysis of Steel Footbridge**. Internacional Conference of Footbridges, 2008.

MURZYN, J. IZABELA.; PANTAK, MAREK. **Dynamic analysis of the pedestrian and cyclist footbridge between Kazimierz and Ludwinow quarter in Krakow**. Cracow, 2013.

PFEIL, W. **Pontes: curso básico: projeto, construção e manutenção**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático segundo a NBR 8800:2008**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009 (reimpressão 2010).

QUEIROZ, MACEDO. MAILSON. **Técnicas de análise dinâmica de passarelas**. Rio de Janeiro, 2014.

SILVA, LUBAS. EDSON.; SILVA, P. VALDIR. **Dimensionamento de perfis formados a frio conforme NBR 14762 e NBR 6355**. Rio de Janeiro, 2008.

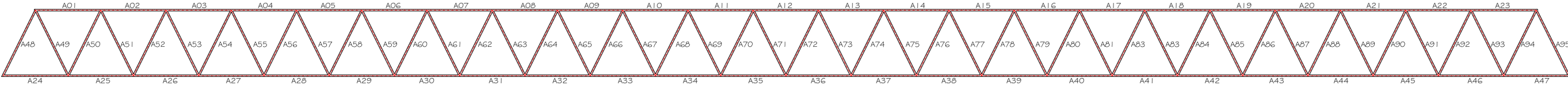
TAYLOR, P. DOUGLAS. **Damper retrofit of the London millennium footbridge: a case study in biodynamic design**. New York, 2002.

VERNET, HUGUES. **A critical analysis of the passarelle Leopold Sedar Senghor, Paris**. United Kingdom, 2010.

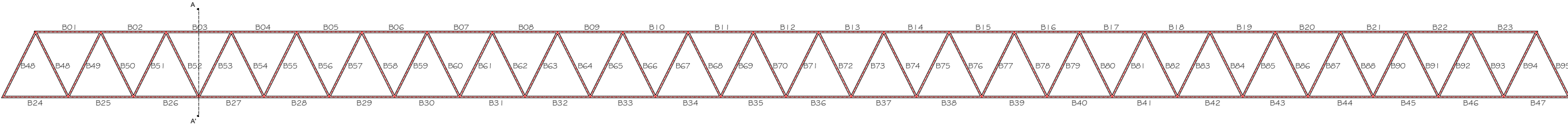
WHEELER, J. E. Prediction and Control of Pedestrian – Induced Vibrations in Footbridges. **Journal of Structural Division**, Waterloo, v. 108, n. 9, p. 2045-2065, Setembro 1982.

