

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

André Castilhos

**PASSARELA EM ESTRUTURA TRELIÇADA DE AÇO:
COMPARAÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE TRELIÇA**

Porto Alegre
junho 2014

ANDRÉ CASTILHOS

**PASSARELA EM ESTRUTURA TRELIÇADA DE AÇO:
COMPARAÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE TRELIÇA**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento 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
junho 2014

ANDRÉ CASTILHOS

**PASSARELA EM ESTRUTURA TRELIÇADA DE AÇO:
COMPARAÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE TRELIÇA**

Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2014

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr. techn. pela Universität Innsbruck, Áustria
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pelo PPGA/UFRGS
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Felipe Schaedler de Almeida (UFRGS)
Dr. em Engenharia pela UFRGS

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)
Dr. techn. pela Universität Innsbruck, Áustria

Dedico este trabalho àqueles que jamais mediram esforços para me proporcionar as melhores condições e oportunidades, que possibilitaram a realização dos meus maiores sonhos e ensinaram-me a arte de viver: meus pais, Sergio e Jussara.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Ruy Carlos Ramos de Menezes, orientador deste trabalho, pelos valiosos conhecimentos repassados, conselhos imprescindíveis e contribuição fundamental para a elaboração do mesmo.

À Professora Carin Maria Schmitt, pela disponibilidade, compreensão, empenho e constante orientação durante todas as etapas deste trabalho.

À Estádio 3 Engenharia de Estruturas, pela oportunidade de estágio e confiança na minha capacidade. Estendo o agradecimento aos meus colegas de trabalho, pela receptividade e experiências compartilhadas.

Agradeço especialmente aos meus pais, Sergio e Jussara, pela educação e valores transmitidos, pelo amor, carinho, paciência e apoio incondicional em todos os momentos da minha vida. Agradeço imensamente a eles, que são verdadeiros exemplos e motivo de orgulho para mim.

Aos amigos, pela amizade verdadeira, pela presença nas horas felizes e difíceis, pelo companheirismo, apoio e compreensão nos incontáveis momentos de ausência. Em particular, àqueles com os quais juntos começamos a trilhar este caminho, a quem considero presentes que a Engenharia me deu.

Agradeço àqueles de quem a extensão de um oceano me distancia, não obstante são de inestimável importância para mim. Para estar junto não é preciso estar perto, e sim do lado de dentro.

À minha amiga Rebecca, por todos os momentos compartilhados, todas as histórias e memórias escritas, pelas conversas – simples ou complexas, triviais ou filosóficas –, compreensão e paciência, pela força e por estar sempre ao meu lado.

Agradeço a todos que, de algum modo, contribuíram durante esta trajetória, àqueles que foram capazes de compreender os momentos de dificuldade e sempre incentivaram-me.

On ne découvre pas de terre nouvelle sans consentir à
perdre de vue, d'abord et longtemps, tout rivage.

André Gide

RESUMO

Este trabalho versa sobre a determinação do tipo de treliça mais econômico para um dado projeto estrutural de uma passarela em estrutura de aço, através da análise do quantitativo de material utilizado. Primeiramente, definiram-se as características geométricas da passarela e o tipo de perfil metálico utilizado – perfil H de abas paralelas leves HEA –, fatores esses fixados como constantes de projeto. Ato contínuo, escolheram-se os seis modelos de treliça os quais foram objetos de estudo (Pratt, Howe, Warren, Warren com montantes, Warren dupla e sistema em K). Precisasdas as ações as quais implicaram em carregamentos, extraíram-se os valores dos esforços originados pelas mesmas nas barras das estruturas analisadas, utilizando-se para tal um *software* gráfico-interativo de análise de comportamento de estruturas. De posse desses dados se estabeleceram as combinações de ações, de maneira a determinar as solicitações de projeto. Objetivando-se o dimensionamento de cada um dos diferentes tipos de treliça, iteraram-se os perfis metálicos utilizados em cada barra das estruturas – partindo sempre daquele de menor dimensão e massa linear – até encontrar-se o que resultava em uma resistência de projeto superior à solicitação existente no mesmo. Finalizada esta etapa, partiu-se para a resolução do objetivo principal do trabalho: a comparação dos modelos de painel treliçado. Para o presente projeto, concluiu-se então que aquele o qual empregou a menor quantidade de aço é o tipo Pratt, seguido nesta ordem por Warren dupla, Warren, Howe e Warren com montantes – ambos equivalentes –, e sistema em K.

Palavras-chave: Estruturas de Aço. Passarelas Treliçadas. Tipos de Treliça. Consumo de Aço em Estruturas.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1 – Ponte formada por tronco de árvore | 15 |
| Figura 2 – <i>Hot Metal Bridge</i> , em Pittsburgh | 19 |
| Figura 3 – Diagrama das etapas do projeto de pesquisa | 23 |
| Figura 4 – Passarela em estrutura treliçada | 28 |
| Figura 5 – Treliça tipo Warren | 30 |
| Figura 6 – Tipos de treliça | 31 |
| Figura 7 – Tipos de ligações | 33 |
| Figura 8 – Exemplo de uma rodovia de pista dupla com duas faixas de rolamento | 42 |
| Figura 9 – Dimensões da passarela projetada (m) | 43 |
| Figura 10 – Treliça Pratt | 44 |
| Figura 11 – Treliça Howe | 44 |
| Figura 12 – Treliça Warren | 45 |
| Figura 13 – Treliça Warren com montantes | 45 |
| Figura 14 – Treliça Warren dupla | 45 |
| Figura 15 – Treliça com sistema em K | 45 |
| Figura 16 – Perfil H de abas paralelas leves HEA | 46 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|--|----|
| Quadro 1 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações | 53 |
| Quadro 2 – Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis | 54 |
| Quadro 3 – Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados | 57 |
| Quadro 4 – Indicações de largura e espessura dos elementos | 61 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 – Solicitações nas barras da treliça Pratt | 49 |
| Tabela 2 – Solicitações nas barras da treliça Howe | 50 |
| Tabela 3 – Solicitações nas barras da treliça Warren | 50 |
| Tabela 4 – Solicitações nas barras da treliça Warren com montantes | 51 |
| Tabela 5 – Solicitações nas barras da treliça Warren dupla..... | 51 |
| Tabela 6 – Solicitações nas barras da treliça com sistema em K | 52 |
| Tabela 7 – Dimensionamento das barras das treliças | 65 |
| Tabela 8 – Resumo do peso de cada treliça | 66 |
| Tabela 9 – Percentual de aço utilizado a mais em relação à treliça mais econômica | 67 |

LISTA DE SÍMBOLOS

F_{d1} – solicitações de projeto resultantes da combinação de ações 1 (kN)

F_{d2} – solicitações de projeto resultantes da combinação de ações 2 (kN)

$F_{G1,k}$ – valores característicos dos esforços gerados pelo peso da estrutura metálica (kN)

$F_{G2,k}$ – valores característicos dos esforços gerados pelo peso dos elementos metálicos (kN)

$F_{G3,k}$ – valores característicos dos esforços gerados pelo peso da laje pré-moldada (kN)

$F_{Q1,k}$ – valores característicos dos esforços gerados pela carga móvel (kN)

$F_{Q2,k}$ – valores característicos dos esforços gerados pela sobrecarga na cobertura (kN)

$N_{c,Rd}$ – força axial de compressão resistente de cálculo (kN)

χ – fator de redução adimensional associado à resistência à compressão

Q – fator de redução total adimensional associado à flambagem local

A_g – área bruta da seção transversal da barra (cm²)

f_y – resistência ao escoamento do aço (kN/cm²)

γ_{a1} – coeficiente adimensional de ponderação das resistências ao escoamento, flambagem e instabilidade

λ_0 – índice adimensional de esbeltez reduzido

N_e – força axial de flambagem elástica (kN)

N_{ex} – força axial de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo de inércia x (kN)

$K_x L_x$ – comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de inércia x (cm)

I_x – momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de inércia x (cm⁴)

N_{ey} – força axial de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo de inércia y (kN)

$K_y L_y$ – comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de inércia y (cm)

I_y – momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de inércia y (cm^4)

N_{ez} – força axial de flambagem elástica por torção em relação ao eixo longitudinal z (kN)

$K_z L_z$ – comprimento de flambagem por torção (cm)

E – módulo de elasticidade do aço (kN/cm^2)

C_w – constante de empenamento da seção transversal (cm^6)

G – módulo de elasticidade transversal do aço (kN/cm^2)

J – constante de torção da seção transversal (cm^4)

r_o – raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento (cm)

Q_s – fator adimensional de redução das seções transversais com elementos comprimidos AL

Q_a – fator adimensional de redução das seções transversais com elementos comprimidos AA

b – largura do elemento (mm)

t – espessura do elemento (mm)

A_g – área bruta da seção transversal da barra (cm^2)

A_{ef} – área efetiva da seção transversal da barra (cm^2)

b_{ef} – largura efetiva de um elemento comprimido AA (mm)

c_a – coeficiente adimensional

σ – tensão que pode atuar no elemento analisado (kN/cm^2)

$N_{t,Rd}$ – força axial de tração resistente de cálculo (kN)

A_e – área líquida efetiva da seção transversal da barra (cm^2)

f_u – resistência à ruptura do aço (kN/cm^2)

γ_{a2} – coeficiente adimensional de ponderação das resistências à ruptura

A_n – área líquida da barra (cm²)

C_t – coeficiente adimensional de redução da área líquida

SUMÁRIO

| | |
|--|----|
| 1 INTRODUÇÃO | 15 |
| 2 DIRETRIZES DE PESQUISA | 20 |
| 2.1 QUESTÃO DE PESQUISA | 20 |
| 2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA | 20 |
| 2.2.1 Objetivo principal | 20 |
| 2.2.2 Objetivo secundário | 20 |
| 2.3 PRESSUPOSTOS | 20 |
| 2.4 PREMISA | 21 |
| 2.5 DELIMITAÇÃO | 21 |
| 2.6 LIMITAÇÕES | 21 |
| 2.7 DELINEAMENTO | 22 |
| 3. NOÇÕES DE PROJETO ESTRUTURAL | 25 |
| 4. VIGAS TRELIÇADAS | 28 |
| 4.1 TIPOS DE TRELIÇA | 30 |
| 4.2 TIPOS DE PERFIS METÁLICOS | 32 |
| 4.3 LIGAÇÕES METÁLICAS | 33 |
| 4.4 MODELO DE CÁLCULO | 35 |
| 5 AÇÕES | 37 |
| 5.1 AÇÕES PERMANENTES | 37 |
| 5.1.1 Ações permanentes diretas | 38 |
| 5.1.2 Ações permanentes indiretas | 38 |
| 5.2 AÇÕES VARIÁVEIS | 39 |
| 5.3 AÇÕES EXCEPCIONAIS | 39 |
| 5.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES | 40 |
| 6 MODELO ARQUITETÔNICO | 42 |
| 6.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA ESTRUTURA | 42 |
| 6.2 TIPOS DE TRELIÇA COMPARADOS | 44 |
| 6.3 PERFIL ESCOLHIDO | 46 |
| 7 PROJETO ESTRUTURAL | 47 |
| 7.1 CARGAS ATUANTES | 47 |
| 7.1.1 Cargas permanentes | 47 |
| 7.1.2 Cargas variáveis | 48 |
| 7.2 DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES | 49 |

| | |
|--|----|
| 7.3 DETERMINAÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE AÇÕES | 52 |
| 7.4 DIMENSIONAMENTO | 55 |
| 7.4.1 Compressão | 55 |
| 7.4.1.1 Fator de redução χ | 55 |
| 7.4.1.2 Fator de redução Q | 57 |
| 7.4.1.2.1 Fator de redução das seções transversais com elementos comprimidos AL | 58 |
| 7.4.1.2.2 Fator de redução das seções transversais com elementos comprimidos AA | 59 |
| 7.4.1.3 Limite do índice de esbeltez | 60 |
| 7.4.2 Tração | 62 |
| 7.4.3 Definição dos perfis | 64 |
| 7.5 COMPARAÇÃO ENTRE OS TIPOS DE TRELIÇA | 65 |
| 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS | 69 |
| REFERÊNCIAS | 70 |
| APÊNDICE A | 72 |
| APÊNDICE B | 78 |
| ANEXO A | 80 |

1 INTRODUÇÃO

Muito antes de o conceito de ponte estar atrelado a uma estrutura idealizada e concebida com um propósito específico, as primeiras surgiram na configuração de passarelas naturais. Sem qualquer prévia interferência humana, tomavam forma através de eventos da natureza, sendo a queda de troncos de árvores sobre o curso de rios um exemplo (figura 1). Mesmo assim, já eram vistas e utilizadas pelo homem como uma maneira de vencer obstáculos. Conforme Meyer (1996, p. 11), “As primeiras pontes foram criadas pela natureza em sistemas que ainda hoje são empregados. A árvore tombada sobre um riacho, o arco formado pela erosão e o cipó foram os modelos que evoluíram para as pontes em viga, arco e pênséis.”.

Figura 1 – Ponte formada por tronco de árvore



(fonte: WORDPRESS, 2013)

Ao largo da história, a evolução do ser humano e de suas necessidades foi igualmente acompanhada pela evolução da Engenharia. Atualmente pontes são definidas como construções que tem por finalidade a transposição de obstruções ao seguimento de um

caminho, tais como outras estruturas viárias conflitantes, cursos d'água, canais e depressões profundas (PFEIL, 1983, p. 9).

Frente à imprescindibilidade de solucionar problemas impostos por objeções em vias, não somente no deslocamento de pessoas, senão também de veículos e para o transporte de bens, as pontes ganharam importância, e hoje recebem diferentes classificações quanto às suas finalidades (PFEIL, 1983, p. 14, grifo do autor):

- a) **rodoviária** – destinada ao tráfego rodoviário;
- b) **ferroviária** – destinada ao tráfego ferroviário;
- c) **rodoferroviária** – destinada ao tráfego misto, rodoviário e ferroviário;
- d) **aeroviária** – destinada ao tráfego de aeronaves, em pistas de aeroportos;
- e) **passarela** – destinada ao tráfego de pedestres;
- f) **ponte canal** – destinada à transposição de um obstáculo por um canal;
- g) **utilitária** – destinada ao suporte de utilidades públicas, tais como tubulações para água, esgoto, óleo etc.

É possível também fazer uma distinção dessas estruturas quanto ao material empregado na edificação das mesmas. De acordo com Pfeil (1983, p. 14), as construções podem ser de:

- a) madeira;
- b) alvenaria de pedra;
- c) metal (usualmente aço, salvo alguns exemplos em liga de alumínio);
- d) concreto armado;
- e) concreto protendido;
- f) combinação de dois materiais distintos.

Segundo Queiroz (c1988, p. 2), “Em sua origem, o homem abrigava-se sob árvores e em cavernas naturais. Copiou então a natureza, na escolha dos dois primeiros materiais de construção: a madeira e a pedra.”. As pontes de madeira datam do período pré-histórico, havendo sido utilizadas na Antiguidade, na Idade Média e fazendo-se presentes até hoje. A evolução dessa técnica de construção de pontes teve um crescimento vertiginoso na Europa e nos Estados Unidos no período compreendido entre os séculos XVIII e XIX (PFEIL, 1983, p. 15). A partir da descoberta de uma solução com tabuleiro inferior e contraventamento no plano das cordas superiores, pontes com estrutura coberta de madeira consolidaram-se como

uma solução interessante para a travessia de riachos. A questão da deterioração da estrutura como resultado das ações de intempérie era possível de ser contornada através de um pequeno aditivo econômico (MEYER, 1996, p. 153).

Não menos presentes nas épocas passadas são as pontes em alvenaria de pedra. Originalmente concebidas pelos romanos, as mesmas somente se tornaram possíveis graças à prévia invenção dos arcos, igualmente de alvenaria de pedra, por parte dos etruscos (PFEIL, 1983, p. 15).

Até o século XVIII, tanto pedra quanto madeira continuaram a ser os materiais predominantemente empregados nas construções, juntamente com a argila, utilizada para a fabricação de tijolos, a pozolana e a cal, as quais eram utilizadas como ligantes. Ainda que já existisse na época conhecimento sobre o ferro, a aplicação do mesmo na construção era secundária, não cumprindo nenhuma função estrutural, senão servindo apenas para a confecção de janelas, portas, portões e como elementos de enfeite. A grande utilidade do ferro dava-se na fabricação de artefatos bélicos, domésticos, agrícolas e peças de adorno (QUEIROZ, c1988, p. 2).

