

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA**

**CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO E AÇO**

**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE ROLAMENTO PRESENTES EM
EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS**

PAULO APOLINÁRIO GOMES

2017

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO
DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO E AÇO

**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE ROLAMENTO PRESENTES EM
EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS**

PAULO APOLINÁRIO GOMES

Trabalho Final apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço".

Comissão Examinadora:

Prof. Hermes Carvalho, D.Sc.
DEES – UFMG (Orientador)

Prof. Armando Cesar Campos Lavall, D.Sc.
DEES – UFMG

Belo Horizonte, 20 de dezembro de 2017

À memória da minha querida mãe Terezinha Apolinário Gomes, guerreira incontestável, por todo exemplo de vida, educação e incentivo.

À minha Noiva e Amiga Nívia Tatiane, por todo apoio, dedicação e compreensão nos momentos mais difíceis.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Universidade Federal de Minas Gerais pela oportunidade de aprendizado e qualificação profissional de excelência.

Ao meu professor Hermes Carvalho pela valiosa orientação prestada e por todo o conhecimento e atenção a mim disponibilizados e pela ajuda prestada em todos os momentos deste trabalho.

A todos os professores que, incontestavelmente, contribuíram para o meu desenvolvimento profissional e intelectual ao longo dessa valiosa caminhada.

A toda minha família, por todo incentivo e contribuição na minha educação e formação profissional.

Agradeço em especial à minha noiva Nívia Tatiane, por toda contribuição, amor, carinho, ou melhor, por tudo.

A todos meus amigos que me apoiaram e me incentivaram durante essa longa caminhada.

A todos os funcionários do departamento pelo profissionalismo, amizade e prontidão para ajudar.

Meus sinceros, muito obrigado.

Por favor, poderia me dizer que caminho devo seguir agora? Isso depende bastante de até onde você quer chegar.
(Lewis Carrol - Alice no País das Maravilhas)

RESUMO

Em edifícios industriais, galpões de armazenamentos, hangares, portos e aeroportos é muito comum o uso de equipamentos de levantamento e movimentação de cargas, denominado por pontes rolantes. Amplamente utilizadas, as pontes rolantes e suas vigas de rolamento têm-se tornado equipamentos imprescindíveis para a movimentação de cargas. Compostas por perfis metálicos, as vigas de rolamento possibilitam o deslocamento longitudinal das pontes rolantes, transmitindo os esforços por elas causados aos demais elementos estruturais da edificação. Na análise de vigas de rolamento, as cargas móveis verticais e seus efeitos dinâmicos devem ser considerados, assim como as forças horizontais de impacto transversal e longitudinal oriundos da movimentação da ponte rolante e de seu carro de translação. Neste trabalho foi apresentada a verificação estrutural de uma viga de rolamento biapoiada presente em um edifício industrial com vão igual a 6 metros e ponte rolante com capacidade igual a 10 toneladas. A viga de rolamento objeto deste estudo é constituída por um perfil soldado de aço com resistência ao escoamento igual a 250 MPa. Para o dimensionamento, foi elaborado um modelo bidimensional de uma viga de rolamento, biapoiada, com um vão livre de 6 metros de comprimento no software acadêmico Ftool[®] para obtenção das envoltórias dos esforços solicitantes, considerando o comportamento linear elástico da estrutura. O dimensionamento foi desenvolvido conforme as prescrições da norma ABNT NBR 8800:2008, atendendo aos estados limites últimos e de serviço.

Palavras Chaves: Viga de rolamento. Ponte Rolante. Estruturas de aço. Dimensionamento de viga. Fadiga. ABNT NBR 8800:2008.

ABSTRACT

In industrial buildings, warehouse sheds, hangars, ports and airports it is very common to use lifting equipment and cargo handling, called by cranes. Widely used, the cranes and their runway girders have become indispensable equipment for the movement of loads. Composed of metallic profiles, the runway girders allow the longitudinal displacement of the cranes, transmitting the stresses caused by them to the other structural elements of the building. In the analysis of runway girders, the vertical moving loads and their dynamic effects should be considered, as well as the horizontal transverse and longitudinal impact forces resulting from the movement of the crane and its translation car. In this work the structural verification of a simply supported runway girders present in an industrial building with span equal to 6 meters and crane with capacity equal to 10 tons was presented. The runway girders object of this study consists of a welded steel profile with a flow resistance of 350 MPa. For the dimensioning, a two - dimensional model of a simply supported runway girders with a free span of 6 meters length was elaborated in the academic software Ftool® to obtain the envelopes of the requesting forces, considering the linear elastic behavior of the structure. The design was developed according to the requirements of the ABNT NBR 8800: 2008 standard, taking into account the last and service limit states.

Key Words: runway girders. Cranes. Steel structures. Beam sizing. Fatigue. ABNT NBR 8800: 2008.

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	10
LISTA DE TABELAS	12
1 INTRODUÇÃO	13
1.1 Motivação.....	15
1.2 Objetivo.....	16
1.3 Justificativa	16
1.4 Metodologia	17
2 ASPECTOS GERAIS	18
2.1 Pontes Rolantes.....	18
2.2 Viga de Rolamento	21
2.2.1 Tipo usuais de seção e apoios.....	21
2.2.1.1 Caminho de rolamento: Trilhos	23
2.2.2 Pré-dimensionamento das vigas de rolamento	25
2.2.3 Cargas aplicáveis.....	27
2.2.3.1 Forças verticais.....	29
2.2.3.1.1 Impacto vertical	30
2.2.3.1.2 Carregamento acidental.....	30
2.2.3.2 Forças horizontais H	30
2.2.3.2.1 Forças horizontais longitudinais H_L	30
2.2.3.2.2 Forças horizontais transversais H_T	31
2.2.3.3 Força aplicada nos Para-choques	33
2.2.3.4 Solicitações na seção transversal da viga de rolamento.....	34
2.2.3.4.1 Determinação de H_s e H_i	36
2.2.4 Deslocamentos máximos	36
2.3 Critérios para o dimensionamento das vigas de rolamento	38
2.3.1 Solicitações na Ponte Rolante	38
2.3.1.1 Ações permanentes	38

2.3.1.1.1 Ações permanentes diretas	39
2.3.1.1.2 Ações permanentes indiretas.....	39
2.3.1.2 Sobrecargas.....	40
2.3.1.3 Cargas móveis	40
2.3.1.4 Método para determinação da seção de momento máximo	41
3 FADIGA.....	43
3.1 Breve histórico do estudo da fadiga.....	43
3.2 Conceito de fadiga	44
3.3 Os métodos tradicionais de dimensionamento à fadiga.....	46
3.3.1 Características gerais do método S-N	47
3.3.2 Características gerais do método ϵ -N	48
3.3.3 Características gerais do método da/dN	49
3.4 Metodologia segundo a NBR 8800: 2008	49
3.4.1 Etapas para a verificação à fadiga	50
3.4.2 Faixa admissível de variação de tensões	50
4 PROBLEMA PROPOSTO.....	53
4.1 Dados da viga de rolamento	53
4.2 Dados da ponte rolante.....	53
4.3 Modelo de cálculo	55
4.3.1 Principais propriedades dos materiais e coeficiente adotados.....	55
4.3.2 Premissas de cálculo	56
4.3.2.1 Efeito de segunda ordem	58
4.3.3 Projeto do perfil proposto: detalhes construtivos e geométricos	59
4.3.4 Determinação das cargas de cálculo	63
4.3.5 Solicitações horizontais na seção transversal.....	65
4.4 Análise estrutural do modelo: resultados obtidos.....	67
4.4.1 Carregamento vertical.....	67
4.4.2 Carregamento horizontal transversal H_s	68
4.5 Verificação quanto ao Estado-Limite de Serviço – ELS: flechas.....	71

4.5.1 No plano vertical	71
4.5.2 No plano horizontal superior	72
4.5.3 No plano horizontal inferior	74
4.6 Verificação quanto ao Estado-Limite Último - ELU	75
4.6.1 Verificação da seção tracionada	75
4.6.2 Verificação da seção comprimida	78
4.6.3 Verificação quanto ao esforço cortante.....	82
4.6.4 Efeitos locais das cargas verticais das rodas.....	86
4.7 Verificação quanto ao Estado-Limite de Serviços – ELS: Fadiga	90
4.7.1 Combinação de ações frequente de fadiga.....	90
4.7.1.1 Consideração do número de ciclos da vida útil da viga	90
4.7.1.2 Faixa admissível de variação de tensão	91
4.7.2 Verificação dos locais de emendas (solda de penetração total esmerilhada na direção longitudinal até facear, feita antes de compor o perfil)	91
4.7.3 Locais adjacentes ao enrijecedores.....	95
4.7.4 Tensão de cisalhamento nas soldas de filete para compor o perfil.....	97
4.8 Detalhes construtivos na região de apoio	98
5 CONCLUSÃO	101
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Ponte rolante típica de viga dupla e sem cabine de comando	18
Figura 2.2 – Ponte rolante de viga única e sem cabine de comando	20
Figura 2.3 – Ponte rolante, viga dupla e gancho auxiliar	20
Figura 2.4 – Partes de uma ponte rolante	20
Figura 2.5 – Tipos de seção usuais de vigas de rolamento	22
Figura 2.6 – Tipo de caminho de rolamento de uma ponte rolante	24
Figura 2.7 – Seção Transversal de uma viga tipo VS	27
Figura 2.8 - viga de cabeceira da ponte sobre a viga de rolamento.....	28
Figura 2.9 – Esforços em vigas de rolamento causados pelas pontes rolantes	29
Figura 2.10 – Distribuição de H_T de acordo com a rigidez do pórtico.....	32
Figura 2.11 – Posição das forças na seção transversal ao caminho de rolamento...	34
Figura 2.12 – Trem-tipo qualquer com uma resultante R sobre uma viga biapoiada	41
Figura 4.1 – Trem tipo do problema proposto	54
Figura 4.2 – Desenho esquemático da ponte proposta para o problema.....	54
Figura 4.3 - Desenho esquemático da ponte proposta para o problema.....	54
Figura 4.4 – Componentes tridimensional da resultante aplicada pelas rodas	55
Figura 4.5 – Seção transversal do perfil soldado	60
Figura 4.6 – Seção transversal do perfil U	61
Figura 4.7 – Vista lateral do perfil.....	62
Figura 4.8 – Corte A-A mostrando detalhes do enrijecedor	62
Figura 4.9 - Seção transversal do perfil da viga de rolamento	66
Figura 4.10 - Trem tipo do problema proposto	67
Figura 4.11 - Modelo da viga de rolamento com trem tipo da carga móvel.....	67
Figura 4.12 - Envoltória momento fletor - Carga Vertical	68
Figura 4.13 - Envoltória força cortante - Carga Vertical	68
Figura 4.14 -Trem tipo do problema proposto	69
Figura 4.15 - Envoltória do momento fletor de H_s	69
Figura 4.16 - Envoltória da força cortante H_s	69
Figura 4.17 - Carregamento horizontal transversal H_i	70
Figura 4.18 - Envoltória da força cortante H_i	70
Figura 4.19 – Seção tracionada do perfil.....	76
Figura 4.20 – Seção comprimida do perfil.....	79

Figura 4.21 – Detalhe para cálculo do momento de inércia dos enrijecedores	84
Figura 4.22 - Detalhes construtivos relacionados aos parâmetros de fadiga	91
Figura 4.23 - Detalhe do ponto da verificação	92
Figura 4.24 – Detalhe do ponto da verificação	93
Figura 4.25 - Detalhes construtivos relacionados aos parâmetros de fadiga	95
Figura 4.26 - Detalhe do ponto da verificação	96
Figura 4.27 - Detalhe do ponto da verificação	96
Figura 4.28 - Detalhes construtivos relacionados aos parâmetros de fadiga	97
Figura 4.29 - Detalhe construtivo da região de transição	99
Figura 4.30 - Detalhe construtivo da região de transição: cortes	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Relação entre o tipo construtivo da viga de rolamento.....	23
Tabela 2.2 – Perfis ferroviários tipo TR (padrão americano)	24
Tabela 2.3 – Perfis para pontes rolantes (padrão americano)	25
Tabela 2.4 - Perfis para pontes rolantes (padrão europeu).....	25
Tabela 4.1 – Coeficientes adotados conforme a NBR 8800: 2008 e AISE:2003.....	55
Tabela 4.2 – Propriedades geométricas da seção do perfil	60
Tabela 4.3 - Propriedades geométricas da seção do perfil U.....	61
Tabela 4.4 – Trilho adotado para viga de rolamento (padrão americano).....	61
Tabela 4.5 – Resumo das cargas de cálculo obtidos	65
Tabela 4.6 – Resumo das cargas de cálculo atuando na seção da viga.....	66
Tabela 4.7 – Resumo das solicitações de cálculo.....	70
Tabela 4.8 – Resumo das cargas variações dos esforços na verificação à fadiga ...	90

1 INTRODUÇÃO

Durante o desenvolvimento dos projetos de engenharia, procura-se evitar as falhas nas estruturas por colapso, evitando que o campo de tensões atuante no elemento estrutural, provocado por um sistema de forças externas, não ultrapasse o limite elástico do material. Além disso, assume-se ainda a exigência da verificação quanto o não aparecimento de deformações excessivas nas estruturas, seja nos elementos estruturais individuais ou na estrutura global. Entretanto, em algumas estruturas há a necessidade de se levar em conta um outro tipo de fenômeno, relacionado ao colapso abrupto da estrutura, denominado por fadiga.

Segundo Leet (2009), existe a necessidade dos projetistas de “[...] dimensionar as estruturas de modo que não apresentem falhas nem deformem excessivamente sob quaisquer condições de carregamento.” (Leet, Uang & Gilbert, 2009, p. 7). Para tanto, os elementos estruturais são “[...] sempre projetados com uma capacidade significativamente maior do que a exigida para suportar as *cargas de serviço* previstas (as cargas reais ou as cargas especificadas pelas normas técnicas de projeto)” (Leet, Uang & Gilbert, 2009, p. 7).

Não obstante, Martha (2010) destaca a necessidade de elaboração de projetos estruturais que, atinjam os objetivos que atendam “[...] a todas as necessidades para as quais ela será construída, satisfazendo questões de segurança, condições de utilização, condições econômicas, estética, questões ambientais, condições construtivas e restrições legais.” (Martha, 2010, p. 1).

Para se alcançar esse objetivo com segurança, desempenho e economia, além da análise estática, que é aplicada para se determinar os esforços e deslocamentos em estruturas devido à ação de carregamento estático, a análise dinâmica, em muitos casos, também assume significativa importância, tornando-se necessária à medida em que existam cargas móveis solicitando a estrutura, como, por exemplo, pontes rodoviárias e ferroviárias, mecanismos de transporte de cargas tais como as pontes rolantes e as vigas de rolamento dos pórticos que as suportam, dentre outros equipamentos.

Verifica-se, no entanto, que os esforços internos nestes tipos de estrutura não variam apenas com a magnitude das cargas aplicadas, mas também com a posição de atuação das mesmas devido à movimentação das cargas. Contudo, a resposta da estrutura e seus componentes quanto as solicitações dinâmicas são de grande

importância, pois o efeito da variação das amplitudes do carregamento tende a provocar variações de tensões no material, cuja capacidade de suportar estas variações dinâmicas diminuem acumuladamente com o número de flutuações, levando ao desenvolvimento e a propagação de fissuras que se constitui no processo de fadiga.

Para atingirmos com sucesso a todos os objetivos de projeto definidos anteriormente e, principalmente, em relação aos fatores de segurança, desempenho e durabilidade da estrutura, é necessário levar em consideração os efeitos da fadiga no dimensionamento estrutural. Devido aos efeitos dinâmicos ocasionados pelas cargas móveis, os elementos estruturais se desgastam mais rapidamente ocorrendo o aparecimento de micro trincas que se propagam ao longo do material até a ruptura do mesmo.

A citação retirada de Castro e Meggiolaro (2009) sustenta a importância da consideração da fadiga na análise estrutural de elementos estruturais de equipamentos submetidos a cargas dinâmicas:

Como em geral as máquinas e equipamentos trabalham sob cargas dinâmicas que induzem tensões variáveis relevantes ao longo da sua vida operacional, a fadiga é o mais importante dentre todos os vários mecanismos indutores de falhas mecânicas, pois ela afeta a grande maioria das falhas estruturais encontradas na prática. Note que as componentes variáveis das tensões são “relevantes” na análise estrutural quando elas não são desprezíveis em relação aos componentes que não variam no tempo (as geradas pelo peso próprio, e.g.), e quando não são muito raras durante a vida da estrutura. A observação criteriosa das falhas é uma das mais poderosas ferramentas disponíveis para compreender as suas causas e evitar a sua repetição no futuro, e todo engenheiro estrutural deve dominar as noções fundamentais de fractografia e de metalografia. (Castro & Meggiolaro, 2009, p. 18)

Ainda, dentro do contexto da discussão da necessidade da verificação dos elementos estruturais à fadiga, a ABNT NBR 8800:2008 em seu item 4.7.3 prescreve que:

Quando a estrutura, pelas suas condições de uso, estiver sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações e a possibilidade de fadiga deve ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais de acordo com o Anexo K [...]” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 26)

Com o intuito de reforçar o exposto no item 4.7.3 da ABNT NBR 8800:2008, a mesma diz ainda em seu item 9.2.3 que:

a ocorrência dos efeitos máximos, em edifícios, de vento ou terremoto, é de pouca frequência e não merece considerações de fadiga. Todavia, estruturas suportes de pontes rolantes e de máquinas são frequentemente sujeitas a condições de fadiga.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 97).

Devemos salientar que o dano causado devido ao efeito da fadiga sobre os elementos estruturais de máquinas e equipamentos submetidos a cargas cíclicas depende da história completa das tensões durante toda a vida útil da estrutura, sendo o seu cálculo e seus efeitos sobre o material de difícil determinação, devido à natureza irregular do carregamento e a complexidade da estrutura. Neste contexto, uma vez que as vigas de rolamento estão submetidas às cargas móveis, o estudo da fadiga e como esse fenômeno afeta no dimensionamento da estrutura é extremamente pertinente para a longevidade e segurança de seu projeto.

1.1 Motivação

Em edifícios industriais, galpões de armazenamentos, hangares, portos e aeroportos é muito comum o uso de equipamentos de levantamento e movimentação de cargas, denominado por pontes rolantes. Amplamente utilizadas, as pontes rolantes e suas vigas de rolamento têm-se tornado equipamentos imprescindíveis para a movimentação de cargas. Compostas por perfis metálicos, as vigas de rolamento possibilitam o deslocamento longitudinal das pontes rolantes, transmitindo os esforços por elas causados aos demais elementos estruturais da edificação

Na análise de vigas de rolamento, normalmente consideradas como vigas biapoiadas, as cargas móveis verticais e seus efeitos dinâmicos devem ser considerados, assim como as forças horizontais de impacto transversal e longitudinal oriundos da movimentação da ponte rolante e de seu carro de translação.

Esse dimensionamento, entretanto, não é abordado na maioria dos cursos de graduação em Engenharia Civil, e a maioria dos programas comerciais de análise e modelagem de estruturas de aço não possui aplicativo destinado ao dimensionamento de vigas de rolamento com base nas prescrições da ABNT NBR 8800:2008 e/ou normas internacionais.

Contudo, para suprir, pelo menos em parte, a carência de publicações sobre o assunto e possibilitar consulta e estudos para outros interessados, nesse trabalho foi desenvolvido um cálculo estrutural seguindo todas as prescrições normativas e de fontes bibliográficas de uma viga de rolamento construída em perfil metálico soldado.

1.2 Objetivo

O objetivo deste trabalho é apresentar o dimensionamento de uma viga de rolamento de uma ponte rolante completo, incluindo as análises nos Estados Limites Últimos e Estado Limites de Serviços, conforme a Norma da ABNT NBR 8800:2008.

Visa-se, portanto, com esse trabalho, proporcionar um material de consulta para futuros estudantes e profissionais da área de projetos e manutenção de estruturas de pontes rolantes.

1.3 Justificativa

De acordo com Bellei (2006) as Vigas de Rolamento “são elementos estruturais que têm por finalidade sustentar o caminho de rolamento das pontes rolantes e transmitir os esforços por elas causados para as estruturas suportes. ” (Bellei, 2006, p. 161).

Adicionalmente, podemos definir as pontes rolantes como equipamentos industriais utilizados no transporte e elevação de cargas, geralmente com altas capacidades e elevados ciclos de trabalho, que transmitem cargas dinâmicas (cíclicas) às estruturas que a suportam. Trata-se de um equipamento para movimentação de insumos e equipamentos dos mais diversos tipos e pesos, nas direções longitudinal, transversal e vertical. Estes equipamentos caracterizam-se pela sua versatilidade e robustez, operando em lugares e situações críticas, em que na maioria das vezes é exigido alta produtividade e segurança, onde a utilização do trabalho braçal e/ou outros dispositivos se torna limitada ou até mesmo impossível.

As vigas de rolamento são consideradas críticas quanto ao seu dimensionamento estrutural, pois os esforços internos desenvolvidos nesses tipos de elementos estruturais não variam apenas com a magnitude dos carregamentos permanentes aplicados, mas também com a movimentação de cargas ao longo de

seu comprimento. O efeito cíclico das amplitudes dessa carga é o que levaria a geração e a propagação de trincas por fadiga.

De acordo com Castro e Meggiolaro, (2009),

A geração e a propagação de uma trinca por fadiga são fenômenos paulatinos e muito localizados. Na maioria dos casos práticos, as trincas progridem muito lentamente devido à fadiga, permanecendo pequenas em relação às dimensões da estrutura durante grande parte da sua vida útil. Por isso as trincas não alteram significativamente os parâmetros globais da estrutura como a rigidez ou a frequência natural, durante a maior parte da sua vida. Mas a falha final por fratura do elemento estrutural, causado pela propagação instável da trinca quando ela atinge seu tamanho crítico, pode ocorrer em velocidades comparável ao som no material. Logo, o crescimento das trincas por fadiga pode passar despercebido durante a operação normal da estrutura, podendo, em muitos casos, leva-la ao colapso sem qualquer aviso prévio. Assim, as falhas terminais por fadiga podem ser catastróficas o que justifica de antemão a importância de evita-las na prática. (Castro & Meggiolaro, 2009, p. 22)

Portanto, é conclusivo a necessidade de reconhecer a importância da constante formação de profissionais capazes de atuarem no desenvolvimento de projetos de alto padrão e de responsabilidade, consciente de que a durabilidade, a segurança e o desempenho praticamente, por si só, justificam o seu investimento.

