



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

LUCAS MACIEL DE ANDRADE LIMA

**VERIFICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DOS TUBOS E CONEXÕES DA
PASSARELA PÊNSEL DA ILHA JOANA BEZERRA**

RECIFE
2018

LUCAS MACIEL DE ANDRADE LIMA

**VERIFICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DOS TUBOS E CONEXÕES DA
PASSARELA PÊNSIL DA ILHA JOANA BEZERRA**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos para obtenção de grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia Civil

Orientadora: Profa. Dra. Liliane de Allan Fonseca

Coorientador: Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo

RECIFE

2018

Catálogo na fonte

Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

L732v Lima, Lucas Maciel de Andrade.

Verificação do dimensionamento dos tubos e conexões da passarela pênsil da Ilha Joana Bezerra / Lucas Maciel de Andrade Lima. - 2018.

89 folhas, il., tabs., quadro.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Liliane de Allan Fonseca.

Coorientador: Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Departamento de Engenharia Civil, 2018.

Inclui Referências, Apêndices e Anexos.

1. Engenharia Civil. 2. Perfil tubular. 3. Passarela. 4. Ponte pênsil. 5. Dimensionamento.
I. Fonseca, Liliane de Allan (Orientadora). II. Araújo, Ézio da Rocha (Coorientador).

LUCAS MACIEL DE ANDRADE LIMA

**VERIFICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DOS TUBOS E CONEXÕES DA
PASSARELA PÊNSEL DA ILHA JOANA BEZERRA**

Data de apresentação: 09/02/2018

Monografia submetida ao curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos
para obtenção de grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia Civil

Orientador: Profa. Dra. Liliane de Allan Fonseca

Coorientador: Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo

Profa. Dra. Liliane de Allan Fonseca (Orientadora acadêmica)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo (Coorientador acadêmico)
Universidade Federal de Pernambuco

Me. Maurício Fernando Pinho (Examinador externo)

Dr. Renato de Siqueira Mota (Examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Aos meus pais, que sempre me transmitiram apoio, tranquilidade, paciência e sabedoria, mostrando que o mais importante é o caminho, não a chegada.

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me dado todo o suporte que necessitei nesses anos de curso. Por ter me dado forças quando pensei em desistir. Por ter me mostrado a porta da sabedoria quando não tinha mais esperanças. Por ser grandioso e perfeito até nas pequenas coisas de rotina. Por ter me feito crescer quando precisei.

À minha família, que me apoiou, me motivou, me carregou, enxugou minhas lágrimas, curou minhas feridas, me ensinou como aprender e me mostrou que não há felicidade sem amor.

Aos meus orientadores Dra. Liliane Fonseca e Dr. Ézio Araújo, por todo apoio, paciência, ensinamentos durante o desenvolvimento do projeto.

Aos demais professores que fizeram parte da minha formação desde as primeiras aulas do ciclo básico, às últimas do ciclo profissional do curso.

À Projeção Engenharia, que contribuiu de forma imensa para minha formação profissional e sempre me deu tranquilidade para prosseguir meus estudos. Sou muito grato por ter tido a oportunidade de contribuir com a empresa.

Aos meus amigos, por todas os momentos de festas, provas, alegrias, tristezas, mas sempre de muito aprendizado e crescimento pessoal. Vocês são a grande marca desse período da minha vida.

À UFPE, por me proporcionar uma formação de qualidade.

Agradeço a todos, ciente de que vocês sabem da importância que tiveram.

“A mudança não acontecerá se nós esperarmos por outra pessoa ou se esperarmos por algum outro momento. Nós somos as pessoas pelas quais esperávamos. Nós somos a mudança que buscamos.”

(Barack Obama)

O uso de estruturas com perfis metálicos tubulares vem crescendo consideravelmente desde o início do século no Brasil. Esse tipo de material apresenta vantagens estéticas – por permitir estruturas visualmente leves – e mecânicas, pois possui menor coeficiente de arrasto, além de maior resistência à compressão e, especialmente, à torção. Desta forma, é necessário que se tenha conhecimento deste tipo de seção para a maior eficiência das estruturas que utilizem perfis tubulares. Neste sentido, o trabalho visa verificar o dimensionamento dos tubos e das conexões da passarela na ilha Joana Bezerra, que liga a comunidade do Coque ao Fórum Rodolfo Aureliano, a fim de analisar a estabilidade estrutural e as condições de serviço do equipamento público. Esse tipo de trabalho é de grande importância para garantir a qualidade da construção, dando maior segurança ao cliente (no caso, os cidadãos) e propondo as melhorias necessárias. A passarela em estudo tem a peculiaridade de ser uma ponte pênsil, suspensa por cabos substituídos por tubos metálicos, o que proporcionou uma instalação rápida com arquitetura agradável. A partir das plantas do projeto, modelou-se a estrutura da passarela no programa SAP2000, com os carregamentos obtidos das normas ABNT aplicáveis. Do programa, obtiveram-se as solicitações em cada tubo, sendo suas resistências verificadas de acordo com a norma NBR 8800/2008. Para a verificação das conexões, utilizou-se o software HSS_CONNEX. Algumas simplificações foram necessárias, devido à geometria pouco usual de alguns nós. Para a verificação dos estados limites de serviço, o SAP2000 fornece os resultados de deslocamentos da estrutura e possibilita a realização de uma análise modal para o estudo do comportamento dinâmico. Pôde-se observar que a passarela se encontra em boas condições de estabilidade, visto que os tubos e conexões utilizados têm resistência suficiente para suportar os esforços solicitantes. Provou-se ainda que possui condições adequadas de serviço, apresentando flechas aceitáveis, porém com a necessidade de análise mais detalhada quanto à vibração vertical do piso.

Palavras-chave: Perfil tubular. Passarela. Ponte pênsil. Dimensionamento.

The use of steel structures with hollow sections has been growing considerably since the beginning of the century in Brazil. This type of element presents esthetical advantages – by leading to visually light structures – and mechanical advantages, due to its smaller drag coefficient and greater compression and, specially, torsional strength. Therefore, it is necessary to have knowledge of this type of cross section in order to obtain more efficiency on the structures which use hollow structural sections. Thus, the present work aims to verify the design of the tubes and connections of the footbridge in Joana Bezerra island, which connects the Coque community to the Forum Rodolfo Aureliano, in order to analyze the structural stability and the service conditions of the public good. This kind of work is of great importance to guarantee the quality of the building, providing safety to the client (in this case, the citizens) and proposing the necessary improvements. The footbridge under study has the peculiarity of being a suspended bridge, suspended by cables replaced by structural steel tubes, what provided a fast installation with pleasant architecture. From the project drawings, the pedestrian bridge structure was modeled in the program SAP2000, with the loadings obtained from the ABNT standards. The loads on each tube were obtained from the program, and their strengths were verified in accordance with de standard NBR 8800/2008. To verify the connections, the software HSS_CONNEX was used. Some simplifications were required, as a result of the unusual geometry of some joints. To verify the service limit states, the SAP2000 provides the results of displacements of the structure and allows a modal analysis to be run to study its dynamic behavior. It was observed that the footbridge is in good structural conditions, since the structural tubes and connections in use have enough strength to carry the loads. It has also been proved that the structure presents adequate service conditions, with acceptable deformations, but in need of a detailed analysis regarding the floor vertical vibration.

Keywords: Hollow structural sections. Footbridge. Suspended bridge. Design.

Figura 1 - Pontes tipo extradorso (a) e estaiada (b).....	18
Figura 2 – Ponte pênil: Golden Gate Bridge, São Francisco, CA, EUA.....	19
Figura 3 – Treliça triangular isostática (a); treliça retangular hipostática (b).....	21
Figura 4 - Treliças simples, composta e complexa.....	22
Figura 5 - Gráfico tensão x deformação típico de aços em ensaios de tração simples.....	24
Figura 6 - Gráfico tensão x deformação para aços sem patamar de escoamento	25
Figura 7 - Ponte Firth of Forth, Edimburgo - Escócia.....	28
Figura 8 - Tubos de seção circular e retangular.....	30
Figura 9 - Esquema de fabricação da conformação ao formato de tubo pelo processo Mannesmann.....	31
Figura 10 - Esquema de conexão flangeadas.....	32
Figura 11 - Tipos de conexões de tubos em treliças.....	32
Figura 12 - Geometria da conexão	33
Figura 13 - Localização da passarela.....	34
Figura 14 - Passarela pênil de Joana Bezerra.....	34
Figura 15 - Vista longitudinal da passarela	35
Figura 16 - Vista transversal no pórtico principal e no mastro desviador.....	36
Figura 17 - Conexão flangeada sem chapa de enrijecimento	37
Figura 18 - Modelo da estrutura em 3D no programa SAP2000.....	37
Figura 19 - Corte no piso Fonte: Plantas do projeto.....	40
Figura 20 - Momentos resistentes x rotação: seções compactas, semicompactas e esbeltas....	44
Figura 21 - Determinação do fator f_3 para cálculo da espessura dos flanges.....	48
Figura 22 - Modos de falha em conexões soldadas de tubos circulares	49
Figura 23 - Pontos de maior rigidez da conexão, onde há maior transferência de esforços.....	51
Figura 24 - Conexão número 7. Tipo DKT	59
Figura 25 - Vibração lateral do piso ampliada em 200x.....	63
Figura 26 - Vibração vertical do piso ampliada em 200x.....	64
Figura 27 - Vista longitudinal.....	76
Figura 28 - Olhal.....	76
Figura 29 - Pórtico / Mastro	76
Figura 30 - Cabo principal.....	81

Figura 31 - Mastro/Pórtico	81
Figura 32 - Vista longitudinal da treliça.....	81
Figura 33 - Olhal.....	82
Figura 34 – Verificação das conexões (resistência ao esforço axial)	84
Figura 35 – Verificação das conexões (fatores de correção para conexões multiplanares)	85
Figura 36 – Verificação das conexões (momentos resistentes).....	86
Figura 37 – Convenções utilizadas no programa HSS_CONNEX.....	87
Figura 38 - Exemplo de output do programa HSS_CONNEX para conexões do tipo KT	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tubos estruturais Vallourec.....	29
Tabela 2 - Seções dos Tubos circulares e suas propriedades físicas	38
Tabela 3 - Condições geométricas de validação das equações.....	50
Tabela 4 - Relação entre esforços solicitantes e resistente e equações de interação	55
Tabela 5 - Relação de esforços solicitantes e resistentes e equações de interação em cada combinação para o tubo 28	57
Tabela 6 - Resumo da verificação das conexões flangeadas	58
Tabela 7 - Resultados das interações (Sd / Rd) para conexões dos tipos X, Y, T, K e TT	60
Tabela 8 - Dados da geometria das conexões do tipo KT	61
Tabela 9 - Resultados das interações (Sd / Rd) para conexões do tipo KT.....	62
Tabela 10 – Esforços solicitantes nos tubos verificados	77
Tabela 11 – Esforços solicitantes nos nós dos tipos Y, T, X e TT verificados	82
Tabela 12 – Esforços solicitantes nos nós do tipo K verificados	83
Tabela 13 – Esforços solicitantes nos nós do tipo K verificados	83

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Índice dos tubos verificados.....	74
Quadro 2 – Índice dos nós verificados.....	79

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO	16
1.2	OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS	17
2	REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1	SISTEMA ESTRUTURAL	18
2.1.1	Pontes pênséis	18
2.1.2	Passarelas	20
2.1.3	Treliças	21
2.2	ESTRUTURAS METÁLICAS	23
2.2.1	Aço estrutural	23
2.2.1.1	Propriedades físicas	25
2.2.1.2	Aços patináveis	27
2.2.2	Perfis tubulares.....	27
2.2.2.1	Fabricação	30
2.2.2.2	Conexões	31
3	MATERIAIS E MÉTODOS	34
3.1	OBJETO DE ESTUDO	34
3.2	ANÁLISE ESTRUTURAL DA PASSARELA EM ESTUDO	37
3.2.1	Materiais utilizados	38
3.2.2	Ações atuantes	39
3.2.3	Combinações	41
3.2.4	Cálculo da verificação dos esforços nos tubos	41
3.2.5	Cálculo da verificação dos esforços nas conexões	47
3.2.6	Considerações da verificação dos Estados Limites de Serviço.....	52
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	54
4.1	VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NOS TUBOS	54
4.2	VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS CONEXÕES	58
4.3	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	62
4.3.1	Deformações	62
4.3.2	Vibração	63
5	CONCLUSÕES.....	65

REFERÊNCIAS	66
APÊNDICE A	69
APÊNDICE B	74
APÊNDICE C	79
ANEXO 1	84
ANEXO 2	87

1 INTRODUÇÃO

O uso de estruturas metálicas teve seu grande marco na revolução industrial, no século XVIII, quando foram criados métodos viáveis do ponto de vista econômico e energético para a sua fabricação. O uso de perfis tubulares, por sua vez, se deu de maneira mais significativa no século seguinte, apesar de serem registrados algumas utilizações isoladas anteriores (GERKEN, 2003). Esse tipo de seção possui boas propriedades mecânicas de resistência a esforços de compressão, torção e flexão, este último especialmente quando utilizado em conjunto com o concreto em estruturas mistas. Além disso, perfis tubulares são bem vistos sob um aspecto arquitetônico por possibilitarem estruturas visualmente mais leves e agradáveis. Os tubos têm as mais variadas aplicações: em telhados, prédios, pontes, torres, estádios, estruturas marítimas (WARDENIER, *et al.*, 2010). No estudo das propriedades do perfil tubular, é necessário destacar a atuação do CIDECT (*Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire*), que possui várias publicações na área, dentre livros e manuais de dimensionamento, servindo como referência.

Estruturas pênsis constituem uma das três formas básicas de estruturas em cabos. Os outros dois tipos são as estaiadas e as extradorso. Na estrutura pênsil, a ponte ou passarela é pendurada ao longo dos cabos horizontais, de tal forma que todo o esforço vertical é a eles diretamente transmitido por meio de cabos verticais (pendurais). Nas estruturas estaiadas, todo o esforço vertical é transmitido aos apoios por cabos inclinados, exercendo, portanto, também esforços horizontais na estrutura. Nesses dois casos, as vigas horizontais principais (longarinas, *girders*) das pontes ou passarelas não absorvem qualquer esforço vertical. Já em uma ponte extradorso, os cabos são dispostos similarmente aos da estaiada, porém, as vigas horizontais principais (longarinas) também resistem aos esforços verticais.

O presente trabalho visa fazer uma análise do dimensionamento dos tubos e conexões da passarela entre o Fórum Rodolfo Aureliano e a comunidade do Coque, na Ilha de Joana Bezerra, em Recife, Pernambuco. A passarela, inaugurada em Outubro de 2005, foi projetada com um modelo estrutural de ponte pênsil, utilizando perfis tubulares metálicos, que também desempenham o papel de cabos, suprimindo assim a ausência de cabos apropriados - pré-relaxados e com proteção ambiental - no Brasil.

Os esforços solicitantes são obtidos a partir de análises realizadas pelo programa SAP2000, com a modelagem da estrutura realizada a partir das plantas do projeto, e

carregamentos de acordo com as normas aplicáveis. A verificação dos tubos foi automatizada em planilha do Microsoft Excel, e a análise das conexões é feita através do software HSS_CONNEX.

A norma brasileira para estruturas de aço, NBR 8800, na sua mais nova versão (2008) apresenta alguns princípios e diretrizes quanto ao uso de seção transversal tubular, incluindo o cálculo dos esforços resistentes. Considerações adicionais são dadas através da nova norma específica para perfis tubulares, a NBR 16239/2013. Além das normas, este trabalho toma como base os manuais e livros do CIDECT, que foram utilizados durante o projeto original da passarela e que seguem as disposições do Eurocode 3 e do IIW (*International Institute of Welding*), e outras fontes que contribuam para a avaliação das condições da estrutura.

1.1 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO

Por possuírem boas propriedades mecânicas e aspecto arquitetônico agradável, além de apresentarem melhor desempenho quando expostas às intempéries por não proporcionarem pontos de acumulação de poeira e umidade, especialmente para seções circulares, os perfis tubulares vêm sendo cada vez mais utilizados e pesquisados.

Por outro lado, não há uma cultura de se estudar profundamente estruturas tubulares nos cursos de graduação em Engenharia Civil no Brasil, dando maior ênfase a outros perfis metálicos, como as seções I, H, U, historicamente mais utilizadas. Por isso, ao se deparar com projetos arquitetônicos que preveem o uso de seções tubulares, o engenheiro pode sentir dificuldades na busca por fontes que esclareçam o processo de dimensionamento, fabricação e montagem, dificultando a consecução da obra.

Trabalhos de análise e verificação de projetos, em qualquer que seja a área de estudo, podem identificar possíveis problemas que prejudicarão o bom funcionamento da estrutura. Eles se constituem, portanto, de uma ferramenta importante para garantir ao cliente – no caso em estudo, a população que utiliza a passarela – que o produto possui a qualidade necessária à sua utilização.

Além disso, a passarela foi projetada em um momento em que não haviam normas brasileiras sobre a utilização de perfis tubulares com finalidade estrutural. Portanto, o presente projeto tem objetivo de verificar a estrutura de acordo com as atualizações mais recentes das normas.

A motivação para a realização do trabalho é adquirir conhecimento e experiência com o projeto de passarelas e estruturas em geral que utilizem perfis tubulares, além de contribuir com a sociedade ao analisar a segurança do equipamento público do ponto de vista da engenharia civil. A expectativa é que este trabalho sirva como uma fonte para engenheiros e estudantes de Engenharia Civil que se deparem com o desafio de dimensionar estruturas similares. Para tal, são apresentadas de forma compreensiva referências de normas, manuais, livros e softwares que direcionam e agilizam os cálculos.

1.2 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS

O objetivo do trabalho é verificar o dimensionamento dos tubos e das conexões da passarela na Ilha Joana Bezerra, a fim de analisar as condições de serviço e estabilidade estrutural, procurando entender o tipo de estrutura utilizado (ponte pênsil com tubos de aço) e as considerações feitas no projeto.

Para isso, pretende-se:

- Verificar se as peças tubulares suportam os esforços;
- Verificar se as conexões são adequadas às solicitações;
- Analisar as condições de serviço relativas a deformações e vibrações na estrutura.

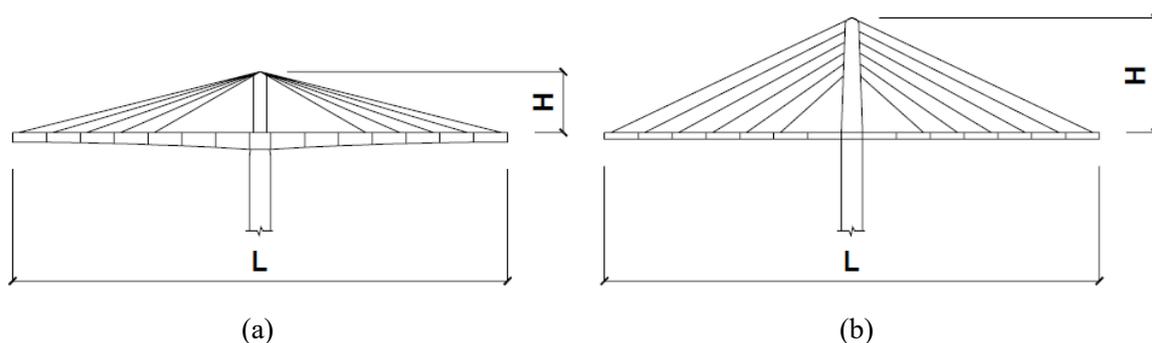
2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 SISTEMA ESTRUTURAL

2.1.1 Pontes pênséis

Existem três tipos de superestruturas de pontes suportadas por cabos: as pontes pênséis, as estaiadas e as extradorso. As duas últimas possuem formato parecido: cabos inclinados transferem a carga do tabuleiro para as torres nas quais estão ancorados, tendo estas a função de transferir a carga ao solo, como exemplificado na Figura 1. Diferenciam-se pelo fato de, na estaiada, os cabos suportarem toda carga vinda do tabuleiro, enquanto na extradorso há vigas principais (longarinas) que suportam parte da solicitação, configurando uma estrutura mista de ponte em viga de concreto protendido e ponte estaiada. Além disso, os cabos nas extradorso têm uma inclinação menor, o que gera uma maior força horizontal, funcionando como uma protensão externa à viga (ISHII, 2006).

Figura 1 - Pontes tipo extradorso (a) e estaiada (b)



Fonte: (ISHII, 2006)

As pontes pênséis são estruturas penduradas em cabos horizontais onde os esforços verticais lhes são transmitidos através dos pendurais, cabos verticais que atuam por tração simples. Possuem vigas principais, geralmente em forma de treliça, que não suportam a carga vertical, funcionando apenas como peças de rigidez, para reduzir deformações e efeitos aerodinâmicos que causam vibrações (O'CONNOR, 1976)

Sua execução se dá de acordo com uma ordem inversa ao caminho percorrido pelas cargas: primeiro são construídas as torres nas quais se apoiam os cabos principais, que são

executados logo em seguida; então, instalam-se os pendurais, para enfim construir o tabuleiro da ponte. Este tipo de ponte possui a vantagem de ser possível construir sem nenhum escoramento entre as torres (O'CONNOR, 1976).

Segundo Wright (2015), as pontes pênséis proporcionam estruturas muito leves, sendo economicamente viáveis especialmente para grandes vãos principais (acima de 1000m). Ainda assim, são competitivas para menores distâncias (O'CONNOR, 1976).

Por possuírem um visual elegante, comumente se tornam pontos turísticos. Dentre as mais conhecidas, vale destacar a ponte Golden Gate (Figura 2), em São Francisco, Estados Unidos, concluída em 1937, com vão central de 1280m.

Figura 2 – Ponte pênsil: *Golden Gate Bridge*, São Francisco, CA, EUA.



É importante citar, ainda, o caso da ponte Takoma Narrows, concluída em Julho de 1940 e que veio a ruína em Novembro do mesmo ano, após sofrer fortes vibrações torcionais sob vento de menos de 70 km/h. A formação de vórtices alternados nas vigas principais da ponte que geravam um fluxo periódico de ar foi a principal causa das vibrações, um efeito até então desconhecido. Após isso, as preocupações em se fazer estruturas mais rígidas, não tão leves e de melhor desempenho aerodinâmico se fizeram presente nos projetos das pontes suspensas (MYERSCOUGH, 2013).