Quanto às estruturas metálicas, a revolução industrial (século XIX) foi o marco inicial do surgimento das primeiras pontes deste material, graças à disponibilização a preços competitivos dos produtos siderúrgicos (PFEIL, 1983, p. 17). Queiroz (c1988, p. 3) comenta que “Com o aparecimento das ferrovias surgiu a necessidade de se construírem numerosas pontes e estações ferroviárias, tendo sido estas as duas primeiras grandes aplicações do ferro nas construções.”. Pfeil (1983, p. 17, grifo do autor) explica que “As primeiras obras metálicas foram construídas em **ferro fundido** aplicado em peças comprimidas (pilares e arcos). O **aço estrutural** foi utilizado o último quartel do século XIX.”. Analogamente, Queiroz (c1988, p. 3) informa que “As pontes metálicas eram feitas inicialmente com ferro fundido, depois com o aço forjado e posteriormente passaram a ser construídas com aço laminado.”. Outros tipo de ponte metálicas ainda vieram a surgir; conforme Pfeil (1983, p. 17), “As pontes pênséis, com cabos formados de fios de aço duro trefilados, foram introduzidas em meados do século passado, e as pontes estaiadas foram construídas após a Segunda Guerra Mundial.”.

A combinação de aço com os demais materiais (madeira, pedra e argila) predominou nas estruturas durante todo o período compreendido entre a segunda metade do século XIX e a

segunda década do século XX, transformando-se em marca característica da construção neoclássica (QUEIROZ, c1988, p. 3). Numa escala mais recente de tempo, introduziram-se as pontes em concreto armado e protendido. Nas primeiras, cujas construções iniciaram-se no início do século XX, o concreto era utilizado, *a priori*, na confecção das lajes e longarinas dos tabuleiros. Somente na segunda década desse mesmo século que essa técnica começou a ser aplicada na construção de pontes em vigas ou quadros, para vãos de até 30 m, e em arcos, para vãos acima de 30 m. O concreto protendido, por sua vez, difundiu-se amplamente após o término da Segunda Guerra Mundial. Ele se torna uma opção viável, no aspecto econômico, quando da necessidade de vencer grandes vãos, através do material estrutural gerado a partir da associação de concretos de distinta qualidade com aços de alta resistência (PFEIL, 1983, p. 17).

Adicionalmente aos dois modos de classificação supracitados, ainda há um terceiro método possível. Segundo Pfeil (1983, p. 14, grifo do autor), “Quanto ao **tipo estrutural**, as pontes podem ser em laje, em vigas, em treliças, em quadros, em arco ou abóbadas, estaiadas, etc.”.

Dentre os diferentes tipos de pontes existentes, diferenciados pelas distintas classificações apresentadas (finalidade, material e tipo estrutural), o foco desse trabalho é uma passarela em estrutura metálica treliçada de aço, como a exemplificada pela figura 2. Conforme explanado nos capítulos que seguem, existem diversos modelos de sistemas treliçados, cada qual com a sua específica configuração geométrica. A proposta, então, é a de, a partir de condições de contorno fixas, comparar estes diferentes tipos, objetivando descobrir qual é o mais econômico, através do levantamento do quantitativo de aço empregado em cada modelo.

Tendo em vista que o enfoque do curso de graduação em Engenharia Civil é predominantemente em estruturas de concreto armado, a justificativa por esse tema é justamente aprofundar os conhecimentos em uma área menos explorada ao longo da graduação.

Com o intuito de expor de forma clara e objetiva o estudo realizado, o presente trabalho foi segmentado em oito capítulos. Após esse primeiro capítulo, o qual é composto fundamentalmente por uma sucinta introdução acerca do tema abordado, o segundo apresenta as diretrizes da pesquisa, caracterizando a questão de pesquisa, os objetivos principais e secundários, os pressupostos, a premissa, as delimitações, as limitações e o delineamento de pesquisa.

Figura 2 – *Hot Metal Bridge*, em Pittsburgh

(fonte: WORDPRESS, 2012)

No terceiro capítulo esmiuçaram-se as noções e características de um projeto estrutural. Na sequência, o quarto capítulo trata sobre tópicos relativos ao modelo estrutural adotado para o projeto em questão. Discorre-se acerca dos tipos de treliça e perfis metálicos existentes, das ligações metálicas, bem como sobre o modelo de cálculo pertinente. No quinto capítulo, por sua vez, propõe-se o aprofundamento sobre a questão das ações de projeto, tendo em vista que as mesmas são de suma importância e interferem diretamente em todas as etapas subsequentes.

No sexto capítulo definem-se as características geométricas da estrutura e o perfil metálico utilizado, estabelecem-se as condições de contorno e os modelos de treliça estudados. Os métodos e critérios adotados para o cálculo, bem como o dimensionamento final do projeto são desenvolvidos no sétimo capítulo, o qual se encerra com a resposta para a questão de pesquisa. Por fim, no oitavo capítulo realizam-se as considerações finais do trabalho.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: dentre os vários tipos de treliça estudados, qual resulta na solução mais econômica para um projeto estrutural de uma passarela em estrutura de aço que atenda às solicitações impostas pelas cargas atuantes consideradas?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a determinação do tipo de treliça mais econômico de uma passarela em estrutura de aço, a partir da análise e definição das cargas que agem na mesma.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é o dimensionamento de uma passarela em estrutura treliçada de aço.

2.3 PRESSUPOSTOS

São pressupostos do trabalho que:

- a) a estrutura está submetida a ações estáticas, por conseguinte, não sujeita ao colapso progressivo por fadiga;
- b) a estrutura projetada segue o modelo de cálculo de uma treliça ideal, na qual os nós são rotulados e, por consequência, não induzem momentos fletores nas barras;
- b) as especificações contidas nos seguintes documentos são verdadeiras e válidas para o projeto em questão,
 - NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980);
 - NBR 6123:1988¹;
 - NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008);
 - NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013).

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que a escolha do modelo treliça pode representar uma economia significativa no consumo de material, devendo assim ser fator a levar-se em conta juntamente com o aspecto estético.

2.5 DELIMITAÇÃO

O trabalho delimita-se à comparação de diferentes tipos de treliça para uma passarela em estrutura treliçada de aço.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) a verificação da segurança da estrutura através do método do estado-limite último;
- b) o dimensionamento da estrutura através das combinações últimas normais. Por conseguinte, não são analisados cenários nos quais,

¹ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988 (correção 2013).

- os efeitos das ações variáveis de natureza ou intensidade especial superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais;
 - haja risco de ocorrência de estados-limites últimos na etapa de montagem;
 - ocorra a exposição da estrutura a condições de incêndio, ações sísmicas, impactos, explosões ou quaisquer outras ações definidas como excepcionais pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).
- c) a variação somente dos tipos de treliça, sendo as seguintes características específicas e constantes no projeto,
- vão livre a ser vencido;
 - altura livre necessária;
 - comprimento e altura dos painéis treliçados;
 - largura da passarela;
 - tipo de perfil metálico utilizado;
 - localização geográfica da estrutura.
- d) o projeto das barras da superestrutura, não sendo as ligações, a mesoestrutura e a infraestrutura objetos de análise;
- e) a comparação econômica entre os diferentes tipos de treliça através da análise do quantitativo de aço.

2.7 DELINEAMENTO

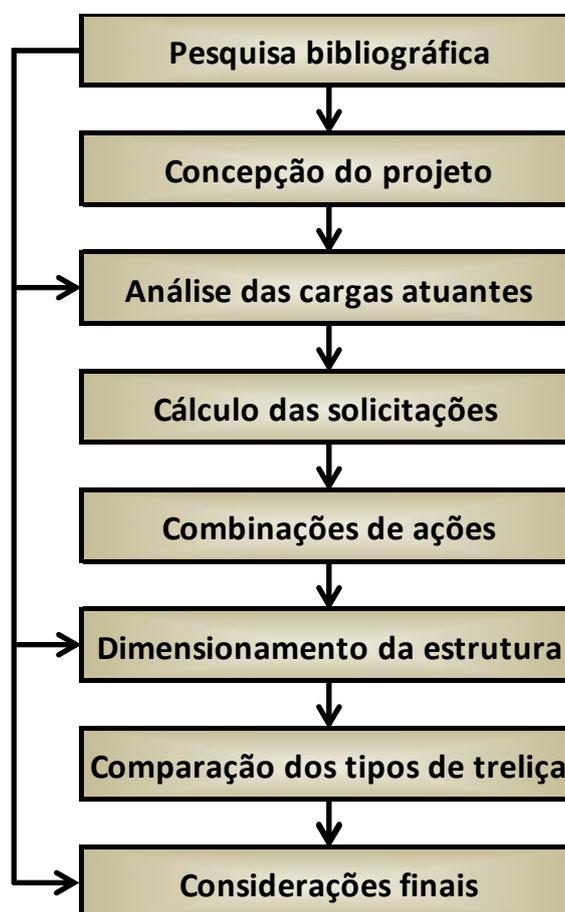
O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 3, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) concepção do projeto;
- c) análise das cargas atuantes;
- d) cálculo das solicitações;
- e) combinações de ações;
- f) dimensionamento da estrutura;
- g) comparação dos tipos de treliça;
- h) considerações finais.

A partir da definição do tema, deu-se início à **pesquisa bibliográfica** como etapa inicial do trabalho, com o propósito de reforçar e aprofundar o conhecimento teórico acerca dos tópicos necessários para o desenvolvimento do mesmo. Devido a sua fundamental importância, é

válido salientar que ela não só foi o marco inicial do projeto como também prosseguiu de maneira contínua durante todo o seu andamento.

Figura 3 – Diagrama das etapas do projeto de pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

Para dar seguimento à análise estrutural, fez-se necessária uma prévia **concepção do projeto**, ou seja, a definição, com precisão, da estrutura com a qual se trabalharia (vão livre a ser vencido, largura da passarela, altura dos painéis treliçados, etc.), bem como o tipo de perfil utilizado. Fixadas as condições de contorno do projeto, estabeleceu-se então quais eram os modelos de treliça que seriam comparados entre si.

Na **análise das cargas atuantes**, especificou-se e determinou-se, com exatidão, todos os carregamentos que exerceriam algum tipo de esforço apreciável na estrutura e que, por consequência, foram considerados no projeto, tais como o peso próprio da mesma e de seus componentes, cargas móveis e sobrecargas estipuladas por norma. De posse de tais dados

partiu-se para o **cálculo das solicitações** impostas por esses carregamentos em cada elemento constituinte da passarela.

A seguir, seguindo determinação da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), definiu-se quais eram as **combinações de ações** consideradas. Tais combinações consistiram em agrupar, de acordo com critérios e coeficientes de majoração especificados pela Norma, os diferentes esforços obtidos do cálculo anterior, resultando assim em valores finais de solicitações de projeto.

Utilizando os métodos especificados pela Norma, realizou-se o **dimensionamento da estrutura**. Primeiramente foi verificada a resistência de cada um dos seus elementos aos distintos esforços atuantes, obtendo-se assim a resistência de projeto dos mesmos. Sucedeu-se então à comparação das resistências às solicitações, assim, sendo as primeiras de maior grandeza numérica que as segundas, concluiu-se que a estrutura previamente proposta atende aos requisitos estabelecidos e satisfaz as condições impostas pelos carregamentos, sendo, portanto, válida e definitiva. É importante esclarecer que todas as etapas após a concepção do projeto até aqui foram repetidas individualmente para cada um dos tipos de treliça.

Ao término do dimensionamento de todas as estruturas propostas, partiu-se então à **comparação dos tipos de treliça**. Os mesmos foram comparados entre si no que tange à quantidade de material (aço) empregado, definindo-se assim qual o modelo mais econômico para a condição de contorno especificada.

Após finalizadas todas as etapas, couberam as **considerações finais** pertinentes, que representam a conclusão de todo o trabalho.

3 NOÇÕES DE PROJETO ESTRUTURAL

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 10) define que “[...] projeto [é] o conjunto de especificações, cálculos estruturais, desenhos de projeto, de fabricação e de montagem dos elementos de aço e desenhos de fôrmas e armação referentes às partes de concreto.”. Segundo Queiroz (c1988, p. 13), “A melhor solução de projeto para uma estrutura é aquela que, dentre diversas opções que preenchem os requisitos técnicos e estéticos, apresenta o menor custo.”.

Quanto aos requisitos técnicos, uma determinada estrutura pode ser considerada válida se todas as exigências de segurança e de desempenho estabelecidas são satisfeitas. Visando a segurança, a mesma deve ser capaz de resistir às combinações de carregamentos mais críticas admitidas para toda a sua vida útil, com alguma tolerância em relação a qualquer tipo de colapso (QUEIROZ, c1988, p. 13).

Consoante Pfeil e Pfeil (2009, p. 34):

Os objetivos de um projeto estrutural são:

- a) garantia de segurança estrutural evitando-se o colapso da estrutura;
- b) garantia de bom desempenho da estrutura evitando-se a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações, danos locais.

Queiroz (c1988, p. 13) explica que, caso se deseje da estrutura projetada um bom desempenho, então “[...] ela deve garantir, dentro do objetivo para o qual foi criada, uma utilização econômica e que não traga qualquer prejuízo ao bem estar de pessoas, ao funcionamento de equipamentos e à integridade dos materiais a ela ligados, durante sua vida útil.”.

Um projeto estrutural normalmente é dividido em fases, todavia não há uma definição específica na literatura quanto ao número e conteúdo das mesmas. Pfeil e Pfeil (2009, p. 34) indicam que é possível realizar um agrupamento em três etapas, as quais seriam:

- a) anteprojeto ou projeto básico: ocorre a determinação do sistema estrutural e do sistema construtivo, bem como dos materiais empregados;

- b) dimensionamento ou cálculo estrutural: são estabelecidas as dimensões de cada um dos elementos que compõem a estrutura e as ligações, visando garantir a segurança e o bom desempenho da mesma;
- c) detalhamento: etapa final, na qual se elaboram os desenhos executivos da estrutura, os quais contêm as especificações de todos os seus componentes.

De maneira semelhante, contudo dividindo em um número maior de etapas, Queiroz (c1988, p. 13-14, grifo do autor) explica que, ainda que cada projeto difira em certos aspectos, é admissível estabelecer uma linha de raciocínio comum para todos, a qual é compartilhada em diferentes fases, como no seguinte:

- a) **1ª fase** – com base na finalidade da estrutura, em normas vigentes e de acordo com o proprietário,
 - estabelecer a vida útil;
 - definir as ações e combinações de ações a que a estrutura estará sujeita;
 - definir as exigências de desempenho;
- b) **2ª fase** – estudo de condições locais,
 - localização geográfica;
 - topografia;
 - arredores (construções, árvores, etc.);
 - tipo de solo;
 - lençóis d'água;
 - meio ambiente (umidade, agressividade atmosférica, integração ao meio);
 - etc;
- c) **3ª fase** – definição de possíveis sistemas estruturas – aqui entram a criatividade e a experiência anterior do projetista no tipo específico de construção. De posse dos dados anteriores é possível estabelecer uma ou algumas soluções estruturais aplicáveis. Esta fase, conhecida como “lançamento da estrutura”, é decisiva para todas as etapas subsequentes (inclusive a montagem final e a utilização) e, portanto, para a economia da construção;
- c) **4ª fase** – pré-dimensionamento – usando ainda a experiência anterior e alguns cálculos simplificados são estabelecidas as propriedades de seção (área, momento de inércia, etc.) bem como as dimensões que interessam de elementos não assimiláveis a barras (por exemplo: placas ou cascas);
- c) **5ª fase** – análise estrutural – determinam-se todas as respostas da estrutura que interessam (esforços solicitantes, tensões, deslocamentos, acelerações, deformações, reações de apoio), usando programas de computador necessário. Algumas das respostas já podem conduzir ou não a um redimensionamento e, se necessário, uma nova análise (por exemplo: deslocamentos ou acelerações não toleráveis);

- c) **6ª fase** – verificação de resistência e estabilidade das seções preliminares, utilizando as normas de dimensionamento aplicáveis. Havendo necessidade de se alterarem as seções para mais ou para menos, de forma sensível, é necessário refazer a análise até se obter convergência;
- c) **7ª fase** – dimensionamento de ligações internas e externas e verificações locais que não implicam em mudanças de seção, mas, sim, na colocação de enrijecedores. Verificações de fadiga, em função dos detalhes usados. Notar que, mesmo nesta fase, pode ser necessário mudar o dimensionamento e mesmo refazer a análise até a convergência final;
- c) **8ª fase** – obtida a convergência final, são preparados os desenhos e as instruções de execução da estrutura.

4 VIGAS TRELIÇADAS

Os vigamentos metálicos, no que diz respeito a seu esquema estrutural, podem ser classificados de três maneiras distintas: vigas, pórticos e arcos. De acordo com a constituição interna, tais modelos estruturais podem ser tanto de alma cheia como treliçados (PFEIL, 1983, p. 56).

O'Connor (1975, p. 169) explica que “Uma treliça pode ser descrita como um conjunto de triângulos formados por peças retas e articulados entre si [figura 4].”. Pfeil e Pfeil (2009, p. 229), de forma semelhante, definem que “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 (eletricamente determinada).”.