Nesse contexto, uma vez que as vigas de rolamentos de pontes rolantes estão submetidas a cargas móveis, o estudo da fadiga e de como esse fenômeno afeta o dimensionamento da estrutura é extremamente pertinente para a longevidade das peças estruturais e de seus elementos.

1.4 Metodologia

Será desenvolvido um roteiro para verificação de uma viga de rolamento segundo a Norma Brasileira NBR ABNT 8800:2008. Para tanto foi elaborado um modelo bidimensional de uma viga de rolamento, biapoiada, com um vão livre de 6 metros de comprimento no software acadêmico Ftool® para obtenção das envoltórias dos esforços solicitantes, considerando o comportamento linear elástico da estrutura.

Posteriormente, a viga foi verificada quanto aos Estados Limites Últimos à flexão e ao esforço cortante e aos Estados Limites de Serviço quanto flecha e à fadiga. Por fim foram apresentados os resultados obtidos e conclusões.

2 ASPECTOS GERAIS

2.1 Pontes Rolantes

Pontes Rolantes são equipamentos utilizados no transporte e elevação de cargas muito comum em indústrias, geralmente com altas capacidades e elevados ciclos de trabalho. Trata-se de uma estrutura, normalmente instaladas em indústrias, para movimentar, materiais e equipamentos, nas direções longitudinal, transversal.

De acordo com Sordi (2016), “Estes equipamentos caracterizam-se pela sua versatilidade e robustez, operando em lugares e situações críticas, onde a utilização do trabalho braçal e/ou outros dispositivos se torna limitada. ”. (Sordi, 2016, p. 11)

Nessa mesma linha de pensamento Leite (2017) afirma que pontes rolantes são “ [...] estruturas que se deslocam em um plano horizontal e são amplamente utilizadas na industria para a movimentação de materiais. A suspensão da carga é feita pelo trole, o qual se desloca sobre a viga principal da ponte que pode ser simples ou dupla.”. A figura 2.1 mostra uma típica ponte rolante construída em viga caixão dupla sem cabine de comando.

Figura 2.1 – Ponte rolante típica de viga dupla e sem cabine de comando



(S.G.O. Equipamentos Industriais, 2017)

Passos (2011) diz que o nome Ponte Rolante é devido ao fato dela ser construída “basicamente de uma viga principal apoiada em cada extremidade por apoios rolantes que se deslocam sobre dois trilhos elevados e paralelos afastados um do outro”. Esta construção se assemelha muito às pontes rodoviárias existentes.

A movimentação das cargas ocorre ao longo das três dimensões do espaço, ou seja, nas direções vertical, longitudinal e transversal. O movimento longitudinal se dá pelo movimento da ponte como um todo ao longo das vigas de apoio (denominadas por vigas de rolamento), já o movimento transversal, se dá pelo movimento do trole que se desloca sobre as vigas da ponte transversalmente às vigas de rolamento e por fim o movimento vertical é dado pelo levantamento do guincho capaz de suspender as cargas até, aproximadamente, a altura da ponte rolante.

Todo o equipamento é automatizado sendo seus movimentos devidos aos motores elétricos instalados em sua estrutura. A operação pode ser comandada através de uma cabine instalada na própria ponte rolante, por controles pendentes por cabo suspenso preso na ponte rolante ou por controle remoto.

Existem Pontes Rolantes de diversos tipos e aplicações que variam de acordo com seus fabricantes e operação a qual se destina. É comum classificar as Ponte Rolantes em leves, médias e pesadas levando em consideração a sua capacidade de carga, que segundo Passos (2011) podem ser:

- grupo leve: pontes rolantes de 3 a 15 toneladas;
- grupo médio : pontes rolantes de 15 a 50 toneladas;
- grupo pesado: pontes rolantes de 50 a 120 toneladas;
- grupo extrapesado: pontes rolantes com capacidade superior a 120 toneladas.

As pontes rolantes classificadas como leves podem ser construídas em vigas I soldadas ou laminadas, normalmente são fabricadas com uma viga única e seu conjunto trole mais guincho se desloca sobre a própria viga I da ponte, conforme pode ser visto na figura 2.2.

Já as pontes rolantes classificadas como porte médio, pesado e extrapesado são normalmente fabricadas em vigas caixão, sendo mais comum o uso da ponte do tipo viga dupla, conforme mostra a figura 2.1 e 2.3.

As Ponte Rolantes podem ter também, além do gancho principal para elevação das cargas, um gancho auxiliar que permite maior versatilidade no levantamento de peças e componentes, possibilitando virar as peças durante a sua produção. Uma ponte rolante, viga dupla, construída em viga caixão com gancho auxiliar é apresentada na figura 2.3.

Figura 2.2 – Ponte rolante de viga única e sem cabine de comando



(S.G.O. Equipamentos Industriais, 2017)

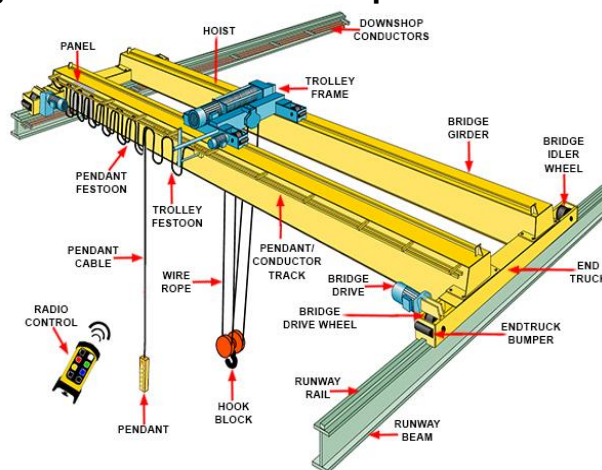
Figura 2.3 – Ponte rolante, viga dupla e gancho auxiliar



(Industria Ferro, 2017)

A figura 2.4 mostra um desenho esquemático de uma ponte rolante com seus principais componentes devidamente identificados.

Figura 2.4 – Partes de uma ponte rolante



(Munck Cranes Inc, 2017)

2.2 Viga de Rolamento

A viga de rolamento, objeto de estudo do presente trabalho, é a estrutura responsável pelo suporte da ponte rolante sobre os quais ela se desloca. É, de certa forma, o suporte principal, pois sem a viga de rolamento a ponte rolante não existiria, pelo menos não em seu formato atual. As vigas de rolamento são instaladas na própria estrutura da edificação em que a ponte rolante trabalha.

Em edifícios industriais é muito comum existir sistemas de levantamento e movimentação de cargas ao longo da linha de produção de peças e equipamentos industriais, tais como braços mecânicos, talhas, pórticos e pontes rolantes. O uso de pontes rolantes para movimentação de cargas é um dos mais comuns em todo mundo, sendo necessário prever vigas de apoio para o seu deslocamento. Dessa forma, conforme Bellei (2006) vigas de rolamento “são elementos estruturais que têm por finalidade sustentar o caminho de rolamento das pontes rolantes e transmitir os esforços por elas causados para as estruturas-suportes.” (Bellei, 2006, p. 78)

O projeto da viga de rolamento varia em função do carregamento da ponte e do vão livre da própria viga. O vão a ser vencido pela viga pode levar em conta, além da carga suportada, a estrutura do galpão e sua finalidade de uso e, conseqüentemente, em função do vão, é possível determinar algumas características da viga, tais como a sua altura, largura das mesas, espessuras da alma e das mesas e a necessidade de travamento lateral.

2.2.1 Tipo usuais de seção e apoios

As vigas de rolamento podem ser projetadas como simplesmente apoiadas ou contínuas, sendo mais comuns o sistema de vigas de rolamento simplesmente apoiadas. A respeito do tipo de material utilizado na fabricação das vigas de rolamento, estão, em sua maioria, os perfis laminados ou soldados de seção I, mas treliças e vigas caixão também podem ser usadas quando se tratar de grandes vãos.

De acordo com Bellei (2006) as seções mais utilizadas na fabricação de vigas de rolamento são as seções I formadas por perfis laminados ou soldados quando se tratar de pontes rolantes mais leves (até 5,0 tf) e pequenos vãos (menores que 6 m).

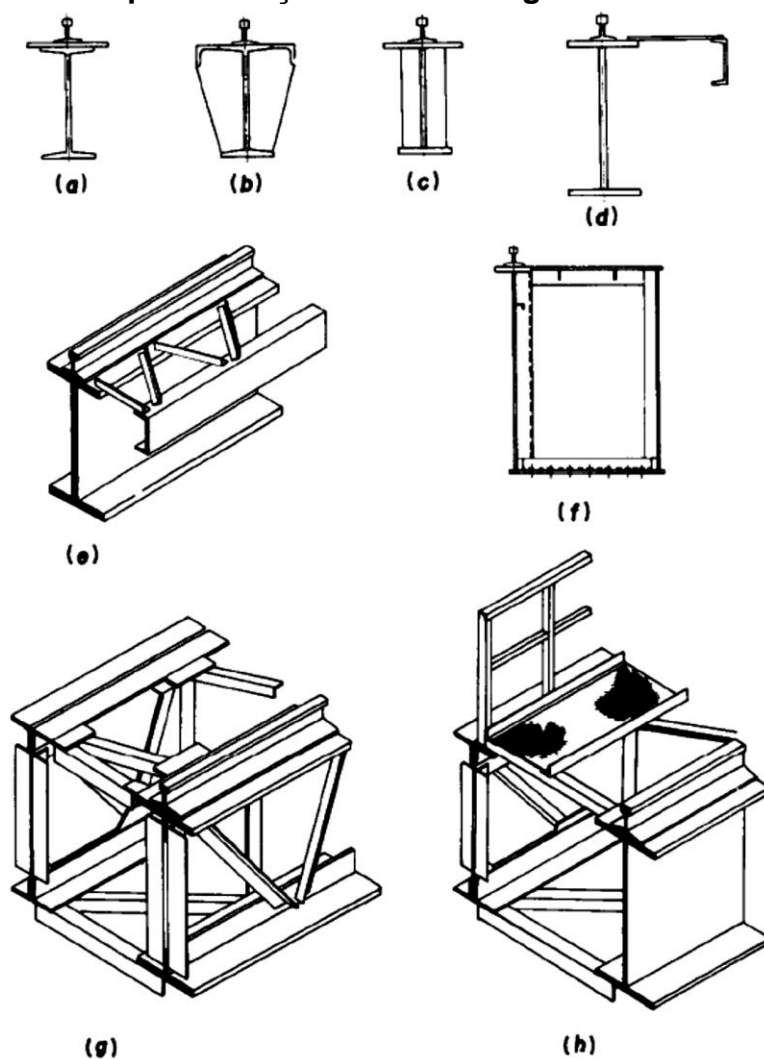
Quando se tratar de pontes rolantes com carga nominal de até 25 tf e vãos cujo comprimentos não excedem 7 metros, são projetadas vigas assimétricas, com as

mesas superiores mais largas do que as inferiores para suportar melhor os esforços provocados pelas forças horizontais perpendiculares à viga de rolamento, conforme pode ser visto na figura 2.5 (a, b, c, d).

Ainda conforme Bellei (2006) os casos de pontes rolantes com capacidades de carga maior do que 25 tf e vãos maiores do que 7 metros, mas inferiores a 25 metros as vigas de rolamento devem conter contenção lateral para suportar as cargas transversais, conforme pode ser visto na figura 2.5 (d, e, g, h).

Por fim, para vãos maiores de 25 metros são recomendadas as vigas treliçadas ou em caixão, por serem mais adequadas a vencerem grandes vãos sem grandes deslocamentos verticais, a figura 2.5 (f, g) ilustra esses dois tipos de vigas de rolamento.

Figura 2.5 – Tipos de seção usuais de vigas de rolamento



(Bellei, 2006)

A tabela 2.1 resume a relação entre o tipo construtivo da viga de rolamento em função da capacidade nominal da ponte e do vão livre da viga. É importante ressaltar que os vãos mencionados fazem referência apenas às vigas biapoiadas e não necessariamente os valores podem ser replicados para sistemas de vigas contínuas. A tabela 2.1 foi elaborada com base nas informações extraídas de Leite (2017) e detalhadas em Bellei (2006).

Tabela 2.1 - Relação entre o tipo construtivo da viga de rolamento

Tipo construtivo da viga de rolamento	Capacidade nominal da ponte rolante	Vão usual da viga de rolamento
Perfil I com dupla simetria, sem travamento lateral	Até 5,0 ton. (50 kN)	Até 6 metros
Perfil I monossimétrico, sem contenção lateral	De 5,0 ton. até 25 ton. (50 kN a 250 kN)	Até 7 metros
Perfil I monossimétrico, com contenção na mesa superior	De 5,0 ton. até 25 ton. (50 kN a 250 kN)	De 7 metros à 25 metros
Perfil I monossimétrico, viga caixão ou treliçada com contenção na mesa superior	Superior a 25 ton. (250 kN)	Vãos superiores a 25 metros

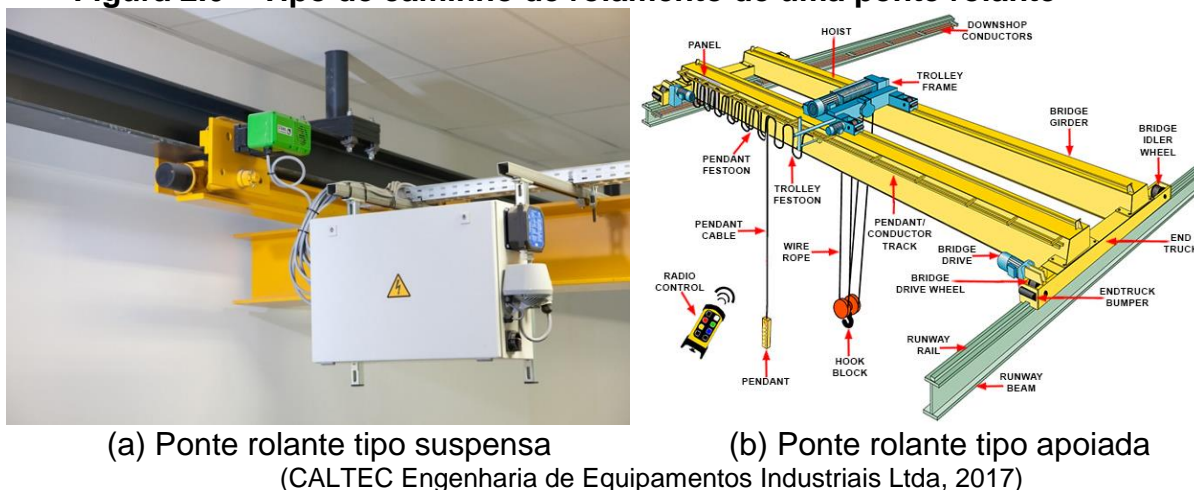
Elaborado pelo autor com dados extraídos de Bellei (2006) e Leite (2017)

Neste trabalho será tratado apenas das vigas de rolamento simplesmente apoiadas fabricadas em perfil soldado, monossimétrico, cuja contenção lateral será avaliada de acordo com o vão livre da viga analisada.

2.2.1.1 Caminho de rolamento: Trilhos

Formado por um par de trilhos ou por barras chatas soldadas sobre a viga de rolamento, trata-se do apoio das rodas da viga de cabeceira e servem como caminho para o deslocamento longitudinal da ponte rolante. Quando a ponte rolante é do tipo suspensa, a viga de cabeceira translada na aba inferior da viga de rolamento, a qual pode ser montada diretamente na estrutura do prédio, aproveitando assim o máximo da altura disponível e eliminando a necessidade de estrutura auxiliar fixada no piso conforme pode ser visto na figura 2.6 (a), na figura 2.6 (b) temos um caminho de rolamento apoiado sobre a viga de rolamento.

Figura 2.6 – Tipo de caminho de rolamento de uma ponte rolante



(a) Ponte rolante tipo suspensa

(b) Ponte rolante tipo apoiada

(CALTEC Engenharia de Equipamentos Industriais Ltda, 2017)

Quando se utiliza trilhos para o caminho de rolamento é muito comum a utilização de trilho ferroviários fixados sobre a viga de rolamento, devido a possibilidade do reaproveitamento de peças usadas e descartadas pelas empresas que administram as ferrovias brasileiras, mas que ainda estão em boas condições de uso. Tal prática gera economia nas instalações das pontes rolantes.

A tabela 2.2 apresenta algumas características dos trilhos ferroviários. Destacamos o TR 37 que é o mais comumente indicados pelos projetistas nas vigas de rolamento das pontes rolantes usuais.

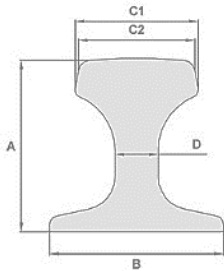
Vale destacar aqui que existem trilhos especiais próprios para pontes rolantes que seguem as normas internacionais Americanas e Europeias e suas características estão apresentadas nas tabelas 2.3 e 2.4 respectivamente.

Tabela 2.2 – Perfis ferroviários tipo TR (padrão americano)

Tipo	A	B	C	D	Peso	Perfil do Trilho
TR-25 (ASCE 5040)	98,4	98,4	54,0	11,1	24,65	
TR-32 (ASCE 6540)	112,7	112,7	61,1	12,7	32,05	
TR-37 (ASCE 7540)	122,2	122,2	62,7	13,5	37,11	
TR-40 (ASCE 80)	127,0	127,0	63,5	13,9	39,68	
TR-45 (90 ARA-A)	142,9	130,2	65,1	14,3	44,64	
TR-50 (100 RE)	152,4	136,5	68,2	14,3	50,35	
TR-57 (115 RE)	168,3	139,7	69,0	15,9	56,90	
TR-68 (136 RE)	185,7	152,4	74,6	17,4	67,56	

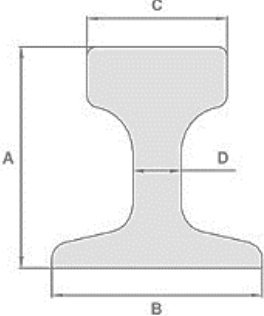
Elaborado pelo autor com dados extraídos de (Fertrilhos, 2017)

Tabela 2.3 – Perfis para pontes rolantes (padrão americano)

Tipo	A	B	C1	C2	D	Peso	Perfil do Trilho
CR 104	127,0	127,0	63,5	63,5	25,4	51,6	
CR 105	131,8	131,8	65,1	65,1	23,8	52,1	
CR 135	146,1	131,8	87,3	76,2	31,8	67,0	
CR 171	152,4	152,4	109,2	101,6	31,8	84,8	
CR 175	152,4	152,4	108,0	102,4	38,1	86,8	

Elaborado pelo autor com dados extraídos de (Fertrilhos, 2017)

Tabela 2.4 - Perfis para pontes rolantes (padrão europeu)

TIPO	A	B	C	D	PESO	Perfil do Trilho
MRS 73	157,0	146,0	70,0	32,0	73,6	
MRS 77/5A	100,0	200,0	100,0	60,0	77,0	
MRS 86	102,0	165,0	102,0	80,3	85,5	
MRS 87/A	152,4	152,4	101,6	34,9	86,8	
MRS 125	180,0	180,0	120,0	40,0	125,0	
MRS 221	160,0	220,0	220,0	220,0	221,4	
MRS 73	157,0	146,0	70,0	32,0	73,6	
MRS 86	102,0	165,0	102,0	80,3	85,5	
MRS 125	180,0	180,0	120,0	40,0	125,0	
MRS 221	160,0	220,0	220,0	220,0	221,4	
CR 73	135,0	140,0	100,0	32,0	73,3	
CR 100	150,0	155,0	120,0	39,0	100,2	

Elaborado pelo autor com dados extraídos de (Fertrilhos, 2017)

2.2.2 Pré-dimensionamento das vigas de rolamento

Um requisito básico para o projeto de vigas de rolamento previsto na ABNT NBR 8800:2008 é o deslocamento vertical máximo (flecha) permitido em serviço. A norma recomenda os seguintes valores em função de seu vão e capacidade nominal da ponte rolante a saber:

- $L/600$, quando suportam pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN;
- $L/800$, quando suportam pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas;

- L/1000, quando suportam pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN.

Os deslocamentos horizontais máximos são:

- L/400, para todas as pontes rolantes exceto as siderúrgicas;
- L/600, para as pontes rolantes siderúrgicas.

Onde L é o vão da viga de rolamento.

Bellei (2006) baseado nos limites máximo de deslocamentos verticais regulamentado pela ABNT NBR 8800:2008 recomenda as seguintes relações entre altura da viga e o vão a ser vencido por ela:

Para L/600:

$$\frac{L}{14} < d < \frac{L}{10} \quad (2.1)$$

Para L/800

$$\frac{L}{12} < d < \frac{L}{8} \quad (2.2)$$

Para L/1000

$$\frac{L}{10} < d < \frac{L}{5} \quad (2.3)$$

Para mesas comprimidas, Bellei (2006) recomenda:

$$\frac{L}{40} < b_f < \frac{L}{20} \quad (2.4)$$

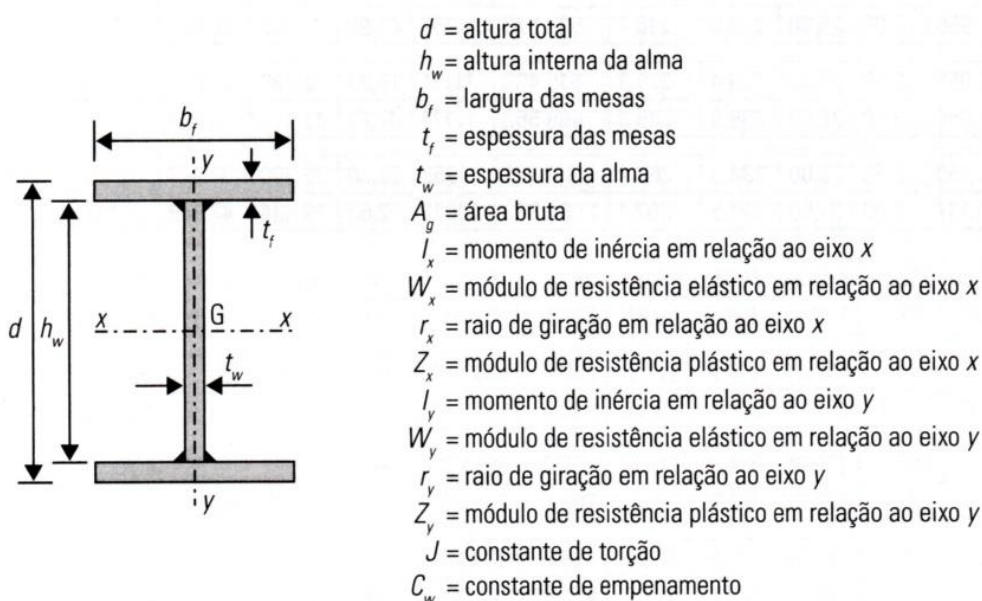
Finalmente, para recomendação de espessuras mínimas para mesas e alma da viga temos.

$$t_w \geq \begin{cases} \frac{h\sqrt{f_y}}{800} \text{ mm} \\ e \\ 6,3 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.5)$$

$$t_{fs} \geq 12,5 \text{ mm} \quad (2.6)$$

Onde L é o comprimento do vão, os demais termos utilizados são apresentados na figura 2.7 extraída de Fakury, Silva e Caldas (2016).