2.1.2 Passarelas

Segundo o DNER (1996), “Passarelas são obras de arte especiais destinadas, essencialmente, ao tráfego de pedestres e, eventualmente, ao de ciclistas”. Sua principal função é separar o fluxo de veículos e pessoas, permitindo a travessia de uma via (rodoviária ou ferroviária) sem que haja cruzamento de pedestres, reduzindo os riscos de atropelamento e facilitando o tráfego de veículos. Geralmente são construídas sobre vias de acesso bloqueado, ou de tráfego muito intenso, que dificultam a travessia direta.

Por obras de arte se entendem pontes, viadutos e outras obras nas rodovias que tenham influência na arquitetura da região, sendo o fator estético de importância tão grande quanto outros aspectos, como economia e prazo de conclusão.

Por serem normalmente executadas sobre vias já existentes, a construção da passarela deve ser bem planejada, objetivando a segurança, menor interrupção de tráfego possível e a conclusão da obra com o menor prazo possível. Existem, basicamente, dois processos construtivos possíveis: construção no local, sobre escoramento, e a utilização de elementos pré-moldados ou pré-fabricados. O primeiro tem vantagens do ponto de vista estético, permitindo formas variadas, mas a sua execução é de maior dificuldade, visto que pode haver interferência no fluxo, sendo necessário um projeto de cimbramento que preveja proteção ao choque de veículos. Nos pré-moldados, o principal foco é na obtenção de estruturas leves, que facilitem o içamento e montagem com menor esforço e no menor tempo. A estética fica, a princípio, em segundo plano. Os métodos e técnicas utilizados na construção, qualquer que seja o processo construtivo, são os mesmos utilizados para a construção de outras pontes (DNER, 1996).

A utilização de estruturas metálicas, no entanto, possibilita a obtenção de estruturas leves, arquitetonicamente agradáveis e de construção mais eficiente, sendo portanto, a solução mais utilizada nos projetos atuais.

A localização da passarela é um fator crucial para o seu bom funcionamento. É importante que o usuário se sinta atraído a utilizar a estrutura, ao invés de se arriscar numa travessia direta de menor comprimento. Para isso, é necessário instalar as rampas de acesso em locais de atração, pontos onde o fluxo de pedestres é elevado: cruzamento de ruas, saída de escolas, hospitais. Sem essas condições, e em locais de tráfego leve ou moderado, com facilidade de acesso à travessia direta, a passarela perde sua utilidade, devido à indisciplina dos pedestres (DNER, 1996).

Vários estudos foram conduzidos e se verificou que vários fatores como aumento da

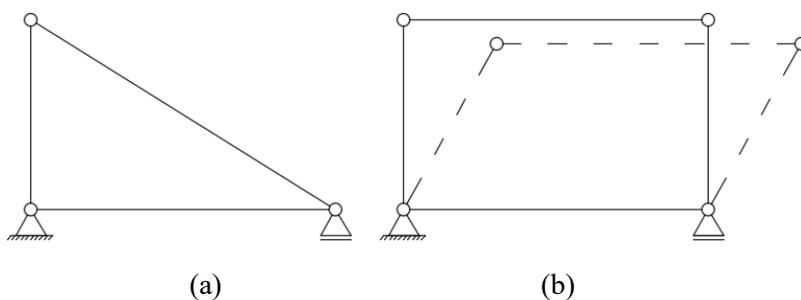
distância percorrida, mudança de rota, energia gasta para subir e descer rampas e escadas e acúmulo de lixo desestimulam o uso das passarelas. O fator mais determinante, porém, está relacionado à segurança pública, visto que grande parte dos pedestres não utilizam as travessias devido ao medo de ser assaltado (SILVA JÚNIOR, 2006). Esse fato é ainda mais crítico à noite, quando a falta de iluminação favorece a violência.

2.1.3 Treliças

Segundo Sussekind (1979, p.187), uma treliça ideal é definida como o “sistema reticulado cujas barras têm todas as extremidades rotuladas e cujas cargas estão aplicadas apenas em seus nós”. A partir desta definição, as treliças perfeitas são compostas de elementos submetidos apenas a esforços normais, não sendo solicitadas quanto ao esforço cortante e momento fletor. As considerações de extremidades perfeitamente rotuladas e carregamento apenas nas conexões nem sempre se verifica na prática. As conexões, muitas vezes, criam pequenas restrições quanto à rotação, gerando um pequeno momento fletor. O valor desse esforço, porém, muitas vezes é desprezado na prática, pois serão irrisórios se todas as barras possuírem eixo no mesmo plano e se encontrem em um único ponto em cada nó. Há, ainda, pequenos esforços cisalhantes e flexões causadas pelo peso próprio, mas também de valores desprezíveis (SUSSEKIND, 1979).

Na figura 3, são apresentadas duas treliças, ambas biapoizadas, onde uma tem formato triangular, enquanto a outra é retangular. Considerando que as barras são axialmente inderfomáveis, a primeira estrutura não permite deslocamento em qualquer direção, sendo então isostática. Já a segunda permite movimentação, sendo então uma estrutura hipostática. O elemento triangular é, portanto, a treliça estável mais simples (SUSSEKIND, 1979).

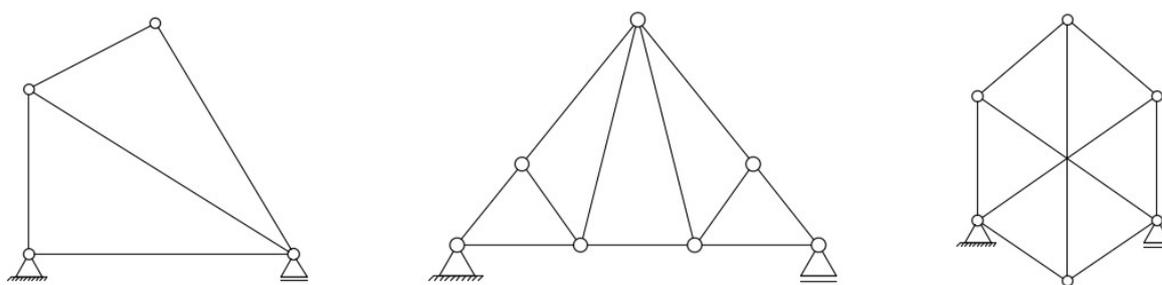
Figura 3 – Treliça triangular isostática (a); treliça retangular hipostática (b).



Fonte: adaptado de SUSSEKIND (1979)

A treliças podem ser classificadas em simples, compostas ou complexas. As simples são formadas a partir de um elemento triangular, como o da figura 3(a), conectando dois novos membros a cada vez. As compostas são feitas da união de treliças simples, que pode se dar através da conexão de um nó e uma barra em comum, através de três barras que se conectam a cada nó das duas treliças simples, ou com treliças simples fazendo o papel de barras de uma treliça maior. Já as complexas são as que não atendem às demais classificações (HIBBELER, 2013).

Figura 4 - Treliças simples, composta e complexa



Fonte: adaptado de (HIBBELER, 2013)

Como qualquer estrutura, as treliças podem ser classificadas em hipostáticas, isostáticas ou hiperestáticas. Para definir o seu comportamento devem ser feitas classificações do comportamento interno e externo da treliça. Na primeira, a treliça é analisada trecho a trecho. Se for composta de treliças simples, ou outra forma que não promova deslocamento dos nós, será internamente estável, caso contrário será uma treliça hipostática (instável). Na classificação externa são analisados o número de nós (n), de barras (b) e de reações de apoio (r). Na solução do problema, serão formadas duas equações de equilíbrio em cada nó, enquanto cada barra e cada reação de apoio serão uma incógnita. Portanto, se $r + b < 2n$, a treliça é hipostática. Caso os termos sejam iguais, a estrutura é considerada externamente isostática. Se o primeiro termo for maior, é externamente hiperestática. Nos dois últimos casos, é necessário que a estrutura seja internamente estável para considerá-la isostática ou hiperestática (SUSSEKIND, 1979).

Há basicamente dois métodos para solucionar treliças isostáticas: o método dos nós e o das seções. Por solucionar, entenda-se encontrar os esforços em cada barra e as reações de apoio. O primeiro método se baseia no equilíbrio de forças em cada nó reticulado da estrutura. O segundo consiste em criar uma seção dividindo a treliça em duas. Substituindo as barras

seccionadas pelos esforços atuantes nela (admitindo que sejam tracionadas), pode-se proceder com o equilíbrio de forças em cada uma das seções. Os métodos podem ser combinados, utilizando uma seção para encontrar os esforços de algumas barras e o equilíbrio dos nós para as demais. Para treliças hiperestáticas, em alguns casos se podem fazer presunções como membros com força nula ou membros que suportam o mesmo esforço, a fim de reduzir a uma análise como uma estrutura isostática. Não sendo possível essa análise, pode-se aplicar os mesmos métodos utilizados em outras estruturas, como o método das forças e o método dos deslocamentos (HIBBELER, 2013).

Quando as barras de uma treliça não são coplanares, a estrutura é definida como treliça espacial. Como consequência da introdução de uma terceira dimensão ao sistema, passa-se a ter três graus de liberdade em cada nó. Haverá três equações de equilíbrio de força em cada nó, além de três reações em cada apoio. A classificação quanto à estaticidade é feita de forma análoga às estruturas planas, sendo $3n$ o termo à direita da desigualdade. O principal método de solução para treliças espaciais isostáticas é o método dos nós, enquanto para estruturas hiperestáticas são utilizados os mesmos métodos das treliças planas hiperestáticas (SUSSEKIND, 1979).

2.2 ESTRUTURAS METÁLICAS

2.2.1 Aço estrutural

O aço é um metal ferroso composto por liga de ferro e carbono, com um teor de carbono entre 0.008% e 2.11%, com adição de outros elementos em menor quantidade, como silício, manganês e fósforo. De acordo com sua composição química, pode ser classificado como aço-carbono, o mais usual, ou aço de baixa liga. No primeiro, o carbono é o responsável por conferir maior resistência à tração, porém o torna mais duro e frágil, ou seja: aços com menor teor de carbono apresentam menor a resistência à tração e maior ductilidade. Já nos de baixa liga, outros elementos são utilizados para melhorar suas propriedades mecânicas (PFEIL, 2009).

O uso de aço como material estrutural apresenta uma série de vantagens como: alta resistência; homogeneidade do material (especialmente quando comparado ao concreto armado); fácil montagem e desmontagem; possibilidade de reaproveitamento do material após a utilização em uma obra; permite a criação de estruturas mais esbeltas, de menor peso e, conseqüentemente, de menor custo de fundação; menor número de trabalhadores necessários.

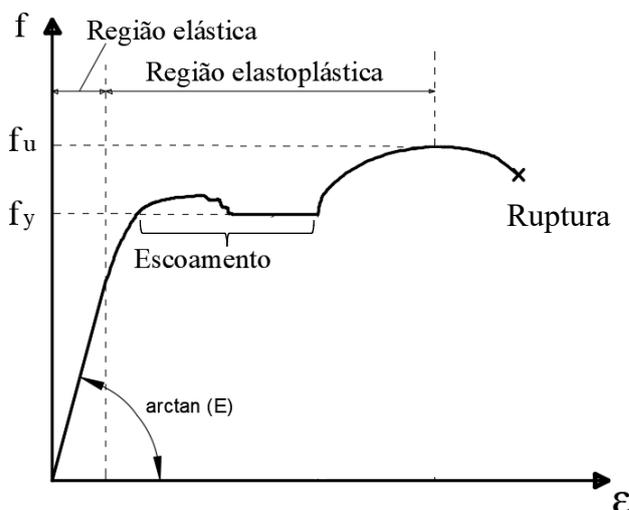
Outras grandes vantagens são a rapidez de construção, pois possibilita a execução de várias etapas da obra ao mesmo tempo, visto que toda a estrutura pode ser pré fabricada fora do canteiro, e os menores custos com revestimentos, visto que não há grandes correções a fazer nas superfícies devido à precisão milimétrica das peças (BELLEI, *et al.*, 2008).

Por outro lado, o aço apresenta desvantagens: necessidade de tratamento anticorrosão; baixa resistência ao fogo; exigência de mão de obra qualificada e escassa, quando comparado a outros materiais, e equipamentos mais sofisticados; limitações no tamanho das peças devido à dificuldade de transporte (PINHEIRO, 2005).

As principais propriedades mecânicas de resistência e ductilidade do aço são obtidas a partir de ensaios de tração simples, que consistem em aplicar um esforço axial de tração a uma peça e verificar a relação entre a tensão aplicada e a deformação longitudinal. Ao se aplicar um esforço, a seção transversal da peça diminui, mas para efeitos de resultados dos experimentos de tração simples, por convenção, se considera que a tensão na peça equivale à força aplicada sobre sua área inicial.

Como se verifica na Figura 5, o aço possui um comportamento elástico no início do carregamento, caracterizado por deformações reversíveis e proporcionais à tensão aplicada. A uma certa carga, se atinge o patamar de escoamento (*yielding*), quando ocorre aumento das deformações a uma tensão constante. A tensão na qual o aço atinge esse estado é conhecida como tensão de escoamento f_y , utilizada no dimensionamento da estrutura.

Figura 5 - Gráfico tensão x deformação típico de aços em ensaios de tração simples

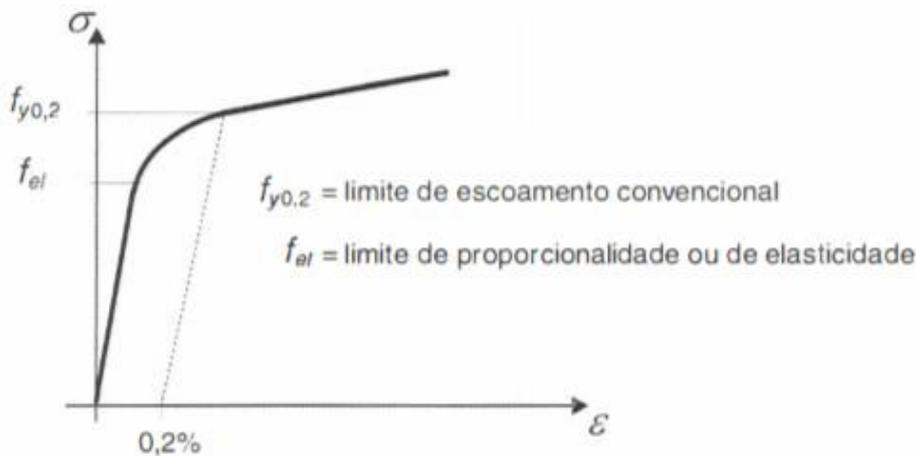


Fonte: Adaptado de (PINHEIRO, 2005).

Pode-se notar que, após o escoamento, o aço continua se deformando, com gradual aumento de tensão, até atingir uma tensão máxima, denominada tensão de ruptura, f_u , também utilizada nos cálculos de dimensionamento. A redução de tensão antes da ruptura propriamente dita se dá devido à perda de área de seção transversal do aço. A tensão real não diminui, mas a convencional da engenharia, que considera apenas a área inicial do aço, diminui.

Alguns aços, no entanto, não apresentam patamar de escoamento bem definido. Nesses casos, por convenção, utiliza-se um valor que corresponde a uma deformação permanente de 0,2%, obtido traçando uma reta paralela ao regime elástico do aço, de acordo com a Figura 6 (PFEIL, 2009).

Figura 6 - Gráfico tensão x deformação para aços sem patamar de escoamento



Fonte: (PFEIL, 2009, p. 15)

2.2.1.1 Propriedades físicas

- Dureza

A dureza é a resistência de um material ao risco, sendo medida em escala comparativa a outros materiais. Ela é avaliada pela resistência à penetração de uma peça de maior dureza. Podem ser estabelecidas relações entre esta propriedade e a resistência à tração do aço, porém isso não exclui a necessidade de ensaio de tração (PFEIL, 2009). Altos teores de cobre e manganês conferem ao aço uma maior dureza (ARAÚJO, *et al.*, 2016).

- Ductilidade e fragilidade

Segundo Araújo *et al* (2016, p. 44), a ductilidade é a capacidade do aço “de se deformar plasticamente, sem sofrer fraturas”. Essa propriedade permite uma distribuição de tensões

locais, sendo de grande importância nas estruturas metálicas e de concreto armado por permitir que o material se deforme bastante antes da ruptura, servindo como um aviso de segurança. Fragilidade é uma característica oposta à ductilidade, ou seja, a ruptura ocorre sem grandes deformações. A ruptura frágil é muito mais crítica que a ruptura de um elemento dúctil, pois é brusca e não apresenta o aviso das deformações exageradas. É mais comum em materiais como vidro e concreto, porém pode acontecer ao aço por motivos como baixas temperaturas e encruamento (quando o aço é trabalhado a frio). (ARAÚJO, *et al.*, 2016)

- Tenacidade e resiliência

Resiliência é a capacidade do material de absorver energia mecânica em estado elástico. A tenacidade, por sua vez, diz respeito à absorção total de energia até sua ruptura (estados elástico e plástico). Ambas podem ser obtidas do gráfico tensão-deformação, como na figura 5: a resiliência corresponde à área do gráfico na região elástica, onde as deformações são reversíveis, enquanto a tenacidade é obtida da área total do gráfico (PFEIL, 2009).

- Fadiga

O efeito da fadiga é observado quando um material é submetido a esforços repetitivos, como ciclos de temperatura e cargas dinâmicas do tráfego de automóveis. Ele é caracterizado pela falha numa tensão abaixo da resistência observada nos ensaios estáticos. A fadiga é a principal causa de falhas nos metais e possui um caráter frágil, mesmo em materiais dúcteis (CALLISTER, 2008).

Esse efeito é potencializado em pontos de concentração de tensão, como entalhes e no entorno de furos. A vida útil de uma peça metálica sujeita a condições de fadiga é medida em número de ciclos, e é tão menor quanto maior for a concentração de esforços.

- Corrosão

Quando exposto, o aço reage com elementos do ambiente, sofrendo oxidação. Essa reação ocasiona perda de seção transversal das peças, que leva a uma redução na resistência, podendo gerar um colapso. Para aumentar a vida útil do aço, é necessário que haja uma proteção contra esse fator, como pintura e galvanização (PFEIL, 2009). Aços patináveis são mais resistentes a esse efeito e são comentados posteriormente neste trabalho.

- Influência da temperatura

Além dos efeitos da dilatação e contração térmica do aço devidos à variação de temperatura ambiente, que podem gerar esforços solicitantes nas peças estruturais, outros

efeitos podem ocorrer no material em caso de temperaturas extremas. As baixas temperaturas, como já comentado, levam a uma maior fragilidade, com menores deformações e ruptura brusca, enquanto as temperaturas elevadas reduzem a resistência do material (PFEIL, 2009).

Quando maiores que 100 °C, podem fazer com que o limite de escoamento não seja bem definido. Temperaturas da ordem de 250 °C podem causar a fluência do aço (PFEIL, 2009). Em torno de 550 °C, a resistência é 50% menor. Portanto, havendo risco de situações de incêndio numa edificação com estrutura metálica, o projeto deve considerar a temperatura, o tempo de exposição e a resposta da estrutura, de acordo com as normas aplicáveis (BELLEI, *et al.*, 2008).

2.2.1.2 Aços patináveis

Aços patináveis são aços de grande resistência à corrosão atmosférica. Isso se deve à adição de ligas metálicas compostas por cobre, níquel, cromo, silício ou outros elementos que fazem com que a reação entre material e o ar atmosférico forme uma camada de óxidos conhecida com pátina, muito mais estável e aderente ao metal que a ferrugem comum, que se desagrega rapidamente. Essa camada, ao não se separar do material, cria uma proteção que impede o ar de atingir as camadas mais interiores (PANNONI, 2016).

Devido a sua alta resistência aos efeitos do meio ambiente, esses aços podem ser utilizados sem nenhuma proteção extra, desde que estejam inseridos em um ambiente favorável à formação da pátina. Climas que propiciam ciclos de umedecimento e secagem são necessários para o bom funcionamento do mecanismo. Ambientes muito úmidos, locais que acumulem água, atmosferas marítimas e ambientes industriais dificultam a formação da crosta protetora, não sendo recomendada a utilização desse tipo de aço sem proteção em locais com essas características (CBCA, 2014).

No Brasil, alguns aços patináveis são produzidos, como a linha VMB cor, da Vallourec Soluções tubulares, os aços USI-SAC, da USIMINAS, AÇOCOR, da Gerdau, CST COR, produzido pela ArcelorMittal, dentre outros (CBCA, 2014).

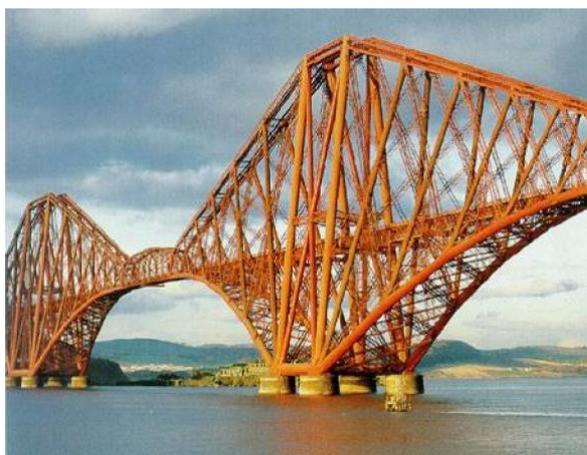
2.2.2 Perfis tubulares e conexões

A utilização de estruturas metálicas começou a se dar de forma mais consistente a partir do século XVIII, coincidindo com a revolução industrial, que proporcionou condições viáveis do ponto de vista energético e econômico para a produção de ferro. Na Inglaterra, colunas de ferro fundido eram usadas em fábricas de tecidos utilizando seções vazadas para economizar

material. Suas boas propriedades de resistência à compressão já haviam sido notadas. Essa estrutura também possuía um melhor desempenho em situações de incêndio que as usuais estruturas de madeira. A partir da década de 1840, perfis tubulares de ferro passaram a ser utilizados em pontes (GERKEN, 2003).

Um importante exemplo de uma das primeiras grandes estruturas com perfis tubulares é o da ponte Firth of Forth Bridge, de 1890, em Edimburgo, na Escócia (Figura 7). Os principais membros comprimidos tinham seção vazada e apresentavam grande resistência à compressão com relação ao seu peso e dimensões. O formato tubular foi conferido através de placas de aço laminado unidas por rebites (WARDENIER, *et al.*, 2010).