Figura 4 – Passarela em estrutura treliçada



(fonte: adaptado de BLOG DO MARCOS SANTOS, 2013)

Quando uma treliça é projetada de maneira que siga proporções consideradas normais e adequadas, a mesma apresenta como características principais ter os eixos de todas as suas

barras retos e concorrentes nos nós (ou juntas), sendo os carregamentos aplicados somente nesses pontos (O'CONNOR, 1975, p. 169).

Aclarado o conceito de treliça, O'Connor (1975, p. 169) discorre então sobre as situações nas quais o emprego da mesma pode ser considerado:

Uma treliça plana pode ser considerada como uma viga alta, com mesas substituídas pelos banzos da treliça e a chapa da alma substituída por um sistema aberto de elementos da alma. Uma treliça pode ser usada para substituir uma viga de alma cheia em certos casos; por exemplo, uma viga reta simplesmente apoiada ou contínua, no tabuleiro de uma ponte pênsil enrijecida, ou em uma ponte com viga atirantada, ou ainda em um arco. Uma treliça plana só pode receber cargas em seu plano. Para um sistema geral de cargas, é necessário empregar treliça espacial.

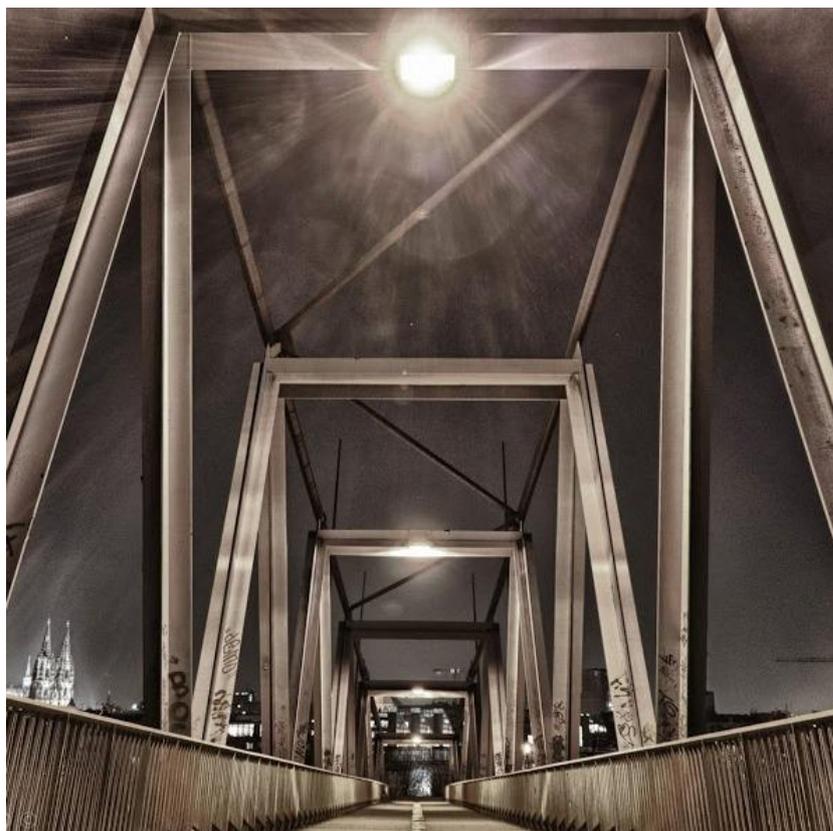
Da maneira a complementar a constatação anterior, Pfeil e Pfeil (2009, p. 229) indicam que “As treliças são muito adequadas para estruturas metálicas, nas quais os perfis são produzidos em segmentos de comprimento limitado.”, ressaltando ainda que “As principais aplicações dos sistemas treliçados metálicos são coberturas de edificações industriais, contraventamentos de edifícios e pontes [...]”.

Quando analisadas sob a ótica da etapa de construção, as estruturas treliçadas levam vantagem em relação às demais alternativas, como, por exemplo, as estruturas em concreto armado. Tal superioridade justifica-se pela facilidade de execução, visto que as peças metálicas podem ser montadas elemento por elemento, através do uso de equipamentos de içamento de pequeno porte. Outra alternativa viável, que culmina na redução significativa do número de conexões a serem feitas *in loco*, é a pré-fabricação de módulos de painéis, o que torna o trabalho de levantamento das peças mais rápido, devido a um menor número de elementos (O'CONNOR, 1975, p. 172).

Se no aspecto construtivo os sistemas treliçados se mostram mais vantajosos que os demais tipos de estrutura, a questão da beleza arquitetônica constitui-se em um ponto negativo desses sistemas. Segundo O'Connor (1975, p. 172), “Uma ponte em treliça raramente tem bom aspecto. Isso se deve em parte a complexidade do perfil, mas resulta também das intersecções deselegantes dos elementos quando vistos de ângulo oblíquo.”. De acordo com o autor, é possível estabelecer uma relação de importância entre a magnitude da estrutura e o seu aspecto estético, pois “Em uma ponte de grande vão, esses fatores podem tornar-se insignificantes devido ao impacto visual da escala. Em pontes de vão moderado, parece que projetar uma estrutura simples e uniforme é melhor.”. Assim sendo, o mesmo conclui,

comentando que “Por essa razão, a treliça Warren geralmente tem melhor aspecto do que as outras.”, tendo em vista que ela é constituída por menos barras e, conseqüentemente, menos ligações (figura 5).

Figura 5 – Treliça tipo Warren

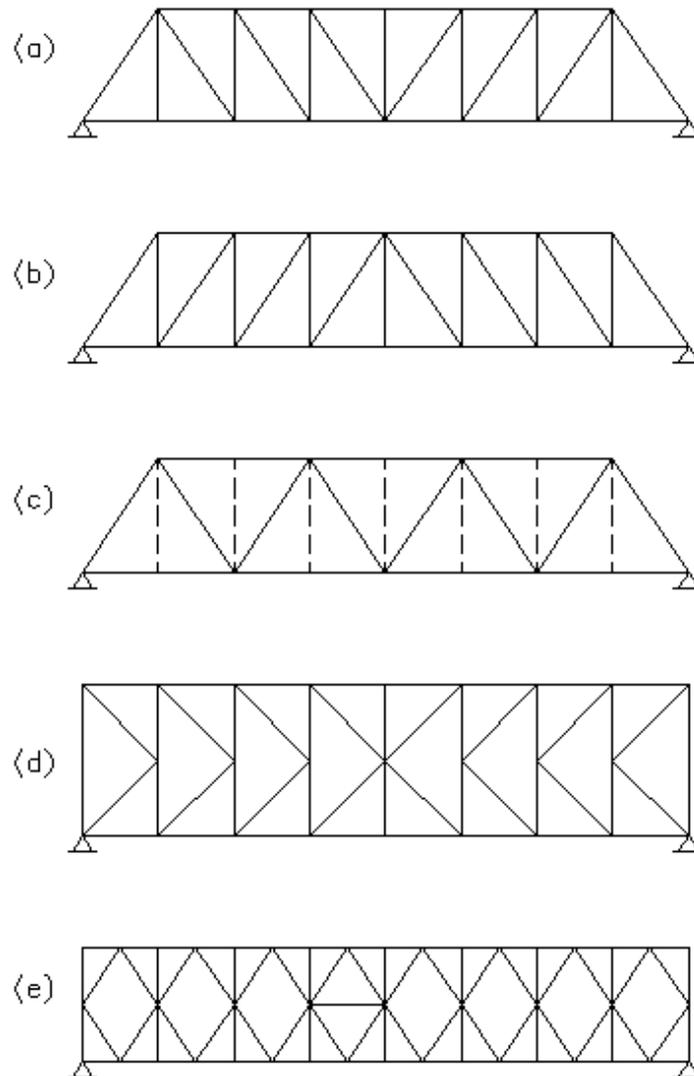


(fonte: adaptado de GOOGLEPLUSSUOMI, 2013)

4.1 TIPOS DE TRELIÇA

As treliças planas podem assumir diversas formas, conforme mostrado na figura 6. Pfeil e Pfeil (2009, p. 229) afirmam que “Para cargas de gravidade, na viga Pratt ou N, as diagonais são tracionadas e os montantes comprimidos.”. O’Connor (1975, p. 170) ressalta seu aspecto positivo ao dizer que “A treliça Pratt é considerada vantajosa em estruturas metálicas devido aos montantes, que são elementos mais curtos da alma, estarem em compressão ao invés das diagonais mais longas.”. Todavia, o autor apresenta como contraponto é o fato de o banzo central comprimido receber uma contribuição de carga muito maior que o central tracionado, o que reduz parcialmente a vantagem anteriormente mencionada.

Figura 6 – Tipos de treliça: (a) treliça Pratt; (b) treliça Howe; (c) treliça Warren; (d) sistema K-contraventado; (e) sistema contraventado em losangos



(fonte: elaborado pelo autor)

A treliça Howe em muito se assemelha a tipo Pratt. Contudo, as diagonais, ao invés de convergirem para o banzo inferior, convergem para o banzo superior, de maneira que acabam sofrendo esforços de compressão, enquanto os montantes recebem esforços de tração. Este modelo de estrutura, no qual as barras comprimidas (normais aos banzos superiores) são de menor dimensão, resulta em soluções mais econômicas (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 229).

Sobre a treliça tipo Warren, Pfeil e Pfeil (2009, p. 229) comentam que a mesma “[...] é formada por um triângulo isósceles, sem montantes verticais; quando a distância entre os nós fica muito grande, colocam-se montantes [...], criando pontos adicionais de aplicação de cargas.”. O’Connor (1975, p. 170) segue na mesma linha ao explicar que “A treliça Warren [...] pode ser modificada pela adição de montantes. Estes podem ser colocados em todos os

painéis (como mostrado em pontilhado) ou somente a partir do tabuleiro para as diagonais opostas.”.

Outro modelo existente é o tipo K. Tal alternativa se torna adequada especialmente para o caso de treliças de pequeno comprimento, quando a dimensão vertical da estrutura (altura do painel) supera a dimensão horizontal da mesma em duas ou até três vezes (O’CONNOR, 1975, p. 171).

Sobre o sistema em losangos, O’Connor (1975, p. 171) indica que o mesmo “[...] tem sido usado como treliça primária. Entretanto, é mais comumente usado como contraventamento horizontal [...]”. O autor explana ainda sobre a maneira como os esforços se distribuem na estrutura, comentando que “Esse arranjo proporciona diagonais de contraventamento curtas, com ligação aos banzos em pontos intermediários às juntas principais. Ele pode causar tensões secundárias elevadas nos banzos. Para haver estabilidade, um dos losangos deve ter um elemento em sua diagonal.”.

Por questões econômicas, visando sempre a solução com o melhor custo benefício, é prática usual fixar a altura da treliça como uma fração do vão a ser vencido. Sendo assim, conforme o aumento do vão se dá, a altura dos painéis treliçados igualmente cresce, bem como o comprimento dos mesmos. Com o intuito de obter-se uma situação apropriada de apoio ao tabuleiro, pode surgir como alternativa, ou até de maneira indispensável, a subdivisão dos painéis (O’CONNOR, 1975, p. 171).

4.2 TIPOS DE PERFIS METÁLICOS

A gama de opções de perfis laminados atualmente existente à disposição no mercado é vasta, dentre os quais se pode citar, por exemplo, os perfis H, perfis I, perfis U, cantoneiras de abas iguais ou desiguais, perfis W, etc. Tal variedade resulta em uma diversidade de soluções possíveis para estruturas metálicas.

Pfeil e Pfeil (2009, p. 231) indicam que “As barras de treliças são, em geral, constituídas por perfis laminados únicos ou agrupados, e também por perfis de chapa dobrada.”, comentando ainda que “As treliças mais leves são formadas por cantoneiras ou perfis, ligados por solda ou parafuso.”.

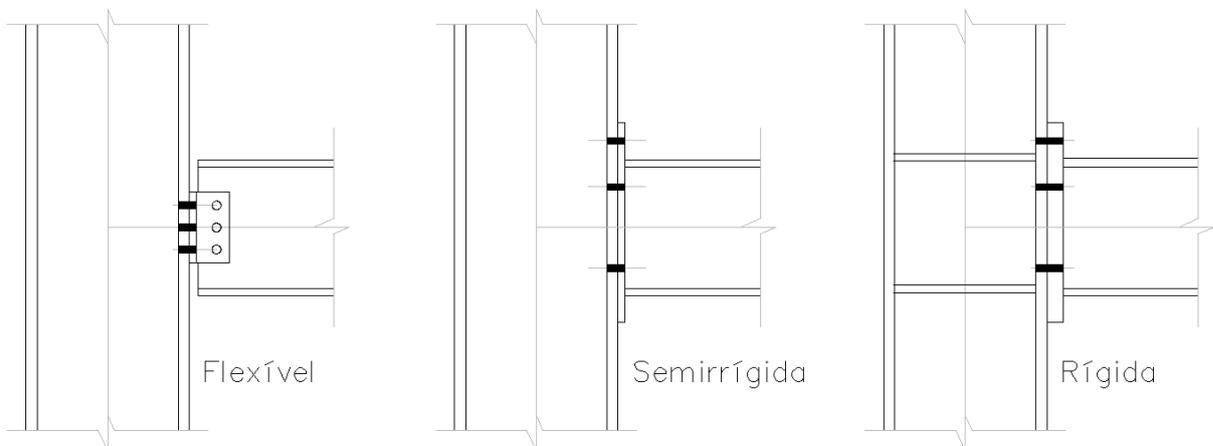
Agrupando cantoneiras ou perfis laminados aos pares, é possível formar barras de maneira a obter-se treliças médias, ao passo que barras de maior capacidade tornam-se viáveis a partir da junção de quatro perfis. Em construções de grande porte, como as pontes, as treliças pesadas são costumeiramente constituídas por perfis I soldados ou perfis fechados (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 231).

4.3 LIGAÇÕES METÁLICAS

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 62) define que “As ligações metálicas consistem em elementos de ligação, como enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras e consolos, e meios de ligação, como soldas, parafusos, barras redondas rosqueadas e pinos.”. Segundo Queiroz (c1988, p. 343), existem três possíveis maneiras de classificar uma ligação (figura 7):

- a) flexíveis: quando os elementos são conectados através de uma rótula, por conseguinte não produzindo momento na ligação;
- b) semirrígidas: quando entre movimento relativo entre os elementos e o momento na ligação existe uma correspondência, que por sua vez deve ser considerada no cálculo;
- c) rígidas: quando o movimento relativo entre os elementos é restringido, sendo a rotação relativa igual a zero.

Figura 7 – Tipos de ligações



(fonte: elaborado pelo autor)

Quanto ao projeto desses elementos, está determinado na NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 62) que “Esses componentes devem ser dimensionados de forma que sua resistência de cálculo a um determinado estado-limite último seja igual ou superior à solicitação de cálculo [...]”. Segundo a Norma, tais solicitações devem ser definidas “[...] (1) pela análise da estrutura sujeita às combinações de cálculo das ações [...] (2) como uma porcentagem especificada da resistência da barra ligada. Em algumas situações específicas, o dimensionamento pode também ter como base um estado-limite de serviço.”.

Dentre os diversos tipos de estruturas metálicas existentes, as treliças caracterizam-se por ter os nós normalmente compostos por chapas, às quais as barras se fixam. Tais chapas são também conhecidas como *gussets* (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 231).

As ligações das barras às chapas são feitas, em geral, através de parafusos ou soldas. A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 64) afirma que “Grupos de parafusos ou soldas, situados nas extremidades de qualquer barra axialmente solicitada, devem ter seus centros geométricos sobre o eixo que passa pelo centro geométrico da seção da barra, a não ser que seja levado em conta o efeito de excentricidade.”. Contudo, quando as barras em questão são do tipo cantoneira, segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 231-232), “[...] não é possível fazer uma ligação concêntrica, pois não há espaço para a instalação do parafuso na linha do centro de gravidade do perfil. Dessa ligação excêntrica resulta um momento [...] que, em princípio, deve ser levado em conta no dimensionamento da ligação.”. Quanto a isso, existe uma disposição da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 64) que indica que “Nos casos de cantoneiras simples ou duplas e barras semelhantes solicitadas axialmente, não é exigido que o centro geométrico de grupos de parafusos ou soldas de filete fique sobre o eixo baricêntrico da barra, nas suas extremidades, para os casos de barras não sujeitas à fadiga [...]”.