Figura 2.7 – Seção Transversal de uma viga tipo VS



(Fakury, Silva, & Caldas, 2016, p. 492)

2.2.3 Cargas aplicáveis

A viga de rolamento é solicitada basicamente por dois grupos de cargas distintas: as cargas estáticas e as cargas móveis. As cargas estáticas são devidas principalmente pelo peso próprio da viga, do trilho e dos eventuais equipamentos e estruturas ligadas diretamente a ela. Já as cargas móveis são devidas ao movimento da ponte rolante durante a sua operação.

O movimento longitudinal em relação ao edifício é realizado por toda a ponte e ocorre sobre as vigas de rolamento. Sobre estas atuam um par de forças distantes entre si a uma distância igual à distância entre eixos da roda da viga de cabeceira. A

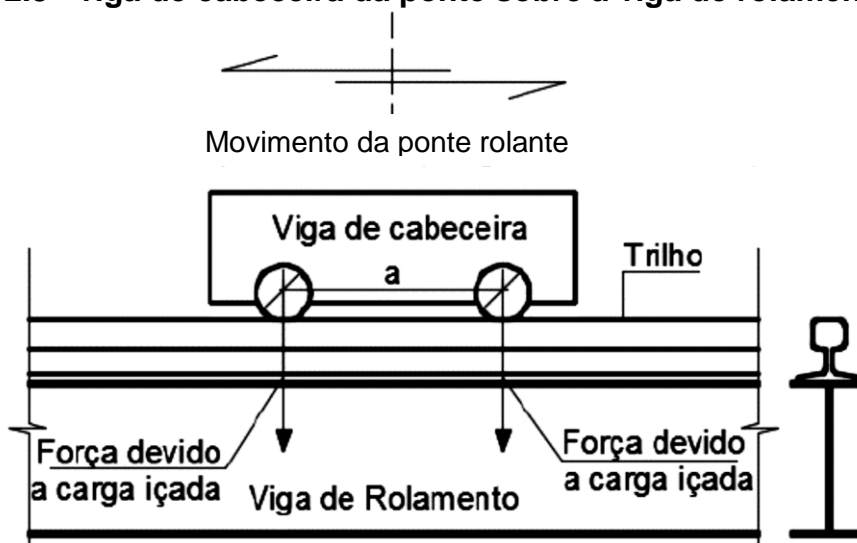
intensidade destas forças e a distância entre eixos são características de cada ponte rolante e formam o trem-tipo usado na análise estrutural da viga.

É importante destacar a forma como o movimento da ponte rolante afeta a viga de rolamento, pois, conforme Leite (2017) argumenta,

“[...] O movimento do trole interfere na intensidade da força que é aplicada sobre a viga de rolamento. Enquanto o trole se aproxima ou se afasta de uma das laterais do galpão, a solicitação sobre a viga nesta lateral aumenta ou diminui, respectivamente. Embora a intensidade da força sofra uma variação gradativa, seu ponto de aplicação sobre a viga de rolamento praticamente não se altera. O movimento longitudinal, por sua vez, não altera a intensidade das forças, apenas a sua posição sobre a viga de rolamento. Os dois movimentos podem ocorrer simultaneamente. (Leite, 2017, p. 23)

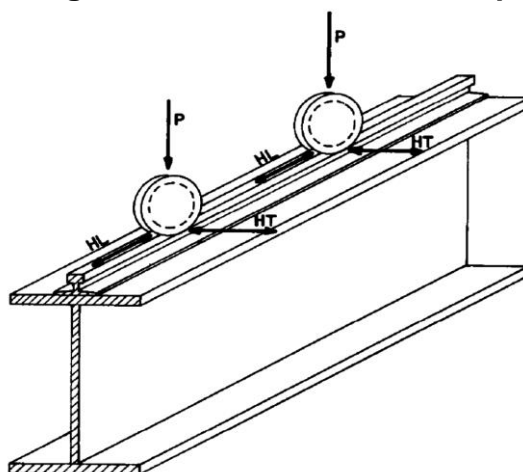
Na figura 2.8 extraída de Leite, (2017) mostra um desenho esquemático da vista longitudinal da viga de rolamento e da viga de cabeceira da ponte sobre a viga.

Figura 2.8 - viga de cabeceira da ponte sobre a viga de rolamento



(Leite, 2017, p. 23)

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 e Bellei (2006) as vigas de rolamento estão submetidas às ações decorrentes da ponte rolante, tais como as cargas verticais das rodas, normalmente fornecidas pelos fabricantes das pontes, as forças horizontal, transversal e longitudinal, e a devida ao choque da ponte com o batente. A figura 2.9 extraída de Bellei (2006) mostra a direção e o sentido das forças atuantes sobre a viga de rolamento devido à ponte rolante.

Figura 2.9 – Esforços em vigas de rolamento causados pelas pontes rolantes

(Bellei, 2006, p. 162)

A forma de ação de cada carga oriunda da operação da ponte rolante que influenciará no dimensionamento das vigas de rolamento será discutida em seguida.

2.2.3.1 Forças verticais

São aquelas causadas essencialmente pelas cargas permanentes oriundas do peso próprio da estrutura da ponte rolante e de todos os componentes, máquinas e equipamentos que a compõem e futuras instalações previstas em projeto, além do peso próprio do trilho (e seus acessórios) e da própria viga de rolamento.

Somadas às cargas permanentes, são consideradas também as sobrecargas oriundas da carga a ser içada (que está diretamente ligada à capacidade nominal da ponte rolante), a sobrecarga do passadiço e pelas cargas de qualquer parte da estrutura que se apoie sobre ela.

Também são consideradas, em função da presença das cargas dinâmicas, os coeficientes de impacto recomendados pela ABNT NBR 8800:2008 para cada tipo de operação (cabines ou controles).

De acordo com Leite (2017), as cargas verticais devem ser posicionadas de modo a levar ao carregamento crítico e majoradas pelo coeficiente de impacto, pois as forças verticais são dinâmicas e não estáticas.

Para se obter a posição de aplicação das cargas verticais móveis que levam as maiores solicitações sobre a viga de rolamento devemos aplicar o trem tipo ao longo de toda a extensão da viga de rolamento de modo a encontrar a posição que leva ao máximo momento fletor e força cortante na viga biapoiada.

2.2.3.1.1 Impacto vertical

No dimensionamento das vigas de rolamento, suas ligações e pilares, devem ser considerados os coeficientes de impacto na majoração das cargas móveis das pontes rolantes. A ABNT NBR 8800:2008 recomenda que devem ser considerados no projeto, além dos valores estáticos das ações, também os efeitos oriundos de impactos, nos casos em que seja desfavorável.

No caso de pontes rolantes, na ausência de especificação mais rigorosa, as ações verticais de cálculo devido ao impacto, devem ser majoradas em:

- a) pontes rolantes comandadas de uma cabine: 25%;
- b) pontes rolantes comandadas por controle pendente ou controle remoto: 10%.

2.2.3.1.2 Carregamento acidental

Carga acidental são todas as cargas que podem atuar sobre a estrutura da edificação ao longo da sua vida útil, em função do seu uso, tais como pessoas, móveis, veículos e materiais diversos. No dimensionamento de vigas de rolamento, é importante prever uma carga acidental no dimensionamento em função de possíveis acessos e passadiços para manutenção dos equipamentos da ponte rolante e da própria viga de rolamento.

2.2.3.2 Forças horizontais H

Durante a operação normal da ponte rolante podem atuar sobre a viga de rolamento forças horizontais em duas direções em relação à viga. Em ambos os casos, são consideradas, para efeito de projeto, como forças localizadas aplicadas diretamente no ponto de contato da roda do *truck* com a superfície com o qual a roda gira.

2.2.3.2.1 Forças horizontais longitudinais H_L

As forças longitudinais são originadas da aceleração e frenagem da ponte rolantes. De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, quando não houver especificação

mais rigorosa, “a força longitudinal ao caminho de rolamento, a ser aplicada no topo do trilho, de cada lado, deve ser igual a 10% da soma das cargas verticais máximas das rodas (não majoradas pelo impacto)”. Normalmente esta força não é muito grande e segundo Bellei (2006) tem pouca influência no dimensionamento da viga. São usadas para dimensionar o para-choque, a ligação da viga com o pilar e os contraventamentos verticais, os quais não são escopo deste estudo e, por isso, a força longitudinal não será abordada em detalhe.

2.2.3.2.2 Forças horizontais transversais H_T

As forças transversais, também denominadas por impacto lateral, são causadas, segundo Bellei (2006) “pelo movimento e pela frenagem do trole e pelo içamento das cargas com o cabo inclinado.”. De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, quando não houver especificação mais rigorosa, a intensidade desta força é tomada como o maior valor dentre os seguintes critérios:

- a) quando a ponte rolante for comandada por operador dentro de uma cabine de comando:
 - 10% da soma da carga içada com o peso do trole e dos dispositivos de içamento;
 - 5% da soma da carga içada com o peso total da ponte, incluindo trole e dispositivos de içamento;

- b) uma porcentagem da carga içada, variável de acordo com o tipo e a finalidade da ponte ou da edificação:
 - nos edifícios em geral: 15 % da carga içada;

- c) nos edifícios destinados à siderurgia ou nos quais condições específicas de operação assim exigirem:
 - pontes em geral (aciaria e laminação): 20 % da carga içada;

- pontes com caçamba e eletroímã e pontes de pátio de placas e tarugos: 50 % da carga içada;
 - pontes de forno-poço: 100 % da carga içada;
 - ponte estripadora: 100 % da soma do peso do lingote e da lingoteira.
- d) Para pontes rolantes comandadas por controles, a força transversal a ser aplicada, de cada lado, deve ser igual a 10 % da soma da carga içada com o peso do trole e dos dispositivos de içamento.

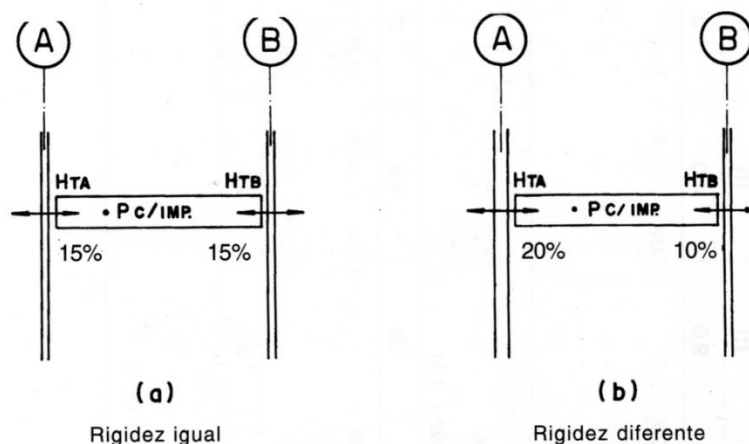
A ABNT NBR 8800:2008, preconiza ainda que “nos casos em que a rigidez horizontal transversal da estrutura de um lado do caminho de rolamento diferir do lado oposto, a distribuição das forças transversais deverá ser proporcional a rigidez de cada lado.”.

Portanto, para se determinar o percentual da parcela do impacto lateral que cada lado do edifício vai suportar, deve-se levar em conta a carga transversal total a ser distribuída entre as rigidezes do pórtico, que será igual ao dobro do percentual calculado conforme descrito neste item, o exemplo apresentado, adaptado de Bellei (2006, p.79), mostra detalhadamente como esse cálculo deve ser realizado.

Exemplo:

Admitindo que a força horizontal transversal H_T , aplicada em cada lado da edificação, de uma certa ponte rolante, seja igual a 15 % da carga içada, teremos:

Figura 2.10 – Distribuição de H_T de acordo com a rigidez do pórtico



(Bellei, 2006, p. 79)

a) Rigidez igual para ambos os lados:

A intensidade do impacto lateral é suportada pela estrutura de forma uniforme, neste caso, 15 % da carga içada é suportado por ambos os lados da estrutura da edificação.

b) Rigidez do lado A igual ao dobro do lado B:

A intensidade total do impacto lateral é calculada para cada lado da estrutura, portanto o impacto lateral total aplicado pela ponte é igual ao dobro do valor calculado. Portanto, temos:

$$H_{T,\text{total}} = 2 \cdot 15\% \text{ da carga içada} = 30\% \text{ da carga içada} \quad (2.7)$$

Como a rigidez do lado A do pórtico é duas vezes maior do que a rigidez do lado B, então, a rigidez total será: $R_T = R_A + R_B = 2R_B + R_B = 3R_B$; Portanto:

$$\frac{3 \cdot R_B}{2 \cdot R_B} = \frac{H_{T,\text{total}}}{H_{T,\text{LADO A}}} \rightarrow H_{T,\text{LADO A}} = \frac{2}{3} \cdot H_{T,\text{total}} = \frac{2}{3} \cdot 30\% \text{ da carga içada} \quad (2.8)$$

Concluimos então que o lado A absorve 20% da carga içada e o lado B absorve os demais 10%.

2.2.3.3 Força aplicada nos Para-choques

Quanto ao dimensionamento dos batentes devido a força longitudinal de choque da ponte rolante, a ABNT NBR 8800:2008 recomenda que esta deve ser informada pelo fabricante, que também deve especificar e, se possível, fornecer o batente.

Em Bellei (2006) cita uma fórmula para o cálculo aproximado desta força em cada para-choque, com absorção da energia por meio de molas ou cilindros hidráulicos apresentada na equação 2.9.

$$F = \frac{WV^2}{gT} \quad (2.9)$$

Onde:

W = Peso total da ponte rolante, em tf, excluída a capacidade nominal.

V = Velocidade da ponte, em m/s. O valor da velocidade a ser considerada é 50% da velocidade máxima.

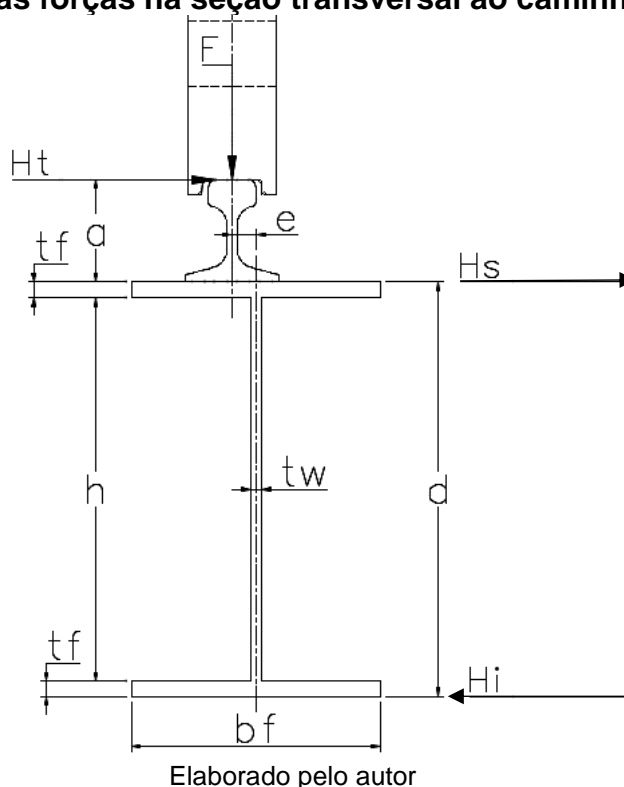
g = Aceleração da gravidade, recomenda-se a aproximação de $9,81\text{m/s}^2$.

T = Comprimento de encurtamento do batente da ponte, recomendado o valor de 0,05m

2.2.3.4 Solicitações na seção transversal da viga de rolamento

Uma vez caracterizadas as forças verticais e horizontais que atuam na viga de rolamento, será apresentada a posição de atuação de cada uma dessas forças em relação à seção transversal do perfil. A figura 2.11 mostra o desenho esquemático de uma seção transversal ao caminho de rolamento de uma ponte rolante.

Figura 2.11 – Posição das forças na seção transversal ao caminho de rolamento



Onde:

F = força vertical móvel;

H_t = força horizontal móvel transversal ao caminho de rolamento;

H_s e H_i = par de forças horizontais móveis, calculadas em função de H_t ;

e = excentricidade devida ao desalinhamento do trilho em relação à viga;

b_r = largura da mesa do perfil;

h = altura da alma do perfil;

d = altura total do perfil;

t_r = espessura da mesa do perfil

t_w = espessura da alma do perfil.

A situação de desalinhamento do trilho, representada na figura 2.11, é devido às imperfeições na fabricação dos elementos e na montagem da estrutura, o que ocasiona no desalinhamento da força vertical com o eixo vertical da viga, O próprio deslocamento da ponte pode causar desalinhamentos que atrapalhem a operação. Portanto, a força vertical, já majorada pelo coeficiente de impacto, atua fora do eixo vertical da viga, pois existe um desalinhamento do trilho em relação ao perfil. Esta excentricidade pode ser ainda maior, caso exista também um desalinhamento entre a roda da ponte e o trilho.

Segundo Fisher (2004), a excentricidade influencia a intensidade do impacto lateral de maneira que o “desalinhamento do trilho é [...] o aspecto mais crítico no desenvolvimento do alto impacto lateral e das tensões transversais nas vigas de rolamento” (FISHER apud LEITE, 2017, p. 42)

A respeito da consideração do desalinhamento do trilho em relação à viga, é oportuno esclarecer que, na ABNT NBR 8800:2008 não há consideração sobre o desalinhamento de trilhos em pontes rolantes, cabendo ao projetista considerá-la, caso julgue necessário, levando em conta as prescrições normativas internacionais.

Por fim, Leite (2017) destaca em seu trabalho que a “excentricidade da força vertical em relação ao boleto do trilho não altera significativamente a distribuição de pressão na base do trilho, pois este serve como elemento de transição para melhorar a distribuição da força da roda. ”. (Leite, 2017, p. 71)

2.2.3.4.1 Determinação de H_s e H_i

O procedimento recomendado para trazer as forças horizontais H_T para as mesas do perfil por meio de forças horizontais H_s e H_i utilizando o equilíbrio estático da seção, incluindo o efeito da excentricidade na força vertical, é mostrado em Bellei (2006). A figura 2.11 mostra a seção da viga de rolamento com excentricidade da força vertical F e as forças horizontais H_s na mesa superior e outra força H_i na mesa inferior. Para que ocorra a equivalência estática entre cada caso, as forças aplicadas sobre as mesas devem respeitar as equações 2.10 e 2.11 recomendadas por Bellei, (2006, p. 172).

$$H_s = H_T + \frac{H_T \cdot a + F \cdot e}{d} \quad (2.10)$$

$$H_i = \frac{H_T \cdot a + F \cdot e}{d} \quad (2.11)$$

2.2.4 Deslocamentos máximos

A ABNT NBR 8800:2008 estabelece valores para os deslocamentos vertical e horizontal máximos permitidos para situações usuais nas construções e, ainda conforme a Norma brasileira, “esses deslocamentos devem ser entendidos como valores práticos a serem utilizados para verificação do estado-limite de serviço de deslocamentos excessivos da estrutura” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

Os valores máximos para os deslocamentos vertical e horizontal para vigas de rolamentos são:

- L/600: Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN
- L/800: Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas
- L/1000: Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN
- L/400: Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas
- L/600: Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas

No caso de vigas de rolamento, a Norma brasileira recomenda considerar combinações raras de serviços na verificação do estado-limite de serviço. Para o cálculo das deformações máximas admissíveis, é importante considerar o carregamento na posição mais desfavorável possível, ou seja, quando as rodas do trole estão posicionadas de forma central na viga de rolamento.

Ainda conforme a Norma brasileira, é necessário fazer a verificação tanto dos deslocamentos verticais quanto horizontais e, para isso, o Anexo B da Norma ABNT NBR 8800:2008 em seu item B.7.2, recomenda que a força transversal ao caminho de rolamento, decorrente da movimentação da ponte rolante comandada por controle pendente ou controle remoto, a ser aplicada no topo do trilho, deve ser igual a 10% da soma da carga içada e do peso do trole e dos dispositivos de içamento.

No entanto, devido à insuficiência de informações referentes à ponte rolante na fase de pré-dimensionamento da viga de rolamento, Bellei (2006) recomenda admitir a reação transversal como 20% da carga içada. Essa recomendação também é citada na Norma ABNT NBR 8800:2008, considerando uma ponte rolante comandada de uma cabine para uso geral. Esse valor atende à situação com segurança, e sugere seu uso quando, em fase de orçamento, não se dispõe de dados como o peso do trole e dos dispositivos de içamento.

A contraflecha é normalmente aplicada em vigas formadas por perfis metálicos durante a sua fabricação sempre que a viga apresentar flecha total superior ao valor máximo permitido pela Norma brasileira. Para o caso de vigas de rolamento, a ABNT NBR 8800:2008 define que para todas as vigas cujo vão é superior a 20 metros, “[...] deve ser dada contraflecha igual à flecha resultante das ações permanentes diretas características mais 50 % das ações variáveis características. ”.

2.3 Critérios para o dimensionamento das vigas de rolamento

As vigas de rolamento são elementos estruturais submetidos a vibrações intensas devido a movimentação da ponte rolante durante sua operação, portanto, além das verificações quanto ao Estado Limite Último, as vigas de rolamento são obrigatoriamente analisadas no Estado Limite de Serviço quanto aos deslocamentos máximos longitudinal e transversal e à fadiga para um determinado número de ciclos, correspondentes à sua vida útil. Os requisitos quanto a verificação da fadiga será detalhada no capítulo 3.

2.3.1 Solicitações na Ponte Rolante

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

Conforme a ABNT NBR 8681:2003, “ações são as causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Classificam-se, segundo a referida norma em: permanentes diretas e indiretas, variáveis e excepcionais. ” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003)

Tendo em vista que uma estrutura é geralmente sujeita a diversos tipos de cargas, uma breve discussão sobre essas cargas será apresentada agora para ilustrar como se devem considerar seus efeitos na prática.

2.3.1.1 Ações permanentes

De forma generalizada, as ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor-limite constante.