Figura 7 - Ponte Firth of Forth, Edimburgo - Escócia



Fonte: (WARDENIER, *et al.*, 2010, p. 5)

No final do século XIX os irmãos Mannesman desenvolveram os primeiros tubos sem costura. No Brasil, a produção de tubos metálicos se iniciou efetivamente em 1954, com o objetivo principal de atender às demandas da indústria petrolífera. Seu uso passou a ser observado em obras isoladas até por volta dos anos 2000, quando passaram a ser mais utilizados para fins estruturais (ARAÚJO, *et al.*, 2016).

A utilização de perfis tubulares de aço vem sendo cada vez mais difundida devido às suas vantagens em relação a outras seções transversais. Do ponto de vista estético, possibilitam a obtenção de estruturas mais leves e atraentes, especialmente nos casos onde o esqueleto das estruturas é exposto.

Os perfis tubulares são mais eficazes em situações de incêndio, pois possuem menor fator de massividade (área exposta por unidade de volume), resultando em menor custo com a proteção ao fogo. Essa característica é potencializada no caso de utilização em estruturas mistas, com o tubo sendo preenchido por concreto (GERKEN, 2003).

Do ponto de vista do desempenho mecânico dos tubos de seção circular, a ausência de cantos reduz bastante o coeficiente de arrasto, em comparação com os perfis abertos, trazendo benefícios às estruturas expostas a fluxo de ar e água, que terão esforços reduzidos (WARDENIER, *et al.*, 2010).

Pode-se ressaltar, ainda, suas boas características quando solicitado à compressão e especialmente à torção, constituindo-se uma solução natural quando este tipo de esforço não pode ser evitado. Considerando essas características, são bastante utilizados como pilares de edifícios, barras de contraventamento e em treliças (ARAÚJO, *et al.*, 2016).

No Brasil, a principal fabricante de tubos metálicos é a Vallourec Soluções Tubulares, antiga V & M do BRASIL. A Tabela 1 apresenta os materiais utilizados na confecção dos tubos por esta empresa, apresentando suas características de resistência.

Tabela 1 - Tubos estruturais Vallourec

Aços estruturais VMB		
Nome Comercial	Limite de Escoamento (f_y) (MPa)	Limite de resistência à tração (f_u) (MPa)
VMB 250	≥ 250	≥ 400
VMB 300	≥ 300	≥ 415
VMB 350	≥ 350	≥ 485
VMB 250cor	≥ 250	≥ 400
VMB 300cor	≥ 300	≥ 415
VMB 350cor	≥ 350	≥ 485

Fonte: Catálogo Vallourec (2016)

Além da classificação quanto à resistência do material, os tubos podem ser em aço comum, ou patinável. Na Tabela 1, os tubos com a designação “cor” são aqueles que apresentam adições de componentes para possibilitar a formação da pátina, se tornando mais resistentes às reações com o ar atmosférico.

As seções transversais dos tubos podem ser circulares ou retangulares. Há outras configurações, como hexagonais, mas de uso bem menos difundido. A primeira, além do benefício quanto à menor força de arrasto já comentado, apresenta uma maior facilidade de dimensionamento, devido às propriedades geométricas constantes em torno de qualquer eixo central de inércia, o que possibilita melhor distribuição de esforços.

Figura 8 - Tubos de seção circular e retangular.



Fonte: (GERKEN, 2003)

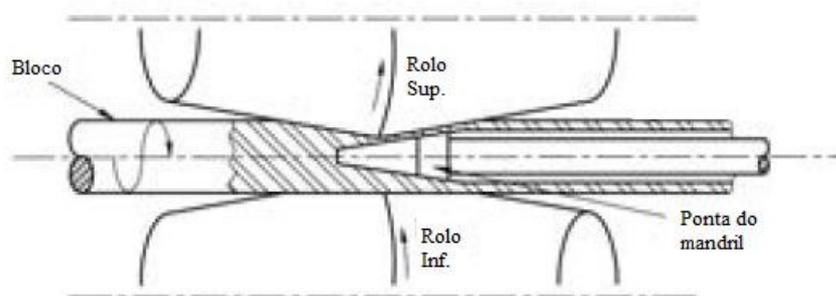
2.2.2.1 Fabricação

Os tubos de aço podem ser com ou sem costura. A costura se refere à soldagem do tubo para que ocorra o fechamento da seção, que fica aparente. Vários processos podem ser utilizados para sua fabricação, mas, usualmente, o tubo com costura é obtido através de chapas conformadas e soldadas, enquanto o sem costura é fabricado através de laminação a quente (ARAÚJO, *et al.*, 2016).

No caso dos tubos circulares sem costura, utiliza-se o processo Mannesmann, que consiste em perfurar blocos maciços de aço por laminação a quente, dando a forma ao tubo. O processo se inicia com o aquecimento dos blocos a uma temperatura de 1.200 a 1.300 °C. Em seguida, um pistão empurra o bloco, forçando-o contra um perfurador, formado por rolos e um mandril, de acordo com a Figura 9. Os rolos realizam movimentos de rotação, enquanto um pistão empurra o bloco contra o mandril, que confere o formato de tubo. Em seguida, aplicam-se outros processos de laminação para a definição das dimensões finais do tubo. Após esse processo, os tubos são reaquecidos a 900 °C, passam por um laminador calibrador de diâmetro externo e resfriam-se ao ar livre, até a temperatura ambiente. O resfriamento lento confere ao

tubo um baixo nível de tensões residuais, o que traz benefícios na resistência de esforços de compressão (ARAÚJO, *et al.*, 2016).

Figura 9 - Esquema de fabricação da conformação ao formato de tubo pelo processo Mannesmann



Fonte: (ARAÚJO, *et al.*, 2016)

Já os tubos com costura são obtidos a partir de conformação mecânica a frio e posterior soldagem. Distinguem-se quanto à disposição da solda (longitudinal ou helicoidal) e quanto ao processo de soldagem. Os tubos retangulares, por sua vez, são obtidos por laminação a quente ou conformação a frio a partir de tubos circulares, sendo este o método utilizado no Brasil. Podem passar por tratamento térmico posterior à conformação para redução de tensões residuais (ARAÚJO, *et al.*, 2016).

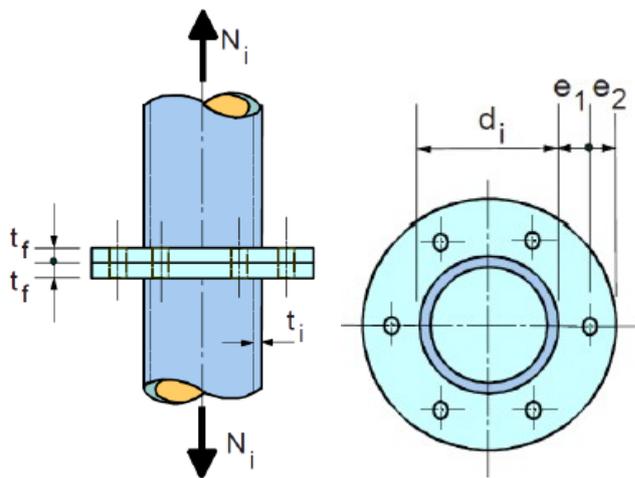
2.2.2.2 Conexões

O estudo das ligações em barras metálicas se faz de grande importância, uma vez que frequentemente são estas quem determinam as dimensões do perfil tubular (RIBEIRO FILHO; MELO, 2010). A princípio, as conexões de tubos eram feitas através de chapas metálicas soldadas, o que se mostrou inadequado, visto a diferença de capacidade entre a chapa e os tubos. O mais comum passou a ser a utilização de soldagem direta, devido à melhor distribuição de esforços (SANTOS, 1977).

Há vários tipos de conexões: ligações flangeadas, soldadas – para sistemas treliçados –, ligações por meio de anéis, dentre outras (ARAÚJO, *et al.*, 2016). Para este trabalho, interessam apenas as duas primeiras. Enquanto as flangeadas são utilizadas para unir dois tubos de mesma seção, proporcionando continuidade, as soldadas possibilitam a formação de sistemas de treliças, com conexões entre um tubo principal e tubos secundários.

Segundo a NBR 16239 (ABNT, 2013a, p. 51), “as ligações flangeadas são constituídas por duas placas (placas do flange) ligadas por solda de filete na extremidade dos perfis a serem conectados, com as placas unidas entre si por parafusos”. Na Figura 10, é apresentado um esquema de uma conexão flangeada, onde as dimensões d , t , $e1$, $e2$, e a força de tração solicitante, N , são utilizadas para calcular o número mínimo de parafusos e a espessura mínima das placas do flange.

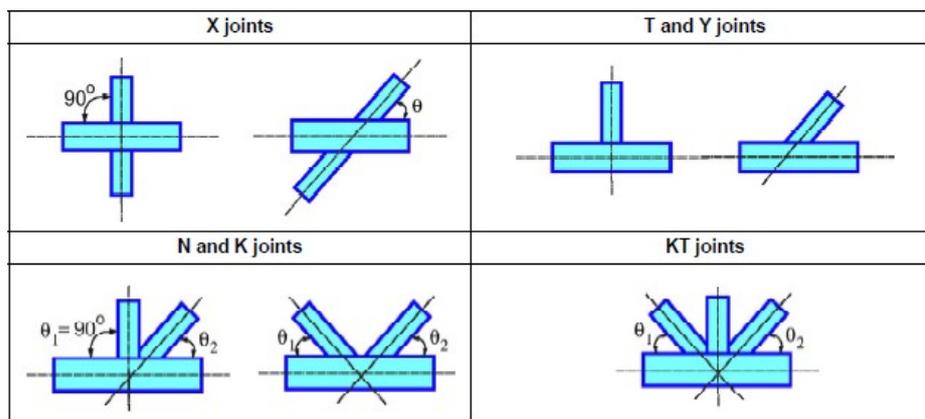
Figura 10 - Esquema de conexão flangeadas



Fonte: (WARDENIER, *et al.*, 2010)

Segundo Wardenier, *et al* (2010), as conexões uniplanares de tubos em treliças podem ser classificadas em ligações dos tipos X, T, Y, N, K, ou KT, de acordo com a Figura 11.

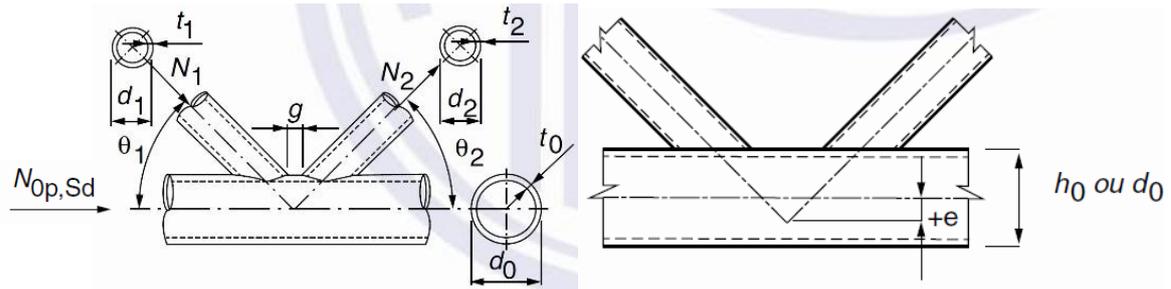
Figura 11 - Tipos de conexões de tubos em treliças



Fonte: (WARDENIER, *et al.*, 2010)

Além do tipo de conexão, é necessário saber suas características geométricas, pois estas influenciam na resistência. Na Figura 12, apresenta-se a simbologia utilizada para seções soldadas.

Figura 12 - Geometria da conexão



Fonte: (ABNT, 2013a)

Além dos diâmetros (d), espessuras das paredes dos tubos (t) e ângulos (θ), são definidos g , que corresponde à distância livre entre dois tubos (afastamento), e $+e$, uma excentricidade entre o encontro dos eixos dos tubos secundários e o eixo do principal, tomada como positiva quando o encontro se dá entre o centro do banzo e a parte mais externa à conexão. Ainda mais, são definidas as relações $\beta = (\sum d_i^2) / (d_0^2)$ *

da média dos diâmetros dos tubos secundários pelo diâmetro do principal, e $2\gamma = d_0 / t_0$, a relação entre o diâmetro e a espessura da parede do banzo (WARDENIER, *et al.*, 2010).

De forma geral, a resistência da conexão é tão maior quanto menor o ângulo θ , visto que a principal solicitação é a componente do esforço normal do menor tubo perpendicular ao tubo principal, que cresce à medida que os tubos formam ângulos mais próximos a 90° . A resistência também é maior para maiores valores de β e γ , pois estas situações proporcionam uma distribuição menos concentrada dos esforços. Outro fator que influencia o esforço resistente é o afastamento g . Quanto maior o for, menor a resistência (ARAÚJO, *et al.*, 2016).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção são descritos as características da passarela de Joana Bezerra e os detalhes da análise da sua estrutura. Apresentam-se os materiais utilizados, ações atuantes e modelos de cálculo utilizados na verificação da estabilidade da estrutura.

3.1 OBJETO DE ESTUDO

A passarela em estudo se situa no acesso ao viaduto Capitão Temudo, na Ilha de Joana Bezerra, Recife, PE, Brasil. Ela liga a Praça de Joana Bezerra e a comunidade do coque ao outro lado da via, próximo ao Fórum Rodolfo Aureliano.

Figura 13 - Localização da passarela



Fonte: Google Maps

Figura 14 - Passarela pênsil de Joana Bezerra



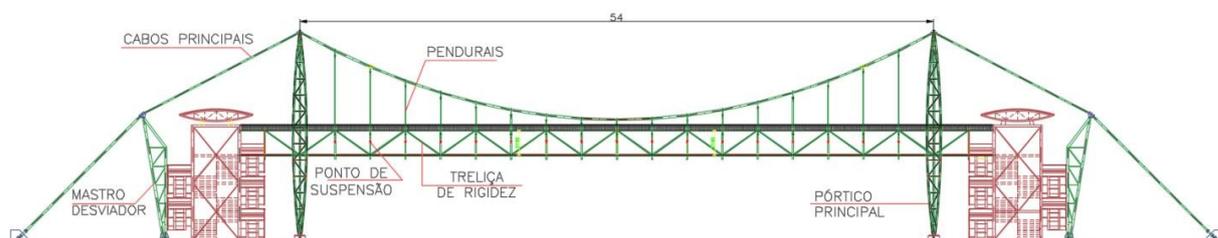
Fonte: Google Street View, 2016

A passarela foi construída em tubos metálicos de seção circular, que trazem consigo uma série de vantagens estruturais, arquitetônicas e de manutenção. A escolha de uma estrutura pênsil se originou da necessidade de transpor duas pistas de rolamento sem pilares intermediários, perfazendo um vão de 54 metros, mantendo ainda uma estrutura leve. O acesso à passarela é feito por uma estrutura independente de escadas e rampas laterais também em perfis tubulares com piso de concreto, que não é objeto de estudo deste trabalho.

O corpo da passarela é constituído por módulos de 3m de comprimento. Essa solução se deu pela necessidade de uma rápida construção, pois a passarela se localiza numa área bastante movimentada e de grande importância para a mobilidade da cidade. A modulação permitiu que grande parte das peças fosse trabalhada em outro local, ocorrendo apenas a montagem na sua posição final. Toda a montagem durou apenas 8 horas de um domingo, horário de movimentação bastante inferior aos dias de semana.

Os módulos de 3 metros são suspensos por pendurais que transmitem as cargas permanentes e de utilização para dois cabos principais. Tanto nos pendurais quanto nos cabos principais são utilizados perfis tubulares circulares, ao invés de cabos flexíveis, mais usuais para este tipo de estrutura. Os cabos são levados a dois pórticos principais verticais. Os pórticos suportam as forças verticais oriundas do cabo e também servem de apoio para os módulos extremos da passarela, que não são suspensos. As forças horizontais são transmitidas pela extensão do cabo até suas ancoragens em fundações de concreto. O desvio dos cabos apenas nos pórticos principais colocaria as fundações nas ruas de acesso, o que seria inviável. Por este motivo, foi projetado um mastro desviador, inclinado, tal que as fundações pudessem ser localizadas antes das ruas de acesso. Com isso, a estrutura ficou bem protegida quanto a qualquer tipo de choque de veículos.

Figura 15 - Vista longitudinal da passarela



Fonte: plantas do projeto

Os Pórtico principais são constituídos de dois pilares treliçados, compostos por três tubos principais – contraventados por tubos secundários – e duas vigas em forma de treliça: a superior suporta os cabos, enquanto a inferior apoia o corpo da passarela. Já os mastros desviadores são compostos de três barras principais contraventadas e estruturas para resistir aos esforços laterais.

Típicas de estruturas pênseis, as longarinas treliçadas principais são muito leves, servindo apenas de união rígida dos módulos. O tabuleiro ocupa uma posição inferior nas longarinas. A seção transversal da passarela é então fechada nas laterais pelas longarinas treliçadas, abaixo pelo piso contraventado e acima pelo teto.

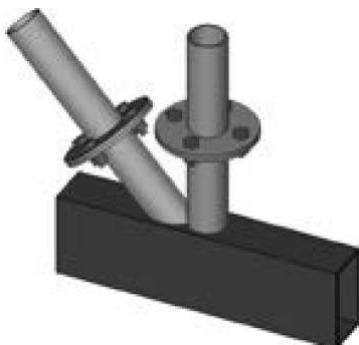
Figura 16 - Vista transversal no pórtico principal e no mastro desviador



Fonte: plantas do projeto

Como a manutenibilidade é uma característica importante, todas as conexões são parafusadas e sem nenhuma chapa de enrijecimento (Figura 17), de tal forma a não proporcionar locais de acúmulo de poeira e umidade, contribuindo para a maior resistência à corrosão e menores custos com manutenção. Além disso, são utilizados aços patináveis, com grande resistência à corrosão atmosférica.

Figura 17 - Conexão flangeada sem chapa de enrijecimento



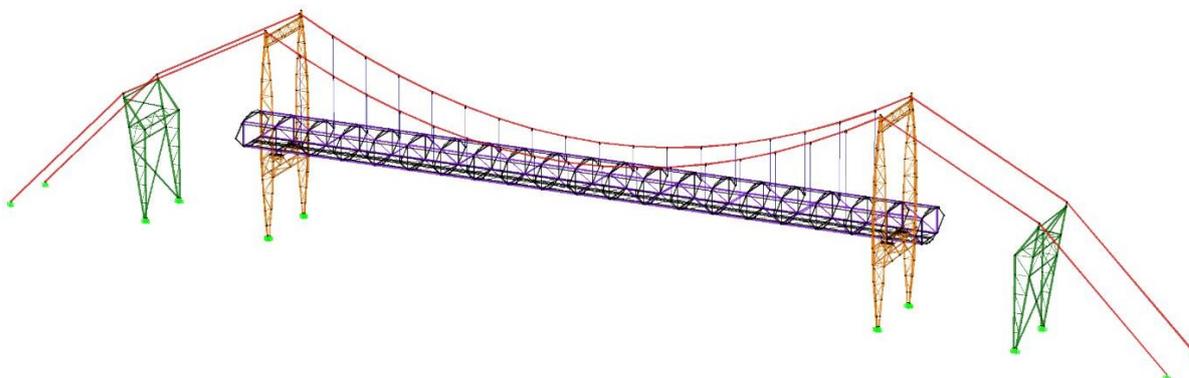
Fonte: (ARAUJO, et al, 2016)

3.2 ANÁLISE ESTRUTURAL DA PASSARELA EM ESTUDO

O estudo da estrutura da passarela teve como base as plantas do projeto, disponibilizadas pelo professor dr. Ézio da Rocha Araújo, contendo as dimensões e posicionamento de cada tubo.

A passarela foi modelada no programa de análise estrutural SAP2000 como uma estrutura reticulada espacial, onde os tubos são representados por linhas que correspondem aos seus eixos. As excentricidades entre os eixos dos tubos foram consideradas através da utilização de *offsets*, membros de elevada rigidez e área, mas de massa nula, utilizados para realizar a transferência de esforços sem adicionar carregamentos à estrutura. Os nós são considerados rígidos, uma vez que todas as ligações são soldadas. Os cabos principais, os mastros desviadores e os pórticos principais são ancorados em fundação de concreto, sendo então engastados. O esquema do modelo da passarela é apresentado na Figura 18.

Figura 18 - Modelo da estrutura em 3D no programa SAP2000



Os cabos principais são destacados em vermelho, os pendurais em azul, os mastros desviadores aparecem em verde, o pórtico principal em tom alaranjado, e as longarinas treliçadas em lilás.

3.2.1 Materiais utilizados

As propriedades mecânicas dos materiais utilizados foram adotadas de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008). Nota-se:

- $E = 200 \text{ GPa}$ – Módulo de plasticidade;
- $\nu_a = 0,3$ – Coeficiente de Poisson;
- $G = 77 \text{ GPa}$ – Módulo de elasticidade transversal;
- $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ – Coeficiente de dilatação térmica;
- $\rho_a = 7.850 \text{ kg/m}^3$ – Massa específica.

De acordo com o projeto estrutural, o material utilizado para os tubos foi o VMB 250cor, um aço patinável da antiga V&M do Brasil. Este material ainda é utilizado pela Vallourec Soluções Tubulares, estando presente no seu catálogo atual. Possui uma resistência ao escoamento de, no mínimo, 250 MPa e uma resistência mínima à ruptura de 400 MPa (V&M DO BRASIL, 2013). A lista das seções em uso e suas propriedades geométricas utilizadas para a verificação dos esforços solicitantes se encontra na Tabela 2.