Além da questão envolvendo o centro geométrico dos grupos de parafusos ou soldas e o centro geométrico das barras, há outra questão a ser atendida. Conforme Pfeil e Pfeil (2009, p. 232) explicam, “No projeto de ligação das barras de treliça (nós), os eixos das barras devem ser concorrentes a um ponto [...] caso contrário, resulta, no nó, um momento que se distribui entre as barras.”. Uma vez mais haveria um problema quando da utilização de perfis tipo cantoneira, contudo há uma solução, pois, segundo os autores, “Para facilitar a execução no

caso de ligações parafusadas de cantoneiras, é usual detalhar a ligação com as linhas de parafusos (e não os eixos das barras) se encontrando em um ponto [...].”

Os tipos de ligações podem variar muito em função das características específicas da treliça. Conforme citado anteriormente, as chapas são uma opção recorrente para a constituição de nós, especialmente em treliças soldadas, que atualmente são as construções mais econômicas. Outra possibilidade, ainda para o mesmo tipo de estrutura, é a ligação direta das hastes entre si, dispensando o uso da chapa. Quando as treliças são de pequeno porte, com o intuito de eliminar o risco de soldas defeituosas executadas *in loco*, tem-se optado por executar tais ligações ainda em fábrica, restando apenas as ligações parafusadas para a etapa final de montagem em campo. As soldas, todavia, perdem espaço quando as treliças são de grande dimensão, como as utilizadas em pontes. Esse tipo de ligação pode ocasionar uma redução da resistência dos elementos à fadiga, resultando em concentrações de tensões. A fim de evitar esse problema, os nós são executados, normalmente, com parafusos de alta resistência (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 232).

4.4 MODELO DE CÁLCULO

Pfeil e Pfeil (2009, p. 232) definem que “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.”. Isso vai ao encontro do que diz O’Connor (1975, p. 169) quando afirma que “Teoricamente, todos os momentos fletores nos elementos devem ser nulos.”, explicando ainda que “Hipoteticamente, esta condição poderia ser alcançada pela introdução de articulações sem atrito em todos os nós.”.

A isso se deve o fato de que antigamente as treliças eram construídas fazendo o uso de pinos nos nós, justamente numa tentativa de tentar tornar verdadeira a premissa de cálculo de que os nós eram rotulados. Não obstante, tais articulações têm um custo elevado e, a despeito da tentativa de criar-se uma rótula, desenvolve-se atrito suficiente para impedir o correto funcionamento da mesma (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 232).

Muito por isso que, segundo O'Connor (1975, p. 169), “Na prática, a maioria dos elementos são rigidamente ligados nas juntas.”, estando em sintonia com o que definem Pfeil e Pfeil (2009, p. 232):

Atualmente os nós de treliças são sempre rígidos [...], o que dá origem a momentos fletores nas barras. Neste caso, o modelo do pórtico [...] é o mais adequado para representar a estrutura. Entretanto, quando as barras da treliça são esbeltas (como geralmente ocorre), os momentos oriundos da rigidez dos nós podem ser desprezados, se não houver efeito da fadiga.

Na fase de projeto é possível manter os momentos fletores com uma pequena magnitude através das dimensões escolhidas para a treliça, bem como nas fases subsequentes, fazendo o uso de técnicas de fabricação e montagem (O'CONNOR, 1975, p. 169). O problema, ainda segundo o mesmo autor, seria justamente a hipótese da presença do efeito de fadiga, conforme mencionado anteriormente, pois isso poderia conduzir à ruptura brusca da estrutura, resultando em tensões fletoras secundárias que seriam somadas às tensões normais primárias.

Pfeil e Pfeil (2009, p. 233) resumem, indicando que “[...] 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 treliça para cálculo de esforços axiais.”. Os autores ainda afirmam que “Neste caso, os comprimentos de flambagem das barras comprimidas devem ser tomados iguais à distância entre as rótulas ideais. Os momentos fletores oriundos da rigidez dos nós são considerados esforços secundários que não afetam o dimensionamento.”.

5 AÇÕES

De acordo com Pfeil e Pfeil (2009, p. 38), "As ações a serem consideradas no projeto das estruturas são as cargas que nelas atuam ou deformações impostas (por variação de temperatura, recalques, etc.)". Queiroz (c1988, p. 17), de maneira semelhante, afirma que "Denominam-se ações a todas as causas de tensões e/ou deformações e/ou movimentos de corpo rígido em uma estrutura.". Tais ações, segundo diretrizes da NBR 8681:2003², são classificadas em: permanentes, variáveis e excepcionais.

5.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes são definidas por Queiroz (c1988, p. 20) como:

[...] todas as ações praticamente invariáveis ao longo da vida útil da estrutura, tais como:

- a) o peso próprio da estrutura;
- b) o peso de qualquer elemento fixado definitivamente à estrutura (por exemplo: paredes permanentes e materiais de acabamento irremovíveis);
- c) recalque de apoio planejado;
- d) pré-tensão planejada e que não sofre redução com o tempo, etc.

Devido à sua presença constante, as ações permanentes participam de qualquer combinação de carregamentos aplicada à estrutura.

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15) define ações permanentes como "[...] as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção.", e ainda complementa citando que "Também são consideradas permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor-limite constante.". Tais ações são subdivididas em diretas e indiretas, as quais são explicadas nos subitens que seguem.

² ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003 (correção 2004).

5.1.1 Ações permanentes diretas

Conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15), são consideradas ações permanentes diretas:

- a) o peso próprio da estrutura;
- b) o peso próprio dos elementos construtivos fixos;
- c) o peso das instalações permanentes: geralmente são adotados os valores informados pelos fornecedores;
- d) os empuxos permanentes: resultantes da movimentação de terra e de outros materiais granulosos, desde que sejam admitidos como não removíveis.

5.1.2 Ações permanentes indiretas

As ações permanentes indiretas são definidas pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15) como todas aquelas que "[...] são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas."

No que diz respeito à retração e fluência do concreto, as diretrizes para o cálculo das mesmas são especificadas pela NBR 6118:2007³, quando a densidade do concreto for normal, e pelo Eurocode 2:2005⁴, quando o material for de baixa densidade e não houver uma Norma Brasileira que seja aplicável a essa situação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15).

Quanto aos deslocamentos de apoio, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15) define que:

Os deslocamentos de apoio somente precisam ser considerados quando gerarem esforços significativos em relação ao conjunto das outras ações. Esses deslocamentos devem ser calculados com avaliação pessimista da rigidez do material da fundação, correspondente, em princípio, ao quantil de 5 % da respectiva distribuição de probabilidade. O conjunto formado pelos deslocamentos de todos os apoios constitui-se numa única ação.

³ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2007. → Substituída pela NBR 6118:2014.

⁴ EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2**: design of concrete structures. Part 1.1: general. Common rules for buildings and civil engineering structures. Bruxelas, 2005.

5.2 AÇÕES VARIÁVEIS

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15) define as ações variáveis como as "[...] que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção.", sendo as de ocorrência mais comum as geradas "[...] pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura."

No que tange às solicitações produzidas por efeitos da temperatura, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15) afirma que:

Os esforços decorrentes da variação uniforme de temperatura da estrutura são causados pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta e devem ser determinados pelo responsável técnico pelo projeto estrutural, considerando, entre outros parâmetros relevantes, o local da construção e as dimensões dos elementos estruturais. Recomenda-se, para a variação da temperatura da atmosfera, a adoção de um valor considerando 60 % da diferença entre as temperaturas médias máxima e mínima, no local da obra, com um mínimo de 10 °C. Para a insolação direta, deve ser feito um estudo específico. Nos elementos estruturais em que a temperatura possa ter distribuição significativamente diferente da uniforme, devem ser considerados os efeitos dessa distribuição. Na falta de dados mais precisos, pode ser admitida uma variação linear entre os valores de temperatura adotados, desde que a variação de temperatura considerada entre uma face e outra da estrutura não seja inferior a 5 °C.

Queiroz (c1988, p. 21) explica que essas ações, quando na etapa das combinações de carregamentos, “[...] podem aparecer com valores extremos ou valores reduzidos probabilisticamente (quando combinadas com outras ações variáveis) ou mesmo não aparecer, se sua ocorrência for mais desfavorável para o ponto particular em estudo e se seu valor puder se anular fisicamente.”.

5.3 AÇÕES EXCEPCIONAIS

Ações excepcionais, tais como explosões, incêndios, sismos excepcionais, choques de veículos e enchentes, têm um período de duração muito curto e uma chance muito baixa de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, ainda assim a sua consideração se faz necessária quando do projeto de determinados tipos de estrutura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 16).

5.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

De acordo com a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19), "Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezáveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.". Queiroz (c1988, p. 29) elucida que:

Se em uma combinação de ações aparecesse apenas uma ação variável, não haveria dúvida quanto à combinação mais desfavorável para um determinado efeito na estrutura: a ação permanente seria superposto (caso isto redundasse em acréscimo do efeito em questão) o máximo valor da ação variável, correspondente a um período de recorrência adequado. Entretanto, a maior parte das ações é variável e, portanto, geralmente há mais de uma ação deste tipo a ser considerada nas combinações de ações. Caso se quisesse ficar sempre do lado da segurança, bastaria admitir a possibilidade de ocorrência simultânea dos valores máximos de todas as ações variáveis, correspondentes ao período de recorrência. Esta ocorrência, no entanto, é bastante improvável, mesmo no caso de apenas duas ações variáveis.

Pfeil e Pfeil (2009, p. 40) complementam, assinalando que "Para o cálculo das solicitações de projeto [...] as ações devem ser combinadas de forma a expressar as situações mais desfavoráveis para a estrutura durante sua vida útil prevista.". Os autores ainda citam, para verificações nos estados limites últimos, quais os tipos de combinações de ações a serem considerados em cálculo (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 40):

- a) combinação normal: combinação que inclui todas as ações decorrentes do uso previsto da estrutura;
- b) combinação de construção: combinação que considera ações que podem promover algum estado limite último na fase de construção da estrutura;
- c) combinação especial: combinação que inclui ações variáveis especiais, cujos efeitos têm magnitude maior que os efeitos das ações de uma combinação normal;
- d) combinação excepcional: combinação que inclui ações excepcionais, as quais podem produzir efeitos catastróficos, tais como explosões, choques de veículos, incêndios e sismos.

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19) ainda menciona que "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.", fazendo, a seguir, a observação de que "Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal [no caso das combinações normal e de construção], com seus valores característicos e as demais ações variáveis,

consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.”. Quando as combinações em questão forem a especial e a excepcional, a ação variável incluída na combinação deixaria de ser a principal e passaria a ser a especial e excepcional, respectivamente.

6 MODELO ARQUITETÔNICO

Neste capítulo, são expostos os critérios considerados para a concepção do projeto da passarela proposta. Inicialmente, discorre-se sobre as características geométricas da estrutura. Ato contínuo, apresentam-se os tipos de treliça os quais foram objetos de estudo, encerrando-se o capítulo com uma explanação acerca do perfil escolhido para as barras.

6.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA ESTRUTURA

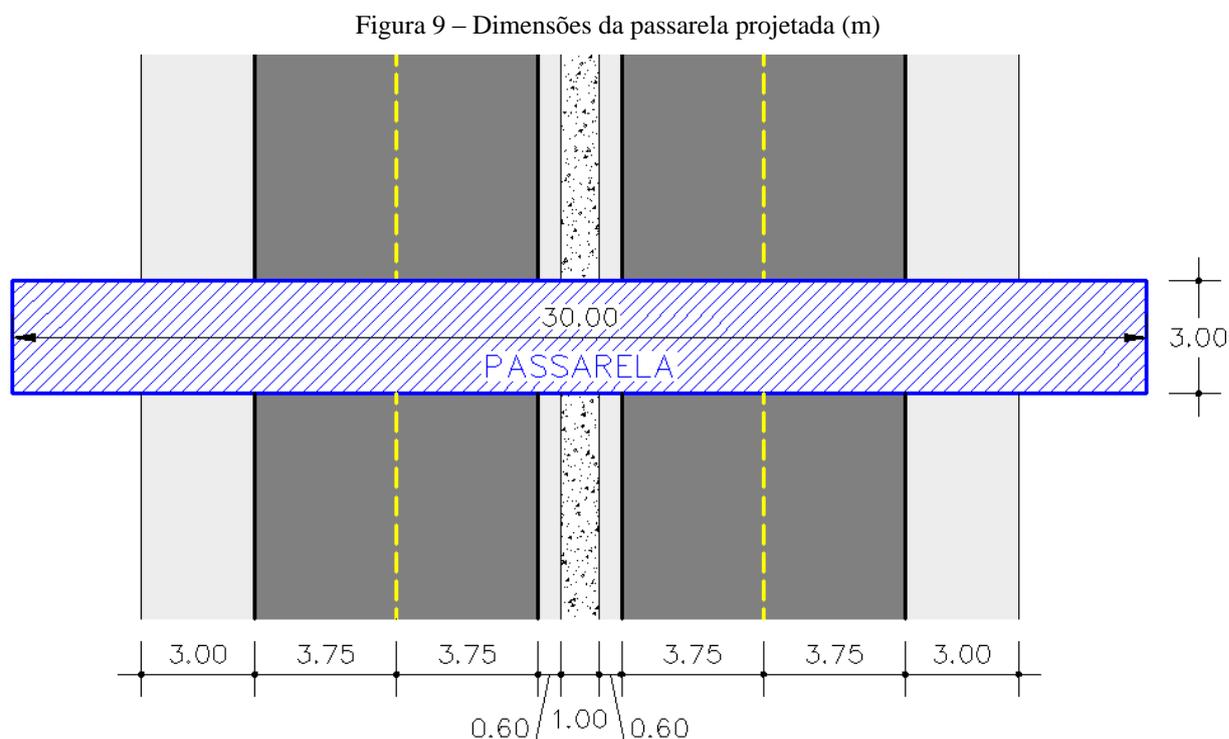
As dimensões da passarela foram definidas a partir da análise de uma estrutura padrão a ser construída sobre uma rodovia de pista dupla, com duas faixas de rolamento cada (figura 8). Tomada como exemplo uma rodovia estadual de classe 0, o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (1991, p. 27-28) determina que as faixas de rolamento devem ter largura de 3,75 m, acostamentos externos de 3,00 m e internos de 0,60 m. Essas dimensões somadas à largura de uma divisão física central entre as duas pistas e um espaço livre entre a extremidade dos bordes das pistas e os apoios da passarela resultam na fixação de um vão livre de 30,00 m.

Figura 8 – Exemplo de uma rodovia de pista dupla com duas faixas de rolamento



(fonte: adaptado de RODOVIA DO PARQUE – BR 448, 2014)

No que tange à largura, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2010, p. 104) cita a dimensão mínima de 2,40 m para vias de pedestres, enquanto o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1996, p. 151) indica que “Os últimos projetos de passarelas do DNER demonstram uma tendência de se adotar uma largura total de 2,50 m, bastante satisfatória.”. Levando-se em consideração tais diretrizes, o presente projeto adotou a largura de 3,00 m, dimensão que atende às exigências, superando em 25% o mínimo exigido e, conseqüentemente, proporcionando maior segurança e conforto aos usuários. A altura do painel treliçado foi fixada igualmente em 3,00 m, pois assim, descontadas as espessuras das vigas secundárias de piso e da laje, permanece um pé direito adequado. A seguir apresenta-se um desenho esquemático indicando as dimensões da passarela projetada (figura 9).



(fonte: elaborado pelo autor)

Por razões as quais estão explicitadas no Capítulo 7, o gabarito vertical bem como a localização onde a estrutura está situada não são fatores determinantes e, assim sendo, não foram arbitrados. Tais condições condizem com o propósito do trabalho, uma vez que se almeja que os resultados da presente pesquisa possam ser aplicados não somente a um caso específico, senão para situações mais abrangentes, como estruturas que possam ser construídas em distintos locais e para diferentes condições de projeto.

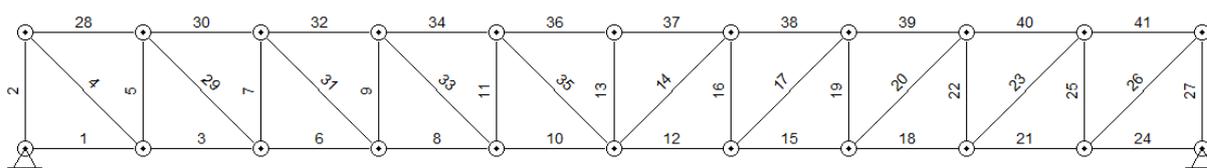
6.2 TIPOS DE TRELIÇA COMPARADOS

O trabalho propôs a comparação de seis diferentes modelos de painéis treliçados, cada um com uma distinta configuração geométrica, com o intuito de apontar aquele o qual é o mais econômico para o projeto em questão. Optou-se por estudar tipos de treliça comumente aplicados e frequentes em projetos de passarelas, os quais são os seguintes:

- a) Pratt (figura 10);
- b) Howe (figura 11);
- c) Warren (figura 12);
- d) Warren com montantes (figura 13);
- e) Warren dupla (figura 14);
- f) sistema em K (figura 15);

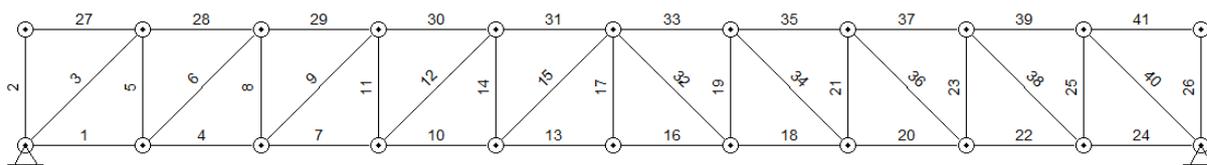
Em adição aos três primeiros tipos, os quais são os mais aludidos pela literatura, incluiu-se no projeto duas variações da treliça Warren. O sistema em K, ainda que citado anteriormente no Capítulo 4 como apropriado para estruturas com proporção entre as dimensões de altura e largura diferente da em questão, também consta na análise.