Conforme a ABNT NBR 8800:2008 “as ações permanentes são subdivididas em diretas e indiretas e devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança. ”

2.3.1.1.1 Ações permanentes diretas

Estas ações consistem dos pesos dos vários membros estruturais e os pesos de quaisquer objetos que sejam permanentemente ligados à estrutura. Segundo a ABNT NBR 8800:2008 e pormenorizado em Bellei (2006), as ações permanentes atuantes a serem consideradas no dimensionamento das vigas de rolamento, objeto de estudo deste trabalho, compreendem:

- a) as cargas provenientes do peso próprio da ponte rolante com todos os seus equipamentos;
- b) as cargas provenientes do peso próprio dos trilhos e de seus elementos de fixação e dos para-choques;
- c) as cargas provenientes do peso próprio dos passadiços, eventualmente ligados as vigas de rolamento;
- d) as cargas provenientes do peso próprio de outras partes da estrutura do edifício que se apoie sobre a viga;
- e) Peso próprio da própria viga de rolamento.

Ainda segundo a ABNT NBR 8800:2008, as cargas permanentes podem ser divididas em dois tipos: distribuídas ou concentradas.

2.3.1.1.2 Ações permanentes indiretas

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 as ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas

Uma vez que as vigas de rolamento são calculadas como biapoiadas as ações provenientes dos deslocamentos de apoio não interferem, de forma significativa, no seu carregamento. As imperfeições geométricas relativas a construção e instalação dos trilhos sobre as vigas são levadas em consideração aplicando “uma excentricidade de $0,75 t_w$ entre o eixo vertical que passa pelo centro do trilho e o que passa pelo centro da alma” (Bellei, 2006, p. 162)

2.3.1.2 Sobrecargas

As sobrecargas podem variar tanto na sua magnitude quanto na sua localização. Elas podem ser causadas pelos pesos dos objetos temporariamente colocados sobre uma estrutura, veículos em movimento ou forças naturais.

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, as sobrecargas ou ações variáveis são ações de caráter transitório que compreendem, entre outras, as ações devidas ao uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura.

As ações variáveis devido ao uso e ocupação da edificação tratada neste trabalho são aquelas devido a instalação de passadiços e acessos para manutenção dos equipamentos tais como a ponte rolante e a própria viga de rolamento. Em Bellei (2006) encontramos uma recomendação de aplicação sobre a viga de rolamento de uma carga acidental uniformemente distribuída de 1,0 kN/m devido a possibilidade de instalação de passadiço apoiado na viga de rolamento.

2.3.1.3 Cargas móveis

A forma mais precisa para a análise das cargas móveis é através da teoria da dinâmica das estruturas, porém, segundo a ABNT NBR 8800:2008, é permitido considerar as cargas móveis como cargas estáticas majoradas por um coeficiente de impacto cuja expressão depende do tipo de equipamento considerado.

Uma diversidade de elementos estruturais sofre ação de cargas móveis, sendo indispensável o conhecimento de como uma determinada seção se comporta com a variação da posição destas cargas ao longo da estrutura. Quanto ao efeito, é interessante conhecer os máximos valores que cada efeito atinge em cada seção.

Para a avaliação deste problema utiliza-se o conceito de linha de influência, que por definição, é a representação gráfica ou analítica de um efeito elástico em uma dada seção, produzida por uma carga unitária concentrada de cima para baixo que percorre a estrutura. Inicialmente é fixada a seção de análise e o efeito a ser estudado, variando somente a posição do carregamento.

2.3.1.4 Método para determinação da seção de momento máximo

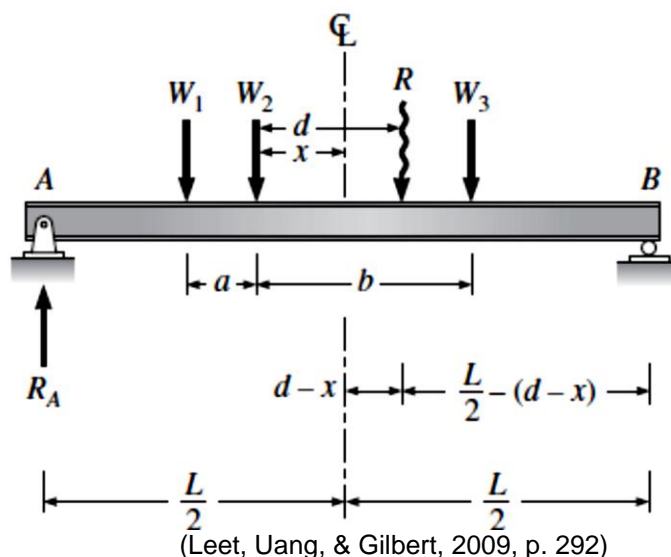
Um método utilizado para determinação da seção onde ocorre o momento fletor máximo absoluto numa viga biapoiada, provocado por um trem tipo constituído de cargas concentradas é enunciado pelo teorema de Barré em Sússekind (1981) da seguinte forma.

De acordo com Sússekind (1981) o momento fletor máximo absoluto numa viga biapoiada ocorre numa seção tal e para uma posição do trem-tipo que o meio da viga coincida com o meio da distância d apresentado na figura 2.12.

Este teorema define a posição do trem-tipo capaz de produzir um momento fletor máximo em uma determinada seção de uma viga biapoiada, supondo o trem-tipo formado por cargas concentradas.

Para localizar essa seção para uma viga com apoios simples e para estabelecer o valor do momento máximo absoluto produzido por um conjunto de cargas concentradas em particular, analisaremos o momento produzido pelas cargas concentradas de um trem-tipo qualquer que atua na viga conforme modelo esquematizado na Figura 2.12. Vamos supor que a resultante R das cargas concentradas do trem-tipo está localizada a uma distância d à direita da carga W_2 .

Figura 2.12 – Trem-tipo qualquer com uma resultante R sobre uma viga biapoiada



Para determinar o valor de x que maximiza o momento fletor da viga biapoiada usaremos a resolução apresentada por Leet (2009) em que, embora não seja possível especificar o ponto em que ocorre o momento máximo, ele provavelmente ocorrerá

sob uma das rodas adjacentes à resultante do sistema de forças. Vamos supor arbitrariamente que o momento máximo ocorre sob a roda 2 (carga W_2 na figura 2.12), que está localizada a uma distância x à esquerda da linha de centro da viga. Para determinar o valor de x que maximiza o momento sob a carga W_2 , expressa-se o momento na viga sob a carga W_2 como uma função de x . Calculando a derivada da expressão do momento com relação a x e igualando a derivada a zero, estabeleceremos a posição da carga W_2 que maximiza o momento.

Para calcular o momento sob a carga W_2 , usamos a resultante R das cargas concentradas para estabelecer a reação no apoio A à direita do trem-tipo. Portanto, a soma dos momentos sobre o apoio B resulta

$$R_A L - R \cdot \left[\frac{L}{2} - (d - x) \right] = 0 \rightarrow R_A = \frac{R}{L} \cdot \left(\frac{L}{2} - d + x \right) \quad (2.12)$$

O momento fletor em uma seção distante x da roda 2 será:

$$M = R_A \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) - W_1 a \quad (2.13)$$

Em que a é a distância entre as cargas concentradas W_1 e W_2 , derivando a equação 2.14 em relação a x , obtemos:

$$\frac{dM}{dx} = d \frac{R}{L} - 2x \frac{R}{L} = 0 \rightarrow x = \frac{d}{2} \quad (2.14)$$

A partir do resultado obtido na equação 2.14, comprovamos o enunciado do teorema de Barré, ou seja, o momento fletor máximo numa viga biapoiada ocorre em uma seção tal e para uma posição tal em que o meio da viga coincida com o meio da distância d .

Para x ser igual a $d/2$ é necessária que posicionemos as cargas de modo que a linha central da viga divida a distância entre a resultante e a carga sob a qual se supõe que o momento máximo deve ocorrer. O teorema de Barré não fornece o eixo crítico, que será obtido por tentativas. É oportuno, neste momento, anunciar algumas observações necessárias para a validade do teorema de Barré:

- a) Nenhuma carga do trem-tipo pode sair da viga;
- b) Não pode existir carga distribuída infinita no modelo do trem-tipo.

3 FADIGA

Neste capítulo será apresentado um breve histórico da fadiga assim como sua conceituação. Sem o objetivo de aprofundar excessivamente no tema, procura-se discorrer o conceito da fadiga, as metodologias tradicionais de dimensionamento à fadiga e as características gerais de cada método e, por fim, serão apresentadas as prescrições normativas da ABNT NBR 8800:2008.

3.1 Breve histórico do estudo da fadiga

Desde a época das grandes navegações o termo fadiga era utilizado quando da quebra ou deformação dos mastros das embarcações devido aos esforços cíclicos provocados pelas velas. Contudo, o primeiro estudo sobre fadiga, no caso fadiga de um metal, foi realizado pelo engenheiro de minas alemão W. A. J. Albert por volta de 1829. Ele realizou testes de carregamento repetitivo em correntes de ferro utilizadas na mineração. Devido a um acidente próximo a Versailles na França, foi iniciado em 1842 um esforço de pesquisa mais detalhado acerca do tema uma vez que as causas do acidente foram associadas à fadiga do eixo frontal da locomotiva.

Em 1843 W. J. M. Rankine identificou a importância das concentrações de tensão nos componentes mecânicos. Em um trabalho publicado em 1854, Braithwaite utiliza do termo fadiga exclusivamente para indicar falhas em metais devido ao carregamento repetitivo.

A. Wöhler realizou vários experimentos sobre a falha por fadiga durante os anos de 1852 a 1869. Ele concluiu que a resistência do aço de ferrovias submetidos a carregamentos cíclicos era consideravelmente inferior que quando submetidos a carregamentos estáticos. O trabalho de Wöhler levou ao desenvolvimento das curvas S-N que relacionam a amplitude da tensão (S) com a vida útil do material (N). Estas curvas são amplamente utilizadas até hoje inclusive pelas normas brasileiras.

A fadiga é amplamente estudada nos elementos estruturais feitos de metais uma vez que estes materiais estão mais comumente associados às solicitações dinâmicas cíclicas. De acordo com Thun (2006) o estudo da fadiga no concreto teve início bem mais tarde, em 1903 quando Van Ornum publicou a primeira curva de fadiga para a compressão do concreto. Neste estudo ele concluiu que o concreto, diferentemente do aço, não possui uma tensão limite, mas que, para uma vida útil de

7000 ciclos, sua resistência à fadiga era 55% menor do que sua resistência estática. Ainda segundo Thun, o interesse no estudo da fadiga do concreto começou a se intensificar com o desenvolvimento dos sistemas rodoviários em 1920 e futuramente em 1970 na Escandinávia devido ao desenvolvimento de plataformas petrolíferas em alto mar submetidas aos esforços cíclicos do mar. (Thun, 2006).

3.2 Conceito de fadiga

A fadiga de um material é definida como o enfraquecimento e consequente falha do material resultado de um ciclo repetitivo de tensões. Este conceito é complementado por Ashby em que diz que "Se um componente ou estrutura estiver sujeito a ciclos repetidos de tensão, ele poderá falhar sob tensões bem mais baixas do que o limite de resistência e frequentemente abaixo da tensão de escoamento" (Ashby & Jones, 2007).

De acordo com Callister Jr. "fadiga é uma forma de falha que ocorre em estruturas submetidas a tensões dinâmicas e flutuantes, tais como pontes, aeronaves e componentes de máquinas." (Callister Jr., 2011).

Ainda de acordo com o autor,

Sob estas circunstâncias, é possível que uma falha ocorra em num nível de tensão consideravelmente menor do que o limite de resistência à tração ou o limite de escoamento para uma carga estática. O termo "fadiga" é usado, porque este tipo de falha ocorre normalmente após um longo período de tensões repetidas ou ciclos de deformação. A fadiga é importante no sentido em que ela é a maior causa individual de falha nos metais, representando aproximadamente 90% de todas as falhas de metais. Os polímeros e os cerâmicos (à exceção dos vidros) também são suscetíveis a esse tipo de falha. Além disso, a fadiga é catastrófica e traiçoeira, ocorrendo muito repentinamente e sem qualquer aviso prévio. (Callister Jr., 2011, p. 167).

Podemos concluir então que, a fadiga é o tipo de falha mecânica causada primariamente pela aplicação repetida de cargas móveis, cuja principal característica é gerar e/ou propagar paulatinamente uma trinca, até a eventual fratura da peça. As falhas estruturais são chamadas de falhas mecânicas quando causadas primeiramente pelas cargas de serviço.

As falhas por fadiga são localizadas, progressivas e cumulativas. Logo, a modelagem do trincamento por fadiga pode e deve ser tratada como um problema

local, que pouco depende das tensões na peça como um todo. A iniciação da trinca depende dos detalhes da geometria e do material, do ponto crítico da peça, e da história de tensões e deformações que nele atua. Já a propagação da trinca, que é paulatina e estável, depende da história dos fatores de intensidade de tensões que a solicita em serviço, mais a fratura final da peça pode ser brusca, quase instantânea. A grande maioria das falhas estruturais que ocorrem na prática envolve problemas de fadiga.

A modelagem das falhas por fadiga precisa ser precisa e confiável, para que a geração e a propagação paulatina e irreversível de uma trinca em geral não provocam mudanças evidentes no comportamento global da estrutura. Isto porque o dano gerado pelo trincamento fica quase sempre restrito à região crítica da peça, e não tende a gerar “avisos prévios” de falha iminente. Assim, as fraturas das peças podem ocorrer de forma brusca e inesperada, e por isso têm que ser evitadas a qualquer custo nas estruturas potencialmente perigosas. Portanto, o controle das falhas por fadiga nessas estruturas deve ser feito através de um plano de garantia da segurança que inclua um programa periódico de inspeções e de avaliações de integridade estrutural baseado nos fatores críticos de projeto e alterações atípicas dos carregamentos não previstas no projeto original.

Nas peças inicialmente não trincadas, as falhas por fadiga começam pela geração de uma trinca no seu ponto mais solicitado, quase sempre na raiz de um entalhe concentrador de tensão. Quando a gama $\Delta\sigma$ das tensões cíclicas que solicitam aquele ponto crítico é pequena em relação a resistência ao escoamento macroscópico do material daquele ponto, a geração da trinca por fadiga é lenta, no sentido de requerer muitos ciclos de carga, e muito influenciada pelas características locais, ou pelos seguintes detalhes:

- a) das propriedades mecânicas do material;
- b) do acabamento superficial;
- c) do gradiente das tensões atuantes;
- d) do estado das tensões residuais atuantes.

Nestes casos, nos quais a vida à fadiga é relativamente longa, a resistência ao trincamento do ponto crítico aumenta com:

- a) a resistência (localizada) do material à ruptura, S_R ;
- b) a melhoria do acabamento superficial;
- c) o aumento do gradiente de tensões;
- d) a presença de tensões residuais de compressão.

Os detalhes do ponto crítico têm menos importância quando as cargas que lá atuam são altas o suficiente para induzirem, pelo menos localmente, o escoamento macroscópico cíclico. Nestes casos, o tempo de iniciação é curto, e a propriedade capaz de controlar a resistência à fadiga é a ductilidade do material. Para modelar este problema é preciso quantificar as tensões e as deformações elastoplásticas que atuam na raiz do entalhe crítico, e do ponto de vista operacional é muito melhor considerar a gama $\Delta\varepsilon$ das deformações cíclicas como a causa do início do trincamento, pois ela é um parâmetro mais robusto do que o $\Delta\sigma$.

A chamada vida de iniciação da trinca termina quando se pode detectar uma pequena trinca no ponto crítico do elemento estrutural, mas a vida total à fadiga pode ser dominada pela sua propagação até a fratura final das grandes estruturas. Trinca “pequena” é um conceito qualitativo, logo arbitrário, porque não há métodos de inspeção confiáveis que garantam a detecção e medição segura das trincas microscópicas fora do ambiente laboratorial.

Por isso, apesar de ser razoável argumentar que as trincas crescem desde o primeiro ciclo de carga da peça, na prática do gerenciamento da integridade estrutural ainda não se pode considerar explicitamente o crescimento de microtrincas da ordem do tamanho de um grão das ligas metálicas. Mas o comportamento das trincas curtas pode ser considerado em modelos de dimensionamento estrutural e, em particular, para quantificar a chamada sensibilidade ao entalhe, um conceito muito útil no dimensionamento mecânico contra a iniciação de trincas por fadiga.

3.3 Os métodos tradicionais de dimensionamento à fadiga

De acordo com Castro e Meggiolaro, (2009) as metodologias tradicionais de projeto à fadiga, baseadas em rotinas bem estabelecidas e consagradas na prática, podem ser divididas em três grupos:

- a) O método S-N ou de Wöhler, que correlaciona o início do trincamento por fadiga no ponto crítico de qualquer estrutura com a vida de corpos de prova (CPs) adequados, devidamente testados sob histórias de tensões similares às de serviços. A modelagem S-N supõe que as tensões macroscópicas que solicitam o ponto crítico são lineares elásticas, logo ela é bem simples, mas só deve ser usada para evitar trincamento à fadiga ou para prever as vidas longas associadas às cargas elásticas.
- b) O método ϵ -N ou de Coffin-Manson, que reconhece as deformações elastoplásticas cíclicas que atuam no ponto crítico da peça, e as correlaciona com a vida de pequenos CPs adequados, que devem ser testados sob histórias de deformação similares às geradas pelas cargas de serviço. Este método é computacionalmente mais complicado que o S-N, mas pode ser aplicado para prever qualquer vida de iniciação.
- c) O método da/dN ou de Paris, que é baseado nos conceitos da Mecânica da Fratura Linear Elástica, é indispensável para modelar e prever a propagação das trincas por fadiga e a fratura final da peça.

É importante salientar que a Norma brasileira da ABNT NBR 8800:2008 em seu anexo K, utiliza o método S-N na análise dos elementos sujeito à fadiga. Neste anexo é prescrito os requisitos que se aplicam as tensões no metal-base, calculadas usando-se a combinação de ações descrita em seu item K.2.1, cujo valor não pode ultrapassar $0,66f_y$ ou $0,40f_y$, para tensões normais ou de cisalhamento, respectivamente.

3.3.1 Características gerais do método S-N

Castro e Meggiolaro, (2009), sustenta que a metodologia S-N, correlaciona as gamas $\Delta\sigma$ e os máximos σ_{max} das tensões elásticas cíclicas que atuam nos pontos críticos, em geral raízes de entalhes, com o número de ciclos N que lá iniciam uma macrotrinca por fadiga. O método S-N não quantifica explicitamente qualquer efeito plástico nem reconhece a presença das trincas, e em princípio só deve ser usado para evitar ou prever a iniciação de trincas por fadiga quando as tensões atuantes no ponto crítico da peça são menores do que a resistência ao escoamento cíclico do material, as quais são associadas a vidas longas. Mas como a grande maioria dos elementos

estruturais é projetada para trabalhar sob tensões elásticas e ter vidas longas, o S-N ainda é de longe o método mais usado na prática.

Portanto, o método S-N é uma ferramenta de engenharia simples e consagrada pelo uso, que possui várias vantagens significativas como, por exemplo:

- a) é simples de aplicar e preserva o princípio da superposição;
- b) possui um vasto banco de dados quantitativo sobre os efeitos dos diversos parâmetros que podem afetar a iniciação da trinca, depurados pelo longo uso na prática;
- c) como é usado desde a segunda metade do século XIX, há grande experiência acumulada na sua aplicação e casos reais de projeto;
- d) é sintetizável numa única equação universal, que inclui todas as informações necessárias ao dimensionamento mecânico e pode ser facilmente automatizada; e
- e) é computacionalmente muito mais simples do que o método ϵ -N.

3.3.2 Características gerais do método ϵ -N

Segundo o autor Castro e Meggiolaro, (2009), o método ϵ -N, que é muito mais recente e poderoso do que o S-N, correlaciona as gamas $\Delta\epsilon$ das deformações elastoplásticas macroscópicas cíclicas que atuam no ponto crítico com o número de ciclos N necessários para lá iniciar uma macrotrinca por fadiga.

O dimensionamento à fadiga pela rotina ϵ -N tradicional reconhece o escoamento localizado, considerando o amolecimento ou o endurecimento cíclico do material no ponto crítico da peça, mas não a transição a partir a partir da curva $\sigma\epsilon$ monotônica, pois usa propriedades obtidas numa única curva $\sigma\epsilon$ cíclica estabilizada. Suas grandes vantagens são prever qualquer vida de iniciação, quantificar os efeitos plásticos induzidos por sobrecargas, e também as tensões residuais geradas por descargas após escoamento localizados, em particular nas raízes de entalhes.

A sua principal desvantagem é precisar de equações não lineares e não invertíveis, que só são solucionáveis numericamente, um problema nada trivial no caso de cargas complexas. Além disso, como S-N, o método ϵ -N também não reconhece a presença das trincas. É preciso enfatizar que na análise elastoplástica de tensões e deformações usada no ϵ -N não se pode usar o princípio da superposição

dos efeitos, pois as deformações plásticas são não lineares e irreversíveis ou seja, elas são permanentes. Logo as equações ϵ -N devem ser usadas sequencialmente, para reconhecer e preservar os efeitos dos materiais.

A iniciação das trincas por fadiga é um fenômeno gerado por deformações plásticas cíclicas, as quais são associadas ao movimento cíclico de discordâncias nos metais, e controladas pelas tensões de Tresca ou Mises. As tensões macroscópicas podem ser elásticas nas vidas longas, mas mesmo nestes casos é necessário haver plasticidade cíclica em nível microscópico para gerar uma trinca, pois este processo é sempre associado a deformações permanentes.

Assim, o método ϵ -N pode ser considerado fisicamente mais realista que o S-N, pois ele reconhece pelo menos as deformações plásticas macroscópicas, associadas às vidas de iniciação curtas. Entretanto, as previsões de ambos os métodos são baseadas em correções fenomenológicas empíricas, não em leis físicas.

3.3.3 Características gerais do método da/dN

Ainda, de acordo com o autor Castro e Meggiolaro, (2009), o método da/dN, também conhecido como Método de Paris, é usado para prever a vida residual à fadiga de estruturas trincadas em função da gama ΔK e do máximo $K_{m\acute{a}x}$ do fator de intensidade de tensões, e a fratura da peça trincada, quando $K_{m\acute{a}x}$ atinge a tenacidade à fratura da peça, K_c . A trinca é o ponto crítico da peça, mas como tem um raio de ponta muito pequeno (idealmente nulo), ela só pode ser bem modelada pelos conceitos da Mecânica da Fratura.