Tabela 2 - Seções dos Tubos circulares e suas propriedades físicas

Seção	D (mm)	t (mm)	Ag (cm ²)	I (cm ⁴)	r (cm)
TUBO 42,2 x 4,9mm	42.2	4.9	5.69	10.1	1.33
TUBO 48,3 x 5,1mm	48.3	5.1	6.9	16.3	1.54
TUBO 88,9 x 5,5mm	88.9	5.5	14.4	126	2.96
TUBO 101,6 x 5,7mm	101.6	5.7	17.3	199	3.4
TUBO 114,3 x 6,0mm	114.3	6	20.5	301	3.83
TUBO 141,3 x 6,6mm	141.3	6.6	27.7	631	4.77
TUBO 141,3 x 9,5mm	141.3	9.5	39.5	861	4.67
TUBO 168,3 x 7,1mm	168.3	7.1	36	1170	5.7

Fonte: (V&M DO BRASIL, 2013)

Tabela 2 - Seções dos Tubos circulares e suas propriedades físicas

(Conclusão)

Seção	W (cm ³)	Z (cm ³)	I _t (cm ⁴)	Wt (cm ³)
TUBO 42,2 x 4,9mm	4.78	6.8	20.2	9.56
TUBO 48,3 x 5,1mm	6.76	9.53	32.7	13.5
TUBO 88,9 x 5,5mm	28.3	38.3	251	56.5
TUBO 101,6 x 5,7mm	39.2	52.8	399	78.5
TUBO 114,3 x 6,0mm	52.7	70.7	602	105
TUBO 141,3 x 6,6mm	89.3	119	1260	179
TUBO 141,3 x 9,5mm	122	166	1720	244
TUBO 168,3 x 7,1mm	139	185	2340	278

Fonte: (V&M DO BRASIL, 2013)

As chapas de aço utilizadas são especificadas com o material USI-SAC 41, da USIMINAS, que hoje recebe a denominação de USI-SAC 300 (METALGUSA). É um aço de grande resistência à corrosão (patinável) que apresenta 300 MPa de resistência ao escoamento e 400MPa à ruptura (USIMINAS, 2015). Já os parafusos utilizados nas ligações flangeadas são da classe A-325, com resistência ao escoamento de $f_{yb} = 635 \text{ MPa}$ e à ruptura de $f_{ub} = 825 \text{ MPa}$, para diâmetros entre 1/2" e 1", como os utilizados no projeto (ABNT, 2008).

3.2.2 Ações atuantes

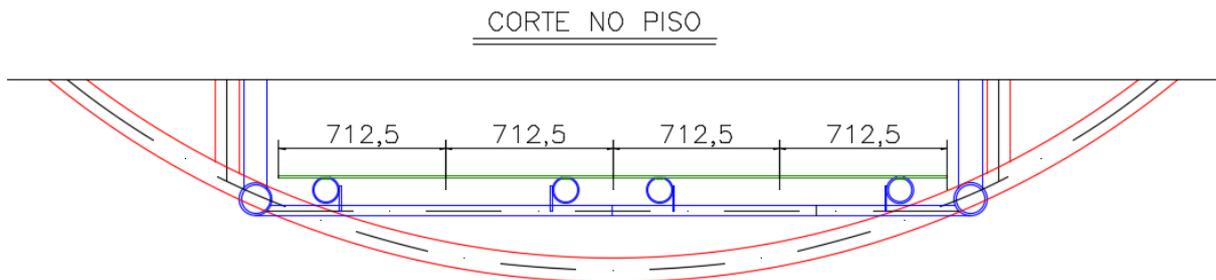
Considerou-se a passarela submetida a quatro tipos de carregamento: Peso próprio, sobrecarga de utilização, vento e temperatura.

O carregamento devido ao peso próprio (pp) dos tubos é calculado pelo próprio programa SAP2000, a partir do momento em que se definem os comprimentos e seções de cada peça, além das densidades dos materiais utilizados. Ademais, precisam ser calculados os pesos relativos aos demais componentes da estrutura: piso, grades e cobertura.

O peso do piso foi considerado uniformemente distribuído ao longo das quatro vigas longarinas que o suportam, sendo estas espaçadas de forma a suportarem cada uma o mesmo peso (Figura 19). O piso, de acordo com o projeto, é composto por chapas de aço de 8mm com o material USI-SAC 41. Com isso, multiplicando a massa específica pela espessura da chapa e

pela largura de influência de cada viga (712,5 mm), utilizou-se uma carga distribuída de 0,44kN/m.

Figura 19 - Corte no piso



Fonte: Plantas do projeto

As grades foram consideradas como tendo 2m de altura, com peso suportado pelos banzos inferiores das treliças de enrijecimento, sendo assim empregada uma carga uniformemente distribuída de 2,4 kgf/m sobre estes tubos (GERDAU, 2015). Já o peso da cobertura foi distribuído para as transversinas da estrutura do telhado, com largura de influência de 3m, obtendo-se uma carga de 9,5 kgf/m aplicada uniformemente sobre cada um destes tubos (BRASILIT, 2014). No total há 56,6t de aço, compreendendo os tubos, pisos, grades e cobertura.

A NBR 7188 (ABNT, 2013b) recomenda que a estrutura seja projetada para uma sobrecarga devida ao uso de 5kN/m², aplicada sobre o tabuleiro da passarela. Essa carga foi distribuída para as quatro vigas de apoio do piso, que possuem largura de influência de 712,5mm, portanto aplicou-se 3,6kN/m em cada viga.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), a variação de temperatura ambiental a ser considerada deve ter um valor não inferior a 10°C. Segundo o INMET (2017), a temperatura máxima registrada no Recife foi de 35,1°C, no dia 21/03/1988. Ainda segundo este órgão, a mínima temperatura foi de 15°C, no dia 04/08/1999, e a média é de 25,5°C. Definiu-se, então, uma variação de temperatura de ±10°C para a estrutura.

O cálculo da solicitação devida à ação do vento foi realizado de acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 1988). O cálculo da pressão se resume à definição de quatro fatores: V₀, S₁, S₂ e S₃. O primeiro é a velocidade básica do vento, igual a 35m/s em Recife. O segundo é um fator de topografia do terreno, considerado fracamente acidentado: S₁ = 1,0. S₂ se refere ao fator de rugosidade do terreno (categoria III), dimensões da edificação (classe C) e altura sobre o terreno

(8 metros), resultando em $S_2 = 0,844$. O último é um fator estatístico que, por se tratar de uma edificação de alto teor de ocupação, tem valor igual a 1,0. Com esses dados, obteve-se uma velocidade característica do vento de $V_k = 29,54$ m/s. A pressão atuante do vento correspondente a esta velocidade é dada por $q = 0,613 * V_k^2 = 534$ Pa. Essa pressão foi aplicada a uma área equivalente ao dobro da área lateral da treliça de enrijecimento, que possui $24,5\text{m}^2$, sendo a força resultante distribuída igualmente nos nós desta treliça. Deste modo, empregou-se um carregamento de 1,05 kN em cada nó, na direção perpendicular à passarela.

3.2.3 Combinações

As combinações de esforços foram elaboradas de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) para as condições de estados-limites últimos (ELU) e de serviço (ELS). Nas equações que seguem, pp1 se refere ao peso próprio das estruturas metálicas, pp2 ao peso dos elementos industrializados (coberta e grades), q à sobrecarga de utilização, V à solicitação do vento e T_{10} à variação de temperatura seja ela positiva ou negativa:

- | | |
|--|-------------------------------|
| I. $1,25 pp1 + 1,35 pp2 \pm 1,20 T_{10}$ | VI. $pp1 + pp2$ |
| II. $1,25 pp1 + 1,35 pp2 + 1,50 q \pm 0,72 T_{10}$ | VII. $pp1 + pp2 + q$ |
| III. $1,25 pp1 + 1,35 pp2 + 1,50 q + 0,84 V \pm 0,72 T_{10}$ | VIII. $pp1 + pp2 + q + 0,3 V$ |
| IV. $1,25 pp1 + 1,35 pp2 + 1,05 q + 1,40 V \pm 0,72 T_{10}$ | IX. $pp1 + pp2 + 0,6 q + V$ |
| V. $1,25 pp1 + 1,35 pp2 + 1,40 V \pm 0,72 T_{10}$ | X. $pp1 + pp2 + V$ |

As equações de I a V representam os estados limites últimos (ELU) considerados. Na primeira, apenas o peso próprio e a temperatura atuam; na equação II, a sobrecarga de uso é considerada; na terceira, todas as cargas atuam, sendo q considerada a principal; na equação IV, o vento é o carregamento mais crítico; na quinta, não há sobrecarga de utilização. As equações de VI a X são relativas aos estados limites de serviço (ELS), e são análogas às equações anteriores quanto à atuação das forças.

3.2.4 Cálculo da verificação dos esforços nos tubos

O cálculo apresentado nesta seção se baseia nas normas NBR 8800 (ABNT, 2008) e NBR 16239 (ABNT, 2013a) e foi utilizado no dimensionamento e verificação da adequação dos tubos circulares aos esforços solicitantes. Foram feitas verificações quanto à ação de cada esforço

separadamente e quanto à atuação conjunta dessas solicitações. De forma geral, o esforço solicitante de cálculo não pode ser maior que o esforço resistente: $S_d/R_d \leq 1,0$. Em todas as subseções seguintes, os fatores de ponderação das resistências têm valor de $\gamma_{a1} = 1,1$ e $\gamma_{a2} = 1,35$.

a) Esforço axial de tração

No cálculo do esforço resistente axial de tração devem ser verificados os estados limites de escoamento da seção bruta (1) e ruptura da seção efetiva líquida (2). O esforço resistente é dado pelo menor valor dentre essas equações (ABNT, 2008).

$$\frac{F_t}{A_g} \leq \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \tag{1}$$

$$\frac{F_t}{A_e} \leq \frac{f_u}{\gamma_{a2}} \tag{2}$$

A área efetiva líquida (A_e) é dada por $A_e = C_t * A_n$. Onde A_n é a área líquida da seção e C_t é um coeficiente de redução da área líquida. Nenhum dos tubos tracionados na estrutura em estudo apresenta perda de área devido a ligações através de parafusos ou chapas, portanto A_n será igual à área bruta (A_g) para todas as peças verificadas. Como as forças são transmitidas diretamente entre os tubos através de soldas em todo o seu perímetro, C_t é igual a 1,0, o que leva a área líquida efetiva a ser igual à área bruta (ABNT, 2008).

Uma vez que as áreas nas equações 1 e 2 são iguais e $f_y / \gamma_{a1} < f_u / \gamma_{a2}$, só é necessário calcular a primeira equação para obter o esforço resistente de tração.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) ainda recomenda que o índice de esbeltez (relação entre o comprimento destravado e o raio de giração) das peças não seja superior a 300.

b) Esforço axial de compressão

Na definição da resistência à compressão, além da área da seção transversal, as condições de esbeltez do membro e restrição dos extremos exercem grande influência, pois afetam o comportamento da peça quanto à estabilidade local. O esforço resistente de compressão axial é dado pela equação 3 (ABNT, 2008).

$$Q = \frac{1}{1 + \frac{0,038 D^2}{t^2}} \quad (3)$$

O fator Q está associado a uma redução na resistência devido à flambagem local. No caso de tubos circulares, depende da relação entre o diâmetro da seção transversal e a espessura da parede do tubo, do módulo de elasticidade e da resistência ao escoamento do material, de acordo com a Equação 4.

$$Q = \frac{1}{1 + \frac{0,038 D^2}{t^2}} \quad (4)$$

0,11 * < < 0,45

Ainda sobre os efeitos de flambagem local, no primeiro caso previsto na equação 4, a pequena relação D/t não possibilita a ocorrência do fenômeno. Na segunda situação, considera-se uma redução da resistência após a flambagem, que é maior quanto mais elevada a relação entre diâmetro e espessura (ARAÚJO, *et al.*, 2016). Não devem ser utilizados tubos que possuam relação D/t superior a 0,45 * E / fy, pois levariam a grande instabilidade local.

De acordo com a NBR 16239 (ABNT, 2013a), o fator de redução associado à resistência à compressão (χ) para perfis tubulares laminados a quente é dado pela Equação 5.

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} \quad (5)$$

O termo λ₀ corresponde ao índice de esbeltez reduzido, obtido da Equação 6 (ABNT, 2013a).

$$\lambda_0 = \frac{L}{\sqrt{I_y}} \quad (6)$$

N_e corresponde à força axial de flambagem elástica. Para seções tubulares, onde as propriedades geométricas e os comprimentos de flambagem por flexão (k*L) são iguais em qualquer eixo com origem no centro da seção, é dada pela Equação 7 (ABNT, 2008).

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (7)$$

$$= (\quad)^2$$

O coeficiente de flambagem (K) pode ser adotado como 1,0 de forma conservativa. No entanto, no caso de treliças compostas por tubos de seção circular soldados em todo o seu perímetro, há restrições que reduzem consideravelmente esse valor (RONDAL, *et al.*, 1996). A NBR 16239 (ABNT, 2013a) admite que seja utilizado um valor de 0,9L para o comprimento

de flambagem dos banzos, onde L é o comprimento destravado da peça. Além disso, no caso das barras secundárias ligadas diretamente ao banzo por solda ao longo de todo o perímetro o comprimento de flambagem pode ser tomado como 0,9L ou 0,75L – este último apenas quando a relação entre a média dos diâmetros dos tubos secundários e o diâmetro do tubo primário nas conexões não for maior que 0,60, ou seja: $\frac{\sum d_i}{d_p} \leq 0,60$. Essas considerações

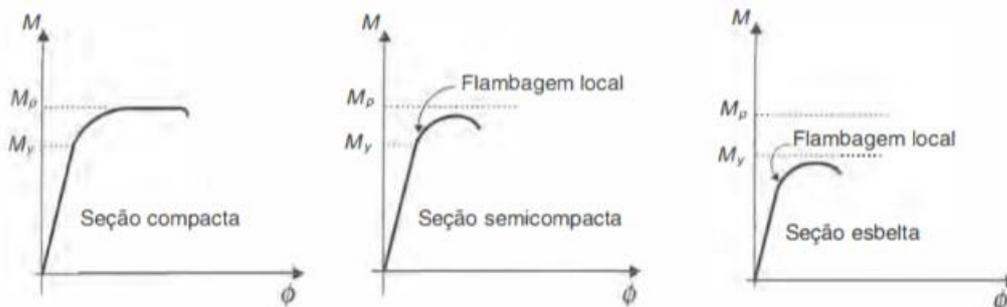
também são adotadas pelo CIDECT (WARDENIER, *et al.*, 2008), exceto pela restrição à utilização de 0,75L para os tubos secundários, que não é feita pelo autor.

c) Momento fletor

Em tubos de seção circular, o momento fletor pode levar a uma flambagem local da parede do tubo, sendo esse o único estado limite para o qual as peças precisam ser verificadas para esse esforço (ABNT, 2008).

As seções podem ser classificadas em compactas, semicompactas e esbeltas. Na primeira, atinge-se o momento de plastificação total (M_p), formando uma rótula plástica. Na segunda, a flambagem local ocorre após uma plastificação parcial da seção, apresentando uma pequena rotação. Já na terceira, a flambagem ocorre antes do início da plastificação, de acordo com a Figura 20. (PFEIL, 2009).

Figura 20 - Momentos resistentes x rotação: seções compactas, semicompactas e esbeltas



Fonte:

(PFEIL, 2009)

A definição do tipo de seção é feita através da comparação do parâmetro de esbeltez da peça (λ) com os parâmetros de esbeltez de plastificação (λ_p) e de escoamento (λ_r). Para seções compactas, $\lambda \leq \lambda_p$; semicompactas, $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$; esbeltas, $\lambda > \lambda_r$ (PFEIL, 2009). A NBR 8800

(ABTN, 2008) define esses parâmetros para tubos de seções circulares através das Equações 8 a 10:

$$\frac{t}{r} = \dots \quad (8)$$

$$\frac{t}{r} = 0,07 \quad (9)$$

$$\frac{t}{r} = 0,31 \quad (10)$$

O Momento fletor resistente de cálculo, portanto, é dado pela Equação 11 (ABNT, 2008). O momento de plastificação é definido como o produto do módulo plástico da seção pelo limite de escoamento do material: $M_{pl} = Z * f_y$ (PFEIL, 2009).

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} \leq \frac{1}{\gamma_{M1}} \left(1 - 0,021 \frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (11)$$

Além das verificações anteriores, ressalta-se que o momento resistente de cálculo não pode ser superior a $1,50 W * f_y / \gamma_{M1}$, para que a análise elástica seja válida (ABNT, 2008).

d) Esforço cortante

Na análise dos efeitos do esforço cortante, são verificados os estados limites últimos de escoamento e flambagem por cisalhamento da parede do perfil. A força cortante resistente de cálculo para seções tubulares circulares é dada pela Equação 12, enquanto a tensão de cisalhamento crítica (λ_{cr}) é dada pela Equação 13 (ABNT, 2008).

$$\frac{0.5}{\dots} = \dots \quad (12)$$

$$\begin{aligned}
 & \sqrt[5]{\frac{1,60}{I}} \leq 0,60 \\
 & = \frac{0,78}{0,60} \leq \frac{I^{3/2}}{(\dots)}
 \end{aligned} \tag{13}$$

Pode-se notar desta equação que o comprimento entre pontos de cortante máximo e nulo (L_v) poderia exercer influência na resistência, porém isso só aconteceria em caso de uma relação diâmetro-espessura do tubo bastante elevada, da ordem de 100, a partir do qual a segunda parte da Equação 13 resultaria em um valor abaixo de limite de 60% da resistência ao escoamento. No projeto estudado, não há tubos que apresentem tal característica.

e) Momento torsor

O momento torsor resistente de cálculo para seções tubulares circulares é dado pela Equação 14, de formato similar à Equação 13 (ABNT, 2008).

$$\begin{aligned}
 & \frac{1,23}{0,60} \leq \frac{I}{(\dots)^{5/4}} \\
 & = \frac{1,060}{0,60} \leq \frac{I^{3/2}}{(\dots)}
 \end{aligned} \tag{14}$$

f) Combinação de momento fletor e esforço axial

Nos casos de flexocompressão ou flexotração há ação combinada de momento fletor e força axial. A análise dos esforços separadamente não é suficiente, sendo necessário avaliar sua atuação conjunta. Para garantir a estabilidade, devem ser obedecidas as condições das Equações de interação 15 e 16, a que for aplicável (ABNT, 2008).

Para $N_{Sd} / N_{Rd} \geq 0,2$

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right) \leq 1,0 \tag{15}$$

Para $N_{Sd} / N_{Rd} < 0,2$

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} + \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \leq 1,0 \tag{16}$$

$$\frac{\quad}{2} \leq 1,0$$

g) Combinação de momentos fletor e torsião e esforços axial e cortante

Segundo ABNT (2008), “Quando o momento de torção solicitante de cálculo, T_{sd} , for inferior a 20% do momento de torção resistente de cálculo, T_{Rd} , o efeito da torção pode ser desprezado”. Neste caso, a verificação se daria de acordo com os itens (d) para o esforço cortante e (f) para a ação conjunta de esforço axial e momento fletor. Caso essa situação não se verifique, a Equação de interação 17 deve ser respeitada.

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) + \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right) + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) + \left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (17)$$

3.2.5 Cálculo da verificação dos esforços nas conexões

A verificação dos esforços nas conexões é realizada através do programa *HSS_CONNEX*, disponibilizado pelo CIDECT, que utiliza as mesmas provisões dos manuais de dimensionamento deste instituto para analisar a adequação da resistência nos nós aos esforços solicitantes. Nesta seção são apresentados os modelos de cálculo utilizados pelo CIDECT, realizando comparações com a norma brasileira NBR 16239 (ABNT, 2013a) quando adequado.

São verificadas as conexões flangeadas – utilizadas para promover a junção de tubos que apresentam continuidade do eixo, fazendo com que trabalhem como uma única peça – e as soldadas – que promovem a conexão entre dois ou mais tubos concorrentes, garantindo a transferência de esforços entre os elementos estruturais.

a) Conexões Flangeadas

Segundo a NBR 16239 (ABNT, 2013a), deve-se verificar a resistência das conexões flangeadas nos estados limites últimos de plastificação das chapas do flange, ruptura dos parafusos por tração e ruptura das soldas por cisalhamento.

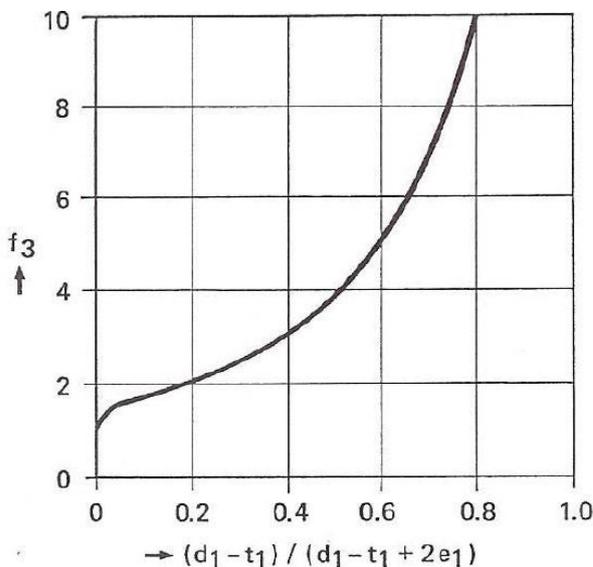
O *Design Guide 1* do CIDECT (WARDENIER, *et al.*, 2008) e a NBR 16239 (ABNT, 2013a), assim como a maioria dos principais manuais e normas no mundo, como o Eurocode e o IIW, utilizam o mesmo modelo para o dimensionamento das placas e dos parafusos, variando apenas a forma de apresentação das fórmulas. A principal diferença entre essas duas fontes é que a norma brasileira sugere um número mínimo de 5 parafusos na conexão, enquanto o CIDECT não faz nenhuma limitação nesse sentido.

Seguindo o modelo de Igarashi (1985), conforme citado pelo CIDECT (WARDENIER, *et al.*, 2008), a espessura mínima das chapas de aço na conexão (t_f) é determinada pela Equação 18, onde: N_{sd} é o esforço solicitante de tração no tubo; γ_{a1} tem valor de 1,1; f_{yp} é a resistência ao escoamento da placa e f_3 é um fator adimensional que depende da geometria do tubo (diâmetro e espessura) e da conexão (distância $e1$). Este fator pode ser obtido da Figura 21, ou das equações apresentadas na norma brasileira NBR 16239 (ABNT, 2013a).

$$t_f \geq \frac{N_{sd}}{f_{yp} f_3} \quad (18)$$

3

Figura 21 - Determinação do fator f_3 para cálculo da espessura dos flanges



Fonte: CIDECT (WARDENIER, *et al.*, 2008)

Da Figura 21 podemos observar que quanto maior a distância $e1$ (ver Figura 10), menor o fator f_3 e, conseqüentemente, maior a espessura necessária da chapa do flange. Portanto, é recomendável que essa distância seja a menor possível, mas permitindo uma distância mínima de 5mm entre a solda e o parafuso (WARDENIER, *et al.*, 2008).

Para o cálculo da quantidade de parafusos, a força de tração resistente de cálculo de um parafuso (T_u) é definida como o produto da sua área efetiva (A_{be}) pela resistência à ruptura do material (f_{ub}), dividido pelo coeficiente $\gamma_{a2} = 1,35$. A área efetiva, por sua vez, é 75% da área

calculada com o diâmetro nominal, levando em conta a rosca que reduz a seção transversal (ABNT, 2008).