Figura 10 – Treliça Pratt



(fonte: elaborado pelo autor⁵)

Figura 11 – Treliça Howe

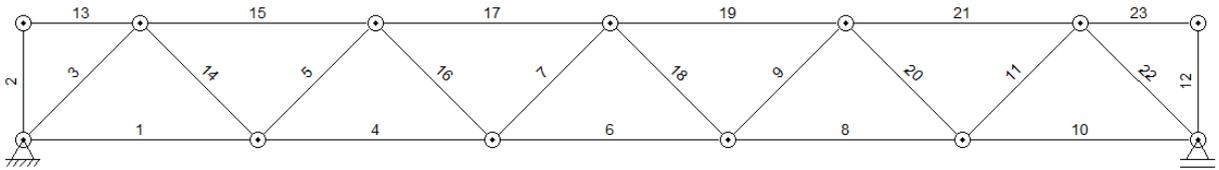


(fonte: elaborado pelo autor⁶)

⁵ Para a elaboração do desenho utilizou-se o *software* Ftool (MARTHA, 2012).

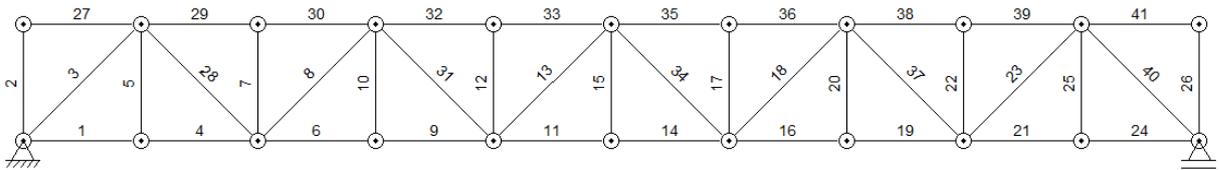
⁶ Idem.

Figura 12 – Treliça Warren



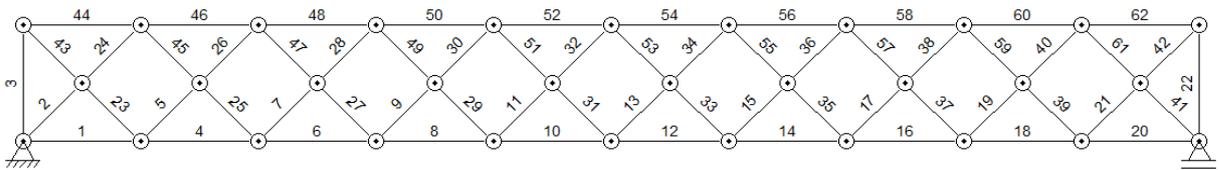
(fonte: elaborado pelo autor⁷)

Figura 13 – Treliça Warren com montantes



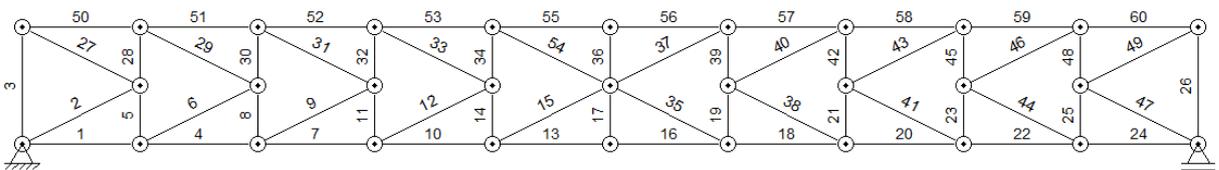
(fonte: elaborado pelo autor⁸)

Figura 14 – Treliça Warren dupla



(fonte: elaborado pelo autor⁹)

Figura 15 – Treliça com sistema em K



(fonte: elaborado pelo autor¹⁰)

⁷ Para a elaboração do desenho utilizou-se o *software* Ftool (MARTHA, 2012).

⁸ Idem.

⁹ Idem.

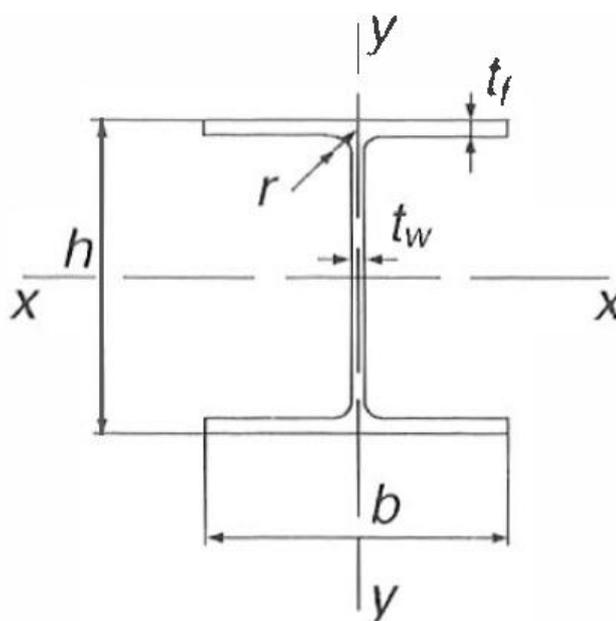
¹⁰ Idem.

6.3 PERFIL ESCOLHIDO

Uma vez que o objetivo do trabalho é, através da variação dos tipos de treliça, determinar aquele que menor quantidade de aço necessita empregar frente às solicitações impostas, definiu-se pela fixação do tipo de perfil utilizado nas barras da estrutura, conforme previamente estabelecido nos pressupostos. Isto posto, a alternância deu-se somente nas dimensões dos perfis, o que torna mais clara a interpretação dos resultados no que tange à necessidade de empregar elementos mais ou menos robustos para cada determinada situação.

A escolha do tipo de perfil fez-se pelo Perfil H de abas paralelas leves HEA (figura 16) – cuja tabela com as dimensões comerciais e suas respectivas propriedades pode ser visualizada no Anexo A –, uma vez que dentre os existentes este é aquele que apresenta uma das melhores relações entre os momentos de inércia dos eixos x e y . Tendo em vista que, quando da ocorrência de esforços de compressão, a flambagem ocorre em torno do eixo de menor inércia, o ideal é justamente o emprego de uma opção que não apresente elevada discrepância entre esses momentos. Desta maneira é possível atender às solicitações impostas com perfis que apresentem massas lineares de menor magnitude.

Figura 16 – Perfil H de abas paralelas leves HEA



(fonte: PFEIL; PFEIL, 2009, p. 335)

7 PROJETO ESTRUTURAL

Este capítulo tem início com uma dissertação a respeito das cargas atuantes consideradas no projeto. A seguir, apresenta-se o cálculo dos esforços impostos pelas mesmas, partindo-se posteriormente às combinações de ações utilizadas para definir os carregamentos e extrair as solicitações de projeto. Conclui-se o capítulo com o dimensionamento de cada uma das seis diferentes treliças propostas e a comparação entre as mesmas.

7.1 CARGAS ATUANTES

Para o dimensionamento da estrutura, as cargas consideradas no projeto foram divididas entre permanentes e variáveis, as quais são definidas a seguir.

7.1.1 Cargas permanentes

Foram considerados todos os elementos que compõem a estrutura da passarela, e não somente o peso do painel treliçado, o qual é objeto do dimensionamento. Por conseguinte, adotaram-se pesos estimados para a estrutura principal e elementos de ligação, para a cobertura e peças secundárias de fixação da mesma, bem como uma laje para o piso e suas vigas de sustentação. A seguir, apresentam-se os valores adotados:

- a) estrutura metálica principal (painel treliçado): 1.500 N/m;
- b) elementos de ligação: 150 N/m (PINHEIRO, 2005, p. 141);
- c) telhas metálicas curvas, duplas e com material isolante térmico: 150 N/m² (MARZIONNA et al., 2004, p. 76);
- d) terças, longarinas e demais peças de fixação das telhas à estrutura: 100 N/m² (MARZIONNA et al., 2004, p. 76);
- e) vigas auxiliares de sustentação do piso: 200 N/m² (MARZIONNA et al., 2004, p. 76);
- f) laje de concreto armado de 10 cm de espessura: 2.500 N/m² (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2).

7.1.2 Cargas variáveis

As cargas de natureza variável consideradas no presente projeto são:

- a) sobrecarga na cobertura;
- b) carga móvel.

Consoante a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 112), “Nas coberturas comuns (telhados), na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de $0,25 \text{ kN/m}^2$, em projeção horizontal.”. Ainda conforme a Norma, é justificável a assumpção de “[...] 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 $0,05 \text{ kN/m}^2$.”.

No tocante à carga móvel, a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 1-2) define-a como o “Sistema de cargas representativo dos valores característicos dos carregamentos provenientes do tráfego a que a estrutura está sujeita em serviço.”. Na sequência, explica-se que a mesma “[...] é uma carga uniformemente distribuída de intensidade $p = 5 \text{ kN/m}^2$ (500 kgf/m^2), não majorada pelo coeficiente de impacto.”.

No que concerne aos esforços devidos a ações aerodinâmicas, os mesmos não serão considerados no projeto. Os ventos que incidem perpendicularmente ao plano longitudinal da passarela originam solicitações que serão absorvidas no seu plano transversal. Uma vez que foi feita a análise bidimensional e esta se centrou na estrutura principal, visando o projeto dos painéis treliçados, tais esforços, por conseguinte, não foram objetos de estudo. Quanto aos esforços provocados na cobertura, estes de fato são fruto de ações aerodinâmicas que serão absorvidos pelo plano do painel treliçado. Contudo, uma interpretação sistemática da NBR 6123:1988¹¹ permite concluir que, por ter a cobertura da passarela uma inclinação próxima a zero, as forças aplicadas seriam todas de sucção. Desta maneira, tais efeitos estariam na verdade aliviando as tensões na estrutura, uma vez que contrabalanceariam todos os outros esforços considerados, tais como o peso próprio dos elementos, a sobrecarga, a carga móvel, etc.

¹¹ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988 (correção 2013).

7.2 DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES

Para o cálculo das solicitações nas barras da estrutura foi utilizado o programa gráfico-interativo de análise de estruturas bidimensionais Ftool (MARTHA, 2012). Neste *software* modelaram-se os seis tipos de treliça previamente determinados. Os elementos de ligação, as telhas da cobertura, as peças de fixação das mesmas e as vigas secundárias de piso foram agrupados e denominados como elementos metálicos, tendo em vista que, quando das combinações de ações, todos eles foram considerados elementos metálicos industrializados e, por conseguinte, majorados pelo mesmo coeficiente.

Desta forma, para cada modelo de estrutura aplicaram-se separadamente os carregamentos definidos no subitem 7.1, objetivando-se extrair as solicitações de compressão e tração em cada uma das barras. Tendo cinco diferentes situações de carregamentos para cada uma das seis treliças, modelaram-se no total trinta diferentes configurações de estruturas e carregamentos. Os valores obtidos são apresentados a seguir nas tabelas de 1 a 6.

Tabela 1 – Solicitações nas barras da treliça Pratt

| Posição | Barras | Treliça Pratt - Solicitação nas barras (kN) | | | | |
|-----------------------|--------|---|---------------------|------------------|-------------|------------|
| | | Estrutura metálica | Elementos metálicos | Laje pré-moldada | Carga móvel | Sobrecarga |
| Banzo Inferior | 1=24 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 3=21 | 14,35 | 11,16 | 50,63 | 101,25 | 5,06 |
| | 6=18 | 25,52 | 19,84 | 90,00 | 180,00 | 9,00 |
| | 8=15 | 33,49 | 26,04 | 118,13 | 236,25 | 11,81 |
| | 10=12 | 38,28 | 29,76 | 135,00 | 270,00 | 13,50 |
| Banzo Superior | 28=41 | -14,35 | -11,16 | -50,63 | -101,25 | -5,06 |
| | 30=40 | -25,52 | -19,84 | -90,00 | -180,00 | -9,00 |
| | 32=39 | -33,49 | -26,04 | -118,13 | -236,25 | -11,81 |
| | 34=38 | -38,28 | -29,76 | -135,00 | -270,00 | -13,50 |
| | 36=37 | -39,87 | -31,00 | -140,63 | -281,25 | -14,06 |
| Montante | 2=27 | -14,35 | -11,84 | -50,63 | -101,25 | -5,63 |
| | 5=25 | -11,16 | -10,03 | -39,38 | -78,75 | -5,06 |
| | 7=22 | -7,97 | -7,55 | -28,13 | -56,25 | -3,94 |
| | 9=19 | -4,78 | -5,07 | -16,88 | -33,75 | -2,81 |
| | 11=16 | -1,59 | -2,59 | -5,63 | -11,25 | -1,69 |
| | 13 | 0,00 | -1,35 | 0,00 | 0,00 | -1,13 |
| Diagonal | 4=26 | 20,30 | 15,78 | 71,60 | 143,19 | 7,16 |
| | 29=23 | 15,79 | 12,28 | 55,69 | 111,37 | 5,57 |
| | 31=20 | 11,28 | 8,77 | 39,78 | 79,55 | 3,98 |
| | 33=17 | 6,77 | 5,26 | 23,87 | 47,73 | 2,39 |
| | 35=14 | 2,26 | 1,75 | 7,96 | 15,91 | 0,80 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 2 – Solicitações nas barras da treliça Howe

| Posição | Barras | Treliza Howe - Solicitação nas barras (kN) | | | | |
|-----------------------|--------|--|---------------------|------------------|-------------|------------|
| | | Estrutura metálica | Elementos metálicos | Laje pré-moldada | Carga móvel | Sobrecarga |
| Banzo Inferior | 1=24 | 16,52 | 11,16 | 50,62 | 101,25 | 5,06 |
| | 4=22 | 29,36 | 19,84 | 90,00 | 180,00 | 9,00 |
| | 7=20 | 38,54 | 26,04 | 118,12 | 236,25 | 11,81 |
| | 10=18 | 44,04 | 29,76 | 135,00 | 270,00 | 13,50 |
| | 13=16 | 45,88 | 31,00 | 140,62 | 281,25 | 14,06 |
| Banzo Superior | 27=41 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 28=39 | -16,52 | -11,16 | -50,62 | -101,25 | -5,06 |
| | 29=37 | -29,36 | -19,84 | -90,00 | -180,00 | -9,00 |
| | 30=35 | -38,54 | -26,04 | -118,12 | -236,25 | -11,81 |
| | 31=33 | -44,04 | -29,76 | -135,00 | -270,00 | -13,50 |
| Montante | 2=26 | 0,00 | -0,68 | 0,00 | 0,00 | -0,56 |
| | 5=25 | 16,52 | 9,81 | 50,62 | 101,25 | 3,94 |
| | 8=23 | 12,85 | 7,33 | 39,37 | 78,75 | 2,81 |
| | 11=21 | 9,18 | 4,85 | 28,12 | 56,25 | 1,69 |
| | 14=19 | 5,51 | 2,37 | 16,88 | 33,75 | 0,56 |
| | 17 | 3,67 | 1,13 | 11,25 | 22,50 | 0,00 |
| Diagonal | 3=40 | -23,36 | -15,78 | -71,59 | -143,19 | -7,16 |
| | 6=38 | -18,17 | -12,28 | -55,68 | -111,37 | -5,57 |
| | 9=36 | -12,98 | -8,77 | -39,77 | -79,55 | -3,98 |
| | 12=34 | -7,79 | -5,26 | -23,86 | -47,73 | -2,39 |
| | 15=32 | -2,60 | -1,75 | -7,95 | -15,91 | -0,80 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 – Solicitações nas barras da treliça Warren

| Posição | Barras | Treliza Warren - Solicitação nas barras (kN) | | | | |
|-----------------------|--------|--|---------------------|------------------|-------------|------------|
| | | Estrutura metálica | Elementos metálicos | Laje pré-moldada | Carga móvel | Sobrecarga |
| Banzo Inferior | 1=10 | 14,32 | 10,58 | 45,00 | 90,00 | 5,07 |
| | 4=8 | 35,80 | 25,43 | 112,50 | 225,00 | 11,82 |
| | 6 | 42,96 | 30,38 | 135,00 | 270,00 | 14,07 |
| Banzo Superior | 13=23 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 15=21 | -28,64 | -19,43 | -90,00 | -180,00 | -8,44 |
| | 17=19 | -42,96 | -29,03 | -135,00 | -270,00 | -12,94 |
| Montante | 2=12 | 0,00 | -0,68 | 0,00 | 0,00 | -0,56 |
| Diagonal | 3=22 | -20,25 | -14,96 | -63,64 | -127,28 | -7,16 |
| | 14=11 | 20,25 | 12,09 | 63,64 | 127,28 | 4,77 |
| | 5=20 | -10,13 | -8,91 | -31,82 | -63,64 | -4,77 |
| | 16=9 | 10,13 | 5,09 | 31,82 | 63,64 | 1,59 |
| | 7=18 | 0,00 | -1,91 | 0,00 | 0,00 | -1,59 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Como as treliças apresentam um eixo de simetria, é possível perceber que existe uma correspondência nos valores dos esforços de algumas barras das mesmas. Desta maneira, estas foram igualadas, conforme é apresentado nas tabelas.