A taxa de propagação de trincas depende primariamente da gama de variação do fator de tensões ΔK e não das tensões $\Delta\sigma$, pois além de depender da gama das tensões $\Delta\sigma$, ΔK depende também do comprimento da trinca e da geometria da estrutura trincada. Todavia, ΔK é um parâmetro linear elástico, e por isso não deve ser usado para modelar as trincas se houver escoamento generalizado no ligamento residual da estrutura.

3.4 Metodologia segundo a NBR 8800: 2008

De acordo com o anexo K da Norma brasileira da ABNT NBR 8800:2008 os requisitos prescritos aplicam-se a tensões no metal-base calculadas usando-se a

combinação de ações frequente de fadiga, cujo valor não ultrapasse $0,66f_y$ ou $0,40f_y$, para tensões normais ou de cisalhamento, respectivamente.

De acordo com a norma, a faixa de variação de tensões é definida como a magnitude da mudança de tensão devida à aplicação ou remoção das ações variáveis obtidas da combinação de ações frequente de fadiga. No caso de inversão de sinal da tensão em um ponto qualquer, a faixa de variação de tensões deve ser determinada pela diferença algébrica dos valores máximo e mínimo da tensão considerada, nesse ponto.

No caso de junta de topo com solda de penetração total, o limite admissível para a faixa de variação de tensões σ_{SR} aplica-se apenas a soldas com qualidade obedecendo aos requisitos da AWS D1.1 (2010).

É importante ressaltar ainda que nenhuma verificação de resistência à fadiga é necessária se a faixa de variação de tensões for inferior ao limite σ_{TH} dado na Tabela K.1 da referida norma. Além de que nenhuma verificação de resistência à fadiga é necessária se o número de ciclos de aplicação das ações variáveis for menor que 20.000.

3.4.1 Etapas para a verificação à fadiga

A verificação dos elementos à fadiga de acordo com a ABNT NBR 8800:2008 pode ser realizada, basicamente, seguindo as seguintes etapas:

- a) Obtenção dos esforços solicitantes com a combinação de ações frequente de fadiga;
- b) Definição da faixa de variação de tensões na seção analisada;
- c) Obtenção dos parâmetros de fadiga para a região analisada (parâmetros obtidos em consulta as tabelas K.1 e K.2 da norma);
- d) Definição da susceptibilidade à fadiga da região analisada, para uma vida útil pré-definida.

3.4.2 Faixa admissível de variação de tensões

De acordo com a referida norma, a faixa de variação de tensões não deve exceder os seguintes valores apresentados:

- a) para as categorias de detalhe A, B, B', C, D, E e E', a faixa admissível de variação de tensões, σ_{SR} , em megapascal, deve ser determinada por:

$$\sigma_{SR} = \left(327C_f/N\right)^{0,333} \geq \sigma_{TH} \quad (3.1)$$

Onde:

C_f : é a constante dada na Tabela K.1 para a categoria correspondente;

N : é o número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura;

σ_{TH} : é o limite admissível da faixa de variação de tensões, para um número infinito de ciclos de solicitação, dado na Tabela K.1, em megapascal.

- b) para a categoria de detalhe F, a faixa admissível de variação de tensões, σ_{SR} , deve ser determinada por:

$$\sigma_{SR} = \left(11 \times 10^4 C_f/N\right)^{0,167} \geq \sigma_{TH} \quad (3.2)$$

- c) para elementos de chapa tracionados, ligados na extremidade por soldas de penetração total, soldas de penetração parcial, soldas de filete ou combinações das anteriores, dispostas transversalmente à direção das tensões, a faixa admissível de variação de tensões na seção transversal da chapa tracionada, na linha de transição entre o metal-base e a solda, deve ser determinada da seguinte forma:

- com base em início de fissuração a partir da linha de transição entre o metal-base e a solda, para categoria de detalhe C, pela equação 3.3:

$$\sigma_{SR} = \left(14,4 \times 10^{11}/N\right)^{0,333} \geq 68,9 \text{ MPa} \quad (3.3)$$

- com base em início de fissuração a partir da raiz da solda, no caso de soldas de penetração parcial, com ou sem soldas de filete de reforço ou de contorno, para categoria de detalhe C', pela equação 3.4:

$$\sigma_{SR} = 1,72 \cdot R_{PJP} \cdot \left(14,4 \times 10^{11} / N\right)^{0,333} \quad (3.4)$$

Onde:

R_{PJP} = é o fator de redução para soldas de penetração parcial, com ou sem filete de reforço. Se $R_{PJP} = 1,0$, deve-se usar a categoria de detalhe C, dado por:

$$R_{PJP} = \left[\frac{0,65 - 0,59 \cdot (2a/t_p) + 0,72 \cdot (w/t_p)}{t_p^{0,167}} \right] \leq 1,0 \quad (3.5)$$

Onde:

$2a$: é o comprimento da face não soldada da raiz na direção da espessura da chapa tracionada, em milímetros;

W : é a dimensão da perna do filete de reforço ou de contorno, se existir, na direção da espessura da chapa tracionada, em milímetros;

t_p : é a espessura da chapa tracionada, em milímetros.

- com base em início de fissuração a partir das raízes de um par de filetes de solda transversais, em lados opostos da chapa tracionada, para categoria de detalhe C", pela equação 3.6:

$$\sigma_{SR} = 1,72 \cdot R_{FIL} \cdot \left(14,4 \times 10^{11} / N\right)^{0,333} \quad (3.6)$$

Onde:

R_{FIL} = é o fator de redução para juntas constituídas apenas de um par de filetes de solda transversais. Se $R_{FIL} = 1,0$, deve-se usar a categoria de detalhe C, dada por:

$$R_{PJP} = \left(\frac{0,6 + 0,72 \cdot (w/t_p)}{t_p^{0,167}} \right) \leq 1,0 \quad (3.7)$$

4 PROBLEMA PROPOSTO

Neste trabalho será apresentado o dimensionamento de uma viga de rolamento, biapoiada, fabricada em perfil soldado de seção aberta, incluindo, neste dimensionamento, os Estados Limites Últimos (ELU) e os Estados Limites de Serviços (ELS) conforme a ABNT NBR 8800:2008, dado um trem-tipo de uma viga de cabeceira de uma ponte rolante universal.

Os componentes estruturais sujeitos a oscilações de tensões que podem causar fadiga, as tensões devidas às solicitações obtidas por análise elástica, combinando-se as ações características conforme o item K.2.2 do anexo L da NBR 8800:2008, devem ficar abaixo de $0,66f_y$ para tensões normais e $0,4f_y$ para tensões de cisalhamento.

Admite-se que quando as tensões máxima e mínima na região analisada ferem ambas de compressão, pode haver a formação de uma fissura inicial, porém sem propagação dessa fissura. Assim, não é necessário fazer verificação de fadiga para uma oscilação de tensões na condição mencionada.

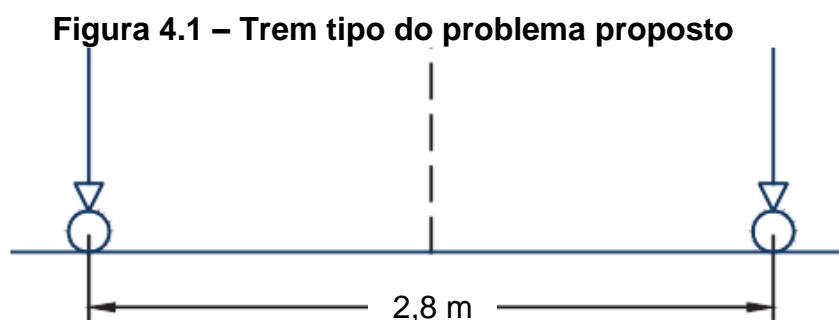
4.1 Dados da viga de rolamento

- Tipo de apoio e seção: biapoiada, seção aberta;
- Aço: ASTM A36;
- vão livre da viga: 6,0 m;
- trilho: CR 105 fixado por meio de garras parafusadas na mesa;

4.2 Dados da ponte rolante

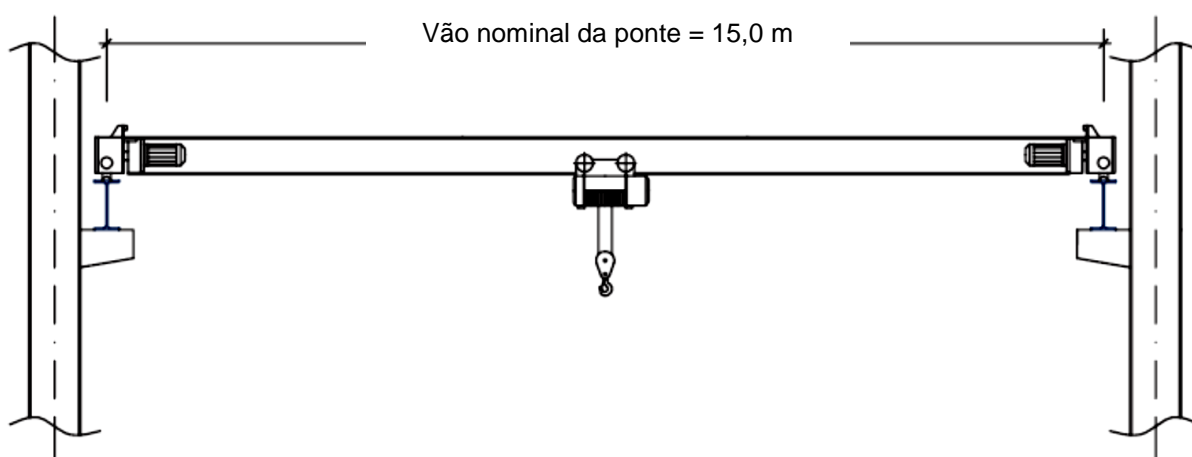
- Ponte rolante (mil cranes, na classificação do AISE:2003) de 120 kN. (12 ton.);
- distancia entre eixos das rodas: 2,80 m;
- vão nominal da ponte: 15,0 m;
- distancia horizontal mínima entre o trilho e a carga içada: 1,30 m;
- Peso total da ponte estimado: 130 kN;
- Peso total do trole mais dispositivos de içamento: 50 kN;
- número de ciclos: aproximadamente 20 vezes/dia.
- vida útil de projeto de edifício: 50 anos.

O desenho esquemático do trem tipo para as cargas máximas será apresentado na figura 4.1. As figuras 4.2 e 4.3 mostram uma ilustração esquemática da ponte e da viga de cabeceira, respectivamente.



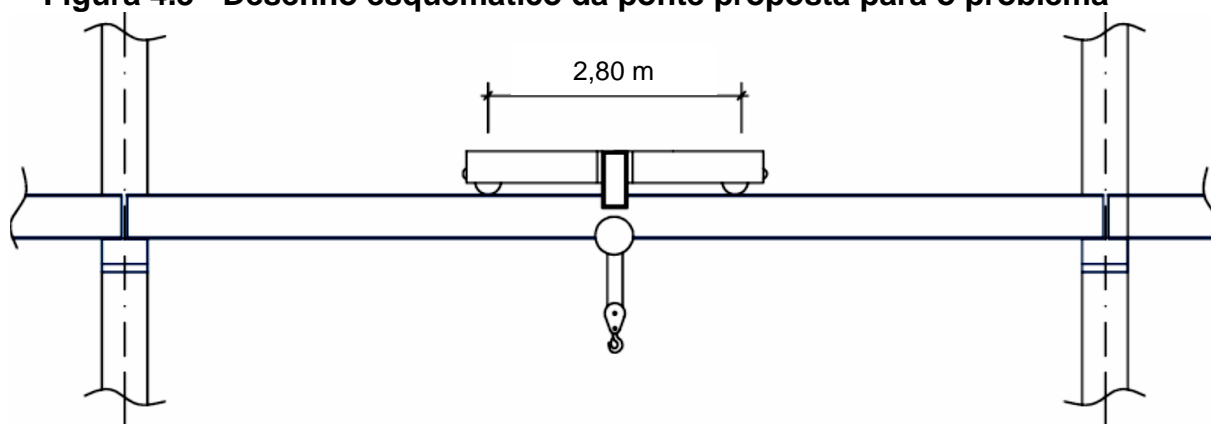
Adaptado de (Machado, 2017, p. 1)

Figura 4.2 – Desenho esquemático da ponte proposta para o problema



Adaptado de (Machado, 2017, p. 1)

Figura 4.3 - Desenho esquemático da ponte proposta para o problema



Adaptado de (Machado, 2017, p. 1)

4.3 Modelo de cálculo

O desenho esquemático, reproduzido na figura 4.4, identifica as três forças (vertical F_d , transversal ao caminho de rolamento H_{Td} e longitudinal H_{Ld}) aplicadas pelas rodas da viga cabeceira sobre o caminho de rolamento

Figura 4.4 – Componentes tridimensional da resultante aplicada pelas rodas



Adaptado de (Machado, 2017)

4.3.1 Principais propriedades dos materiais e coeficiente adotados

Segue algumas das propriedades dos materiais que compõem os elementos estruturais da viga de rolamento, segundo a ABNT NBR 8800:

- Módulo de elasticidade, $E = E_a = 200\,000$ MPa;
- Coeficiente de Poisson, $\nu_a = 0,3$;
- Módulo de elasticidade transversal, $G = 77.000$ MPa;
- Coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- Massa específica, $\rho_a = 7.850,0$ kg/m³.
- Aço: ASTM A36: $f_y = 250$ MPa, $f_u = 400$ MPa.

Tabela 4.1 – Coeficientes adotados conforme a NBR 8800: 2008 e AISE:2003

$\gamma_{g1} = 1,4$	Peso próprio de elementos moldados in loco
$\gamma_{q1} = 1,5$	Ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação.
$\psi_0 = 1,0$	Fator de combinação ψ_0 para vigas de rolamento e pontes rolantes.
$\gamma_{a1} = 1,1$	Coeficiente de ponderação da resistência do aço estrutural no ELU.
$I = 1,25$	Coeficiente de impacto vertical (pontes com cabine).
$L/600$	Flecha máxima admissível na vertical.
$L/400$	Flecha máxima admissível na horizontal.

Elaborado pelo autor

4.3.2 Premissas de cálculo

As premissas de cálculo, segundo a Norma da ABNT NBR 8800:2008, sugerem que a força vertical de cálculo F_d seja dada a partir da combinação última dada pela equação 4.1.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (4.1)$$

As cargas e características do modelo adotado, conforme o trem tipo exposto na figura 4.4, são:

a) Carga vertical máxima por roda com a ponte carregada:

$$F_{1,max} = \frac{130,0\text{kN}}{4} + \frac{(15,0\text{m} - 1,3\text{m})}{15,0\text{m}} \times \frac{(50\text{kN} + 120\text{kN})}{2} = 110,13 \text{ kN} \quad (4.2)$$

b) Carga vertical mínima por roda com a ponte carregada:

$$F_{2,max} = \frac{130,0\text{kN}}{4} + \frac{(1,3\text{m})}{15,0\text{m}} \times \left(\frac{50\text{kN} + 120\text{kN}}{2} \right) = 39,87 \text{ kN} \quad (4.3)$$

c) Carga vertical máxima por roda com a ponte descarregada:

$$F_{1,max} = \frac{130,0\text{kN}}{4} + \frac{(15,0\text{m} - 1,3\text{m})}{15,0\text{m}} \times \frac{(50\text{kN})}{2} = 50,33 \text{ kN} \quad (4.4)$$

d) Carga vertical mínima por roda com a ponte descarregada:

$$F_{2,max} = \frac{130,0\text{kN}}{4} + \frac{(1,3\text{m})}{15,0\text{m}} \times \left(\frac{50\text{kN}}{2} \right) = 34,67 \text{ kN} \quad (4.5)$$

e) Coeficiente de impacto vertical I:

De acordo com o item B.4.4 da ABNT NBR 8800:2008, na ausência de especificação mais rigorosa, as ações verticais de cálculo (ver B.6) devem ser majoradas nos seguintes casos:

- a) pontes rolantes comandadas de uma cabine: 25%;
- b) pontes rolantes comandadas por controle pendente ou controle remoto: 10%.

Para o nosso caso, temos:

$$I = 1,25$$

f) Carga horizontal transversal total HTd com a ponte carregada:

De acordo com a AISE:2003, em seu item 3.4.2 a força transversal ao caminho de rolamento a ser aplicada no topo do trilho, de cada lado, deve ser igual ao maior dos seguintes valores:

$$H_{Td,max,1} = 0,40 \times (120kN) = 48,0 \text{ kN} \quad (4.6)$$

$$H_{Td,max,2} = 0,20 \times (120kN + 50kN) = 34,0 \text{ kN} \quad (4.7)$$

$$H_{Td,max,3} = 0,10 \times (120kN + 50kN + 130kN) = 40,0 \text{ kN} \quad (4.8)$$

g) Carga horizontal transversal total HTd com a ponte descarregada:

$$H_{Td,min,1} = 0,20 \times (50kN) = 10,0 \text{ kN} \quad (4.9)$$

$$H_{Td,min,2} = 0,10 \times (130kN + 50kN) = 18,0 \text{ kN} \quad (4.10)$$

Supondo que as vigas de rolamento e os pilares tenham a mesma rigidez horizontal, a carga transversal por roda é:

$$H_{Td,max} = 0,40 \times (120kN) = \frac{48,0}{4} \text{ kN} = 12 \text{ kN} \quad (4.11)$$

$$H_{Td,min} = 0,10 \times (130kN + 50kN) = \frac{18,0}{4} \text{ kN} = 4,5 \text{ kN} \quad (4.12)$$

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 e AISE:2003, adotaremos coeficientes e critérios de segurança conforme exposto na tabela 4.1:

4.3.2.1 Efeito de segunda ordem

As cargas verticais produzem momentos fletores que comprimem a parte superior da viga e as forças horizontais solicitam basicamente a seção U da mesa superior. Assim, os deslocamentos e os momentos fletores causados pelas forças horizontais são amplificados devido ao efeito das tensões de compressão provenientes das cargas verticais. O fator de amplificação μ (efeito de segunda ordem) pode ser avaliado de forma aproximada pela expressão:

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}} \quad (4.13)$$

Onde:

P é a força no centro de gravidade da seção U superior, devida às tensões de compressão provenientes das cargas verticais;

P_e é a força que produz a flambagem elástica da seção U superior no plano horizontal.

Com base nas figuras 4.5 e 4.6, obtemos:

$$P = \frac{M_x}{I_x} \times Y_{CG'} \times A_U + \left(\frac{M_x}{I_x} \times h_C \right) \times t_w \times \frac{h_C}{2} \times \left(\frac{d}{d'} \right) \quad (4.14)$$

Onde:

A_U é a área da seção U superior;

t_w é a espessura da alma;

d é a distância entre a resultante das tensões de compressão na alma e o centro da mesa inferior;

d' é a distância entre C.G' e o centro da mesa inferior.

$Y_{C.G'}$ é a distância entre o centro de gravidade da seção do perfil e o centro de gravidade da seção U;

h_c é a distância entre o centro de gravidade da seção do perfil e o topo da alma. Finalmente,

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_Y}{L^2} \quad (4.15)$$

Substituindo os valores numéricos e deixando tudo em função de M_x , obtemos:

$$P = \frac{M_x}{87.267,52} \times 26,95 \times 44,0 + \left(\frac{M_x}{87.267,52} \times 27,7 \right) \times 0,8 \times \frac{27,7}{2} \times \left(\frac{56,3}{64,8} \right) = \quad (4.16)$$

$$P = 1,66 \times 10^{-2} M_x \text{ (kN)}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 6.311,06}{600^2} = 3.460,43 \text{ kN} \quad (4.17)$$

Finalmente,

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{1,66 \times 10^{-2} M_x}{3.460,43}} \quad (4.18)$$

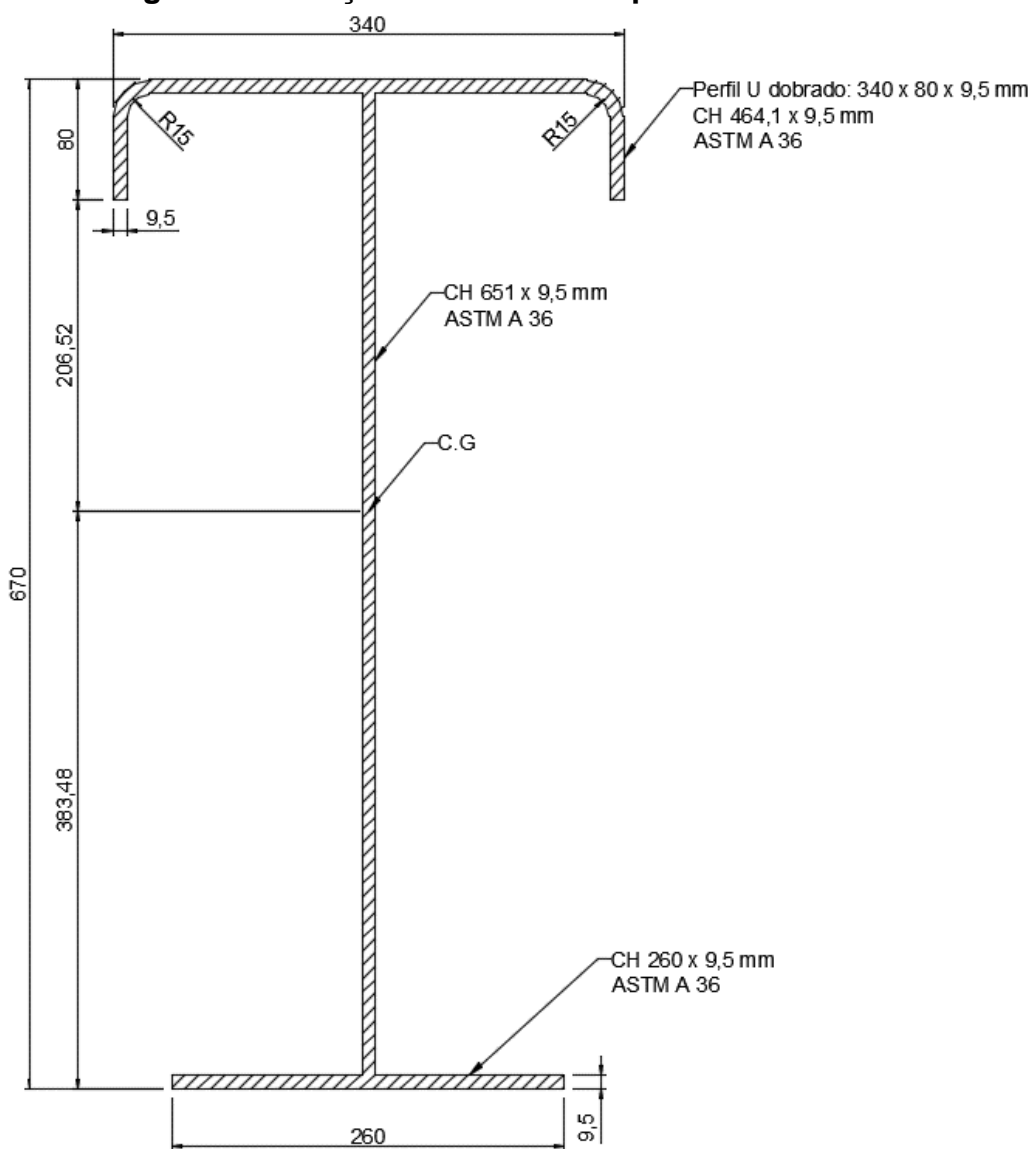
4.3.3 Projeto do perfil proposto: detalhes construtivos e geométricos

Como a ponte do nosso problema possui capacidade nominal inferior a 200 kN, a flecha máxima admissível em relação ao vão livre $L = 6,0 \text{ m} = 600,0 \text{ cm}$ será de:

$$\text{Flecha máxima} \leq \frac{L}{600} = \frac{600}{600} \text{ cm} = \mathbf{1 \text{ cm}} \quad (4.19)$$

Vamos apresentar as principais características geométricas do perfil escolhido para verificação e de suas peças individuais.