ANEXO A

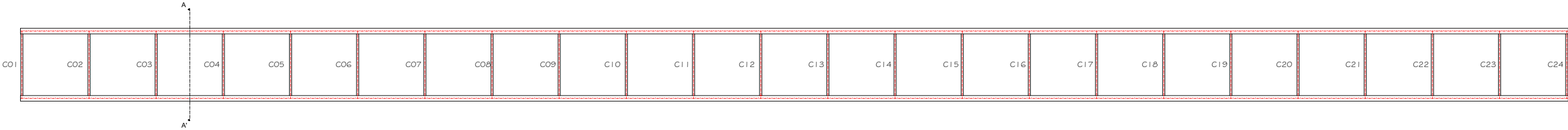
FACE A



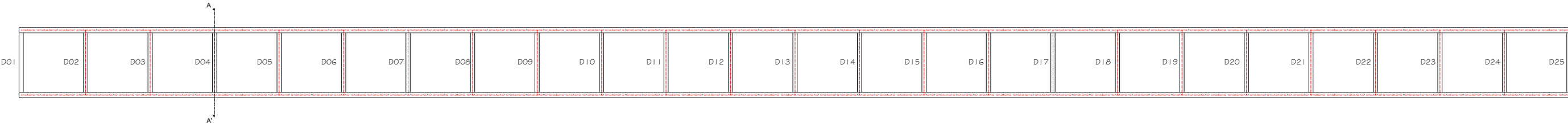
FACE B



FACE C



FACE D



Anexo B

Tabela 1 – Flambagem lateral com torção

Barra	Esbeltez da alma λ	Verificação	λ	λ_p	J	β_1	C_w	λ_r	M_r	M_{cr}	Z	M_{Rd}	M_{Sd}	Verificação
					[cm ³]		cm ⁵		[kN.cm]	[kN.cm]	cm ³	[kN.cm]	[kN.cm]	
C01	21,06	Alma não-esbelta	124,48	41,98	8,76	0,0243	10252,62	183,229	4256,67	1912,513	158,34	5059,774	540,00	Verificado
C15	21,06	Alma não-esbelta	124,48	41,98	8,76	0,0243	10252,62	183,229	4256,67	1912,513	158,34	5059,774	540,00	Verificado
C22	21,06	Alma não-esbelta	124,48	41,98	8,76	0,0243	10252,62	183,229	4256,67	1912,513	158,34	5059,774	540,00	Verificado
D01	17,75	Alma não-esbelta	56,82	41,98	78,75	0,0111	250160,63	204,244	17449,87	25516,856	640,91	20480,073	2800,00	Verificado
D15	17,75	Alma não-esbelta	56,82	41,98	78,75	0,0111	250160,63	204,244	17449,87	25516,856	640,91	20480,073	2800,00	Verificado
D22	17,75	Alma não-esbelta	56,82	41,98	78,75	0,0111	250160,63	204,244	17449,87	25516,856	640,91	20480,073	2800,00	Verificado

Tabela 2 - Flambagem lateral da mesa

Barra	λ	λ_p	λ_r	M_r	M_{cr}	M_{Rd}	M_{sd}	Verificação
				[kN.cm]	[kN.cm]	[kN.cm]	[kN.cm]	
C01	4,951	9,064	19,798	4256,665	20207,269	5059,774	540,000	Verificado
C15	4,951	9,064	19,798	4256,665	20207,269	5059,774	540,000	Verificado
C22	4,951	9,064	19,798	4256,665	20207,269	5059,774	540,000	Verificado
D01	5,920	9,064	19,798	17449,866	96999,064	20480,073	2800,000	Verificado
D15	5,920	9,064	19,798	17449,866	96999,064	20480,073	2800,000	Verificado
D22	5,920	9,064	19,798	17449,866	96999,064	20480,073	2800,000	Verificado

Tabela 3 - Flambagem lateral da alma

Barra	λ	λ_p	λ_r	M_r	M_{cr}	M_{Rd}	$M_{sd,máx}$	Verificação
				[kN.cm]	[kN.cm]	[kN.cm]	[kN.cm]	
C01	21,061	89,689	135,965	6080,950	20207,269	5059,774	540,000	Verificado
C15	21,061	89,689	135,965	6080,950	20207,269	5059,774	540,000	Verificado
C22	21,061	89,689	135,965	6080,950	20207,269	5059,774	540,000	Verificado
D01	17,745	89,689	135,965	24928,380	96999,064	20480,073	2800,000	Verificado
D15	17,745	89,689	135,965	24928,380	96999,064	20480,073	2800,000	Verificado
D22	17,745	89,689	135,965	24928,380	96999,064	20480,073	2800,000	Verificado

Tabela 4 - Verificação quanto ao cortante

Barra	Presença de Enrijecedor	Perfil	a	h	k _v	λ	λ_p	λ_r	A _w	V _{Rd}	V _{Sd}	Verificação
			[cm]	[cm]					[cm ²]	[kN]	[kN]	
C01	Não	W 150 x 24,0	300,00	11,50	5,00	8,7121	58,67	73,073	10,56	202,464	7,10	Verificado
C15	Não	W 150 x 24,0	300,00	11,50	5,00	8,7121	58,67	73,073	10,56	202,464	7,10	Verificado
C22	Não	W 150 x 24,0	300,00	11,50	5,00	8,7121	58,67	73,073	10,56	202,464	7,10	Verificado
D01	Não	W 200 x 71,0 (H)	300,00	16,10	5,00	7,8922	58,67	73,073	22,03	422,414	37,30	Verificado
D15	Não	W 200 x 71,0 (H)	300,00	16,10	5,00	7,8922	58,67	73,073	22,03	422,414	37,30	Verificado
D22	Não	W 200 x 71,0 (H)	300,00	16,10	5,00	7,8922	58,67	73,073	22,03	422,414	37,30	Verificado