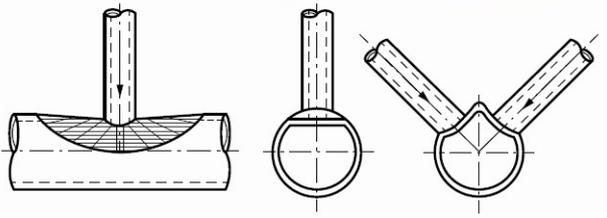
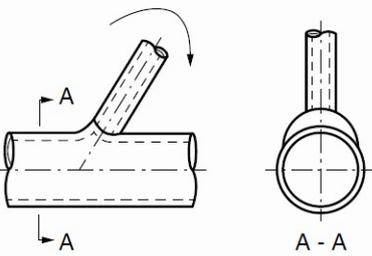
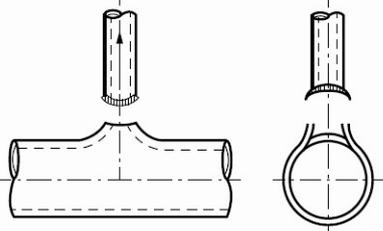
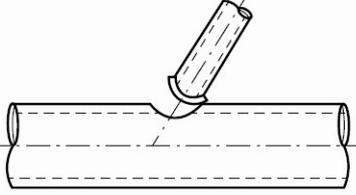
A Equação 19 define o número de parafusos (n) a serem utilizados para que não haja ruptura por tração. Os parâmetros r_1 e r_2 dependem do diâmetro do tubo e da dimensão e_1 , sendo dados por: $r_1 = 0,5d_i + 2e_1$; $r_2 = 0,5d_i + e_1$ (WARDENIER, *et al.*, 2008).

$$\ln\left(\frac{[1 - \frac{1}{3} + \frac{1}{3}]}{\frac{\sum_{i=1}^n r_i^3}{0,67^3}}\right) \quad (19)$$

b) Conexões Soldadas

As conexões soldadas de tubos de seção circular precisam ser verificadas para dois principais tipos de falhas: plastificação do banzo (tubo principal da ligação) junto às diagonais e montantes (tubos secundários) – modo de falha A – e ruptura por punção da parede do banzo no contato com os tubos secundários – modo de falha D –, como pode ser verificado na Figura 22 (ABNT, 2013a).

Figura 22 - Modos de falha em conexões soldadas de tubos circulares

Modo	Força axial	Momento fletor
A		
D		

Fonte: (ABNT, 2013a).

Outras formas de falha como flambagens locais e falha por esforço de cisalhamento no tubo principal podem acontecer. No entanto, para seções circulares, essas situações não são

críticas quando respeitados os limites geométricos da Tabela 3, não necessitando serem verificadas (WARDENIER, *et al.*, 2010).

A maioria dos códigos, normas e manuais se baseia numa mesma formulação básica, com pequenas variações nos coeficientes que ocorrem devido aos resultados de experimentos e análises computacionais por elementos finitos. Nesta seção se apresenta a formulação utilizada pelo CIDECT (WARDENIER, *et al.*, 2008). Todas as fórmulas consideram que os parâmetros geométricos da conexão se encontram dentro dos limites da Tabela 3. Quando essas condições não são atendidas, podem ocorrer concentrações de esforços, bem como surgimento de momentos fletores secundários, sendo necessário considerar esses efeitos nos cálculos (WARDENIER, *et al.*, 2010).

Tabela 3 - Condições geométricas de validação das equações

Propriedade	Condição de validação
$\beta = d_i / d_0$	$0,2 \leq d_i / d_0 \leq 1,0$
$2\gamma = d_0 / t_0$	$\leq 50,0$ (40,0 para nós tipo X)
t_i / t_0	$\leq 1,0$
θ_i	$\geq 30^\circ$
ϕ	$60^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$
e / d_0	$\leq 0,25$
g	$\geq t_1 + t_2$

Fonte: adaptado de Wardenier (2010).

O software HSS_CONNEX é baseado nas equações do IIW (1989). O CIDECT (WARDENIER, *et al.*, 2008) apresenta uma análise comparativa entre as resistências obtidas através da nova formulação proposta pelo órgão e as verificadas pelas antigas equações do Instituto Internacional de Solda. Foi verificado que na maioria dos casos houve uma redução pequena da resistência. Apenas em alguns casos específicos, como conexões do tipo K com banzo tracionado, houve uma redução significativa. Portanto, nessas situações, havendo uma relação entre esforços solicitantes e resistentes próxima de 1,0 na análise do *software* utilizado, a conexão pode não ser suficiente.

No modelo de ruptura por punção, a falha se deve principalmente à componente perpendicular ao banzo do esforço na diagonal ou montante. Verifica-se que as solicitações no

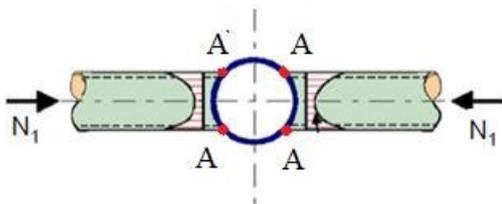
banzo possuem pequena influência na resistência, portanto seus efeitos são desprezados para este tipo de falha. Chega-se à Equação 20 para o esforço resistente na conexão (WARDENIER, *et al.*, 2010).

$$R = \frac{0,58}{1 + \sin(\theta_1)} \left(\frac{t_0}{t_1} \right)^2 \left(\frac{D_0}{D_1} \right)^2 \quad (20)$$

Nesta equação, os subíndices 0 se referem ao banzo, enquanto os subíndices 1, ao tubo secundário. θ_1 é o ângulo entre os tubos. Essa formula é válida para todos os tipos de ligações uniplanares, desde que respeitados os limites apresentados anteriormente. Nas ligações com mais de uma travessa, cada uma precisa ser verificada separadamente. Verificações para os momentos no plano e fora do plano também são feitas, através de fórmulas semelhantes à Equação 20. Essas equações podem ser encontradas no anexo A, que apresenta a formulação proposta pelo CIDECT (WARDENIER, *et al.*, 2010). Ambas as equações para o cálculo da resistência ao esforço normal e ao momento fletor para esse modo de falha são idênticas às utilizadas na NBR 16239 (ABNT, 2013a).

Para a verificação contra a plastificação do banzo, o principal modelo utilizado é o *Ring Model*, desenvolvido por Togo (1967), que considera que a maior parte do esforço é transferido ao banzo através das selas do tubo secundário (pontos A da Figura 23), visto que este é o local de maior rigidez (apud WARDENIER, *et al.*, 2010). Esse modelo considera apenas a plastificação causada pelo esforço do tubo secundário perpendicular ao banzo, desprezando os esforços no tubo principal. Como é um modelo bastante simplificado, deixa a desejar para conexões mais complexas, sendo necessária a utilização de coeficientes para ajustar os resultados (WARDENIER, *et al.*, 2010).

Figura 23 - Pontos de maior rigidez da conexão, onde há maior transferência de esforços



Fonte: Adaptado de Wardenier *et al* (2010).

A partir desse modelo e de análises semi-empíricas, chegou-se a uma formulação básica da forma da Equação (21), usada na maioria dos códigos internacionais e nacionais. O termo Q_u é uma função dos parâmetros geométricos β , γ e g , enquanto Q_f é uma função da relação entre o máximo esforço do banzo na face de conexão e o limite de escoamento do material (WARDENIER, *et al.*, 2010). Esses termos variam de acordo com o tipo de conexão. Por facilidade de leitura e por não se tratar de objetivo do trabalho apresentar em detalhes como se obtiveram as fórmulas para cada tipo de conexão, estas não serão escritas no corpo deste trabalho, mas podem ser verificadas no anexo A. Pode-se verificar no anexo que não são definidas fórmulas para conexões do tipo KT. Isso se deve ao fato de que essas conexões são avaliadas como duas conexões tipo K, compostas de uma das diagonais e do montante.

$$\frac{Q_u}{Q_f} = \frac{0.2}{0.2} \quad (21)$$

(

1)

Para conexões multiplanares, há variações na resistência devido a efeitos geométricos e de carregamento. Esses efeitos podem causar tanto redução quanto acréscimo no esforço resistente do banzo. A grande parte das normas considera que para se obter a capacidade desses nós, deve-se multiplicar a resistência da conexão uniplanar por um fator μ , dependente da geometria do nó. Tabela com os valores deste coeficiente também se encontra no anexo A.

3.2.6 Considerações da verificação dos Estados Limites de Serviço

Estruturas metálicas precisam ser verificadas para dois estados limites de serviço: deformações e vibrações excessivas. Esses estão diretamente relacionados com a percepção de conforto e segurança por parte dos usuários. Nesta seção, são utilizadas as recomendações da NBR 8800 (ABNT, 2008) e da AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials* – (2009), que é mais específica para passarelas.

No que tange as deformações, de acordo com Pfeil (2009), “A limitação de flechas provocadas pelas cargas permanentes tem a finalidade de evitar deformações pouco estéticas”, além de garantir que não haja uma sensação de insegurança devido a grandes deslocamentos. A AASHTO (2009) apresenta recomendações de valores máximos para deslocamentos em passarelas. A NBR 8800 (ABNT, 2008) não faz restrições aos deslocamentos de forma específica para pontes de pedestres, porém impõe algumas limitações para outros tipos de edificações que podem servir como base para a análise da estrutura em estudo.

Para as deformações laterais, a AASHTO (2009) recomenda que o deslocamento de uma passarela devido ao vento não seja superior a $L/360$, onde L é o vão teórico entre dois apoios. Já a norma brasileira (ABNT, 2008), apesar de não fazer referências ao deslocamento em passarelas, sugere que, para edifícios de dois ou mais pavimentos, o deslocamento entre a base e o topo do pilar deve ser no máximo $H/400$, enquanto o deslocamento relativo entre dois pisos consecutivos não deve ser superior a $h/500$, onde H é a altura da base ao topo, e h é a distância vertical entre pavimentos.

Em relação às flechas verticais, a NBR 8800 indica que vigas de piso não devem possuir deslocamento maior que $L/350$ para cargas permanentes e móveis, enquanto a AASHTO recomenda que essas deformações não devem exceder $L/360$ para passarelas. Em ambos os casos, as combinações de serviço são utilizadas para calcular a deflexão.

Na análise da vibração, deve ser considerado o efeito da carga móvel atuante. Nas passarelas, há basicamente pessoas andando ou mesmo correndo. Durante uma caminhada, uma pessoa emite vibrações com frequência entre 1,6 e 2,2 Hz. Quando correndo, pode chegar a 4Hz (MURRAY, *et al.*, 2016). São avaliados o primeiro módulo de vibração para as direções vertical e horizontal

A análise das vibrações será feita de forma simplificada, como sugerido tanto pela AASHTO (2009) quanto pela ABNT (2008). Ambas recomendam que a frequência natural do piso na direção vertical não seja menor que 3Hz, para evitar o primeiro harmônico de vibração vertical devido a pessoas caminhando. A NBR 8800 (ABNT, 2008) recomenda, ainda, que esse valor seja pelo menos 4 Hz para “pisos em que as pessoas caminham regularmente, como os de residências e escritórios”. Quanto à direção lateral, a norma brasileira não faz nenhuma consideração, enquanto a AASHTO recomenda que a frequência natural do primeiro harmônico de vibração lateral deve ser maior que 1,3 Hz. Nos casos em que a estrutura não atender a essas recomendações, é sugerida uma análise mais detalhada, levando em conta fatores como o peso da estrutura, sensação de desconforto do usuário e aceleração da estrutura devido às vibrações. Essa análise não foi realizada para o objeto estudado.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NOS TUBOS

Utilizando o Software SAP2000 com os materiais, seções e carregamentos comentados no item anterior, obtiveram-se os esforços solicitantes em cada tubo para cada uma das combinações consideradas.

O programa oferece uma opção de combinação onde a envoltória é traçada automaticamente, com os esforços máximos e mínimos obtidos de todas as combinações. É necessário esclarecer que a utilização dessa envoltória no dimensionamento de pontes pode levar a estruturas menos econômicas, visto que é possível que diferentes tipos de esforços solicitantes tenham seus valores máximos ou mínimos em diferentes combinações. Pode ser tomado o esforço axial de uma combinação e o momento fletor de outra, por exemplo. Nesta situação, a utilização da envoltória do SAP2000 leva a um dimensionamento para uma combinação de esforços que não aconteceria na prática. Por facilidade de cálculo, e como este trabalho consiste apenas de uma verificação, não de um dimensionamento real, os resultados da envoltória são utilizados. Nos casos em que o tubo não suporta a solicitação, cada combinação é verificada individualmente, para identificar se realmente pode haver problemas com a seção.

Não foram verificados todos os tubos individualmente, visto que muitos deles eram repetitivos (mesmos comprimentos destravados, ou peças com a mesma função), sendo necessário apenas o cálculo para aqueles que apresentavam as seções com os esforços mais críticos. Por exemplo, não foram verificados todos os pendurais da estrutura, apenas aquele que apresentava o maior esforço solicitante axial de tração. Por outro lado, em alguns tubos foram verificadas mais de uma seção, pois não era clara qual combinação de esforços seria mais crítica.

Todos os cálculos e verificações apresentados na metodologia no item 3.2.4 foram automatizados em tabela do *Microsoft Excel*, onde os dados de entrada são a seção da peça, os esforços solicitantes obtidos da análise estrutural, o comprimento destravado do tubo e o coeficiente de flambagem. Exemplo da utilização da planilha encontra-se no Apêndice A. A Tabela 4 apresenta o resultado da relação entre os esforços solicitantes e resistentes de cálculo para todos os tipos de solicitação em cada um dos tubos verificados, assim como os resultados das equações de interação aplicáveis. O índice utilizado nessa tabela é explicado no Apêndice B, onde também se encontram os valores das solicitações em cada tubo.

Tabela 4 - Relação entre esforços solicitantes e resistente e equações de interação

(Continua)

i	Sd / Rd					ITERAÇÕES	
	FORÇA AXIAL		FLETOR	CORTANTE	TORSOR	N-M	N-M-V-T
	TRAÇÃO	COMP.					
1 ^(a)	0,782	-	0,151	0,008	-	0,916	-
2 ^(a)	0,275	-	-	-	-	0,275	-
3	-	0,486	0,040	0,144	0,008	0,522	-
4	-	0,296	0,297	0,051	0,016	0,560	-
5	-	0,310	0,281	0,040	0,008	0,560	-
6	0,269	0,169	0,397	0,089	-	0,622	-
7	-	0,343	0,037	-	-	0,376	-
8	-	0,023	0,027	0,003	-	0,038	-
9	0,079	-	0,039	0,005	0,009	0,079	-
10	0,006	0,023	0,023	-	-	0,035	-
11	-	0,532	0,296	0,056	0,006	0,795	-
12	-	0,836	0,107	0,011	0,030	0,931	-
13	0,284	0,605	0,372	0,086	0,022	0,936	-
14	0,208	0,320	0,327	0,324	0,217	0,611	0,940
15	-	0,474	0,452	0,017	0,078	0,876	-
16	0,187	0,235	0,615	0,192	0,007	0,782	-
17	0,016	0,238	0,092	0,007	-	0,320	-
18	0,372	-	0,111	0,048	0,018	0,471	-
19	-	0,127	0,594	0,048	0,027	0,658	-
20	-	0,118	0,103	0,334	0,046	0,163	-
21	-	0,663	0,040	-	-	0,699	-
22	0,419	0,604	0,113	0,004	0,039	0,705	-

Tabela 4 - Relação entre esforços solicitantes e resistente e equações de interação

(Conclusão)

i	Sd / Rd					INTERAÇÕES	
	FORÇA AXIAL		FLETOR	CORTANTE	TORSOR	N-M	N-M-V-T
	TRAÇÃO	COMP.					
23	-	0,001	0,145	0,008	0,030	0,145	-
24	-	0,353	0,352	0,020	0,026	0,666	-
25	0,139	0,669	0,129	0,005	-	0,784	-
26	0,018	-	0,443	0,071	-	0,452	-
27	-	0,239	0,505	0,232	0,262	0,688	0,988
28	0,081	-	0,450	0,161	0,561	0,488	1,051
29	-	0,211	0,279	0,051	-	0,459	-

Notas:

(a) Tubos tracionados com índice de esbeltez maior que 300

Pode-se verificar que os tubos 1 e 2, apesar de resistirem satisfatoriamente aos esforços, possuem índices de esbeltez maiores que o recomendado pela norma brasileira para peças tracionadas: 300. O primeiro tubo, que representa o cabo principal, possui um índice de 311, enquanto o segundo, que representa os pendurais, 564.

Segundo o AISC (2011), que faz a mesma observação que a NBR 8800 quanto à esbeltez das peças tracionadas, essa recomendação não se dá por motivos de integridade da estrutura, mas por questões práticas de economia, facilidade de fabricação, manuseabilidade, cuidados necessários no transporte e içamento, além de condições de serviço, pois um tubo muito esbelto está mais sujeito a movimentos laterais e vibrações, que podem causar incômodos aos usuários. Portanto, a situação dos tubos 1 e 2 não traz riscos à estabilidade da passarela.

O caso mais crítico é o da seção número 28, que representa um trecho do tubo curvo de um dos olhais – o terceiro olhal a partir da extremidade da treliça. Com solicitações consideráveis de momento fletor, momento torsor e esforço cortante, a seção teve 1,051 como resultado da equação de interação. Como o cálculo foi realizado através da envoltória de todas as combinações, é necessário verificar as combinações individualmente, de forma a comprovar ou não a possibilidade de inadequação do tubo e verificar qual o carregamento mais crítico. Na

Tabela 5 são apresentadas as relações entre esforços solicitantes e resistentes, bem como as equações de interação para cada uma das combinações utilizadas.

Tabela 5 - Relação de esforços solicitantes e resistentes e equações de interação em cada combinação para o tubo 28

COMB.	Sd / Rd					ITERAÇÕES	
	FORÇA AXIAL		FLETOR	CORTANTE	TORSOR	N-M	N-M-V-T
	TRAÇÃO	COMP.					
I	0,015	-	0,134	0,025	0,196	0,142	-
II	0,078	-	0,422	0,153	0,560	0,461	1,008
III	0,078	-	0,450	0,152	0,561	0,489	1,035
IV	0,059	-	0,372	0,112	0,448	0,401	0,745
V	0,015	-	0,152	0,024	0,177	0,160	-

Verifica-se que, para as combinações II e III, o tubo realmente apresenta a segunda equação de interação acima de $1,0$. Em comum, as duas combinações têm a sobrecarga de utilização como sendo a principal solicitação variável. A diferença entre as duas se dá pela ação do vento, que aumenta o momento fletor solicitante na terceira combinação. Em ambos os casos foi considerado o aumento de temperatura ambiente, visto que este era mais crítico para os esforços solicitantes que a redução.

A solicitação é 3,5% maior que a resistência calculada, indicando que a peça utilizada é inadequada. No entanto, como a diferença entre o esforço solicitante e o resistente é pequena, deve haver o bom senso de analisar alguns fatores. A resistência ao escoamento utilizada, por exemplo, é um valor nominal mínimo indicado pelo fabricante reduzido de um fator normativo que considera a variação da resistência nos materiais. Então, é provável que a resistência real da peça seja maior que a utilizada no dimensionamento, fazendo com que o membro resista aos esforços mesmo quando atingida a combinação prevista. Aconselha-se, no entanto, que sejam realizados ensaios de resistência in situ na referida peça, para garantir a segurança da passarela.

Além disso, a construção foi realizada durante o dia, com a intenção de montar a estrutura na maior temperatura possível, visto que uma posterior redução da temperatura normalmente causa menos problemas que um aumento. Portanto, o aumento de temperatura não deve chegar

ao valor previsto nos cálculos. Considerando todos esses fatores, é bastante improvável que a estrutura apresente algum tipo de problema devido à essa peça.

4.2 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS CONEXÕES

A verificação das conexões foi realizada através do software HSS_CONNEX, que verifica a relação entre os esforços solicitantes nos nós e as resistências à punção e plastificação do tubo.

As conexões flangeadas foram utilizadas nos cabos principais e na treliça lateral de enrijecimento. A Tabela 6 apresenta as características das chapas e parafusos utilizados – onde d_b é o diâmetro do parafuso e d' é o tamanho do furo para o parafuso –, do tubo conectado, os resultados de espessura mínima da chapa e número mínimo de parafusos, bem como a dimensão das placas e o número de parafusos usados no projeto.

Tabela 6 - Resumo da verificação das conexões flangeadas

Local	Cabos Principais	Trelliça		
	Tubo Ancorado	Banzos Superiores	Banzos Inferiores	Diagonais
Chapa / Parafuso				
f_{yp} (MPa)	300	300	300	300
e_1 (mm)	40,0	40,0	40,00	25,00
d_b (mm)	25,4	25,4	25,40	15,88
d' (mm)	27,0	27,0	27,0	17,5
T_u (kN)	232,24	232,24	232,24	90,72
Tubo				
d (mm)	141,30	141,30	141,30	88,90
t (mm)	9,50	9,50	9,50	5,50
N_{sd} (kN)	702,3	-	333,00	137,00
Resultado				
t_r mínimo (mm)	18,00	1,00	12,00	8,00
t_r usado (mm)	19,00	12,70	19,00	12,50
n_r min	5,00	1,00	3,00	3,00
n_r usado	6,00	4,00	4,00	4,00
RESULTADO	OK!	OK!	OK!	OK!

Verifica-se que todas as conexões possuem valores maiores que os mínimos necessários tanto para a espessura da chapa flangeada quanto para a quantidade de parafusos. Portanto, é seguro afirmar que as conexões flangeadas são adequadas às solicitações e não apresentarão problemas ao longo da vida útil da passarela.

A verificação dos nós foi feita para as principais conexões soldadas da estrutura, de forma similar à verificação dos tubos: no caso de conexões repetitivas, como a ligação do banzo da treliça de enrijecimento com suas diagonais, apenas o caso mais crítico (maior esforço solicitante) foi calculado. O apêndice C apresenta uma tabela com o índice das conexões verificadas, assim como as solicitações em cada nó.

Durante a verificação das conexões soldadas, algumas considerações precisam ser feitas para que a resistência no nó possa ser estimada. Na conexão 2 (ver Quadro 2 e Figura 31), o ângulo entre o tubo secundário e o principal era menor que o limite de validação de 30°. Segundo o CIDECT (WARDENIER, *et al.*, 2008), essa limitação é dada para garantir que a solda possa ser executada, mas pode ser dispensada se o fabricante garantir que não haverá problemas com a solda. No entanto, a resistência não pode ser considerada maior que na conexão com 30°. Portanto, nesses casos, o ângulo do limite da faixa de validação foi utilizado para o cálculo do esforço resistente.