Figura 4.5 – Seção transversal do perfil soldado



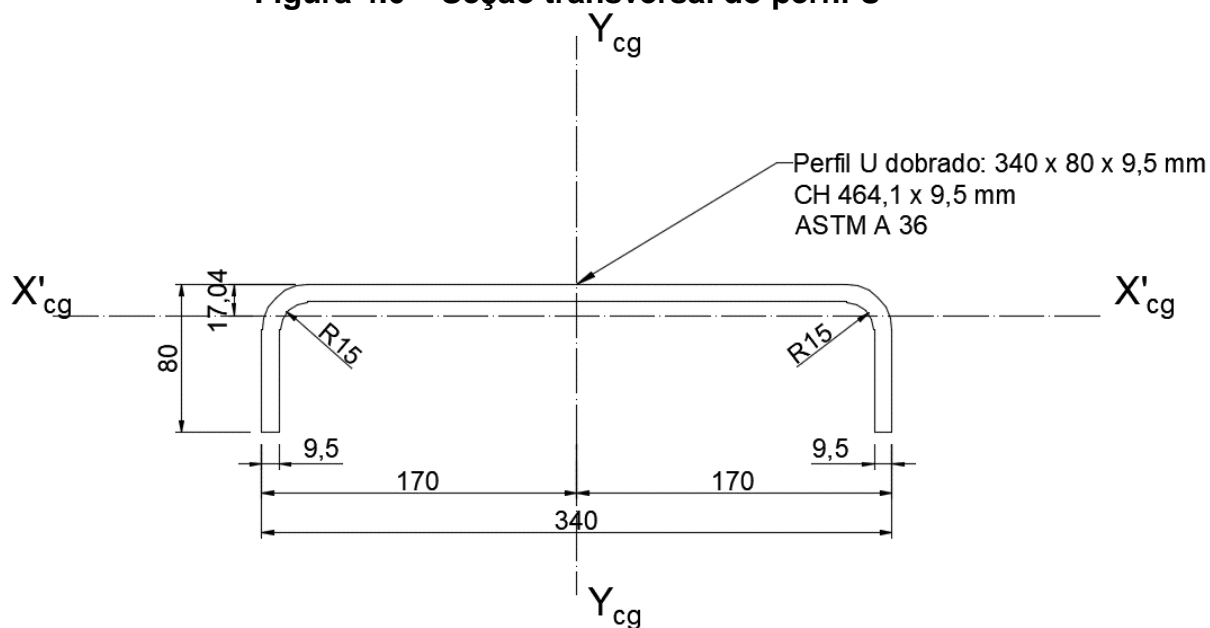
Elaborado pelo autor

Tabela 4.2 – Propriedades geométricas da seção do perfil

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO			
A_g (cm ²)	120,86	W_x (cm)	2.275,65
Centroide em y (cm)	38,35	I_y (cm ⁴)	7.705,27
I_x (cm ⁴)	87.267,52	r_x (cm)	26,87
m (kg/m)	94,88	r_y (cm)	7,98

Elaborado pelo autor

Figura 4.6 – Seção transversal do perfil U



Elaborado pelo autor

Tabela 4.3 - Propriedades geométricas da seção do perfil U

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO	
Área (cm ²)	44,0
Centroide em y (mm)	-17,04
Inercia x-x (cm ⁴)	205,81
Inercia y-y (cm ⁴)	6.311,06
Raio de Giração x (cm)	2,16
Raio de Giração y (cm)	11,96
Massa estim. (kg/m ³)	34,61

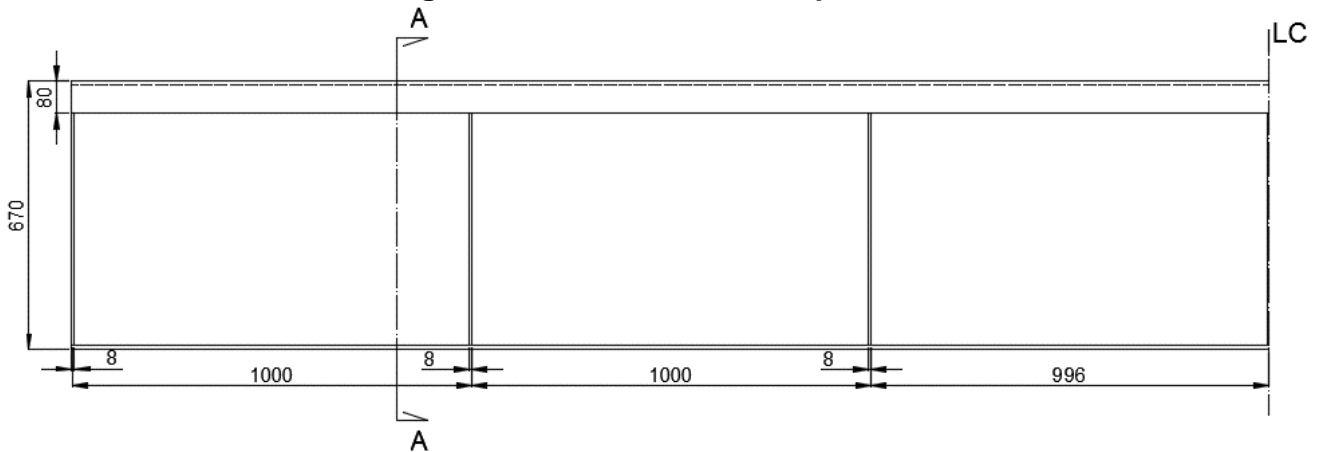
Elaborado pelo autor

Tabela 4.4 – Trilho adotado para viga de rolamento (padrão americano)

Tipo	A	B	C1	C2	D	Peso	Perfil do Trilho
CR 105	131,8	131,8	65,1	65,1	23,8	52,1	

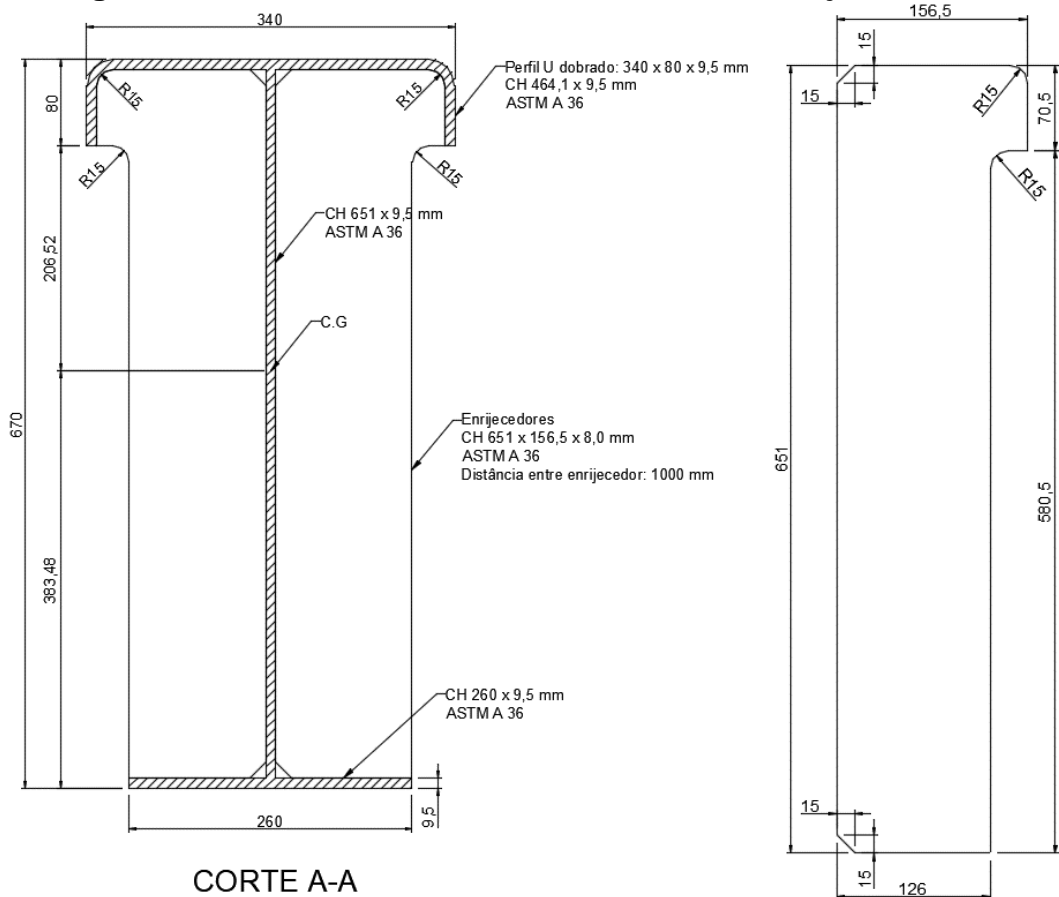
Elaborado pelo autor

Figura 4.7 – Vista lateral do perfil



Elaborado pelo autor

Figura 4.8 – Corte A-A mostrando detalhes do enrijecedor



CORTE A-A

Elaborado pelo autor

4.3.4 Determinação das cargas de cálculo

Conforme visto nas prescrições normativas e nas bibliografias citadas, quando não houver informações mais detalhadas a respeito das cargas que atuarão sobre a viga de rolamento, as forças verticais, transversais e longitudinais de cálculo poderão ser obtidas conforme se segue.

a) Carregamento vertical permanente distribuído de cálculo P_d :

➤ Peso próprio do perfil ($P_{p,p}$) e do trilho CR 105 ($P_{p,cr105}$)

$$P_{p,p} = 0,12m^2 \times 7850kg/m^3 = 94,8786 \text{ kg/m} \times 10,0 \text{ m/s}^2 = \mathbf{948,79 \text{ N/m.}} \quad (4.20)$$

$$P_{p,cr105} = 52,10 \text{ kg/m} \times 10,0 \text{ m/s}^2 = \mathbf{521,0 \text{ N/m}} \quad (4.21)$$

➤ Peso próprio dos enrijecedores ($P_{p,E}$):

São previstos 14 enrijecedores, conforme mostra a figura 4.7, sendo 7 para cada lado da viga, portanto:

$$P_{p,E} = 0,00067m^2 \times 7850kg/m^3 = 5,27kg \times 10,0m/s^2 = \mathbf{52,72N/m.} \quad (4.22)$$

$$P_{p,E} = 14 \times 52,72 \text{ N/m} = \mathbf{738,099 \text{ N/m.}}$$

➤ Peso próprio total $P_{p,T}$:

$$P_{p,T} = 948,786 \text{ N/m} + 521,0 \text{ N/m} + 738,099 \text{ N/m} = \mathbf{2.207,88 \text{ N/m}} \quad (4.23)$$

Seja a combinação última para carregamento permanente apresentada pela equação 4.24, obtemos:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (y_{gi} F_{Gi,k}) \quad (4.24)$$

$$P_d = 2.207,88 \text{ N/m} \times 1,40 = \mathbf{3.091,04 \text{ N/m}} \quad (4.25)$$

b) Carregamento vertical acidental (sobrecarga) de cálculo S_d :

A sobrecarga vertical de cálculo que atua sobre a viga de rolamento deverá ser calculada conforme a combinação das ações em que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Para tanto, consideraremos a força aplicada pelas rodas do trole como ação variável principal. Esta combinação, sem dúvida, nos levará ao carregamento mais desfavorável, conforme preconiza a ABNT NBR 8800:2008.

Portanto, a força aplicada pela roda do trole tomada como ação variável principal na combinação última será:

$$F_d = \gamma_{q1} F_{Q1,k} \quad (4.26)$$

com $\gamma_{q1} = 1,50$ e $F_{Q1,k} = 110,0 \text{ kN} \times 1,25 = \mathbf{137,5 \text{ kN}}$, temos:

$$F_d = 137,50 \text{ kN/m} \times 1,50 = \mathbf{206,25 \text{ kN}} \quad (4.27)$$

c) Carregamento horizontal transversal ao caminho de rolamento H_T :

A força horizontal transversal ao caminho de rolamento aplicado pelas rodas da ponte rolante de cálculo será determinada a partir dos resultados obtidos no item 4.3.2.

$$H_{T,max} = 12,0 \text{ kN} \quad (4.281)$$

➤ Carregamento horizontal transversal de cálculo H_{Td} :

$$H_{Td} = 1,50 \times 12,0 \text{ kN} = \mathbf{18,0 \text{ kN}} \quad (4.29)$$

d) Carregamento horizontal longitudinal H_L :

A força horizontal longitudinal ao caminho de rolamento aplicado pelas rodas da ponte rolante será determinada, conforme as premissas de cálculo citada, como 10% da soma das cargas verticais máximas das rodas (não majoradas pelo impacto).

$$H_L = 0,10 \times 110,0 \text{ kN} = \mathbf{11,0 \text{ kN}} \quad (4.30)$$

➤ **Carregamento horizontal longitudinal de cálculo H_{Ld} :**

$$H_{Ld} = 1,50 \times 11,0 \text{ kN} = \mathbf{16,5 \text{ kN}} \quad (4.31)$$

Portanto, podemos agora apresentar um quadro com o resumo das cargas encontradas até o presente momento para a formação do nosso modelo de cálculo da estrutura.

Tabela 4.5 – Resumo das cargas de cálculo obtidos

CARGAS DE CÁLCULO	
Tipo de carregamento	Valor
Carregamento distribuído permanente no perfil (Peso próprio do perfil + trilho)	3,09 kN/m
Carregamento concentrado vertical móvel (por roda do trole)	206,25 kN
Carregamento concentrado horizontal transversal móvel (por roda do trole)	18,0 kN
Carregamento concentrado horizontal longitudinal móvel (por roda do trole)	16,5 kN

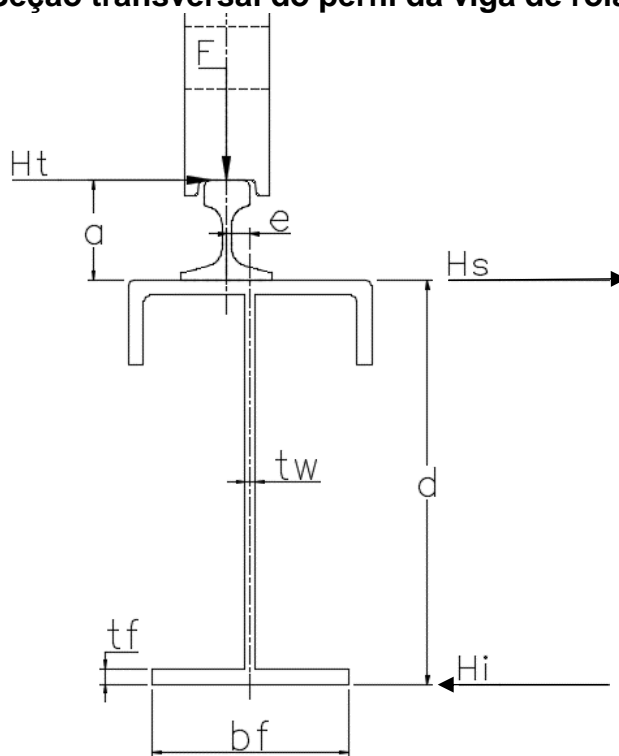
Elaborado pelo autor

4.3.5 Solicitações horizontais na seção transversal

Definidas as forças que atuam no caminho de rolamento da ponte rolantes, é importante definir neste momento as cargas solicitantes atuando sobre a viga em função do carregamento horizontal transversal ao caminho de rolamento definidas no item 4.2.4.

Conforme mostra o desenho esquemático da figura 4.9, que ilustra a seção transversal do perfil da viga de rolamento, indicando as forças horizontais H_s e H_l que solicitam a seção do perfil, determinaremos as forças H_s e H_l a partir da força horizontal H_T , levando em conta a excentricidade da força vertical F .

Figura 4.9 - Seção transversal do perfil da viga de rolamento



Elaborado pelo autor

$$H_S = H_T + \frac{H_T \cdot a}{d} = 18 \text{ kN} + \frac{18 \cdot 0,1318}{0,67} = 21,54 \text{ kN} \quad (4.32)$$

$$H_I = \frac{H_T \cdot a}{d} = \frac{18 \cdot 0,1318}{0,67} = 3,54 \text{ kN} \quad (4.33)$$

Tabela 4.6 – Resumo das cargas de cálculo atuando na seção da viga

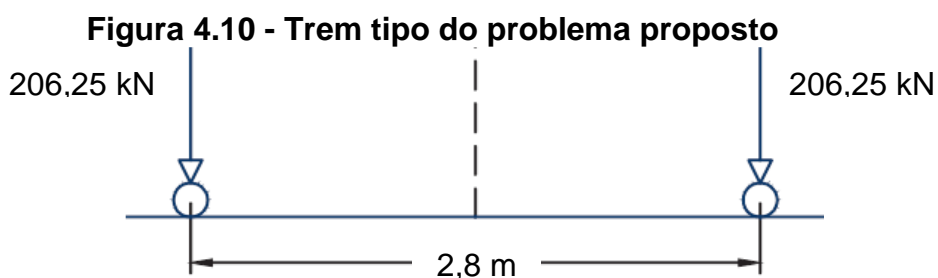
CARGAS ATUANTES DE CÁLCULO	
Tipo de carregamento	Valor
Carregamento distribuído permanente no perfil (Peso próprio do perfil + trilho)	3,09 kN/m
Carregamento concentrado vertical móvel (por roda do trole)	206,25 kN
Carregamento concentrado horizontal H_S	21,54 kN
Carregamento concentrado horizontal H_I	3,54 kN
Carregamento concentrado longitudinal H_L	16,5 kN

Elaborado pelo autor

4.4 Análise estrutural do modelo: resultados obtidos

4.4.1 Carregamento vertical

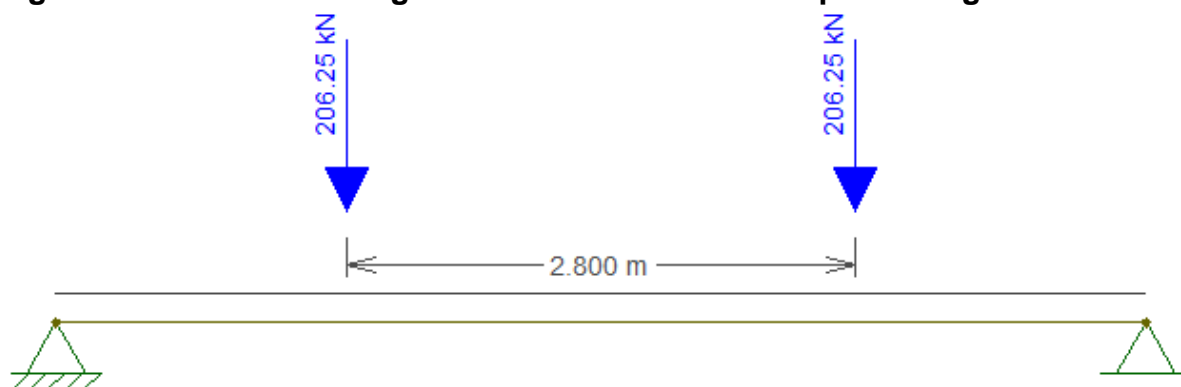
A figura 4.10 mostra o modelo do trem tipo adotado para a análise estrutural do carregamento vertical de cálculo.



Elaborado pelo autor com base na figura extraída de (Machado, 2017, p. 1)

Apresenta-se na Figura 4.11 o modelo do trem tipo usado para o cálculo do momento fletor e da força cortante para o carregamento vertical, elaborado no programa educacional Ftool versão educacional 3.01.

Figura 4.11 - Modelo da viga de rolamento com trem tipo da carga móvel



Elaborado pelo autor

Nas figuras 4.12 e 4.13 são mostradas as envoltórias do momento fletor e do esforço cortante para o modelo do trem tipo da figura 4.11. As envoltórias já estão levando em conta a atuação das cargas permanentes.