Tabela 4 – Solicitações nas barras da treliça Warren com montantes

| Posição | Barras | Treliza Warren com montantes - Solicitação nas barras (kN) | | | | |
|-----------------------|--------|--|---------------------|------------------|-------------|------------|
| | | Estrutura metálica | Elementos metálicos | Laje pré-moldada | Carga móvel | Sobrecarga |
| Banzo Inferior | 1=24 | 16,52 | 11,16 | 50,63 | 101,25 | 5,06 |
| | 4=21 | 16,52 | 11,16 | 50,63 | 101,25 | 5,06 |
| | 6=19 | 38,54 | 26,04 | 118,13 | 236,25 | 11,81 |
| | 9=16 | 38,54 | 26,04 | 118,13 | 236,25 | 11,81 |
| | 11=14 | 45,88 | 31,00 | 140,63 | 281,25 | 14,06 |
| Banzo Superior | 27=41 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 29=39 | -29,36 | -19,84 | -90,00 | -180,00 | -9,00 |
| | 30=38 | -29,36 | -19,84 | -90,00 | -180,00 | -9,00 |
| | 32=36 | -44,04 | -29,76 | -135,00 | -270,00 | -13,50 |
| | 33=35 | -44,04 | -29,76 | -135,00 | -270,00 | -13,50 |
| Montante | 2=26 | 0,00 | -0,68 | 0,00 | 0,00 | -0,56 |
| | 5=25 | 3,67 | 1,13 | 11,25 | 22,50 | 0,00 |
| | 7=22 | 0,00 | -1,35 | 0,00 | 0,00 | -1,13 |
| | 10=20 | 3,67 | 1,13 | 11,25 | 22,50 | 0,00 |
| | 12=17 | 0,00 | -1,35 | 0,00 | 0,00 | -1,12 |
| | 15 | 3,67 | 1,13 | 11,25 | 22,50 | 0,00 |
| Diagonal | 3=40 | -23,36 | -15,78 | -71,60 | -143,19 | -7,16 |
| | 28=23 | 18,17 | 12,28 | 55,69 | 111,37 | 5,57 |
| | 8=37 | -12,98 | -8,77 | -39,78 | -79,55 | -3,98 |
| | 31=18 | 7,79 | 5,26 | 23,87 | 47,73 | 2,39 |
| | 13=34 | -2,60 | -1,75 | -7,96 | -15,91 | -0,80 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5 – Solicitações nas barras da treliça Warren dupla

| Posição | Barras | Treliza Warren dupla - Solicitação nas barras (kN) | | | | |
|-----------------------|-------------|--|---------------------|------------------|-------------|------------|
| | | Estrutura metálica | Elementos metálicos | Laje pré-moldada | Carga móvel | Sobrecarga |
| Banzo Inferior | 1=20 | 6,70 | 5,64 | 22,50 | 45,00 | 2,82 |
| | 4=18 | 20,10 | 15,56 | 67,50 | 135,00 | 7,34 |
| | 6=16 | 30,15 | 23,00 | 101,25 | 202,50 | 10,73 |
| | 8=14 | 36,85 | 27,96 | 123,75 | 247,50 | 12,99 |
| | 10=12 | 40,20 | 30,44 | 135,00 | 270,00 | 14,12 |
| Banzo Superior | 44=62 | -8,37 | -5,53 | -28,12 | -56,25 | -2,26 |
| | 46=60 | -21,77 | -15,45 | -73,12 | -146,25 | -6,78 |
| | 48=58 | -31,82 | -22,89 | -106,87 | -213,75 | -10,17 |
| | 50=56 | -38,52 | -27,85 | -129,37 | -258,75 | -12,43 |
| | 52=54 | -41,87 | -30,33 | -140,62 | -281,25 | -13,56 |
| Montante | 3=22 | -8,37 | -6,21 | -28,12 | -56,25 | -2,82 |
| Diagonal | 2/24=41/61 | -9,48 | -7,97 | -31,82 | -63,64 | -4,00 |
| | 5/26=39/59 | -7,11 | -6,22 | -23,86 | -47,73 | -3,20 |
| | 7/28=37/57 | -4,74 | -4,46 | -15,91 | -31,82 | -2,40 |
| | 9/30=35/55 | -2,37 | -2,71 | -7,95 | -15,91 | -1,60 |
| | 11/32=33/53 | 0,00 | -0,95 | 0,00 | 0,00 | -0,80 |
| | 43/23=42/21 | 11,84 | 7,81 | 39,77 | 79,55 | 3,20 |
| | 45/25=40/19 | 9,48 | 6,06 | 31,82 | 63,64 | 2,40 |
| | 47/27=38/17 | 7,11 | 4,31 | 23,86 | 47,73 | 1,60 |
| | 49/29=36/15 | 4,74 | 2,55 | 15,91 | 31,82 | 0,80 |
| | 51/31=34/13 | 2,37 | 0,80 | 7,95 | 15,91 | 0,00 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6 – Solicitações nas barras da treliça com sistema em K

| Posição | Barras | Treliça tipo K - Solicitação nas barras (kN) | | | | |
|-----------------------|--------|--|---------------------|------------------|-------------|------------|
| | | Estrutura metálica | Elementos metálicos | Laje pré-moldada | Carga móvel | Sobrecarga |
| Banzo Inferior | 1=24 | 16,70 | 11,16 | 50,63 | 101,25 | 5,08 |
| | 4=22 | 29,68 | 19,84 | 90,00 | 180,00 | 9,04 |
| | 7=20 | 38,96 | 26,04 | 118,13 | 236,25 | 11,86 |
| | 10=18 | 44,52 | 29,76 | 135,00 | 270,00 | 13,56 |
| | 13=16 | 46,19 | 31,01 | 140,07 | 280,14 | 14,18 |
| Banzo Superior | 50=60 | -16,70 | -11,16 | -50,63 | -101,25 | -5,08 |
| | 51=59 | -29,68 | -19,84 | -90,00 | -180,00 | -9,04 |
| | 52=58 | -38,96 | -26,04 | -118,13 | -236,25 | -11,86 |
| | 53=57 | -44,52 | -29,76 | -135,00 | -270,00 | -13,56 |
| | 55=56 | -46,56 | -30,99 | -141,18 | -282,36 | -14,07 |
| Montante | 3=26 | -8,35 | -6,26 | -25,41 | -50,82 | -3,10 |
| | 5=25 | 10,20 | 5,47 | 30,94 | 61,87 | 1,98 |
| | 8=23 | 8,35 | 4,23 | 25,32 | 50,63 | 1,41 |
| | 11=21 | 6,49 | 2,99 | 19,69 | 39,38 | 0,85 |
| | 14=19 | 4,55 | 1,76 | 13,79 | 27,57 | 0,31 |
| | 17 | 3,71 | 1,13 | 11,25 | 22,50 | 0,00 |
| | 28=48 | -6,49 | -5,69 | -19,69 | -39,38 | -3,11 |
| | 30=45 | -4,64 | -4,45 | -14,06 | -28,12 | -2,54 |
| | 32=42 | -2,78 | -3,21 | -8,44 | -16,87 | -1,98 |
| | 34=39 | -1,02 | -1,96 | -3,09 | -6,18 | -1,38 |
| 36 | 0,00 | -1,35 | 0,00 | 0,00 | -1,13 | |
| Diagonal | 2=47 | -18,67 | -12,48 | -56,60 | -113,20 | -5,69 |
| | 6=44 | -14,52 | -9,70 | -44,03 | -88,05 | -4,42 |
| | 9=41 | -10,37 | -6,93 | -31,45 | -62,89 | -3,16 |
| | 12=38 | -6,22 | -4,16 | -18,87 | -37,73 | -1,90 |
| | 15=35 | -1,87 | -1,40 | -5,67 | -11,33 | -0,69 |
| | 27=49 | 18,67 | 12,48 | 56,60 | 113,20 | 5,69 |
| | 29=46 | 14,52 | 9,70 | 44,03 | 88,05 | 4,42 |
| | 31=43 | 10,37 | 6,93 | 31,45 | 62,89 | 3,16 |
| | 33=40 | 6,22 | 4,16 | 18,87 | 37,73 | 1,90 |
| 54=37 | 2,28 | 1,37 | 6,91 | 13,82 | 0,57 | |

(fonte: elaborado pelo autor)

7.3 DETERMINAÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE AÇÕES

De posse das solicitações em cada uma das barras dos diferentes painéis treliçados para cada carregamento, partiu-se para a etapa das combinações de ações.

Seguindo o pressuposto do trabalho de analisar as estruturas através das combinações últimas normais, as quais decorrem do uso previsto para a edificação, chegou-se a duas possibilidades. A primeira (fórmula 1) considerando as cargas permanentes e fixando a carga móvel como ação variável principal, sendo a sobrecarga na cobertura definida como ação

variável secundária, com o seu valor de combinação reduzido. A segunda (fórmula 2) representa a situação inversa no que tange à hierarquia das ações variáveis.

Desta maneira, através dos coeficientes de ponderação extraídos dos quadros 1 e 2, obtiveram-se as fórmulas 1 e 2.

Quadro 1 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações

| Combinações | Ações permanentes (γ_g) ^{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 kN/m², 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 kN/m², 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.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 18)

Quadro 2 – Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis

| 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. | | | | |

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19)

$$F_{d1} = 1,25 F_{G1,k} + 1,35 F_{G2,k} + 1,30 F_{G3,k} + 1,50 F_{Q1,k} + 1,50 \times 0,8 F_{Q2,k} \quad (\text{fórmula 1})$$

$$F_{d2} = 1,25 F_{G1,k} + 1,35 F_{G2,k} + 1,30 F_{G3,k} + 1,50 F_{Q2,k} + 1,50 \times 0,6 F_{Q1,k} \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

 F_{d1} = solicitações de projeto resultantes da combinação de ações 1, em kN; F_{d2} = solicitações de projeto resultantes da combinação de ações 2, em kN; $F_{G1,k}$ = valores característicos dos esforços gerados pelo peso da estrutura metálica, em kN; $F_{G2,k}$ = valores característicos dos esforços gerados pelo peso dos elementos metálicos, em kN; $F_{G3,k}$ = valores característicos dos esforços gerados pelo peso da laje pré-moldada, em kN; $F_{Q1,k}$ = valores característicos dos esforços gerados pela carga móvel, em kN; $F_{Q2,k}$ = valores característicos dos esforços gerados pela sobrecarga na cobertura, em kN;

7.4 DIMENSIONAMENTO

Seguindo o modelo de cálculo ideal para treliças apresentado no Capítulo 4, as barras sofrem tão somente esforços axiais de tração e compressão, os quais são explicados a seguir. Por fim apresentam-se os resultados do dimensionamento das estruturas.

7.4.1 Compressão

Seguindo as diretrizes da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), a força axial de compressão resistente de cálculo dos elementos foi determinada através da expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

$N_{c,Rd}$ = força axial de compressão resistente de cálculo, em kN;

χ = fator de redução associado à resistência à compressão, adimensional;

Q = fator de redução total associado à flambagem local, adimensional;

A_g = área bruta da seção transversal da barra, em cm²;

f_y = resistência ao escoamento do aço, igual a 34,5 kN/cm²;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação das resistências ao escoamento, flambagem e instabilidade, igual a 1,1.

7.4.1.1 Fator de redução χ

O fator χ é dependente do índice de esbeltez reduzido, λ_0 , de maneira que sendo maior este índice, maior é a redução aplicada à resistência à compressão. Todavia, λ_0 é inversamente proporcional à força axial de flambagem elástica, N_e . Para o caso deste projeto, o qual utiliza barras com seção transversal duplamente simétrica, se a flambagem ocorre por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal, esta força N_e é dada por:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (\text{fórmula 4})$$

Se a flambagem se dá por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (\text{fórmula 5})$$

Se a flambagem resulta da torção em relação ao eixo longitudinal z :

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G J \right] \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

N_{ex} = força axial de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo de inércia x , em kN;

$K_x L_x$ = comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de inércia x , em cm;

I_x = momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de inércia x , em cm^4 ;

N_{ey} = força axial de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo de inércia y , em kN;

$K_y L_y$ = comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de inércia y , em cm;

I_y = momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de inércia y , em cm^4 ;

N_{ez} = força axial de flambagem elástica por torção em relação ao eixo longitudinal z , em kN;

$K_z L_z$ = comprimento de flambagem por torção, em cm;

E = módulo de elasticidade do aço, igual a 20.500 kN/cm²;

C_w = constante de empenamento da seção transversal, em cm^6 ;

G = módulo de elasticidade transversal do aço, em kN/cm²;

J = constante de torção da seção transversal, em cm^4 ;

r_o = raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, em cm.

Para os coeficientes de flambagem por flexão, K_x e K_y , foram adotados valores iguais a 1,0, de acordo com o quadro 3, tendo em vista que se enquadram no caso (d) apresentado no mesmo, uma vez que as barras de uma treliça são rotuladas nos extremos e com translação impedida. Quanto ao coeficiente de flambagem por torção, K_z , a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 125) indica que, para este caso, deve igualmente ser adotado “[...] 1,00 quando ambas as extremidades da barra possuírem rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre.”.

Quadro 3 – Coeficiente 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 |  Rotação e translação impedidas  Rotação livre, translação impedida  Rotação impedida, translação livre  Rotação e translação livres | | | | | |

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 125)

7.4.1.2 Fator de redução Q

Seguindo as determinações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), apresentadas no seu anexo F, atribuiu-se a todas as barras submetidas à força axial de compressão as quais possuem relações entre largura (b) e espessura (t) que não superassem os valores de $(b/t)_{lim}$ o fator de redução total Q igual a 1,00.

O valor $(b/t)_{lim}$ para as mesas foi dado pela fórmula 7 e para a alma pela fórmula 8.

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{fórmula 7})$$

$$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

E = módulo de elasticidade do aço, igual a 20.500 kN/cm²;

f_y = resistência ao escoamento do aço, igual a 34,5 kN/cm²;

Os casos nos quais as relações superavam o limite, o fator de redução adveio da seguinte fórmula:

$$Q = Q_s Q_a \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

Q = fator de redução total associado à flambagem local, adimensional;

Q_s = fator de redução das seções transversais com elementos comprimidos AL, adimensional;

Q_a = fator de redução das seções transversais com elementos comprimidos AA, adimensional.

7.4.1.2.1 Fator de redução das seções transversais com elementos comprimidos AL

O fator de redução das seções transversais com elementos comprimidos AL foi calculado a partir das fórmulas 10 e 11.

$$\text{Para } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} :$$

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (\text{fórmula 10})$$

Para $\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

E = módulo de elasticidade do aço, igual a 20.500 kN/cm²;

f_y = resistência ao escoamento do aço, igual a 34,5 kN/cm²;

b = largura do elemento, em mm (quadro 4);

t = espessura do elemento, em mm (quadro 4);

Q_s = fator de redução das seções transversais com elementos comprimidos AL, adimensional.