Outra consideração foi feita na conexão 7 (Ver Quadro 2 e Figura 31), apresentada na Figura 24. Esta consiste de uma conexão KT multiplanar, também referida como DKT. Não há previsões nos principais códigos para o cálculo do esforço resistente em nós deste tipo, por isso serão feitas simplificações. O cálculo de conexões do tipo KT uniplanar é realizado através da sua decomposição: são verificadas duas conexões do tipo K entre o tubo perpendicular ao banzo e cada uma das diagonais. Disto se infere que a conexão DKT pode ser decomposta em nós do tipo KK (K multiplanar).

Figura 24 - Conexão número 7. Tipo DKT



O CIDECT (WARDENIER, *et al.*, 2010) considera que não há redução na resistência das conexões KK em comparação com as uniplanares, enquanto a NBR 16239 (ABNT, 2013a) sugere um fator de redução de 0,9. Utilizaremos a recomendação do primeiro, visto que a formulação proposta pelo CIDECT foi identificada como mais precisa para este tipo de conexão (NOBRE, *et al.*, 2015). Portanto, não havendo redução da resistência, o nó número 7 pode ser analisado como uma conexão uniplanar. A partir dessa provisão, o nó será analisado como um KT uniplanar.

A Tabela 7 apresenta as características geométricas das conexões e relação entre esforços solicitantes e os resistentes em cada nó dos tipos X, Y, T, K e TT. Essa relação não pode ser maior que 1 para garantir que a conexão não atinja nenhum dos estados limites previstos.

Tabela 7 - Resultados das interações (Sd / Rd) para conexões dos tipos X, Y, T, K e TT

Continua

i (tipo)	Banzo (mm)		Diagonal 1 (mm)		Diagonal 2 (mm)		Geometria						Sd / Rd	
	d0	t0	d1	t1	d2	t2	e (mm)	g (mm)	β	$\Theta 1$	$\Theta 2$	ϕ	TUBO 1	TUBO 2
1 (K)	168,3	7,1	48,3	5,1	48,3	5,1	0	73,3	0,287	90°	30°	-	0,12	0,22
2 (Y)	168,3	7,1	168,3	7,1	-	-	-	-	1,0	27°	-	-	0,03	-
3 (T)	168,3	7,1	114,3	6,0	-	-	-	-	0,679	90°	-	-	0,03	-
5 (K)	114,3	6	48,3	5,1	48,3	5,1	0	37,9	0,423	48°	48°	-	0,02	0,01
6 (TT)	141,3	9,5	48,3	5,1	-	-	-	-	0,342	90°	-	60°	0,47	-
8 (T)	141,3	9,5	114,3	6,0	-	-	-	-	0,809	90°	-	-	0,3	-
9 (K)	114,3	6	88,9	5,5	88,9	5,5	7,7	11	0,778	42°	42°	-	0,38	0,17
10 (T)	141,3	9,5	114,3	6,0	-	-	-	-	0,809	90°	-	-	0,29	-
11 (K)	114,3	6	48,3	5,1	48,3	5,1	0	40,3	0,423	47°	47°	-	0,31	0,02
12 (Y)	141,3	9,5	42,2	4,9	-	-	-	-	0,299	47°	-	-	0,12	-
13 (Y)	141,3	9,5	42,2	4,9	-	-	-	-	0,299	47°	-	-	0,09	-
14 (T)	141,3	9,5	101,6	5,7	-	-	-	-	0,719	90°	-	-	0,66	-
15 (T)	141,3	9,5	101,6	5,7	-	-	-	-	0,719	90°	-	-	0,42	-
16 (X)	114,3	6,0	101,6	5,7	-	-	-	-	0,889	90°	-	-	0,74	-
17 (X)	114,3	6,0	101,6	5,7	-	-	-	-	0,889	90°	-	-	0,78	-

i (tipo)	Banzo (mm)		Diagonal 1 (mm)		Diagonal 2 (mm)		Geometria						Sd / Rd	
	d0	t0	d1	t1	d2	t2	e (mm)	g (mm)	β	$\Theta 1$	$\Theta 2$	ϕ	TUBO 1	TUBO 2
18 (K)	141,3	9,5	88,9	5,5	88,9	5,5	0	44	0,629	36°	36°	-	0,32	0,32
19 (K)	141,3	9,5	88,9	5,5	88,9	5,5	0	44	0,629	36°	36°	-	0,03	0,03
20 (T)	141,3	9,5	88,9	5,5	-	-	-	-	0,629	90°	-	-	0,62	-
22 (K)	141,3	9,5	88,9	5,5	88,9	5,5	0	44	0,629	36°	36°	-	0,04	0,03
23 (Y)	101,6	5,7	101,6	5,7	-	-	-	-	1,0	80°	-	-	0,22	-
24 (Y)	101,6	5,7	101,6	5,7	-	-	-	-	1,0	64°	-	-	0,49	-
25 (X)	141,3	9,5	101,6	5,7	-	-	-	-	0,719	90°	-	-	0,38	-
26 (T)	141,3	9,5	42,2	4,9	-	-	-	-	0,299	90°	-	-	0,22	-

Destacado em vermelho na Tabela 7, o ângulo de 27° (fora da faixa de validação) no nó de índice 2 foi tomado como 30° para efeito de estimativa da resistência, como explicado anteriormente. A relação entre esforço solicitante e resistente foi muito baixa (0,03), indicando que não haverá problemas de estabilidade na conexão, mesmo com a estimativa realizada.

Os nós do tipo K com o banzo tracionado, como exposto no item 3.2.5 b), podem apresentar resistência inferior ao estimado pelo programa. Essa situação ocorre nos nós 5, 18 e 19, como pode ser verificado na tabela de esforços solicitantes no apêndice C. Para esses nós, no entanto, as resistências calculadas pelo HSS_CONNEX são muito superiores às solicitações, sendo seguro afirmar que, mesmo havendo uma redução da resistência, o nó suportará a carga. A Tabela 8 traz as características geométricas das conexões do tipo KT, enquanto a Tabela 9 apresenta as relações entre o esforço solicitante e o resistente nesses nós.

Tabela 8 - Dados da geometria das conexões do tipo KT

i	Banzo (mm)		Diagonal 1 (mm)		Diagonal 2 (mm)		Montante 3 (mm)		Geometria							
	d0	t0	d1	t1	d2	t2	d2	t2	e1	g1	e2	g2	β	$\Theta 1$	$\Theta 2$	$\Theta 3$
4	168,3	7,1	141,3	6,6	48,3	5,1	114,3	6,0	88,7	20,2	17,8	20	0,602	44°	42°	90°
7	141,3	9,5	48,3	5,1	48,3	5,1	48,3	5,1	0	34,6	0	40,3	0,342	35°	33°	90°
21	141,3	9,5	88,9	5,5	88,9	5,5	88,9	5,5	0	-22,4	0	-22,4	0,629	36°	36°	90°

Tabela 9 - Resultados das interações (Sd / Rd) para conexões do tipo KT

i	Conexão k 1-3		Conexão k 2-3	
	Tubo 1	Tubo 3	Tubo 2	Tubo 3
4	0,13	0,13	0,01	0,35
7	0,08	0,23	0,14	0,24
21	0,5	0,08	0,5	0,24

A conexão 7, que foi analisada como uniplanar a partir de uma simplificação, apresentou resistência bastante superior à necessária, o que aponta que a conexão está segura, mesmo considerando possíveis desvios devido às estimativas realizadas.

Já na conexão 4, a excentricidade entre os eixos do montante e da diagonal 1 com o do tubo principal foi maior que o limite de $0,25 d_0 = 42,07mm$. Segundo Wardenier *et al* (2010), uma excentricidade fora faixa de validação pode reduzir a resistência da conexão e gerar um momento de excentricidade, que deve ser distribuído entre os membros da conexão. Analogamente ao exemplo 15.1 de Wardenier *et al* (2010), considerou-se um acréscimo de momento nos banzos devido aos esforços axiais solicitantes destes aplicados à excentricidade, no valor de: $(-220kN - (-214kN)) * (-0,0887m) = 0,6kN-m$ (ver Tabela 8, Tabela 13 e Figura 31). Esse valor foi distribuído igualmente para as duas seções do banzo: à esquerda e à direita do nó.

Vemos que mesmo com esse esforço adicional a conexão é suficiente para resistir às solicitações com uma boa folga. Mesmo que haja uma redução da resistência devido à excentricidade, não será suficiente para causar qualquer estado limite último na conexão.

4.3 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

4.3.1 Deformações

O deslocamento lateral total do corpo da passarela devido ao vento, em condições de serviço, é de 10 mm, ou 1/1000 da altura entre a cobertura do corpo da passarela e o solo, de acordo com a análise estrutural do programa SAP2000. Já o deslocamento relativo entre o piso e a cobertura é de apenas 1mm, inferior a 1/2000 da altura entre o teto e o piso. A estrutura atende às provisões da norma brasileira (ABNT, 2008), que limita esses deslocamentos a H/400 e h/500, respectivamente. Já de acordo com as recomendações da AASHTO (2009), seria aceita

uma movimentação máxima de 150 mm, muito acima da deformação encontrada na estrutura. Portanto, as pequenas deformações laterais da passarela estão dentro das orientações das normas e manuais citados, não causando desconfortos aos usuários.

Quanto às flechas verticais, a estrutura apresenta 35 mm ($L/1500$) de deformação permanente devida ao peso próprio e 118 mm ($L/460$) de deslocamento total quando adicionada a sobrecarga de uso, de acordo com as combinações de serviço. Mais uma vez, os valores estão dentro dos limites recomendados (154mm pela norma brasileira e 150mm pela americana), e a flecha não causará desconforto visual.

Além disso, é importante destacar que durante a construção foi imposta uma contraflecha para combater a deformação permanente na estrutura. Levou-se em conta não apenas a deformação permanente imediata, calculada na análise da estrutura, mas também um adicional para que não haja grandes flechas devido ao relaxamento do aço ao longo do tempo.

4.3.2 Vibração

No que tange a vibração, havia uma preocupação quanto aos pendurais, pois são tubos muito esbeltos que podem sofrer vibrações. No entanto, observou-se que as vibrações nos pendurais não eram transferidas para as demais estruturas, não causando qualquer tipo de desconforto para os usuários. Além disso, é necessário avaliar o comportamento dinâmico para a estrutura do piso.

Foi realizada uma análise modal no programa SAP2000 para verificar o comportamento dinâmico da passarela em estudo, onde se verificou que o primeiro modo de vibração lateral aconteceu a uma frequência natural de 1,6 Hz – como se pode verificar na Figura 25 –, enquanto a vibração vertical do piso no primeiro harmônico se deu a 3,5 Hz – Figura 26. Portanto, verifica-se que a estrutura respeita as recomendações da AASHTO (2009), que exige, respectivamente, 1,3 Hz e 3,0Hz. No entanto, não atinge os 4Hz recomendados pela NBR 8800 (ABNT, 2008) para estruturas desse tipo.

Figura 25 - Vibração lateral do piso ampliada em 200x

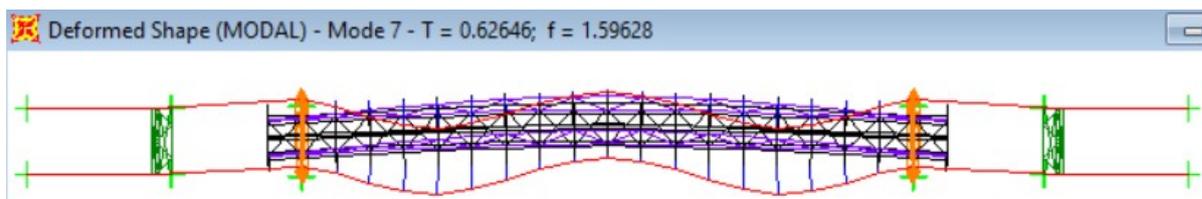
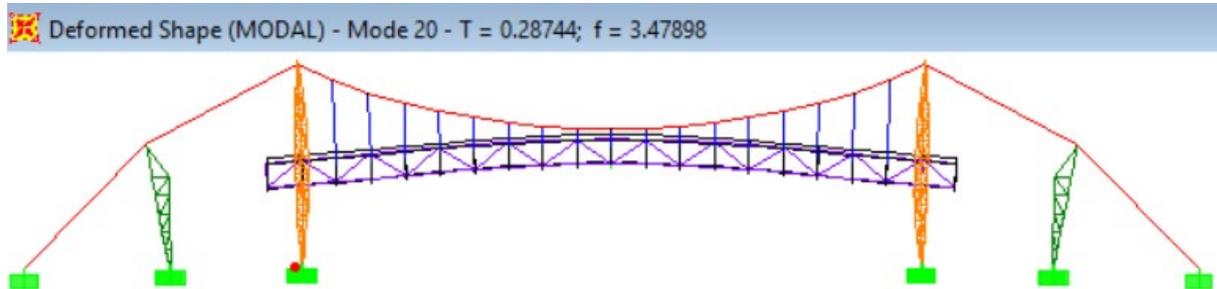


Figura 26 - Vibração vertical do piso ampliada em 200x



Uma análise mais detalhada da resposta da estrutura, em termos de aceleração gerada pela vibração, poderia ser realizada para identificar de forma mais precisa se há chances de desconforto por vibrações excessivas, como sugerido por Murray *et al* (2016). Esta análise, porém, foge ao objetivo do trabalho. Além disso, como a estrutura atende aos limites da verificação simplificada da AASHTO tanto para vibrações verticais quanto laterais, as chances de haver desconforto dos usuários é reduzida.

5 CONCLUSÕES

O trabalho foi realizado no intuito de verificar as condições de estabilidade e de uso da passarela a partir das informações das plantas do projeto, das orientações das normas brasileiras aplicáveis e das provisões de órgãos internacionais de trabalho reconhecido como o CIDECT, o AISC e a AASHTO.

A modelagem da passarela no programa SAP2000 permitiu a análise da estrutura, de onde se obtiveram os esforços solicitantes nos tubos. Apenas um tubo em toda a estrutura apresentava um esforço solicitante de cálculo ligeiramente superior à sua resistência, porém não configura riscos à integridade da ponte, devido à diferença entre carga e esforço resistente ser muito pequena, além da provável resistência real do tubo ser maior que a utilizada nos cálculos.

Na análise das conexões da estrutura através do programa HSS_CONNEX, foi verificado que todas as conexões flangeadas são adequadas às solicitações, tanto no que diz respeito à espessura das chapas do flange quanto ao número de parafusos utilizados. Já para os nós soldados, algumas considerações precisaram ser feitas, visto que algumas juntas apresentavam geometria diferente das previstas nos principais códigos e manuais: tanto no número e disposição das barras nas conexões, quanto na excentricidade. No entanto, todos os nós apresentaram resistência suficiente, e naqueles onde as simplificações foram feitas, as solicitações foram bastante inferiores à resistência de cálculo, sendo possível afirmar que, mesmo com a limitação do método de análise, de fato não há riscos quanto aos estados limites últimos previstos.

Já na avaliação das condições de serviço, foi observado que as deflexões laterais e verticais ficam dentro de todos os limites estabelecidos pela AASHTO (2009) e pela NBR 8800 (ABNT, 2008). As vibrações, por sua vez, atendem às especificações do órgão americano, mas atendem apenas parcialmente às condições da norma brasileira, sendo, portanto, recomendada uma análise mais profunda, a fim de verificar a aceleração gerada pelas vibrações em situações de pessoas correndo na passarela e a percepção do usuário quanto a essa aceleração.

De forma geral, realizadas as análises e verificações necessárias, se pode afirmar que a passarela não apresenta riscos do ponto de vista da integridade da estrutura e possui condições de serviço adequadas, não causando desconfortos sensoriais aos usuários. É importante destacar que não foram analisadas as condições de manutenção da passarela, tais qual pintura, iluminação e segurança, que devem ser garantidas em ordem do bom funcionamento do equipamento.

REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto em edifícios**. Rio de Janeiro. 2008

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 16239: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares**. Rio de Janeiro. 2013a

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro. 2013b.

AISC - *American Institute of Steel Construction*. 2011. **Steel Construction Manual**. 14. s.l. : AISC, 2011. p. 2192

ARAÚJO, A. H. M.; *et al.* **Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço**. Ed. do Autor, Belo Horizonte, BH, 2016. 598 p. Disponível em: <<http://www.fec.unicamp.br/itf/pdf/web/viewer.php?arq=2096>>. Acesso em: 13 Jul. 2017.

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*. **LRFD guide specifications for the design of pedestrian bridges**. EUA, Dez. 2009, 30 p.

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 2008.

BRASILIT. 2014. **Telhas metálicas**. [Online] 2014. Disponível em <www.brasilit.com.br>. Acesso em: 10 Out. 2017.

CALLISTER, W. D. **Ciência e engenharia de materiais: uma introdução**. 7ª. ed. Rio de Janeiro: LTC, p. 167-168, 2008.

CBCA - Centro Brasileiro de Construção Em Aço. **Construção em aços: aços estruturais. CBCA-Aço Brasil**, 2014. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-acos-estruturais.php>>. Acesso em: 12 Dez. 2017.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem/Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico/Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro (RJ), 1996, 225 p.

GERDAU. 2015. **Alambrados Gerdau**. [Online] 2015. <www.comercialgerdau.com.br>. Acesso em: 10 Out. 2017.

GERKEN, F.S. **Perfis tubulares: aspectos arquitetônicos e estruturais**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003. 385 p.

HIBBELER, R. C. **Análise das estruturas**. 8ª. ed. São Paulo: Pearson, 2013. 522 p.

ISHII, M. **Sistemas estruturais de pontes extradorso**. Dissertação (Dissertação em Engenharia de estruturas) - USP. São Paulo. 2006. 90 p.

INMET - Instituto Nacional de Meteorologia/Banco de dados meteorológicos para ensino e pesquisa - BDMEP. **Temperatura mínima e temperatura máxima**. 2017. Disponível em <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep>>. Acesso em 02 Out. 2017.

METALGUSA. **Catálogo técnico de chapas grossa**. Disponível em <<http://www.metalgusa.com.br/tecnico.pdf>>. Acesso em 20 Set. 2017.

MURRAY, T. M, *et al.* 2016. **Design guide 11: Floor vibrations due to human activity**. 2ª ed. s.l. : AISC, 2016. 130 p.

MYERSCOUGH, M. Spanning Centuries: a history of the modern suspension bridges. **The Structural Engineer**, v. 91, n. 7, p. 12-21, Julho 2013. Disponível em: <<https://www.surrey.ac.uk/cee/files/Suspension%20Bridge%20Paper.pdf>>. Acesso em: 10 Ago. 2017.

NOBRE, D. S. *et al.* Evaluation of CHS tubular KK joints. **Latin American Journal of Solids and Structures**, Rio de Janeiro, 12, n. 11, p. 2143-2158 Novembro 2015. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1679-78252015001102143&lng=en&nrm=iso>. Acesso em: 29 Nov. 2017.

O'CONNOR, C. **Pontes - Superestruturas**. LTC/EDUSP, São Paulo. v 2. 1976. 490 p.

PANNONI, F. D. **Aços patináveis**. GERDAU. [S.l.]. 2016.

PFEIL, W. **Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático**. 8ª. ed. LTC, Rio de Janeiro, RJ, 2009. 353 p.

PINHEIRO, A. C. F. B. **Estruturas metálicas: cálculos, detalhes, exercícios e projetos**. 2ª. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2005.

RIBEIRO FILHO, C. R. L.; MELO, D. V. P. **Verificação das barras e conexões com compõem as treliças principais de uma passarela em estrutura metálica tubular em Recife**. 2010. 79 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2010.

RONDAL, Jacques, *et al.* CIDECT. 1996. **Structural stability of hollow sections**. Colônia, 1996. p. 57.

SANTOS, A. F. **Estruturas metálicas: projeto e detalhes para fabricação**. 3^a. ed. Mcgraw-Hill do Brasil, São Paulo, SP, 1977. 473 p.

SILVA JÚNIOR, S. B. D. **Rodovias em áreas urbanizadas e seus impactos na percepção dos pedestres**. Dissertação (Dissertação de mestrado em engenharia urbana) - UFSCar. São Carlos, p. 93. 2006.

SUSSEKIND, J. C. **Curso de análise estrutural: Estruturas isostáticas**. 4^a. ed. Globo, Porto Alegre, RS, 1979. 366 p. 1 v.

USIMINAS. **Chapas grossas**. 2015. Disponível em <www.usiminas.com>. Acesso em: 20 Set. 2017.

VALLOUREC. **Tubos Estruturais: Seção circular, quadrada e retangular**. 2016. Disponível em <<http://www.vallourec.com/COUNTRIES/BRAZIL/PT/Products-and-services/automotive-industrial-tubes/Documents/Catalogo%20Estruturais.pdf>>. Acesso em: 17 Set. 2017.

V&M DO BRASIL. **Tubos Estruturais: Seção circular, quadrada e retangular**. 2013. Disponível em <<http://www.concorrencia.ifba.edu.br/concorrencia02/IFBA-RES-PE-R03/IFBA-RES-EST-PE-R00/Cat%20de%20Tubos%20Estruturais%20VMB.pdf>>. Acesso em: 17 Set. 2017.

WARDENIER, J., *et al.* CIDECT. **Design Guide for Circular Hollow Section (CHS) Joints under Predominantly Static Loading**. 2^a. Suíça : s.n., 2008. 134 p.

WARDENIER, J., *et al.* CIDECT. **Hollow Sections in Structural Applications**. 2^a. ed. Bouwen Met Staal. Geneva, Suíça, 2010. 232 p.

WRIGHT, K. **Steel bridge design handbook: selecting the right bridge type**. FHWA. [S.l.]. 2015. 22 p.