Figura 4.12 - Envoltória momento fletor - Carga Vertical

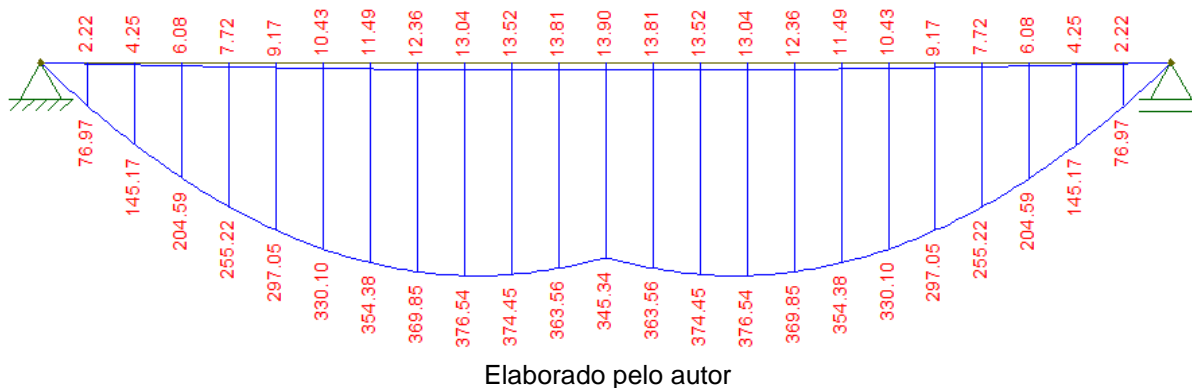
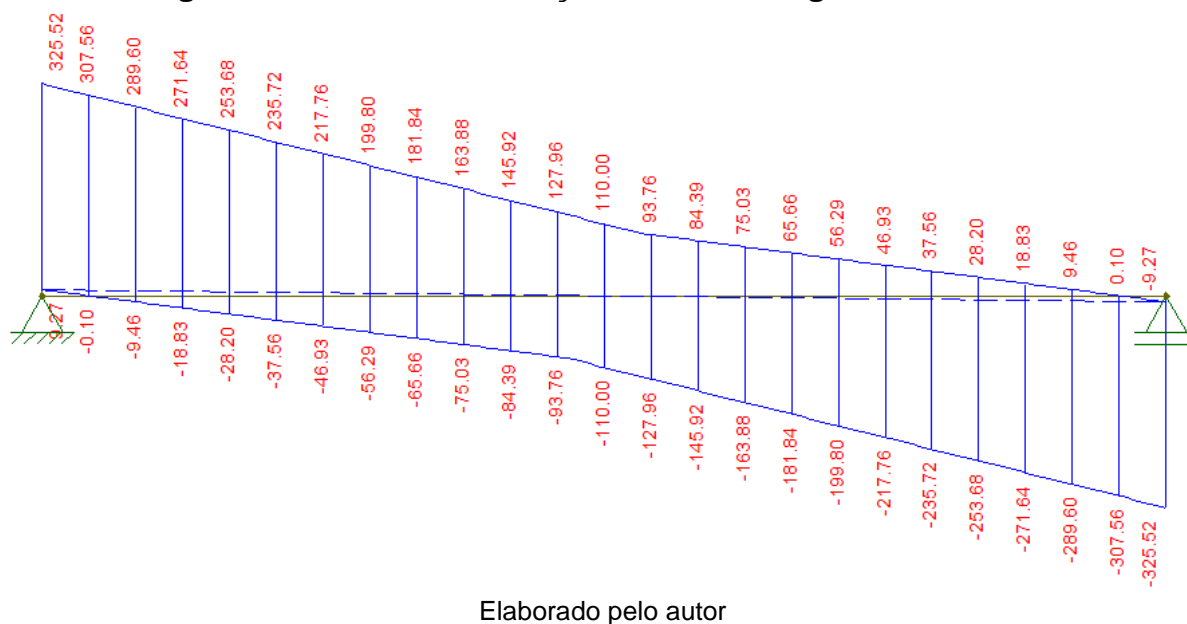


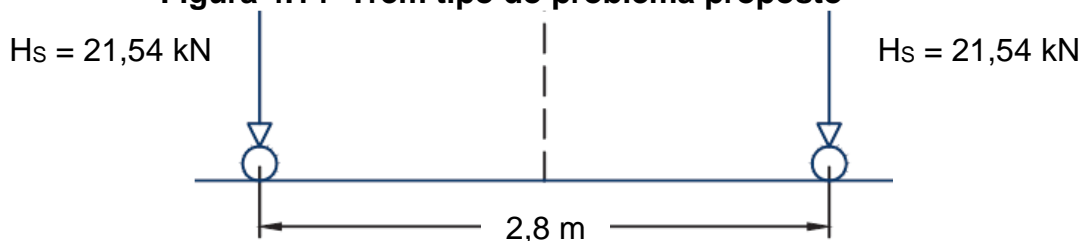
Figura 4.13 - Envoltória força cortante - Carga Vertical



4.4.2 Carregamento horizontal transversal H_s

Assim como foi realizado para o carregamento vertical, será apresentado o modelo do trem tipo adotado para a análise estrutural do carregamento horizontal transversal à viga de rolamento. A figura 4.14 apresenta as características do trem tipo adotado para a carga H_s e, obviamente, este modelo também será adotado para a carga H_i .

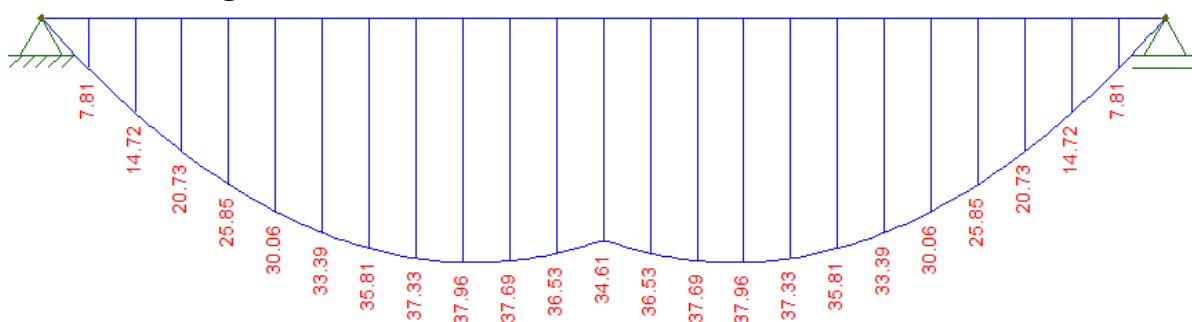
Figura 4.14 - Trem tipo do problema proposto



Elaborado pelo autor com base na figura extraída de (Machado, 2017, p. 1)

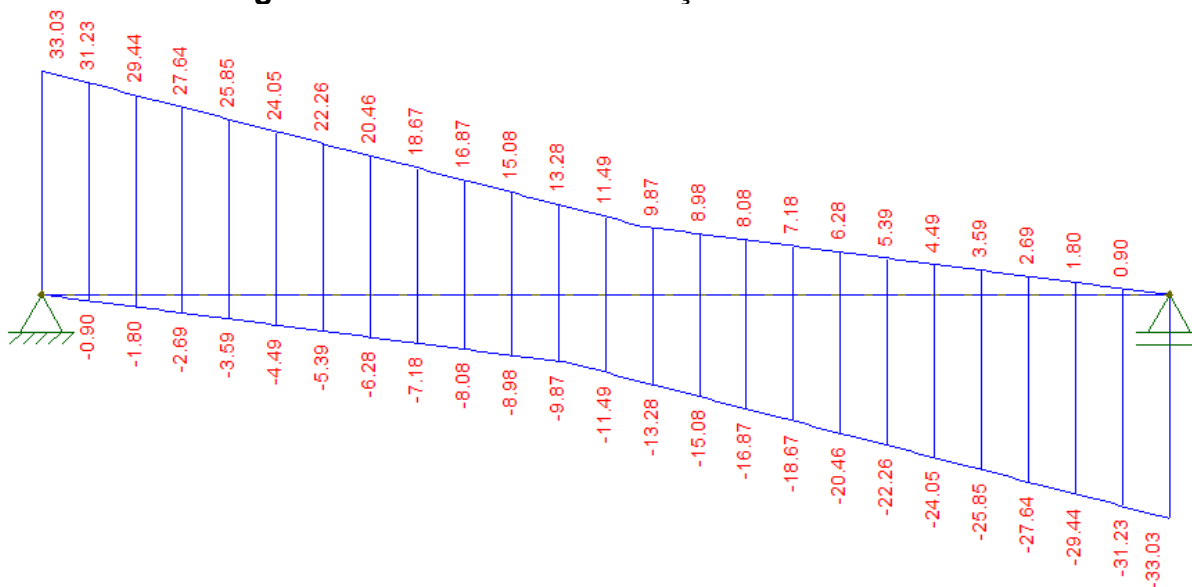
Na figura 4.15 é mostrado a envoltória do momento fletor de H_s para o modelo adotado e na sequência é mostrado na figura 4.16, a envoltória da força cortante H_s .

Figura 4.15 - Envoltória do momento fletor de H_s



Elaborado pelo autor

Figura 4.16 - Envoltória da força cortante H_s



Elaborado pelo autor

Figura 4.17 - Carregamento horizontal transversal H_i

- Envoltória do momento fletor de H_i

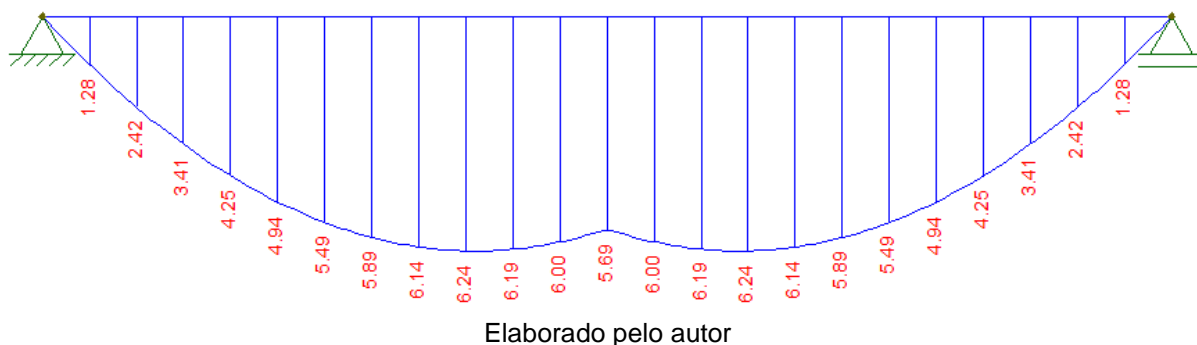


Figura 4.18 - Envoltória da força cortante H_i

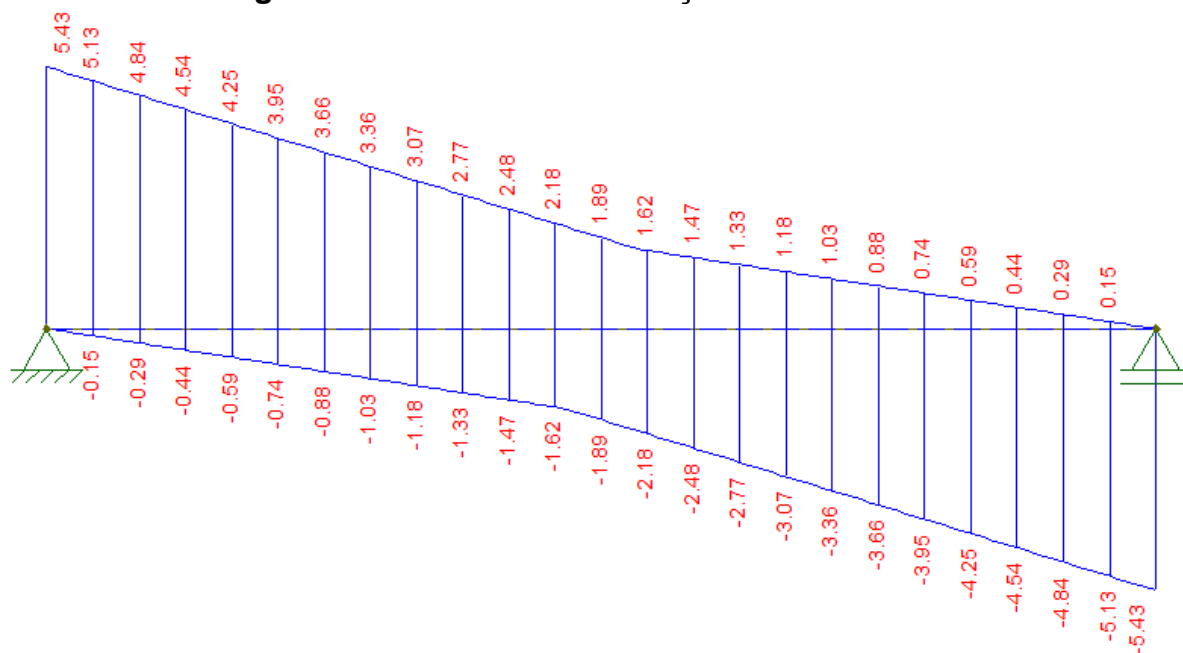


Tabela 4.7 – Resumo das solicitações de cálculo

Solicitações no plano vertical		
$M_{sd,m\acute{a}x}$ (kNm)	376,54	
$V_{sd,m\acute{a}x}$ (kN)	325,52	
Solicitações no plano horizontal		
$M_{sd,m\acute{a}x}$ (kNm)	37,96	Mesa sup
$V_{sd,m\acute{a}x}$ (kN)	33,03	
$M_{sd,m\acute{a}x}$ (kNm)	6,24	Mesa inf.
$V_{sd,m\acute{a}x}$ (kN)	5,43	

Elaborado pelo autor

4.5 Verificação quanto ao Estado-Limite de Serviço – ELS: flechas

O cálculo dos deslocamentos vertical e horizontal é realizado através da combinação quase permanente de serviço que são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período. A verificação deve ocorrer em todos os planos de atuação das forças, neste caso, nos planos vertical e horizontal, conforme orienta a Norma da ABNT 8800 (2008).

Na verificação dos deslocamentos verticais e horizontais da viga de rolamento, a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 na Tabela C.1, preconiza que seja utilizada combinações raras de serviços no cálculo dos deslocamentos máximos da estrutura.

4.5.1 No plano vertical

As equações para obtenção das deformações em barras biapoiadas com cargas uniformemente distribuídas e cargas concentradas são:

i. Carga distribuída devido ao peso próprio e carga acidental

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (4.34)$$

No nosso caso, temos:

$$P_{\text{serv}} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) = \mathbf{2,21 \text{ kN/m}} \quad (4.35)$$

Tomando $P_{\text{serv}} = 0,022 \text{ kN/cm}$, temos:

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot 0,022 \text{ kN/cm} \cdot 600^4 \text{ cm}^4}{384 \cdot 20.000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 87.267,52 \text{ cm}^4} = 0,0193 \text{ cm} \cong \mathbf{0,02 \text{ cm}} \quad (4.36)$$

ii. Carga concentrada devido ao movimento da ponte

Vamos avaliar duas possibilidades de posicionamento do trem-tipo e tomaremos, a favor da segurança, aquela mais desfavorável.

a) Uma das rodas no centro da viga:

$$\delta_1 = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad (4.37)$$

No nosso caso, temos:

$$P_{\text{serv}} = \sum_{i=1}^m (F_{G_{i,k}}) + F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Q_{j,k}}) = 0 + 110,0\text{kN} + 0 = \mathbf{110,0 \text{ kN}} \quad (4.38)$$

Portanto, temos:

$$\delta_{2a} = \frac{110,0\text{kN} \cdot 600^3\text{cm}^3}{48 \cdot 20.000\text{kN/cm}^2 \cdot 87.267,5232\text{cm}^4} = 0,284\text{cm} \cong \mathbf{0,30 \text{ cm}} \quad (4.39)$$

b) Com o trem-tipo centrado sobre a viga

$$\delta_1 = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot L^2 - 4a^2) \quad (4.40)$$

No nosso caso, temos:

$$\delta_{2b} = \frac{110,0 \cdot 160}{24 \cdot 20.000 \cdot 87.267,5232} \cdot (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 160^2) = 0,41 \text{ cm} \cong \mathbf{0,4 \text{ cm}} \quad (4.41)$$

Finalmente, temos:

$$\delta_{\text{total}} = 0,02\text{cm} + 0,40\text{cm} = \mathbf{0,42\text{cm}} < \frac{L}{600} = \mathbf{1,0 \text{ cm}} \quad (4.42)$$

O perfil está aprovado quanto ao deslocamento vertical.

4.5.2 No plano horizontal superior

Após o desenvolvimento dos cálculos da flecha no plano vertical do perfil, concluiu-se que a maior flecha, devido a carga móvel, é obtida quando o trem-tipo está localizado no centro da viga (linha de centro do trem-tipo coincide com o meio do

vão). Por conseguinte, não será necessário verificar outra hipótese para o cálculo da flecha no plano horizontal, por fim, temos.

Devemos trazer a força horizontal aplicada no topo do trilho, não majorada, para o centro de gravidade C.G' da seção U, esta força é a responsável por deformar horizontalmente a parte superior do perfil. Analogamente, devemos fazer a mesma conjectura para a parte inferior da viga, ou seja, trazer a força aplicada no topo do trilho para o centro de gravidade da mesa inferior, portanto:

$$H_S = H_T + \frac{H_T \cdot a}{d} = 12\text{kN} + \frac{12 \cdot 0,149}{0,648} = \mathbf{14,76 \text{ kN}} \quad (4.43)$$

$$H_I = \frac{H_T \cdot a}{d} = \frac{12 \cdot 0,149}{0,648} = \mathbf{2,76 \text{ kN}} \quad (4.44)$$

$$\delta_1 = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot L^2 - 4a^2) \quad (4.45)$$

No nosso caso, temos:

$$F_{\text{serv}} = \sum_{i=1}^m (F_{G_{i,k}}) + F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{1j} F_{Q_{j,k}}) = 0 + 14,76 + 0 = \mathbf{14,76 \text{ kN}} \quad (4.46)$$

$$\delta_{HS} = \frac{14,76 \cdot 160}{24 \cdot 20.000 \cdot 6.311,06} \cdot (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 160^2) = \mathbf{0,76 \text{ cm}} \quad (4.47)$$

Aplicando o fator de amplificação μ (efeito de segunda ordem) para correção da flecha horizontal, temos:

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{1,66 \times 10^{-2} \times 37654,0}{3.460,43}} = \mathbf{1,22} \quad (4.48)$$

Finalmente, temos:

$$\delta_{HS} \cong \mathbf{0,76 \times 1,22 = 0,92 \text{ cm}} < \frac{L}{400} = \mathbf{1,5 \text{ cm}} \quad (4.49)$$

O perfil está aprovado quanto ao deslocamento horizontal na mesa superior.

4.5.3 No plano horizontal inferior

São validas todas as considerações descrita no item 4.3.2, portanto, temos.

$$P_{serv} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) = \mathbf{2,76 \text{ kN}} \quad (4.50)$$

$$\delta_{HS} = \frac{2,76 \cdot 160}{24 \cdot 20.000 \cdot 6.311,06} \cdot (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 160^2) = \mathbf{0,14 \text{ cm}} \quad (4.51)$$

Aplicando o fator de amplificação μ (efeito de segunda ordem) para correção da flecha horizontal, temos:

$$\mu = \mathbf{1,22} \quad (4.52)$$

Finalmente, temos:

$$\delta_{HI} \cong \mathbf{0,14 \times 1,22 = 0,17 \text{ cm}} < \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{400}} = \mathbf{1,5 \text{ cm}} \quad (4.53)$$

O perfil está aprovado quanto ao deslocamento horizontal na mesa inferior.

4.6 Verificação quanto ao Estado-Limite Último - ELU

O perfil adotado está submetido a uma combinação de esforços nos planos vertical e horizontal. Tal combinação de esforços a verificar a seção do perfil em duas etapas a saber:

- a) uma seção, localizada abaixo do centro de gravidade (também denominado por eixo de deformação nula ou linha neutra), será tratada como uma seção T tracionada, submetida ao momento fletor no plano vertical e a um momento fletor no plano horizontal.
- b) uma seção, localizada acima do centro de gravidade, será tratada como uma seção U flexo-comprimida, cuja ação normal de compressão é devida ao momento fletor no plano vertical e a flexão é devido ao momento fletor no plano horizontal em torno do eixo de maior inércia.

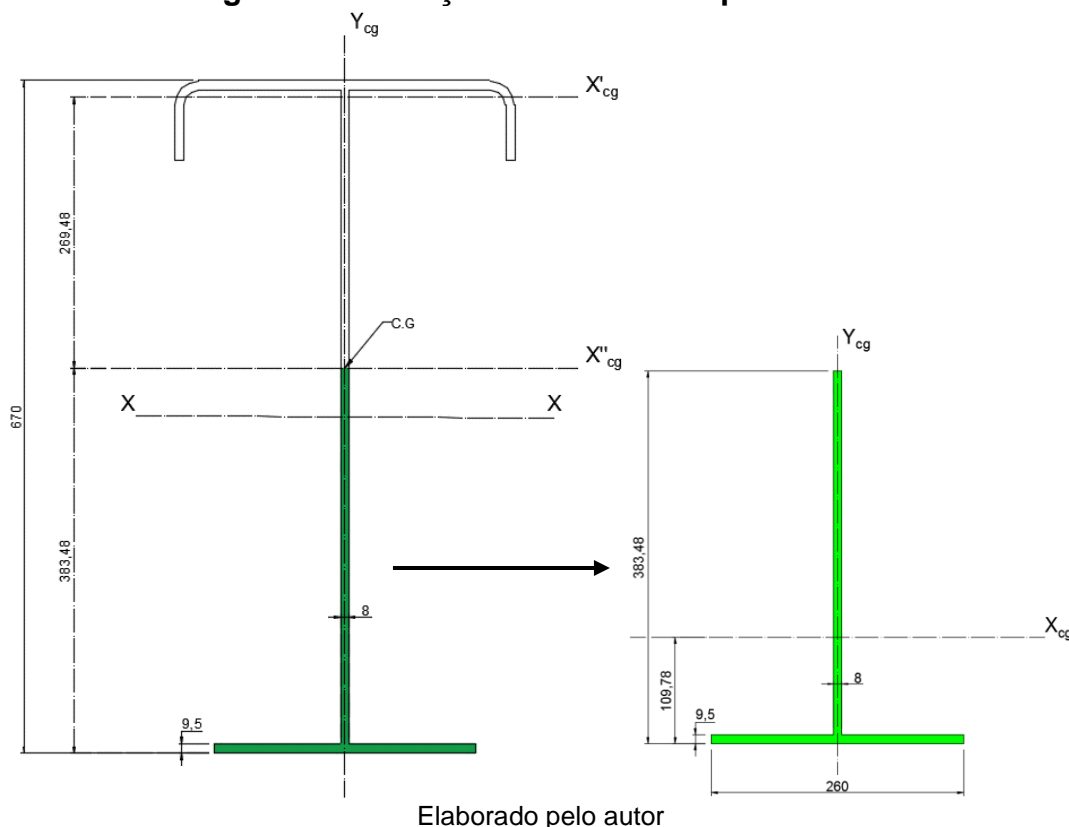
Desta forma, procuramos verificar, através das expressões de interação correspondente, a segurança do perfil quanto ao estado-limites último sob combinação de esforços solicitantes.

Por fim, será verificado também a resistência do perfil quanto aos esforços cortantes nos dois planos de ação considerados, vertical e horizontal.

4.6.1 Verificação da seção tracionada

Conforme mostrado na figura 4.19, a seção tracionada é formada por uma seção T com as seguintes características indicadas.