7.4.1.2.2 Fator de redução das seções transversais com elementos comprimidos AA

O fator de redução das seções transversais com elementos comprimidos AA foi calculado a partir da seguinte equação:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde:

Q_a = fator de redução das seções transversais com elementos comprimidos AA, adimensional;

A_g = área bruta da seção transversal da barra, em cm²;

A_{ef} = área efetiva da seção transversal da barra, em cm², com o somatório estendendo-se a todos elementos AA, dada por:

$$A_{\text{ef}} = A_g - \sum (b - b_{\text{ef}}) t \quad (\text{fórmula 13})$$

Onde:

b = largura do elemento, em mm (quadro 4);

t = espessura do elemento, em mm (quadro 4);

b_{ef} = largura efetiva de um elemento comprimido AA, em mm, dada pela seguinte fórmula:

$$b_{\text{ef}} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

c_a = coeficiente, igual a 0,34;

σ = tensão que pode atuar no elemento analisado, em kN/cm²;

E = módulo de elasticidade do aço, igual a 20.500 kN/cm².

Esta tensão σ é tomada igual ao produto da tensão de escoamento do aço f_y pelo fator de redução χ , adotando Q igual a 1,0. Seguindo uma alternativa possibilitada pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 129), para os cálculos deste projeto adotou-se, de forma conservadora, que σ é igual a f_y .

7.4.1.3 Limite do índice de esbeltez

Adicionalmente à verificação da resistência *versus* solicitação foram observadas as condições referentes ao índice de esbeltez das barras. Segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 46), “O índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o produto KL e o raio de giração correspondente r , portanto KL/r , onde K é o coeficiente de flambagem [...] e L é o comprimento destravado, não deve ser superior a 200.”.

Quadro 4 – Indicações de largura e espessura dos elementos

| Elementos | Grupo | Descrição dos elementos | Alguns exemplos com indicação de b e t |
|-----------|-------|--|--|
| 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 | |
| | 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 | |
| AL | 3 | <ul style="list-style-type: none"> — Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travejamento | |
| | 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 | |
| | 5 | <ul style="list-style-type: none"> — Mesas de seções I, H, T ou U soldadas^a | |
| | 6 | <ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções T | |

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 128)

7.4.2 Tração

Seguindo as diretrizes da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), para a verificação da resistência dos elementos quanto à força axial de tração consideram-se os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta (fórmula 15) e ruptura da seção líquida (fórmula 16), sendo adotado como resistência de projeto o menor dos valores obtidos.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{fórmula 15})$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

$N_{t,Rd}$ = força axial de tração resistente de cálculo, em kN;

A_g = área bruta da seção transversal da barra, em cm²;

A_e = área líquida efetiva da seção transversal da barra, em cm²;

f_y = resistência ao escoamento do aço, igual a 34,5 kN/cm²;

f_u = resistência à ruptura do aço, igual a 45 kN/cm²;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação das resistências ao escoamento, flambagem e instabilidade, igual a 1,1;

γ_{a2} = coeficiente de ponderação das resistências à ruptura, igual a 1,35.

A área líquida efetiva da seção transversal da barra, por sua vez, é dada por:

$$A_e = C_t A_n \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

C_t = coeficiente de redução da área líquida, adimensional;

A_n = área líquida da barra, em cm^2 .

De acordo com as especificações da Norma, para este projeto a área líquida, A_n , foi tomada igual à área bruta da seção transversal da barra, A_g , tendo em vista que as ligações são soldadas, por conseguinte não existindo regiões com furos.

Quanto ao coeficiente de redução da área líquida, C_t , existem três possibilidades (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 39):

- a) $C_t = 1,0$, quando a força de tração for transmitida diretamente por solda para cada um dos elementos da seção transversal da barra;
- b) $C_t =$ área da seção transversal dos elementos conectados dividida pela área bruta, quando a força de tração for transmitida somente por soldas transversais;
- c) $C_t =$ valor compreendido entre 0,90 e 0,60 – dado por uma equação que envolve a excentricidade da ligação e o seu comprimento efetivo – nas barras com seções transversais abertas, quando a força de tração for transmitida por soldas longitudinais ou uma combinação de soldas longitudinais e transversais para alguns elementos da seção transversal.

Tendo em vista que não é permitido o uso de ligações que resultem em um valor inferior que 0,60, partiu-se então do princípio de que este valor é a maior redução de área líquida possível que poderia ser aplicada com o intuito de encontrar a resistência dos elementos, motivo pelo qual o mesmo foi adotado para o projeto. Como o trabalho versa sobre a comparação de diferentes painéis treliçados, e tal coeficiente foi igualmente aplicado na verificação da resistência à tração de todas as barras de cada estrutura em questão, é cabível a conclusão de que um valor de maior ou menor magnitude poderia determinar estruturas mais ou menos robustas, contudo não interferiria na comparação entre as mesmas, pois todas variariam em conjunto.

Por último, é pertinente um comentário a respeito do índice de esbeltez das barras tracionadas. A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 43) indica que o mesmo, “[...] tomado como a maior relação entre o comprimento destravado e o raio de giração correspondente ($L r$), [...] não supere 300.”. De acordo com Pfeil e Pfeil (2009, p. 51):

Nas peças tracionadas, o índice de esbeltez não tem importância fundamental, uma vez que o esforço de tração tende a retificar a haste, reduzindo excentricidades construtivas iniciais. Apesar disso, as normas fixam limites superiores do índice de esbeltez de peças tracionadas [...], com a finalidade de reduzir efeitos vibratórios provocados por impactos, ventos, etc.

Os efeitos citados pelos autores fazem menção a condições de serviço da estrutura. Uma vez que o presente trabalho tem por pressuposto o dimensionamento da mesma através das combinações últimas normais, e, adjunto ao fato de o índice não ser de vital importância, o cálculo do mesmo não foi, portanto, objeto de estudo.

7.4.3 Definição dos perfis

A etapa de dimensionamento consistiu em arbitrar diferentes dimensões de perfil, verificar suas respectivas resistências e compará-las às solicitações. Assim sendo, este processo consistiu em uma série de iterações, uma vez que se objetivou encontrar o perfil mais econômico que atendesse às solicitações impostas.

Cada barra da estrutura apresenta valores diferentes de esforços de tração e compressão, contudo adotou-se como característica de projeto que as quatro diferentes posições que compõem os painéis treliçados (banzo superior, banzo inferior, montante e diagonal) seriam compostas por perfis de mesma dimensão. Por conseguinte, a partir dos resultados provenientes das combinações de ações – os quais são apresentados de modo completo no Apêndice A – tomaram-se os esforços de maior magnitude em cada posição, de maneira que o dimensionamento de todas as barras dentro de cada grupo fosse feito para atender aos mesmos (tabela 7).

Tabela 7 – Dimensionamento das barras das treliças

| Tipo de Treliza | Posição | L barra (cm) | Nt,Sd (kN) | Nc,Sd (kN) | Perfil | Nc,Rd | Escoamento | Ruptura da |
|-----------------|----------------|--------------|------------|------------|---------|-----------|----------------|---------------|
| | | | | | | | da seção bruta | seção líquida |
| | | | | | | | Nt,Rd | Nt,Rd |
| Pratt | Banzo Inferior | 300 | 684,73 | 0,00 | HEA 160 | 811,99 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Banzo Superior | 300 | 0,00 | -713,25 | HEA 160 | 811,99 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Montante | 300 | 0,00 | -258,37 | HEA 120 | 392,66 kN | 793,50 kN | 506,00 kN |
| | Diagonal | 424 | 363,13 | 0,00 | HEA 100 | 120,09 kN | 664,91 kN | 424,00 kN |
| Howe | Banzo Inferior | 300 | 720,75 | 0,00 | HEA 160 | 811,99 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Banzo Superior | 300 | 0,00 | -691,93 | HEA 160 | 811,99 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Montante | 300 | 256,30 | -1,76 | HEA 100 | 240,17 kN | 664,91 kN | 424,00 kN |
| | Diagonal | 424 | 0,00 | -366,95 | HEA 160 | 541,80 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| Warren | Banzo Inferior | 600 | 692,10 | 0,00 | HEA 160 | 276,02 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Banzo Superior | 600 | 0,00 | -688,92 | HEA 220 | 864,37 kN | 2.016,68 kN | 1.286,00 kN |
| | Montante | 300 | 0,00 | -1,76 | HEA 100 | 240,17 kN | 664,91 kN | 424,00 kN |
| | Diagonal | 424 | 321,01 | -327,75 | HEA 140 | 348,61 kN | 984,82 kN | 628,00 kN |
| Warren Montante | Banzo Inferior | 300 | 720,76 | 0,00 | HEA 160 | 811,99 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Banzo Superior | 300 | 0,00 | -691,93 | HEA 160 | 811,99 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Montante | 300 | 54,49 | -3,52 | HEA 100 | 240,17 kN | 664,91 kN | 424,00 kN |
| | Diagonal | 424 | 285,42 | -366,95 | HEA 160 | 541,80 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| Warren Dupla | Banzo Inferior | 300 | 688,79 | 0,00 | HEA 160 | 811,99 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Banzo Superior | 300 | 0,00 | -714,24 | HEA 160 | 811,99 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Montante | 300 | 0,00 | -143,16 | HEA 100 | 240,17 kN | 664,91 kN | 424,00 kN |
| | Diagonal | 212 | 200,21 | -164,24 | HEA 100 | 400,03 kN | 664,91 kN | 424,00 kN |
| Tipo K | Banzo Inferior | 300 | 718,92 | 0,00 | HEA 160 | 811,99 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Banzo Superior | 300 | 0,00 | -723,99 | HEA 160 | 811,99 kN | 1.216,91 kN | 776,00 kN |
| | Montante | 300 | 155,53 | -102,31 | HEA 100 | 240,17 kN | 664,91 kN | 424,00 kN |
| | Diagonal | 335 | 290,39 | -290,39 | HEA 120 | 329,34 kN | 793,50 kN | 506,00 kN |

(fonte: elaborado pelo autor)

7.5 COMPARAÇÃO ENTRE OS TIPOS DE TRELIÇA

Concluído o dimensionamento de todos os tipos de treliças, através do produto da massa linear dos perfis escolhidos pelo comprimento das barras, chegou-se ao peso total para cada modelo. A tabela 8 apresenta os dados obtidos, os quais são expostos com mais detalhes no Apêndice B.

A interpretação direta dos números permite a conclusão de que o tipo de treliça mais econômico para o presente projeto é o Pratt, seguido pelo Warren dupla e Warren. Os modelos Howe e Warren com adição de montantes se equivalem, enquanto o sistema em K é o que emprega a maior quantidade de material.

Tabela 8 – Resumo do peso de cada treliça

| Tipo de Treliça | Posição | Perfil | Peso por posição (kgf) | Peso total |
|------------------------|----------------|---------------|-------------------------------|---------------------|
| Pratt | Banzo Inferior | HEA 160 | 912,00 | 3.189,22 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 160 | 912,00 | |
| | Montante | HEA 120 | 656,70 | |
| | Diagonal | HEA 100 | 708,52 | |
| Howe | Banzo Inferior | HEA 160 | 912,00 | 3.664,86 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 160 | 912,00 | |
| | Montante | HEA 100 | 551,10 | |
| | Diagonal | HEA 160 | 1289,76 | |
| Warren | Banzo Inferior | HEA 160 | 912,00 | 3.575,13 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 220 | 1515,00 | |
| | Montante | HEA 100 | 100,20 | |
| | Diagonal | HEA 140 | 1047,93 | |
| Warren Montante | Banzo Inferior | HEA 160 | 912,00 | 3.664,86 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 160 | 912,00 | |
| | Montante | HEA 100 | 551,10 | |
| | Diagonal | HEA 160 | 1289,76 | |
| Warren Dupla | Banzo Inferior | HEA 160 | 912,00 | 3.341,24 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 160 | 912,00 | |
| | Montante | HEA 100 | 100,20 | |
| | Diagonal | HEA 100 | 1417,04 | |
| Sistema em K | Banzo Inferior | HEA 160 | 912,00 | 3.710,03 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 160 | 912,00 | |
| | Montante | HEA 100 | 551,10 | |
| | Diagonal | HEA 120 | 1334,93 | |

(fonte: elaborado pelo autor)

Através de uma comparação direta entre as treliças tipo Pratt e Howe, as quais apresentam configurações geométricas bastante semelhantes, nota-se que a segunda emprega 14,9% mais material que a primeira (tabela 9). Tal resultado vai ao encontro do esperado através da revisão bibliográfica. Enquanto a Pratt tem suas montantes comprimidas e diagonais tracionadas, a Howe apresenta o inverso, de forma que as barras as quais sofrem compressão são aquelas com maior comprimento de flambagem, resultando na utilização de perfis mais robustos e justificando a diferença de peso entre os dois modelos.

Em relação ainda à treliça Howe, percebe-se que a mesma apresenta idêntica quantidade de aço empregado à Warren com montantes. Isso se justifica através do fato de todas as barras pertencentes a uma mesma posição serem dimensionadas para atender à maior solicitação. Desta maneira, ainda que as diagonais da treliça Warren com adição de montantes alternem entre elementos tracionados e comprimidos – as barras que convergem para o banzo superior

sendo comprimidas e as com direção ao banzo inferior, tracionadas – todas foram projetadas para resistir ao maior esforço de compressão, que se dá nas diagonais mais próximas ao centro, tal como no tipo Howe.

Tabela 9 – Percentual de aço utilizado a mais em relação à treliça mais econômica

| Tipo de Treliça | Percentual de aço utilizado a mais |
|------------------------|---|
| Pratt | - |
| Warren dupla | 4,8% |
| Warren | 12,1% |
| Howe | 14,9% |
| Warren montante | 14,9% |
| Sistema em K | 16,3% |

(fonte: elaborado pelo autor)

O consumo de aço superior da treliça Warren explica-se pelo fato de que, na ausência de montantes, as barras do banzo superior, as quais sofrem compressão, têm um comprimento de flambagem maior – o dobro das demais no caso deste projeto. Assim como foi explicado quando da comparação entre treliças Pratt e Howe, torna-se necessário o emprego de perfis de maiores dimensões, por conseguinte mais pesados. Fruto disso, dentre todas as posições de todos os tipos de treliça estudados, o perfil de maior massa linear utilizado consta justamente nas barras do banzo superior desta treliça.

O sistema em K, de forma aparentemente paradoxal, como é possível observar através dos dados da tabela 8, apresenta perfis de dimensões muito semelhantes aos empregados nos outros cinco modelos de treliça, com vantagens em muitas das comparações. O utilizado nas montantes é o de menor massa linear dentre os comerciais existentes, as suas diagonais servem-se de elementos mais compactos que aqueles empregados na mesma posição em outros três tipos de treliça mais leves (Howe, Warren e Warren com montantes), e os banzos superior e inferior são idênticos aos outros, com exceção da Warren. A explicação para este tipo ser o menos econômico de todos, contudo, reside no simples fato de o comprimento total dos seus elementos diagonais ser 58% maior que o comprimento dos quatro primeiros modelos apresentados (Apêndice B), o que multiplicado pela massa linear do perfil acarreta em um peso elevado.

Outro tipo de treliça que apresenta característica semelhante é a Warren dupla. Esta consta de um comprimento total das barras diagonais ainda mais elevado que o sistema em K, por sua característica de elementos cruzados que lembram o desenho da letra “X”. Todavia, por dispensar o uso de montantes, com exceção das barras nos dois extremos, esta questão acaba por ser compensada de maneira que este modelo apresente uma relação de material empregado bastante satisfatória, com apenas 4,8% a mais de aço utilizado em relação ao tipo Pratt.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dentre os seis modelos de treliça analisados, o tipo Pratt é aquele o qual resultou na solução mais econômica – no que concerne à quantidade de aço necessária – para o projeto da passarela em estrutura treliçada de aço proposta. No entanto, ainda que os resultados apontem a treliça Pratt como a mais vantajosa, no que tange à questão de pesquisa deste trabalho, uma análise detalhada dos dados da tabela 7 demonstra que algumas posições estão superdimensionadas. Tomando-se como exemplo a treliça Warren dupla, percebe-se que suas barras diagonais estão projetadas para uma resistência 112% superior ao esforço existente. Para a treliça com sistema em K tal proporção é ainda mais significativa, com resistência superior à solicitação em 135%.

Tal circunstância deu-se, principalmente, quando da ocorrência de solicitações de baixa magnitude, as quais poderiam ser atendidas por perfis de dimensões inferiores aos que foram empregados. Essa alternativa é impossibilitada, entretanto, pela indisponibilidade comercial dos mesmos dentro do padrão escolhido para este projeto – perfil H de abas paralelas leves HEA.

A partir de tal observação, deduz-se que a escolha por perfis com uma maior gama de dimensões pode levar a resultados diferentes. Não obstante, ainda que uma análise feita utilizando-se um perfil diferente possibilite um maior refinamento e otimização das estruturas – no que tocante à relação resistência *versus* solicitação –, é válido ressaltar que, não necessariamente, o modelo mais leve projetado através do uso de outro perfil seja mais econômico do que o resultado obtido utilizando o perfil H de abas paralelas leves HEA. Em outras palavras, é plausível admitir que se poderia chegar a um cenário no qual, para outro tipo de perfil, aponte-se outro modelo de treliça como o mais econômico quando em comparação às demais, contudo ainda assim mais pesado que a treliça Pratt dimensionada para este projeto.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980 (correção 2000).