APÊNDICE A – EXEMPLO DA UTILIZAÇÃO DA PLANILHA DE VERIFICAÇÃO DOS TUBOS

DADOS: Banzo superior - centro da treliça

Solicitação:		Material: VMB 250cor
N _{t,Sd} (kN)	0	Fonte: catálogo de tubos estruturais da V&M do Brasil E (MPa) 200000 f _y (Mpa) 250 f _u (Mpa) 400
N _{c,Sd} (kN)	560	
M _{Sd2} (kN-m)	0.1	
M _{Sd3} (kN-m)	1.51	
V _{Sd2} (kN)	0	
V _{Sd3} (kN)	0	
T _{Sd} (kN-m)	0	
Comprimento Destravado L (m) 3 Coeficiente de flambagem K 0.9 Distância entre V _{máx} e V nulo (m) 3		

Seção: TUBO 141,3 x 9,5mm

Fonte: catálogo de tubos estruturais da V&M do Brasil

D (mm)	141.3	I (cm ⁴)	861	Z (cm ³)	166
t (mm)	9.5	r (cm)	4.67	I _t (cm ⁴)	1720
Ag (cm ²)	39.5	W (cm ³)	122	W _t (cm ³)	244

Constantes

γ _{a1}	1.1	NBR 8800 tabela 3
γ _{a1}	1.35	NBR 8800 tabela 3

RESUMO DOS RESULTADOS:

SEÇÃO ADEQUADA AOS ESFORÇOS!

ESFORÇOS ATUANDO SEPARADAMENTE			ESFORÇOS ATUANDO JUNTOS	
		Sd/Rd	Equação	
Tração	N/A	0	N + M	OK! 0.6986
Compressão	OK!	0.66292		
Flexão	OK!	0.04011	N + M + V + T	N/A
Cortante	N/A	0		
Torção	N/A	0		

VERIFICAÇÃO APENAS A TRAÇÃO AXIAL:

Limitação do Índice de esbeltez - NBR 8800 item 5.2.8

$$L/r \leq 300 \qquad L/r = 64.2 \quad \text{OK!}$$

Área líquida efetiva (Ae) - NBR 8800 item 5.2.3

$$\begin{array}{lll} A_n = & 39.5 \text{ cm}^2 & A_n = A_g, \text{ pois não há furos - NBR 8800 item 5.2.4.2} \\ C_t = & 1 & C_t = 1, \text{ de acordo com a NBR 8800 item 5.2.5 a)} \\ A_e = & 39.5 \text{ cm}^2 & A_e = A_n \cdot C_t \end{array}$$

Como a área líquida efetiva e a área da seção bruta são iguais, precisamos verificar apenas o escoamento da seção bruta.

Força axial de tração resistente de cálculo (N_{t,Rd}) - NBR 8800 item 5.2.2

$$N_{t,Rd} = \frac{N_{t,Sd}}{\gamma_M} = \frac{897.7 \text{ kN}}{1} = 897.7 \text{ kN}$$

NBR 8800 item 5.2.2 a) Escoamento da seção bruta

Resultado: N_{t,Rd} ≥ N_{t,Sd}

$$897.7 > 0 \quad \text{OK!}$$

VERIFICAÇÃO APENAS A COMPRESSÃO AXIAL:

Limitação do índice de esbeltez - NBR 8800 item 5.3.4

$$\lambda = 57.8 \leq 200 \quad \text{OK!}$$

Fator de redução de flambagem local (Q) - NBR 8800: anexo F - item F.4

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.038}} = 0.98 < 1.00$$

Q = 1.00

$$0.11 * \quad < - \quad - < 0.45 * -$$

Obs: não é previsto $D/t > 0.45 E/fy$

Força axial de flambagem elástica (Ne) - NBR 8800: anexo E

$$= \frac{\pi^2 E I_{yy}}{(K L)^2} \left(1 - \frac{N}{N_e} \right)^{-2}$$

2

$$= (\quad)^2 = \frac{233}{1.3} \text{ kN} \quad \text{---}$$

Índice de esbeltez reduzido (λ_0) - NBR 16239 item 5.2

$$\lambda_0 = \sqrt{\text{---}}$$

$$= 0.651$$

Fator de redução de barras comprimidas (χ) - NBR 16239 item 5.2

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \lambda^2}} = 0.941$$

Força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$) - NBR 8800 item 5.3.2

$$N_{c,Rd} = \frac{N_{c,Sd}}{\chi} = \frac{560}{0.941} = 844.7 \text{ kN}$$

Resultado: $N_{c,Rd} \geq N_{c,Sd}$

844.742 > 560 **OK!**

VERIFICAÇÃO APENAS A MOMENTO FLETOR:

Características da seção

Esbeltez: NBR 8800 Anexo G item G.2.7

$(\lambda) \leq (\lambda_p)$	Seção compacta
$(\lambda_p) < (\lambda) \leq (\lambda_r)$	Seção semicompacta
$(\lambda) > (\lambda_r)$	Seção esbelta

Parâmetro de esbeltez (λ)	Parâmetro de esbeltez de plastificação (λ_p)	Parâmetro de esbeltez de escoamento (λ_r)
$\lambda = 14.8737$	$\lambda_p = 0.07$	$\lambda_r = 0.31$

Garantia de validade da análise elástica - NBR 8800 item 5.4.2.2 >

$$1,50 \leq 45.75 \text{ kN-m} \quad M_{Rd} = 37.73 \text{ kN-m}$$
$$= \quad / \quad 1$$

Resultado: $M_{Rd} \geq M_{sd}$

$$M_{Sd}^2 = M_{Sd2}^2 + M_{Sd3}^2$$

$$M_{sd} = 1.51 \text{ kN-m}$$

$$37.73 > 1.51331$$

OK!

VERIFICAÇÃO APENAS A ESFORÇO CORTANTE:

Tensão crítica de cisalhamento (τ_{cr}) - NBR 8800 item 5.4.3.6

$$I \sqrt{\frac{1.60}{0.78}} \leq 0.60$$

I (

$$)^{3/2} \leq 0,60$$

$$\tau_{cr} = 150000 \text{ kPA}$$

Força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) - NBR 8800 item 5.4.3.6

$$= \frac{0.5}{1} \cdot 269.32 \text{ kN}$$

Resultado: $V_{Rd} \geq V_{Sd}$

$$V_{Sd}^2 = V_{Sd2}^2 + V_{Sd3}^2 \qquad V_{sd} = 0.00 \text{ kN}$$

$$269.32 > 0 \quad \text{OK!}$$

VERIFICAÇÃO APENAS A MOMENTO TORSOR:

Momento de torção resistente de cálculo (T_{Rd}) - NBR 8800 item 5.5.2.1.2

$$^1 \sqrt{1 - \frac{1.23}{5/4}} \leq 0.60$$

1

()

Resultado: $T_{Rd} \geq T_{Sd}$

33.27 >

0

OK!

VERIFICAÇÃO A FORÇA AXIAL E MOMENTO FLETOR COMBINADOS - NBR 8800 item 5.5.1.2:

Verificação do caso crítico de esforço axial:

	N_{Sd}/N_{Rd}		
Tração	0	Caso crítico:	Compressão
Compressão	0.66292	$N_{Sd}/N_{Rd} =$	0.66292

Verificação da combinação:

Para $N_{Sd}/N_{Rd} \geq 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \sqrt[8]{\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2} \leq 1,0$$

0.69858 < 1.000

Para $N_{Sd}/N_{Rd} < 0,2$

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1,0$$

N/A

OK!

VERIFICAÇÃO A FORÇAS AXIAL E CORTANTE E A MOMENTOS FLETOR E TORSOR COMBINADOS - NBR 8800 item 5.5.2.2:

Se $T_{Sd}/T_{Rd} \leq 0,20$, desprezar o torsor.

Obs: se o momento torsor for desprezível, essa análise não se aplica

$T_{Sd}/T_{Rd} = 0$ TORSOR DESPREZÍVEL

Verificação

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \sqrt{\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{T_{Sd}}{T_{Rd}}\right)^2} \leq 1,0$$

N/A

APÊNDICE B – ÍNDICE E SOLICITAÇÕES DOS TUBOS VERIFICADOS

Quadro 1 – Índice dos tubos verificados

(Continua)

i	ESTRUTURA	TUBO	SEÇÃO
1	CABOS PRINCIPAIS	TUBO ANCORADO AO SOLO	
2	PENDURAIAS		Pendural com maior esforço de tração
3	MASTRO ^a	TUBO PRINCIPAL (Nc)	Seção próxima ao contraventamento lateral
4	MASTRO ^a	TUBO PRINCIPAL (M)	Seção próxima ao apoio
5	MASTRO	TUBO VERTICAL	Seção próxima ao apoio
6	MASTRO	TUBOS SECUNDÁRIOS DE CONTRAVENTAMENTO	Máximos esforços nos tubos secundários
7	MASTRO	CONTRAVENTAMENTO LATERAL INFERIOR	Máximos esforços nos tubos do contraventamento lateral inferior
8	MASTRO	CONTRAVENTAMENTO LATERAL SUPERIOR	Máximos esforços nos tubos do contraventamento lateral superior
9	MASTRO	BANZOS DA TRELIÇA DE CONTRAVENTAMENTO	Máximos esforços em todos os tubos dos banzos da treliça
10	MASTRO	DIAGONAIS DA TRELIÇA DE CONTRAVENTAMENTO	Máximos esforços em todos os tubos do contraventamento lateral superior
11	PÓRTICO	TUBO PRINCIPAL 1	Seção próxima ao engaste
12	PÓRTICO	TUBOS PRINCIPAIS 2 E 3	Seção abaixo da treliça inferior
13	PÓRTICO	TUBOS SECUNDÁRIOS DE CONTRAVENTAMENTO	Máximos esforços dentre todas as diagonais
14	PÓRTICO	BANZOS DA TRELIÇA CONTRAVENTAMENTO INFERIOR	Seção a 1,65m da barra principal do pórtico
15	PÓRTICO	DIAGONAIS DA TRELIÇA DE CONTRAVENTAMENTO INFERIOR	Máximos esforços dentre todas as diagonais
16	PÓRTICO	BANZOS DA TRELIÇA SUPERIOR	Máximos esforços nos banzos
17	PÓRTICO	DIAGONAIS TRELIÇA SUPERIOR	Máximos esforços dentre todas as diagonais
18	TRELIÇA ^a	BANZOS INFERIORES (Nt)	Seção a 3m do centro da treliça

Quadro 1 - índice dos tubos verificados

(Conclusão)

i	ESTRUTURA	TUBO	SEÇÃO
19	TRELIÇA ^a	BANZOS INFERIORES (M)	Seção a 3,5m da extremidade da treliça
20	TRELIÇA ^a	BANZOS INFERIORES (V)	Seção no apoio (3m da extremidade da treliça)
21	TRELIÇA ^a	BANZOS SUPERIORES (Nc)	Seção no meio do vão
22	TRELIÇA	DIAGONAIS	Diagonal mais próxima ao apoio (tração) Diagonal adjacente à anterior (compressão)
23	TRELIÇA	MONTANTE EXTREMIDADE	Máximos esforços nos montantes
24	TRELIÇA	MONTANTES A 3m DA EXTREMIDADE	Máximos esforços nos montantes
25	PISO	CONTRAVENTAMENTO	Contraventamento próximo aos apoios
26	PISO	LONGARINAS DO PISO	Seção no apoio do pórtico(3m da extremidade da treliça)
27	PISO	TRANSVERSINA DO PISO	Seção no apoio do pórtico (3m da extremidade da treliça), próxima ao banzo inferior da treliça
28	OLHAL	TRECHO ENTRE O MONTANTE DA TRELIÇA DE ENRIJECIMENTO E O TUBO VERTICAL DO OLHAL	Seção a 6m da extremidade da treliça,
29	OLHAL	APOIO OLHAL-TRANSVERSINA	Máximos esforços dentre todos os tubos

Notas:

^a (Nc), (Nt), (M), (V) - Em tubos onde são analisadas várias seções, o esforço entre parêntesis é o mais crítico para aquela seção.

As imagens que seguem têm por objetivo mostrar a localização das peças na estrutura, para facilitar o entendimento do quadro dos índices acima. As seções 6 e 13 representam todos os tubos secundários de contraventamento do mastro e do pórtico, respectivamente. Ou seja, foram tomados os máximos esforços solicitantes dentre todos esses tubos.

Figura 27 - Vista longitudinal

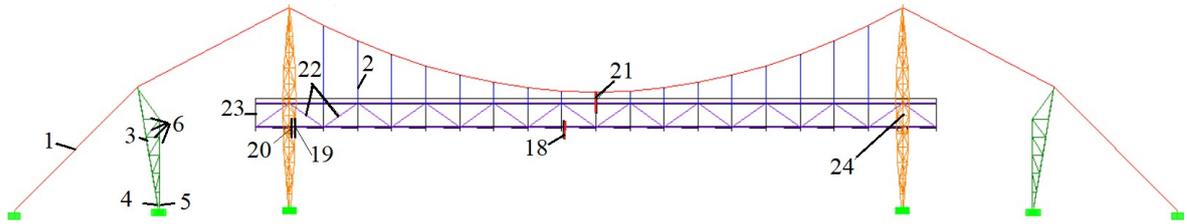


Figura 28 - Olhal

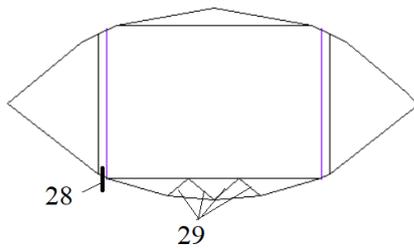
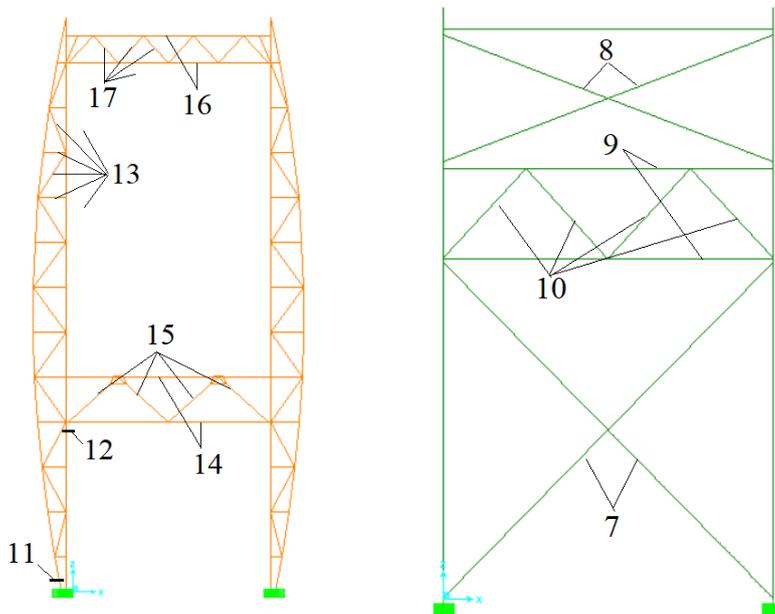


Figura 29 - Pórtico / Mastro



Na tabela seguinte, são apresentados os esforços solicitantes em cada tubo, utilizados para a verificação do dimensionamento das peças.

Tabela 10 – Esforços solicitantes nos tubos verificados

Continua

i	FORÇA AXIAL		FLETOR (kN-m)	CORTANTE (kN)	TORSOR (kN-m)	L (m) destravado	K
	TRAÇÃO (kN)	COMP. (kN)					
1 ^(a)	702	-	5,7	2,1	-	14,5	1,0
2 ^(a)	35,6	-	-	-	-	7,5	1,0
3	-	228	1,7	35,3	0,3	6,2	1,0
4	-	139	12,5	12,4	0,6	6,2	1,0
5	-	103	11,8	9,7	0,3	7,7	1,0
6	42,2	11,5	0,86	4,2	-	2	1,0
7	-	54,0	1,0	-	-	8,4	1,0
8	-	8,5	0,4	0,4	-	3,2	1,0
9	37	-	0,6	0,7	0,13	5,9	1,0
10	1,0	2,1	0,05	-	-	2,2	0,75
11	-	280	11,2	15,0	0,2	5	1,0
12	-	440	4,05	3,0	1,0	5	1,0
13	44,5	70,4	0,8	4,0	0,04	1,8	0,75
14	97,0	128,0	5,3	48,3	3,1	2,1	0,9
15	-	148,6	3,9	1,6	0,64	2,1	0,75
16	87,0	94,0	9,9	26,9	0,1	3,1	0,9
17	2,5	35,0	0,2	0,3	-	1,2	0,75
18	334	-	4,2	13	0,6	3,0	0,9
19	-	107,6	22,4	13	0,9	3,0	0,9
20	-	100	3,9	90,0	1,54	3,0	0,9
21	-	560	1,50	-	-	3,0	0,9
22	137	137	1,0	0,4	0,03	3,7	0,75
23	-	1,0	5,5	2,1	1,0	2,15	0,75
24	-	110,3	3,1	1,9	0,2	2,15	0,75

i	FORÇA AXIAL		FLETOR (kN-m)	CORTANTE (kN)	TORSOR (kN-m)	L (m) destravado	K
	TRAÇÃO (kN)	COMP. (kN)					
25	18,0	26,6	0,2	0,2	-	2,1	1,0
26	8,4	-	7,1	9,9	-	3,0	1,0
27	-	69,3	6,1	27,4	2,8	3,0	1,0
28	31,8	-	5,4	18,9	6,0	0,5	0,75
29	-	27,0	0,4	2,0	-	0,5	1,0

APÊNDICE C – ÍNDICE E ESFORÇOS DOS NÓS VERIFICADOS

Quadro 2 – Índice dos nós verificados

(Continua)

i	ESTRUTURA	CONEXÕES SOLDADAS	TIPO DE LIGAÇÃO
1	MASTRO	TUBO VERTICAL x TUBOS DE CONTRAVENTAMENTO ENTRE TUBOS PRINCIPAIS	K
2	MASTRO	TUBO PRINCIPAL 1 x TUBO PRINCIPAL 3	Y
3	MASTRO	TUBO PRINCIPAL 1 x CONTRAVENTAMENTO SUPERIOR	T
4	MASTRO	TUBO PRINCIPAL 1 x CONTRAVENTAMENTO INFERIOR x DIAGONAIS E BANZO DA TRELIÇA	KT
5	MASTRO	BANZO TRELIÇA x DIAGONAIS	K
6	PÓRTICO	TUBO 1 x TUBOS DE CONTRAVENTAMENTO ENTRE TUBOS PRINCIPAIS (1)	TT
7	PÓRTICO	TUBO 1 x TUBOS DE CONTRAVENTAMENTO ENTRE TUBOS PRINCIPAIS (2)	KT
8	PÓRTICO	TUBOS 2 E 3 x BANZOS DA TRELIÇA INFERIOR	T
9	PÓRTICO	BANZO DA TRELIÇA INFERIOR x DIAGONAIS DA TRELIÇA	K
10	PÓRTICO	TUBOS 2 E 3 x BANZOS DA TRELIÇA INFERIOR	T
11	PÓRTICO	BANZO DA TRELIÇA SUPERIOR x DIAGONAIS DA TRELIÇA	K
12	TRELIÇA	CONTRAVENTAMENTO DO PISO x BANZOS INFERIO-RES (CONEXÃO 3M DA EXTREMIDADE DA TRELIÇA)	Y
13	TRELIÇA	CONTRAVENTAMENTO DO PISO x BANZOS INFERIO-RES (CONEXÃO NO MEIO DO VÃO)	Y

Quadro 2 – Índice dos nós verificados

(Conclusão)

i	ESTRUTURA	CONEXÕES SOLDADAS	TIPO DE LIGAÇÃO
14	TRELIÇA	TRANSVERSINA DO PISO x BANZOS INFERIORES (CONEXÃO 3M DA EXTREMIDADE DA TRELIÇA)	T
15	TRELIÇA	TRANSVERSINA DO PISO x BANZOS INFERIORES (CONEXÃO NO MEIO DO VÃO)	T
16	TRELIÇA	LONGARINAS DO PISO x TRANSVERSINAS (CONEXÃO A 3M DA EXTREMIDADE DA TRELIÇA)	X
17	TRELIÇA	LONGARINAS DO PISO x TRANSVERSINAS (CONEXÃO NO MEIO DO VÃO DA TRELIÇA)	X
18	TRELIÇA	BANZO INFERIOR COM DIAGONAIS (CONEXÃO A 6M DA EXTREMIDADE DA TRELIÇA)	K
19	TRELIÇA	BANZO INFERIOR COM DIAGONAIS (CONEXÃO NO MEIO DO VÃO DA TRELIÇA)	K
20	TRELIÇA	BANZO INFERIOR MONTANTE (CONEXÃO A 3M DA EXTREMIDADE DA TRELIÇA)	T
21	TRELIÇA	BANZO SUPERIOR COM DIAGONAIS E MONTANTE (CONEXÃO A 3M DA EXTREMIDADE DA TRELIÇA)	KT
22	TRELIÇA	BANZO SUPERIOR COM DIAGONAIS (CONEXÃO NO MEIO DO VÃO DA TRELIÇA)	K
23	OLHAL	CONEXÃO DOS TUBOS CURVOS	Y
24	OLHAL	CONEXÃO DO TUBO CURVO COM TUBO VERTICAL	Y
25	OLHAL	CONEXÃO DO TUBO CURVO COM O BANZO DA TRELIÇA	X
26	PENDURAL	PENDURAL x CABO PRINCIPAL NO CENTRO DA PASSARELA	T

As imagens que seguem têm por objetivo mostrar a localização das conexões na estrutura, para facilitar o entendimento do quadro dos índices acima.