_____. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 7188**: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

BLOG DO MARCOS SANTOS. **Passarela do Amazonas Shopping enfrenta primeiro teste nesta segunda**. [S. l.], 2011. Disponível em:

<<http://www.blogmarcossantos.com.br/2011/09/18/passarela-do-amazonas-shopping-enfrenta-primeiro-teste-nesta-segunda/>>. Acesso em: 24 nov. 2013.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Normas de projetos rodoviários**. Porto Alegre, 1991. v. 1.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de projeto de obras de arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de projeto geométrico de travessias urbanas**. Rio de Janeiro, 2010.

GOOGLEPLUSSUOMI. **Some Light Effects with a light bulb on a bridge**. [S. l.], 2013. Disponível em:

<<http://www.googleplussuomi.com/photos.php?id=112638425753046896004>>. Acesso em: 24 nov. 2013.

MARTHA, L. F. **Ftool**: um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas. Versão 3.00, 2012. Rio de Janeiro: PUCRJ, 2012. Software disponível em: <<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>>. Acesso em: 15 mai. 2014.

MARZIONNA, F. F.; SILVA NETO, J. R.; FIORANI, L. A.; GONZAGA JÚNIOR, R. G.; BARRANCO, R. M.; ARAÚJO, V. M. **Passarela em estrutura metálica**. 2004. 122 f. Trabalho de Formatura [Graduação em Engenharia Civil] – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

MEYER, K. F. **Estruturas metálicas**: passarelas e pontes para dutos. Nova Lima: KM Engenharia Ltda, 1996.

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

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).

PINHEIRO, A. C. da F. B. **Estruturas Metálicas**: cálculos, detalhes, exercícios e projetos. 2. ed. rev. e ampl. (3. reimpressão). São Paulo: Edgard Blücher, 2005 (reimpressão 2010).

QUEIROZ, G. **Elementos das estruturas de aço**. 2. ed. Belo Horizonte, c1988.

RODOVIA DO PARQUE – BR 448. [Apresenta imagens da rodovia durante a etapa de construção e após a conclusão da mesma]. [S. l.], 2014. Disponível em: <<http://www.br448rodoviadoparque.com.br/rodovia/index.html>>. Acesso em: 02 maio 2014.

WORDPRESS. **Crossing Little Cottonwood Canyon Stream**. [S. l.], 2013. Disponível em: <<http://seekraz.wordpress.com/2013/06/07/crossing-little-cottonwood-canyon-stream/>>. Acesso em: 24 nov. 2013.

_____. **Hot Metal Bridge**. [S. l.], 2012. Disponível em: <<http://urbantraipsing.wordpress.com/2012/08/09/hot-metal-bridge/>>. Acesso em: 18 maio 2014.

APÊNDICE A – VALORES DAS COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Tabela AP-A1 – Combinações de ações para a treliça Pratt

| Posição | Barras | Combinações de ações (kN) | |
|-----------------------|--------|---------------------------|---------|
| | | 1 | 2 |
| Banzo Inferior | 1=24 | 0,00 | 0,00 |
| | 3=21 | 256,76 | 197,53 |
| | 6=18 | 456,48 | 351,18 |
| | 8=15 | 599,13 | 460,92 |
| | 10=12 | 684,73 | 526,78 |
| Banzo Superior | 28=41 | -256,76 | -197,53 |
| | 30=40 | -456,48 | -351,18 |
| | 32=39 | -599,13 | -460,92 |
| | 34=38 | -684,73 | -526,78 |
| | 36=37 | -713,25 | -548,72 |
| Montante | 2=27 | -258,37 | -199,30 |
| | 5=25 | -202,88 | -157,14 |
| | 7=22 | -145,82 | -113,25 |
| | 9=19 | -88,75 | -69,35 |
| | 11=16 | -31,70 | -25,46 |
| | 13 | -3,18 | -3,52 |
| Diagonal | 4=26 | 363,13 | 279,36 |
| | 29=23 | 282,45 | 217,29 |
| | 31=20 | 201,75 | 155,21 |
| | 33=17 | 121,05 | 93,13 |
| | 35=14 | 40,35 | 31,05 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-A2 – Combinações de ações para a treliça Howe

| Posição | Barras | Combinações de ações (kN) | |
|-----------------------|--------|---------------------------|---------|
| | | 1 | 2 |
| Banzo Inferior | 1=24 | 259,47 | 200,24 |
| | 4=22 | 461,28 | 355,98 |
| | 7=20 | 605,43 | 467,23 |
| | 10=18 | 691,93 | 533,98 |
| | 13=16 | 720,75 | 556,22 |
| Banzo Superior | 27=41 | 0,00 | 0,00 |
| | 28=39 | -259,47 | -200,24 |
| | 29=37 | -461,28 | -355,98 |
| | 30=35 | -605,43 | -467,23 |
| | 31=33 | -691,93 | -533,98 |
| Montante | 2=26 | -1,59 | -1,76 |
| | 5=25 | 256,30 | 196,73 |
| | 8=23 | 198,64 | 152,23 |
| | 11=21 | 140,98 | 107,74 |
| | 14=19 | 83,33 | 63,25 |
| | 17 | 54,49 | 40,99 |
| Diagonal | 3=40 | -366,95 | -283,18 |
| | 6=38 | -285,41 | -220,26 |
| | 9=36 | -203,87 | -157,33 |
| | 12=34 | -122,32 | -94,40 |
| | 15=32 | -40,77 | -31,47 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-A3 – Combinações de ações para a treliça Warren

| Posição | Barras | Combinações de ações (kN) | |
|-----------------------|--------|---------------------------|---------|
| | | 1 | 2 |
| Banzo Inferior | 1=10 | 231,77 | 179,29 |
| | 4=8 | 577,01 | 445,56 |
| | 6 | 692,10 | 534,32 |
| Banzo Superior | 13=23 | 0,00 | 0,00 |
| | 15=21 | -459,16 | -353,69 |
| | 17=19 | -688,92 | -530,80 |
| Montante | 2=12 | -1,59 | -1,76 |
| | 3=22 | -327,75 | -253,53 |
| Diagonal | 14=11 | 321,01 | 246,07 |
| | 5=20 | -167,24 | -130,49 |
| | 16=9 | 158,27 | 120,56 |
| | 7=18 | -4,49 | -4,96 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-A4 – Combinações de ações para a treliça Warren com montantes

| Posição | Barras | Combinações de ações (kN) | |
|-----------------------|--------|---------------------------|---------|
| | | 1 | 2 |
| Banzo Inferior | 1=24 | 259,48 | 200,24 |
| | 4=21 | 259,48 | 200,24 |
| | 6=19 | 605,44 | 467,23 |
| | 9=16 | 605,44 | 467,23 |
| | 11=14 | 720,76 | 556,23 |
| Banzo Superior | 27=41 | 0,00 | 0,00 |
| | 29=39 | -461,28 | -355,98 |
| | 30=38 | -461,28 | -355,98 |
| | 32=36 | -691,93 | -533,98 |
| | 33=35 | -691,93 | -533,98 |
| Montante | 2=26 | -1,59 | -1,76 |
| | 5=25 | 54,49 | 40,99 |
| | 7=22 | -3,18 | -3,52 |
| | 10=20 | 54,49 | 40,99 |
| | 12=17 | -3,17 | -3,50 |
| | 15 | 54,49 | 40,99 |
| Diagonal | 3=40 | -366,95 | -283,19 |
| | 28=23 | 285,42 | 220,27 |
| | 8=37 | -203,87 | -157,34 |
| | 31=18 | 122,33 | 94,41 |
| | 13=34 | -40,78 | -31,47 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-A5 – Combinações de ações para a treliça Warren dupla

| Posição | Barras | Combinações de ações (kN) | |
|-----------------------|-------------|---------------------------|---------|
| | | 1 | 2 |
| Banzo Inferior | 1=20 | 116,12 | 89,97 |
| | 4=18 | 345,19 | 266,39 |
| | 6=16 | 516,99 | 398,71 |
| | 8=14 | 631,52 | 486,92 |
| | 10=12 | 688,79 | 531,02 |
| Banzo Superior | 44=62 | -141,57 | -108,50 |
| | 46=60 | -370,64 | -284,92 |
| | 48=58 | -542,44 | -417,24 |
| | 50=56 | -656,97 | -505,45 |
| | 52=54 | -714,24 | -549,55 |
| Montante | 3=22 | -143,16 | -110,26 |
| Diagonal | 2/24=41/61 | -164,24 | -127,25 |
| | 5/26=39/59 | -123,74 | -96,06 |
| | 7/28=37/57 | -83,24 | -64,87 |
| | 9/30=35/55 | -42,74 | -33,68 |
| | 11/32=33/53 | -2,24 | -2,48 |
| | 43/23=42/21 | 200,21 | 153,44 |
| | 45/25=40/19 | 159,74 | 122,27 |
| | 47/27=38/17 | 119,24 | 91,08 |
| | 49/29=36/15 | 78,74 | 59,89 |
| | 51/31=34/13 | 38,24 | 28,70 |

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-A6 – Combinações de ações para a treliça com sistema em K

| Posição | Barras | Combinações de ações (kN) | |
|-----------------------|--------|---------------------------|---------|
| | | 1 | 2 |
| Banzo Inferior | 1=24 | 259,72 | 200,50 |
| | 4=22 | 461,73 | 356,44 |
| | 7=20 | 606,02 | 467,83 |
| | 10=18 | 692,60 | 534,67 |
| | 13=16 | 718,92 | 555,09 |
| Banzo Superior | 50=60 | -259,72 | -200,50 |
| | 51=59 | -461,73 | -356,44 |
| | 52=58 | -606,02 | -467,83 |
| | 53=57 | -692,60 | -534,67 |
| | 55=56 | -723,99 | -558,80 |
| Montante | 3=26 | -131,87 | -102,31 |
| | 5=25 | 155,53 | 119,00 |
| | 8=23 | 126,69 | 96,74 |
| | 11=21 | 97,84 | 74,46 |
| | 14=19 | 67,71 | 51,26 |
| | 17 | 54,54 | 41,04 |
| | 28=48 | -104,19 | -81,50 |
| | 30=45 | -75,31 | -59,20 |
| | 32=42 | -46,46 | -36,93 |
| | 34=39 | -18,86 | -15,57 |
| 36 | -3,18 | -3,52 | |
| Diagonal | 2=47 | -290,39 | -224,18 |
| | 6=44 | -225,86 | -174,35 |
| | 9=41 | -161,32 | -124,54 |
| | 12=38 | -96,79 | -74,72 |
| | 15=35 | -29,42 | -22,82 |
| | 27=49 | 290,39 | 224,18 |
| | 29=46 | 225,86 | 174,35 |
| | 31=43 | 161,32 | 124,54 |
| | 33=40 | 96,79 | 74,72 |
| 54=37 | 35,10 | 26,98 | |

(fonte: elaborado pelo autor)

APÊNDICE B – TABELA COMPLETA DO PESO DE CADA TRELIÇA

Tabela AP-B1 – Peso de cada treliça por posição

| Tipo de Treliça | Posição | Perfil | Massa (kg/m) | Comprimento total (m) | Peso por posição (kgf) | Peso total |
|------------------------|----------------|---------------|---------------------|------------------------------|-------------------------------|---------------------|
| Pratt | Banzo Inferior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | 3.189,22 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | |
| | Montante | HEA 120 | 19,9 | 33,00 | 656,70 | |
| | Diagonal | HEA 100 | 16,7 | 42,43 | 708,52 | |
| Howe | Banzo Inferior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | 3.664,86 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | |
| | Montante | HEA 100 | 16,7 | 33,00 | 551,10 | |
| | Diagonal | HEA 160 | 30,4 | 42,43 | 1289,76 | |
| Warren | Banzo Inferior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | 3.575,13 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 220 | 50,5 | 30,00 | 1515,00 | |
| | Montante | HEA 100 | 16,7 | 6,00 | 100,20 | |
| | Diagonal | HEA 140 | 24,7 | 42,43 | 1047,93 | |
| Warren Montante | Banzo Inferior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | 3.664,86 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | |
| | Montante | HEA 100 | 16,7 | 33,00 | 551,10 | |
| | Diagonal | HEA 160 | 30,4 | 42,43 | 1289,76 | |
| Warren Dupla | Banzo Inferior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | 3.341,24 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | |
| | Montante | HEA 100 | 16,7 | 6,00 | 100,20 | |
| | Diagonal | HEA 100 | 16,7 | 84,85 | 1417,04 | |
| Sistema em K | Banzo Inferior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | 3.710,03 kgf |
| | Banzo Superior | HEA 160 | 30,4 | 30,00 | 912,00 | |
| | Montante | HEA 100 | 16,7 | 33,00 | 551,10 | |
| | Diagonal | HEA 120 | 19,9 | 67,08 | 1334,93 | |

(fonte: elaborado pelo autor)

**ANEXO A – TABELA DE PERFIS H DE ABAS PARALELAS LEVES
HEA**

Tabela AN-A1 – Perfis H de abas paralelas leves HEA

| HEA | Dimensões (mm) | | | | | r | Área (cm ²) | Massa (kg/m) | Características Geométricas | | | | | |
|-----|----------------|-----|------|------|------|----|----------------------------|-----------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|
| | h | b | tw | tf | tf | | | | I _x cm ⁴ | W _x cm ³ | i _x cm | I _y cm ⁴ | W _y cm ³ | i _y cm |
| 100 | 96 | 100 | 5 | 8 | 8 | 12 | 21,2 | 16,7 | 349 | 72,8 | 4,06 | 134 | 26,8 | 2,51 |
| 120 | 114 | 120 | 5 | 8 | 8 | 12 | 25,3 | 19,9 | 606 | 106 | 4,89 | 231 | 38,5 | 3,02 |
| 140 | 133 | 140 | 5,5 | 8,5 | 8,5 | 12 | 31,4 | 24,7 | 1030 | 155 | 5,73 | 389 | 55,6 | 3,52 |
| 160 | 152 | 160 | 6 | 9 | 9 | 15 | 38,8 | 30,4 | 1670 | 220 | 6,57 | 616 | 76,9 | 3,98 |
| 180 | 171 | 180 | 6 | 9,5 | 9,5 | 15 | 45,3 | 35,5 | 2510 | 294 | 7,45 | 925 | 103 | 4,52 |
| 200 | 190 | 200 | 6,5 | 10 | 10 | 18 | 53,8 | 42,3 | 3690 | 389 | 8,28 | 1340 | 134 | 4,98 |
| 220 | 210 | 220 | 7 | 11 | 11 | 18 | 64,3 | 50,5 | 5410 | 515 | 9,17 | 1950 | 178 | 5,51 |
| 240 | 230 | 240 | 7,5 | 12 | 12 | 21 | 76,8 | 60,3 | 7760 | 675 | 10,1 | 2770 | 231 | 6,00 |
| 260 | 250 | 260 | 7,5 | 12,5 | 12,5 | 24 | 86,8 | 68,2 | 10450 | 836 | 11,0 | 3670 | 282 | 6,50 |
| 280 | 270 | 280 | 8 | 13 | 13 | 24 | 97,3 | 76,4 | 13670 | 1010 | 11,9 | 4760 | 340 | 7,00 |
| 300 | 290 | 300 | 8,5 | 14 | 14 | 27 | 112 | 88,3 | 18260 | 1260 | 12,7 | 6310 | 421 | 7,49 |
| 320 | 310 | 300 | 9 | 15,5 | 15,5 | 27 | 124 | 97,6 | 22930 | 1480 | 13,6 | 6990 | 466 | 7,49 |
| 340 | 330 | 300 | 9,5 | 16,5 | 16,5 | 27 | 133 | 105 | 27690 | 1680 | 14,4 | 7440 | 496 | 7,46 |
| 360 | 350 | 300 | 10 | 17,5 | 17,5 | 27 | 143 | 112 | 33090 | 1890 | 15,2 | 7890 | 526 | 7,43 |
| 400 | 390 | 300 | 11 | 19 | 19 | 27 | 159 | 125 | 45070 | 2310 | 16,8 | 8560 | 571 | 7,34 |
| 450 | 440 | 300 | 11,5 | 21 | 21 | 27 | 178 | 140 | 63720 | 2900 | 18,9 | 9470 | 631 | 7,29 |
| 500 | 490 | 300 | 12 | 23 | 23 | 27 | 198 | 155 | 86970 | 3550 | 21,0 | 10370 | 691 | 7,24 |
| 550 | 540 | 300 | 12,5 | 24 | 24 | 27 | 212 | 166 | 111900 | 4150 | 23,0 | 10820 | 721 | 7,15 |

(fonte: adaptado de PFEIL; 2009, p. 335)