Figura 30 - Cabo principal

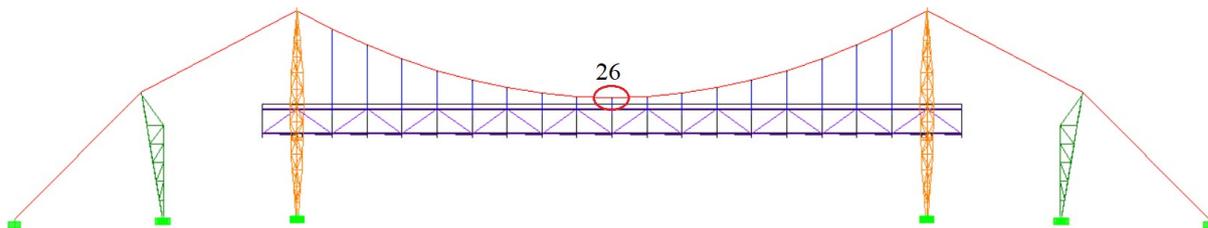


Figura 31 - Mastro/Pórtico

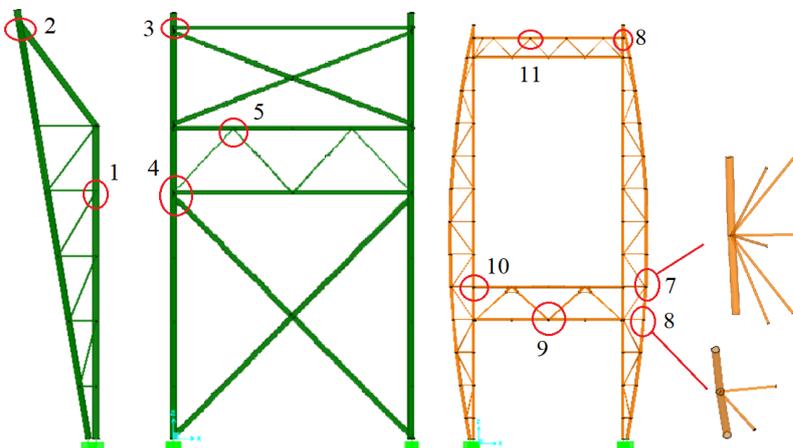


Figura 32 - Vista longitudinal da treliça

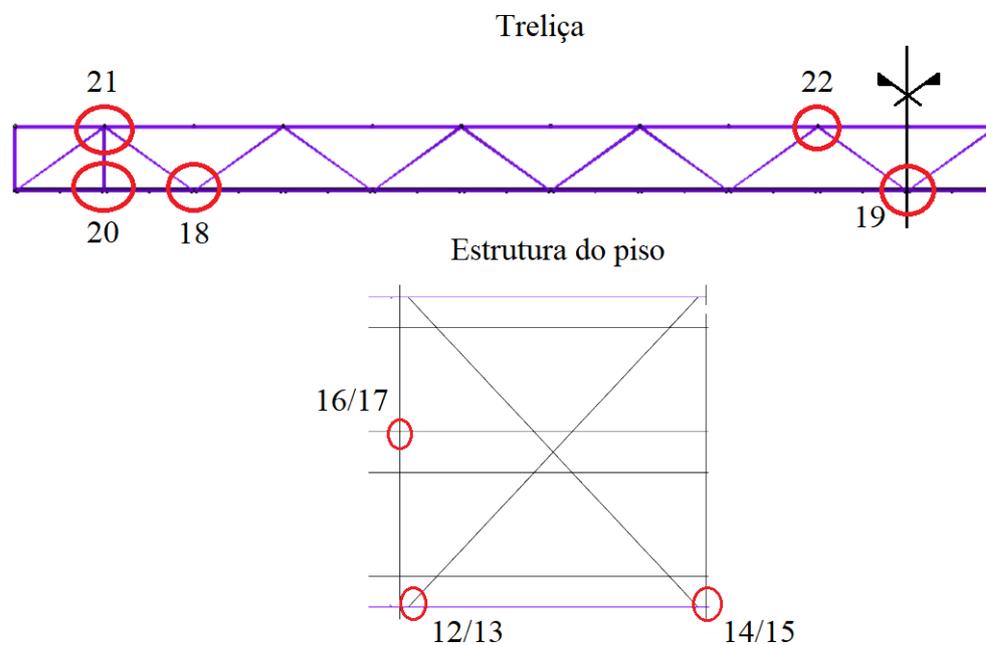
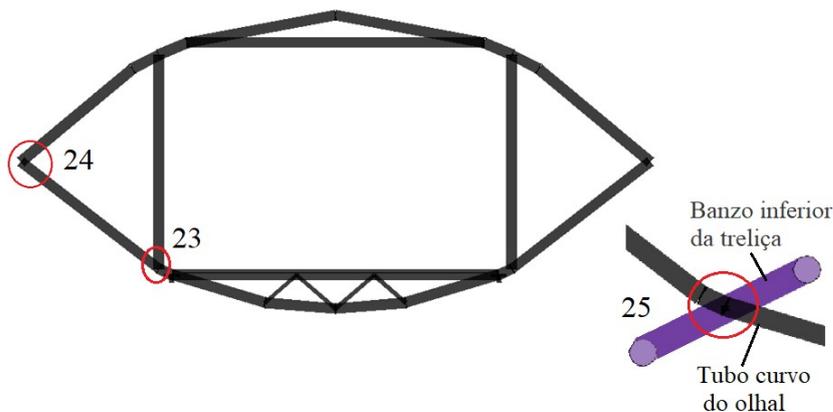


Figura 33 - Olhal



Nas Tabelas 11, 12 e 13 a seguir são apresentados os esforços solicitantes em cada nó verificado, onde:

- N_0 – Esforço axial no banzo à direita da conexão;
- N_{0p} – Esforço axial no banzo à esquerda da conexão;
- $M_{ip.0}$ – Momento fletor no banzo no plano da conexão à direita do nó;
- $M_{ip.0p}$ – Momento fletor no banzo no plano da conexão à esquerda do nó;
- N_i – Esforço axial na barra i ;
- $M_{i.ip}$ – Momento fletor na barra i no plano da conexão;
- $M_{i.op}$ – Momento fletor na barra i fora do plano da conexão.

As convenções de sinais utilizadas nesses quadros seguem as do programa HSS_CONNEX e são apresentadas no Anexo 2, que também contém um exemplo de output do programa para nós do tipo KT.

Tabela 11 – Esforços solicitantes nos nós dos tipos Y, T, X e TT verificados

i (tipo)	Banzo				Diagonal 1		
	N_0 (kN)	N_{0p} (kN)	$M_{ip.0}$ (kN-m)	$M_{ip.0p}$ (kN-m)	N_1 (kN)	$M_{1.op}$ (kN-m)	$M_{1.ip}$ (kN-m)
2 (Y)	-228.00	-215.00	2.30	1.30	-14.00	0.50	1.10
3 (T)	-213.00	-215.00	-0.70	-0.70	5.60	0.00	-0.60
6 (TT)	-364.00	-367.00	-5.80	-3.80	-49.80	0.00	0.40
8 (T)	-437.30	-367.30	3.80	-3.20	-26.10	1.00	-7.10
10 (T)	-315.00	-222.00	-1.00	-3.60	87.80	-2.50	-0.30
12 (Y)	-61.70	-76.50	-1.60	-1.60	-22.00	0.00	0.00
13 (Y)	314.00	302.00	0.30	0.30	16.80	0.00	0.00

i (tipo)	Banzo				Diagonal 1		
	N ₀ (kN)	N _{0p} (kN)	M _{ip.0} (kN-m)	M _{ip.0p} (kN-m)	N ₁ (kN)	M _{1.op} (kN-m)	M _{1.ip} (kN-m)
14 (T)	-118.50	83.60	8.30	-0.80	-69.30	-0.37	4.80
15 (T)	314.00	314.00	-0.70	-0.70	-77.50	-2.80	0.00
16 (X)	8.40	-9.50	2.10	-1.90	-82.40	1.50	1.60
17 (X)	135.70	135.70	-0.20	-0.20	-89.00	2.20	0.00
20 (T)	-93.30	-69.20	4.50	0.50	-110.20	1.90	2.35
23 (Y)	25.00	0.00	0.60	0.00	-27.50	-1.10	-0.60
24 (Y)	31.80	25.00	-3.80	-2.10	15.50	4.90	-1.74
25 (X)	83.70	-118.50	-4.20	3.10	41.70	-1.60	4.60
26 (T)	553	553	-1.4	-1.4	30.8	0	0

Tabela 12 – Esforços solicitantes nos nós do tipo K verificados

i	Banzo				Diagonal 1		Diagonal 2	
	N ₀ (kN)	N _{0p} (kN)	M _{ip.0} (kN-m)	M _{ip.0p} (kN-m)	N ₁ (kN)	M _{1.op} (kN-m)	N ₂ (kN)	M _{2.op} (kN-m)
1	-97.4	-55.6	-1.2	-1	-11.5	0	42.2	0
5	8.1	6.3	-0.3	-0.3	-2.1	0	0.7	0
9	-127	-32	-0.4	-0.6	-92.6	0	41.2	0
11	-84.7	-62.3	-1.4	-1.3	-35	0	2.6	0
18	-118.5	83.6	8.3	-0.8	-135.4	0	136.1	0
19	314	314	-1.4	-1.4	16.1	0	16.1	0

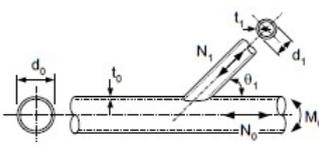
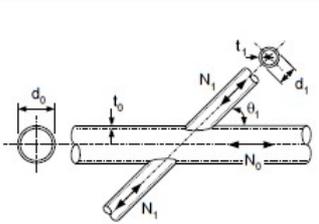
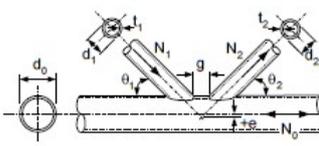
Tabela 13 – Esforços solicitantes nos nós do tipo K verificados

i	Banzo				Diagonal 1		Diagonal 2		Montante 3		
	N ₀ (kN)	N _{0p} (kN)	M _{ip.0} (kN-m)	M _{ip.0p} (kN-m)	N ₁ (kN)	M _{1.op} (kN-m)	N ₂ (kN)	M _{2.op} (kN-m)	N ₃ (kN)	M _{3.op} (kN-m)	M _{3.ip} (kN-m)
4	-220	-214	1	1	-51.3	0	-2.1	0	37	0	0
7	-223	-222	2	2	-24.8	0	-43	0	40.7	0	0
21	-1.1	-72.8	-2.2	-0.9	48.1	0	136.1	0	-110.2	1.9	0

ANEXO 1 – TABELAS PARA VERIFICAÇÃO DAS CONEXÕES

Figura 34 – Verificação das conexões (resistência ao esforço axial)

Table 8.1 Design axial resistances of welded joints between circular hollow sections

Type of joint	Design limit state		
T and Y joints	Chord plastification		
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} (2,6 + 17,7 \beta^2) \gamma^{0,2} Q_f$		
	Chord punching shear (for $d_1 \leq d_0 - 2t_0$)		
	$N_{1,Rd} = 0,58 f_{y0} \pi d_1 t_0 \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \sin^2 \theta_1}$		
X joints	Chord plastification		
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} \left(\frac{2,6 + 2,6 \beta}{1 - 0,7 \beta} \right) \gamma^{0,15} Q_f$		
	Chord punching shear (for $d_1 \leq d_0 - 2t_0$)		
	See chord punching shear equation for T and Y joints		
	Chord shear (for X joints, if $\cos \theta_1 > \beta$)		
	$N_{1,Rd} = 0,58 f_{y0} \frac{(2/\pi) A_0}{\sin \theta_1} \quad N_{gap,0,Rd} = A_0 f_{y0} \sqrt{1 - \left(\frac{N_{1,Ed} \sin \theta_1}{0,58 f_{y0} (2/\pi) A_0} \right)^2}$		
K and N gap joints	Chord plastification		
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} (1,65 + 13,2 \beta^{1,6}) \gamma^{0,3} \left[1 + \frac{1}{12 + (g/t_0)^{0,8}} \right] Q_f$		
	$N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$		
	Chord punching shear (for $d_1 \leq d_0 - 2t_0$)		
	$N_{1,Rd} = 0,58 f_{y0} \pi d_1 t_0 \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \sin^2 \theta_1}$		
Function Q_f	$Q_f = (1 - n)^{C_1} \quad \text{with } n = \frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} + \frac{M_{0,Ed}}{M_{pl,0,Rd}} \quad \text{in connecting face}$		
	Chord compression stress ($n < 0$)	Chord tension stress ($n \geq 0$)	
T, Y and X joints	$C_1 = 0,45 - 0,25\beta$	$C_1 = 0,20$	
K gap joints	$C_1 = 0,25$		
Range of validity			
General	$0,2 \leq \frac{d_1}{d_0} \leq 1,0$	$t_1 \leq t_0$	$\frac{e}{d_0} \leq 0,25$
	$\theta_1 \geq 30^\circ$	$g \geq t_1 + t_2$	$f_{y1} \leq f_{y0} \quad f_y \leq 0,8 f_t \quad f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2 \quad (1)$
Chord	Compression	class 1 or 2 ⁽²⁾ and $d_0/t_0 \leq 50$ (for X joints : $d_0/t_0 \leq 40$)	
	Tension	$d_0/t_0 \leq 50$ (for X joints : $d_0/t_0 \leq 40$)	
Braces	Compression	class 1 or 2 ⁽²⁾ and $d/t_1 \leq 50$	
	Tension	$d/t_1 \leq 50$	

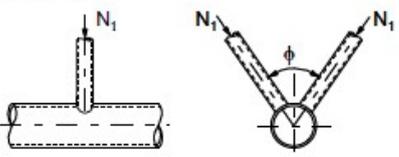
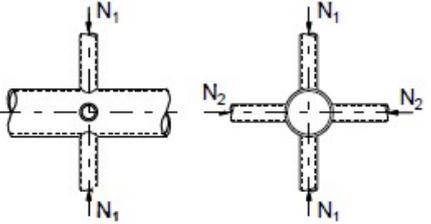
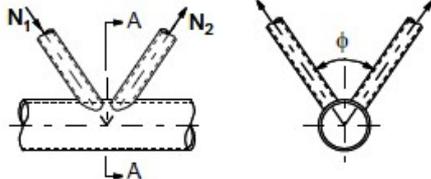
⁽¹⁾ For $355 \text{ N/mm}^2 < f_{y0} \leq 460 \text{ N/mm}^2$, use a reduction factor of 0,9 for the design resistances.

⁽²⁾ Class 1 and 2 limits for d/t_1 are given in Table 2.7.

Fonte: (WARDENIER, *et al.*, 2010)

Figura 35 – Verificação das conexões (fatores de correção para conexões multiplanares)

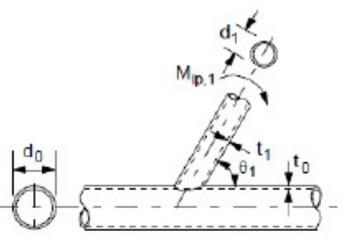
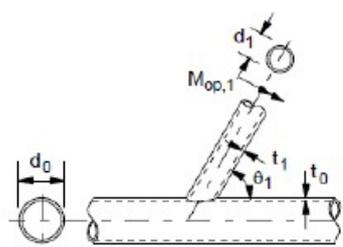
Table 8.4 Correction factors for the design resistance of multiplanar joints

Type of joint	Correction factor μ to uniplanar joint resistance
TT joints Members 1 may be either in tension or compression 	General $\mu = 1,0$
XX joints Members 1 and 2 can be either in compression or tension 	Chord plastification $\mu = 1 + 0,35 \frac{N_{2,Ed}}{N_{1,Ed}}$ Chord punching shear $\mu = 1 + 0,35 \frac{N_{2,Ed}}{N_{1,Ed}} \text{ but } \leq 1,0$ Notes: - Take account of the sign of $N_{1,Ed}$ and $N_{2,Ed}$, with $ N_{2,Ed} \leq N_{1,Ed} $ - $N_{2,Ed}/N_{1,Ed}$ is negative if the members in one plane are in tension and in the other plane in compression
KK gap joints Members 1: compression Members 2: tension 	General $\mu = 1,0$ Note: In a KK gap joint, the chord cross section in the gap has to be checked for shear failure: $\left(\frac{N_{gap,0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{gap,0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right)^2 \leq 1,0$ where: $N_{gap,0,Ed}$ = design axial force in gap $N_{pl,0,Rd} = A_0 f_{y0}$ $V_{gap,0,Ed}$ = design shear force in gap $V_{pl,0,Rd} = 0,58 f_{y0} \frac{2A_0}{\pi}$
Validity range	Same as in Table 8.1 and $60^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$

Fonte: (WARDENIER, et al., 2010)

Figura 36 – Verificação das conexões (momentos resistentes)

Table 8.5 Design moment resistances of welded joints between circular hollow sections

Type of joint – brace loading	Design limit state	
T, Y and X joints – in-plane bending	Chord plastification	
	$M_{ip,1,Rd} = 4,3 \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{\sin \theta_1} \beta \gamma^{0,5} Q_f$	
	Chord punching shear (for $d_1 \leq d_0 - 2t_0$)	
	$M_{ip,1,Rd} = 0,58 f_{y0} t_0 d_1^2 \frac{1 + 3 \sin \theta_1}{4 \sin^2 \theta_1}$	
T, Y and X joints – out-of-plane bending	Chord plastification	
	$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{\sin \theta_1} \left(\frac{1,3 + 1,3\beta}{1 - 0,7\beta} \right) \gamma^{0,15} Q_f$	
	Chord punching shear (for $d_1 \leq d_0 - 2t_0$)	
	$M_{op,1,Rd} = 0,58 f_{y0} t_0 d_1^2 \frac{3 + \sin \theta_1}{4 \sin^2 \theta_1}$	
Function Q_f	$Q_f = (1 - n)^{C_1}$ with $n = \frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} + \frac{M_{0,Ed}}{M_{pl,0,Rd}}$ in connecting face	
	Chord compression stress ($n < 0$)	Chord tension stress ($n \geq 0$)
T, Y and X joints	$C_1 = 0,45 - 0,25\beta$	$C_1 = 0,20$
Validity range	Same as in Table 8.1 ⁽¹⁾ ⁽²⁾	

⁽¹⁾ For $355 \text{ N/mm}^2 < f_{y0} \leq 460 \text{ N/mm}^2$, use a reduction factor of 0,9 for the design resistances.

⁽²⁾ The equations in Table 8.5 may also be used for K gap joints, if brace moments have to be considered, by checking that the brace utilization due to bending plus the brace utilization due to axial load $\leq 0,8$. For K overlap joints, no evidence exists.

Fonte: (WARDENIER, et al., 2010)

Figura 38 - Exemplo de output do programa HSS_CONNEX para conexões do tipo KT

```

KT-connection results
Input data :
-----
Chord dimensions :
Shape type : CSA Circular HSS
External diameter of chord      d0      = 141.30 mm
Thickness of chord member      t0      = 9.50 mm
Steel characteristics :
Yield strength of chord member fy.0     = 250.00 Mpa
Noding eccentricity for connection e1   = -0.01 mm
Overlap 1 in mm                Overlap1 = 22.40 mm
Noding eccentricity for connection e2   = -0.01 mm
Overlap 2 in mm                Overlap2 = 22.40 mm
Chord loading :
Axial force in chord member     No      = -1.10 kN
Axial force in chord member     Nop     = -72.80 kN
In-plane moment in chord        Mip.o   = -2.20 kNm
In-plane moment in chord        Mip.op  = -0.90 kNm
Brace 1 dimensions :
Shape type : CSA Circular HSS
External diameter of brace 1    d1      = 88.90 mm
Thickness of brace 1           t1      = 5.50 mm
Angle between brace 1 and chord Theta.1 = 35.75 Deg
Steel characteristics :
Yield strength                  fy      = 250.00 Mpa
Brace 1 loading :
Axial force in brace member 1   N1      = 48.10 kN
Out-of-plane moment in brace 1 Mop.1    = 0.00 kNm
Brace 2 dimensions :
Shape type : CSA Circular HSS
External diameter of brace 2    d2      = 88.90 mm
Thickness of brace 2           t2      = 5.50 mm
Angle between brace 2 and chord Theta.2 = 35.75 Deg
Steel characteristics :
Yield strength of brace 2      fy.2    = 250.00 Mpa
Brace 2 loading :
Axial force in brace member 2   N2      = 136.10 kN
Out-of-plane moment in brace 2 Mop.2    = 0.00 kNm
Brace 3 dimensions :
Shape type : CSA Circular HSS
External diameter of brace 3    d3      = 88.90 mm
Thickness of brace 3           t3      = 5.50 mm
Angle between brace 3 and chord Theta.3 = 90.00 Deg
Steel characteristics :
Yield strength of brace 3      fy.3    = 250.00 Mpa
Brace 3 loading :
Axial force in brace member 3   N3      = -110.20 kN
Out-of-plane moment in brace 3 Mop.3    = 1.90 kNm
    
```

Results report:

Checking brace 3 and brace 1 as K - connection

Width or diameter ratio Beta	Beta	=	0.63
Half width to thickness ratio	Gamma	=	7.44
Area of chord member	A.0	=	3933.59 mm2
Class of section	Class	=	1.00
Plastic section modulus of chord	Wp1.0	=	165.31 cm3
$n' = \sigma_{0.p}/f_{y0}$ (for CHS chord)	n'	=	-0.07
Function of chord prestress	$f(n')$	=	0.98
Gap divided by chord thickness	g'	=	-2.36
Function of Gamma and g'	$f(\text{Gamma}, g')$	=	1.86

For brace 3 :

Axial force in brace member 3	N3	=	-110.20 kN
Resistance in chord plastification	N3Rd(P1)	=	337.06 kN
Out-of-plane moment in brace 3	Mop.3	=	1.90 kNm
Resistance in chord plastification	Mop.3Rd(P1)	=	10.78 kNm
Interaction check 1		=	0.50 < 1

For brace 1 :

Axial force in brace member 1	N1	=	-110.20 kN
Resistance in chord plastification	N1Rd(P1)	=	576.90 kN
Out-of-plane moment in brace 1	Mop.1	=	0.00 kNm
Resistance in chord plastification	Mop.1Rd(P1)	=	18.45 kNm
Interaction check 2		=	0.08 < 1

Brace 3 and brace 1 as K - connection sufficient.

Checking brace 3 and brace 2 as K - connection

Width or diameter ratio Beta	Beta	=	0.63
Half width to thickness ratio	Gamma	=	7.44
Area of chord member	A.0	=	3933.59 mm2
Class of section	Class	=	1.00
Plastic section modulus of chord	Wp1.0	=	165.31 cm3
$n' = \sigma_{0.p}/f_{y0}$ (for CHS chord)	n'	=	-0.07
Function of chord prestress	$f(n')$	=	0.98
Gap divided by chord thickness	g'	=	-2.36
Function of Gamma and g'	$f(\text{Gamma}, g')$	=	1.86

For brace 3 :

Axial force in brace member 3	N3	=	-110.20 kN
Resistance in chord plastification	N3Rd(P1)	=	337.06 kN
Out-of-plane moment in brace 3	Mop.3	=	1.90 kNm
Resistance in chord plastification	Mop.3Rd(P1)	=	10.78 kNm
Interaction check 1		=	0.50 < 1

For brace 2 :

Axial force in brace member 2	N2	=	136.10 kN
Resistance in chord plastification	N2Rd(P1)	=	576.90 kN
Out-of-plane moment in brace 2	Mop.2	=	0.00 kNm
Resistance in chord plastification	Mop.2Rd(P1)	=	18.45 kNm
Interaction check 2		=	0.24 < 1

Brace 3 and brace 2 as K - connection sufficient.

Connection sufficient