Figura 4.19 – Seção tracionada do perfil



a) Solicitação no plano vertical

No regime elástico, quando as solicitações são relativamente pequenas em relação à resistência do material, a viga encontra-se em regime elástico, com a tensão normal e as deformações variando linearmente ao longo da altura da seção transversal. A máxima tensão de tração, que ocorre na face inferior, é indicada por $\sigma_{xt,m\acute{a}x}$ e as deformações correspondentes são $\epsilon_{t,m\acute{a}x}$. O eixo de deformação nula coincide com a linha neutra elástica e passa pelo centro geométrico da seção C.G do perfil, enquanto este permanecer no regime elástico.

Se o momento fletor resistente da seção for $M_{x,Rd}$ a tensão de tração correspondente será $\sigma_{xt,m\acute{a}x}$ cuja equação vem da mecânica dos materiais e é dada por:

$$\sigma_{xt,m\acute{a}x} = \frac{M_{x,Rd}}{W_{xt}} \quad (4.54)$$

Onde W_{xt} é o modulo de resistência elásticos relacionados as fibras mais externas tracionadas da seção transversal, cujos valores são dados por:

$$W_{xt} = \frac{I_x}{Y_t} \quad (4.55)$$

Onde I_x é o momento de inercia da seção transversal em relação ao eixo de flexão e Y_t é a distância da linha neutra a face tracionada da seção. No limite, temos $\sigma_{xt,máx} = f_y$ e portanto:

$$f_y = \frac{M_{x,Rd}}{W_{xt}} \rightarrow M_{x,Rd} = W_{xt} \cdot f_y = \frac{I_x}{Y_t} f_y \quad (4.56)$$

Portanto, o momento resistente da seção tracionada é dado por:

$$M_{x,Rd} = \frac{25 \text{ kN}}{1,10} \cdot 2.275,65 \text{ cm} = \mathbf{51.719,36 \text{ kNcm}} \quad (4.57)$$

b) Solicitação no plano horizontal

A seção T submetida a um momento fletor na mesa inferior no plano horizontal, deve ser verificada quanto ao estado-limite último relacionado a flambagem local da mesa FLM.

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, os casos em que FLM é o estado limite último aplicável, o momento fletor resistente nominal é dado por:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{260,0/2}{9,5} = 13,68 \quad (4.58)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 10,75 \quad (4.59)$$

Como $\lambda > \lambda_p$, temos que calcular λ_r :

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_{rc})/k_c}} = 0,95 \sqrt{\frac{20.000}{0,70 \cdot 25 / 0,585}} = 24,56 \quad (4.60)$$

Como $\lambda < \lambda_r$, temos que:

$$M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \quad (4.61)$$

Onde $M_r = (f_y - \sigma_{rc})W_y$, com $W_y = I_y/y_t$ e $M_{pl} = Z_y f_y$

$$Z_y = 166,69 \text{ cm}^3 \text{ e } W_y = 107,16 \text{ cm}^3$$

Finalmente, temos:

$$M_{y,Rd} = \mathbf{3.680,88 \text{ kNcm}} \quad (4.62)$$

De acordo com a Norma ABNT NBR 8800:2008, para a atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2: \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (4.63)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2: \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (4.64)$$

Concluimos que:

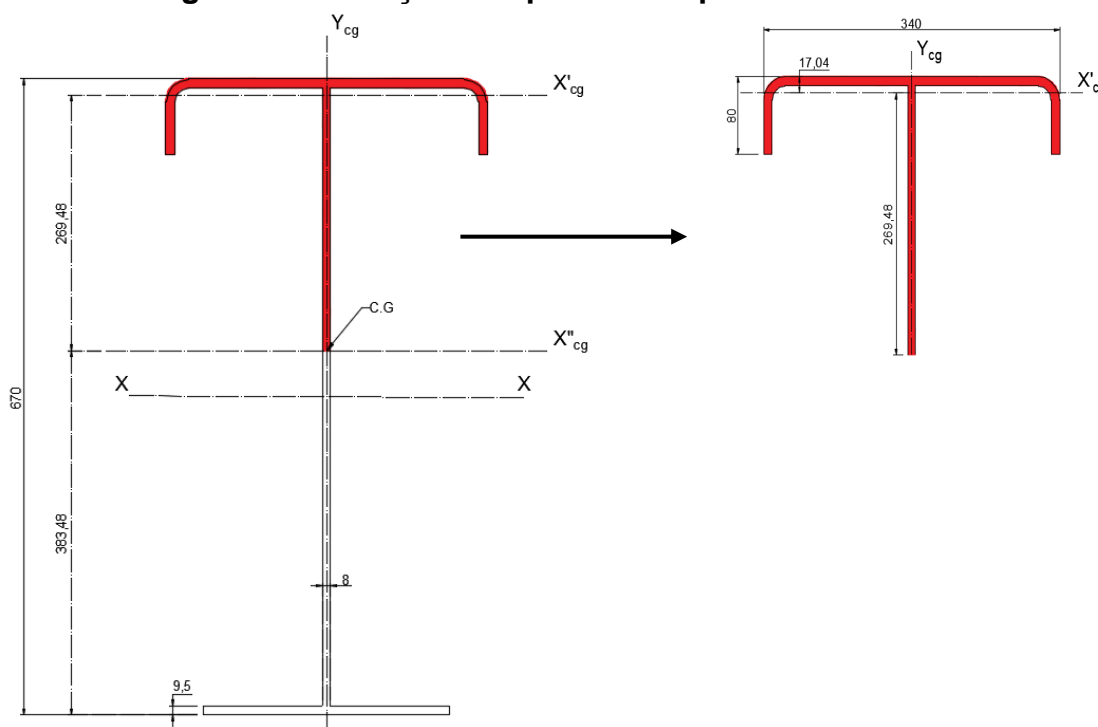
$$\left(\frac{37.654,0}{51.719,36} + \frac{624,0}{3.680,88} \right) = 0,90 \leq 1,0 \quad (4.65)$$

Concluimos que o perfil atende as combinações de solicitações de tração na face inferior.

4.6.2 Verificação da seção comprimida

Conforme mostrado na figura 4.20, a seção comprimida, indicada pela hachura sólida acima da linha neutra, é formada por uma seção U e por uma parte da alma com as seguintes características indicadas.

Figura 4.20 – Seção comprimida do perfil



Elaborado pelo autor

A solicitação no plano horizontal, devida à força horizontal transversal na mesa superior H_s , solicita apenas o perfil U de área A'_c , combinada com o esforço do momento fletor atuando no plano vertical. Portanto a área comprimida da viga U será verificada a flexo-compressão, com a força normal, aplicada no centro de gravidade da viga U, igual à resultante das tensões de compressão devido ao momento fletor no plano vertical.

Seja:

$$\sigma_{yc} = \frac{M_{x,Sd}}{W_x} \rightarrow \frac{N_{Sd}}{A'_c} = \frac{M_{x,Sd}}{W_x} \rightarrow N_{Sd} = \frac{M_{x,Sd}}{W_x} A'_c = \frac{M_{x,Sd}}{I_x} \cdot Y' \cdot A'_c \quad (4.66)$$

Em que y' é a distância da face superior ao centro de gravidade da viga U, que, conforme a figura 4.20 é de 17,04 mm = 1,704 cm.

Não será considerado a influência da área seção da alma no cálculo A'_c por ser um valor muito pequeno em relação a área da seção U, portanto:

$$N_{Sd} = \frac{37.654,00}{87.267,52} \cdot 27,0 \cdot 44,0 = \mathbf{512,6 \text{ kN}} \quad (4.67)$$

a) Verificação quanto a Flambagem Lateral com Torção - FLT

O perfil U será verificado quanto a flambagem lateral com torção, de forma que suas mesas serão consideradas impedidas de movimentar nos pontos onde existir enrijecedores. Então, de acordo com o projeto da viga apresentado no item 4.2.3, os enrijecedores estão distantes de 100 cm entre eles, configurando assim, um comprimento de flambagem igual a 100 cm.

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, temos:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{100,00}{2,16065} = 46,28 \quad (4.68)$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 49,78 \quad (4.69)$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow M_{Rk} = M_{pl} = Z_y f_y = 469,37 \times 25,0 = \mathbf{11.734,29 \text{ kNcm}} \quad (4.70)$$

$$M_{y,Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{11.734,29}{1,10} = \mathbf{10.667,54 \text{ kNcm}} \quad (4.71)$$

b) Verificação quanto a compressão

O perfil U será verificado quanto a flambagem por flexão em relação aos eixos de inercia x e y, conforme as prescrições normativas da ABNT NBR 8800:2008

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{20.000,0 \cdot 6.311,06 \cdot \pi^2}{600,0^2} = \mathbf{3.460,43 \text{ kN}} \quad (4.72)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{20.000,0 \cdot 205,81 \cdot \pi^2}{100,0^2} = \mathbf{4.062,52 \text{ kN}} \quad (4.73)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{44,0844 \cdot 25}{3.460,43}} = \mathbf{0,564} \rightarrow \text{para } \lambda_0 < 1,5, \text{ temos:} \quad (4.74)$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2 = \mathbf{0,875} \quad (4.75)$$

Finalmente, temos:

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{1,10} = \frac{0,875 \cdot 1,0 \cdot 44,0 \cdot 25,0}{1,10} = \mathbf{875,0 \text{ kN}} \quad (4.76)$$

De acordo com as prescrições normativas, temos a seguinte equação de interação a ser atendida:

$$\text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{473,47}{876,88} = 0,54 \geq 0,2, \text{ portanto:} \quad (4.77)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2: \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (4.78)$$

Finalmente, temos:

$$\frac{512,6}{875,0} + \frac{8}{9} \cdot \frac{3.796,0}{10.667,54} = \mathbf{0,90} < \mathbf{1,0} \quad (4.79)$$

Concluimos que o perfil atende a este requisito.

4.6.3 Verificação quanto ao esforço cortante

De acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800:2008, em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada por:

➤ Para $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Pl}}{\gamma_{a1}} \quad (4.802)$$

➤ Para $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{Pl}}{\gamma_{a1}} \quad (4.813)$$

➤ Para $\lambda_r \leq \lambda$

$$V_{Rd} = 1,24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{Pl}}{\gamma_{a1}} \quad (4.82)$$

De tal forma que:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (4.83)$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (4.84)$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (4.85)$$

$$k_v = \begin{cases} 5,0 \text{ para almas sem enrijecedores; para } \frac{a}{h} > 3,0 \text{ ou } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \end{cases} \quad (4.86)$$

V_{pl} : é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;
 a : é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes

h : é a altura da alma, tomada igual a distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor, menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados;

t_w : é a espessura da alma.

Por fim a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento é dada por:

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w f_Y \quad (4.87)$$

Nesta equação, A_w , é a área efetiva de cisalhamento, que deve ser tomada igual a:

$$A_w = d \cdot t_w \quad (4.88)$$

Onde:

d : é a altura total da seção transversal;

t_w : é a espessura da alma.

Adicionalmente, conforme pode ser visto em Fakury, Silva e Caldas, (2016) “os enrijecedores devem possuir uma rigidez mínima, de modo que não venham a flambar com a alma. Para isso, a relação entre a largura b_s , e a espessura, t_s , de cada chapa que compõe o enrijecedor, deve atender à seguinte condição”

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E_a}{f_{y,s}}} \quad (4.89)$$

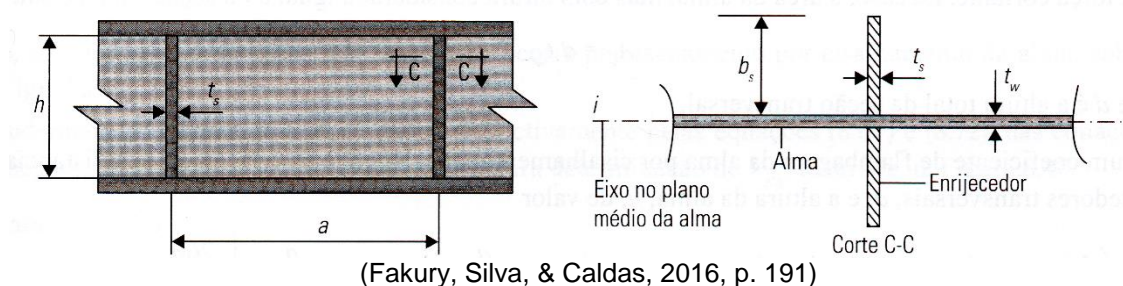
Onde, $f_{y,s}$ é a resistência ao escoamento do aço do enrijecedor.

Ainda, conforme os autores Fakury, Silva e Caldas, (2016), o momento de inércia da seção de um par de enrijecedores em relação a um eixo no plano médio da alma, incluindo a espessura da alma, é igual a:

$$I_{i,s} = \frac{t_s(2b_s + t_w)^3}{12} \geq at_w^3 \left[\left(\frac{2,5}{(a/h)^2} - 2,0 \geq 0,5 \right) \right] \quad (4.90)$$

A figura 4.21, extraídas de Fakury, Silva e Caldas, (2016) exemplifica as principais variáveis encontradas nas equações.

Figura 4.21 – Detalhe para cálculo do momento de inércia dos enrijecedores



Finalmente, procederemos com a verificação dos enrijecedores e da resistência do nosso perfil à força cortante em ambos os planos de ação.

a) Verificação dos enrijecedores

$$\frac{126}{8} \leq 0,56^2 \sqrt{\frac{20.000,0}{25,0}} = 15,75 < 15,839 \quad (4.91)$$

$$I_{i,s} = \frac{0,8 \cdot (26,0)^3}{12} \geq 100,0 \cdot 0,8^3 [0,50] \rightarrow 1.171,73 \text{ cm}^3 > 25,60 \quad (4.92)$$

Os enrijecedores estão aprovados quanto a este requisito

b) Verificação no plano vertical

$$\lambda = \frac{65,10}{0,80} = \mathbf{81,375} < \lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{7,119 \cdot 20.000,0}{25,0}} = \mathbf{83,01} \quad (4.93)$$

Então, temos:

$$V_{y,Rd} = \frac{0,60 \cdot 65,10 \cdot 0,8 \cdot 25,0}{1,10} = 710,18 \text{ kN} \approx \mathbf{710,2 \text{ kN}} \quad (4.94)$$

Como $V_{Sd} = \mathbf{325,52 \text{ kN}} < V_{Rd} = \mathbf{710,2 \text{ kN}}$, concluímos que o perfil está aprovado quanto ao esforço cortante no plano vertical.

c) Verificação no plano horizontal

- **Mesa superior**

Em perfis do tipo U, fletidos em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, ou seja, fletido em relação ao eixo de maior momento de inércia, a força cortante resistente nominal V_{Rk} será calculada pelo mesmo procedimento visto anteriormente, com o coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento K_v , sempre igual a 5.

No caso do nosso perfil soldado, a força H_s que atua no plano horizontal transversal à mesa superior formada pelo perfil U, flete o perfil em relação ao eixo y que, no nosso caso, é o eixo de maior inércia do perfil U, portanto temos:

$$\lambda = \frac{291}{9,5} = \mathbf{30,63} < \lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5,0 \cdot 20.000,0}{25,0}} = \mathbf{69,57} \quad (4.95)$$

Então, temos:

$$V_{Rd} = \frac{0,60 \cdot 29,10 \cdot 0,95 \cdot 25,0}{1,10} = 376,98 \text{ kN} \approx \mathbf{378,0 \text{ kN}} \quad (4.96)$$

Como $V_{Sd} = 33,03 \text{ kN} < V_{Rd} = 378,0 \text{ kN}$, concluímos que o perfil U está aprovado quanto ao esforço cortante no plano horizontal.

- **Mesa inferior**

Em perfis do tipo I, fletidos em relação ao eixo central de inércia perpendicular às mesas, ou seja, fletido em relação ao eixo de menor momento de inércia, a força cortante resistente nominal V_{Rk} será calculada pelo mesmo procedimento visto anteriormente, com o coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento K_v , sempre igual a 1,2, a altura h será igual a metade da largura das mesas nos perfis I ($b_f / 2$) e t_w igual a espessura média das mesas (t_f). A área A_w será dada pela soma das áreas de cada mesa calculadas individualmente.

Observa-se, portanto que a parte da seção transversal do perfil responsável por suportar a força cortante é formada pelas contribuições das duas mesas.

No caso do nosso perfil soldado, a força H_I que atua no plano horizontal transversal à mesa inferior formada pela chapa CH 260 x 9,5, flete o perfil em relação ao eixo y que, no nosso caso, é o eixo de menor inércia do perfil, portanto temos:

$$\lambda = \frac{260,0}{0,95} = 27,37 < \lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{1,2 \cdot 20.000,0}{25,0}} = 34,08 \quad (4.974)$$

Então, temos:

$$V_{Rd} = \frac{0,60 \cdot 13,0 \cdot 0,95 \cdot 25,0}{1,10} = 168,41 \text{ kN} \quad (4.98)$$

Como $V_{Sd} = 5,43 \text{ kN} < V_{Rd} = 168,41 \text{ kN}$, concluímos que a mesa inferior está aprovada quanto ao esforço cortante no plano horizontal.

4.6.4 Efeitos locais das cargas verticais das rodas

Quando existir uma força concentrada atuando diretamente sobre a mesa do perfil, comprimindo a alma, quatro estados-limites últimos podem ocorrer, são eles:

escoamento local da alma; Enrugamento da alma; Flambagem lateral da alma e Flambagem da alma por compressão.

A Norma brasileira da ABNT NBR 8800:2008 recomenda verificar se a viga resiste a cada um dos estados-limites últimos citados e, no caso de não resistir, deve-se aumentar a espessura da alma ou usar enrijecedores transversais na seção de atuação da força localizada. Portanto usaremos as prescrições normativas para verificação desses estados-limites últimos do perfil que compõem a viga de rolamento.

a) Escoamento local da alma

A força concentrada que atua sobre a alma devida a carga da roda da ponte rolante possui o valor de 206,25 kN.

A força resistente ao escoamento local da alma segundo o item 5.7.3.2 da Norma 8800 é dada por:

$$F_{Rd} = \frac{1,10 \cdot (2,5 k + l_n) f_y t_w}{\gamma_{a1}} \quad (4.99)$$

Onde:

l_n : é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal da viga;

k : é a espessura da mesa carregada mais o lado do filete de solda paralelo à alma, no caso de perfis soldados, ou a espessura da mesa mais o raio de concordância com a alma, no caso de perfis laminados;

t_w : é a espessura da alma.

$$l_n = N = (h_t + t_f^s) \cdot 2 \cot \alpha = (13,18 + 0,95) \cdot 2 = \mathbf{28,26 \text{ cm}} \quad (4.100)$$

Em que:

N = comprimento da distribuição da pressão sobre a alma em (cm)

h_t = altura trilho em (cm);

t_f^s = espessura da mesa superior em (cm).

$$F_{Rd} = \frac{1,10 \cdot (2,5 \cdot 0,95 + 28,26) \cdot 25,0 \cdot 0,8}{1,10} = \mathbf{612,70 \text{ kN}} \quad (4.1015)$$

Como $P_{Sd} = 206,25 \text{ kN} < P_{Rd} = 612,70 \text{ kN}$, concluímos que a alma resiste ao escoamento local quanto ao esforço concentrado no plano vertical.

b) Enrugamento da alma

A força concentrada que atua sobre a alma devida a carga da roda da ponte rolante possui o valor de 206,25 kN.

A força resistente ao escoamento local da alma segundo o item 5.7.4.2 da Norma 8800 é dada por:

$$\begin{aligned} \text{para } \frac{l_n}{d} \leq 0,2: F_{Rd} &= \frac{0,33 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3 \left(\frac{l_n}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} \\ \text{para } \frac{l_n}{d} > 0,2: F_{Rd} &= \frac{0,33 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + \left(\frac{4l_n}{d} - 0,2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} \end{aligned} \quad (4.102)$$

Portanto, temos

$$\begin{aligned} \frac{l_n}{d} &= \frac{2 \times 13,2}{67} = 0,394 > 0,2 \\ F_{Rd} &= \frac{0,33 t_w^2}{1,1} \left[1 + \left(\frac{4l_n}{d} - 0,2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} = \mathbf{317,97 \text{ kN}} \end{aligned} \quad (4.103)$$

Como $P_{Sd} = 206,25 \text{ kN} < P_{Rd} = 317,97 \text{ kN}$, concluímos que a alma resiste ao enrugamento quanto ao esforço concentrado no plano vertical.

c) Flambagem lateral da alma

De acordo com a prescrição da Norma brasileira, a alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa comprimida, deve ser verificada para o estado-limite último de flambagem lateral, caso o deslocamento lateral relativo entre a mesa comprimida carregada e a mesa tracionada não esteja impedido no ponto de aplicação da força.

É importante salientar ainda que, de acordo com o item 5.7.5.3 da norma, se $(h/t_w)/(l/b_f)$ superar 2,30 ou 1,70, respectivamente quando a rotação da mesa carregada for ou não impedida, o estado-limite último de flambagem lateral da alma não tem possibilidade de ocorrer.

Portanto, temos:

$$\frac{R/t_w}{l/b_f} = \frac{651/8}{6000/260} = \mathbf{3,53} > \mathbf{1,70} \quad (4.104)$$

Finalmente, concluímos que a alma está dispensada de verificação quanto à flambagem lateral.

4.7 Verificação quanto ao Estado-Limite de Serviços – ELS: Fadiga

Conforme foi apresentado no item 3 deste trabalho, a viga de rolamento deve ser verificada quanto a resistência à fadiga seguindo as recomendações da Norma brasileira da ABNT NBR 8800:2008, anexo k.

4.7.1 Combinação de ações frequente de fadiga

De acordo com as prescrições normativas para verificação à fadiga, conforme as prescrições do Anexo K, deve-se considerar, em cada caminho de rolamento, a atuação de somente uma ponte rolante com suas cargas verticais máximas das rodas majoradas pelo impacto e com 50 % das forças horizontais.

Portanto, apresentaremos um quadro resumo da máxima variação dos esforços de cálculo que serão utilizados nesta etapa do trabalho.

Tabela 4.8 – Resumo das cargas variações dos esforços na verificação à fadiga

Solicitações no plano vertical		
ΔN (kN)	137,50	
ΔM (kNm)	242,00	
ΔV (kN)	211,00	
Solicitações no plano horizontal		
ΔM (kNm)	12,70	Mesa sup
ΔV (kN)	11,00	
ΔM (kNm)	2,07	Mesa inf.
ΔV (kN)	1,80	

Elaborado pelo autor

4.7.1.1 Consideração do número de ciclos da vida útil da viga

Será considerado que a ponte rolante atue, pelo menos 20 vezes sobre a viga de rolamento durante 365 dias por ano ao longo de 50 anos. Portanto, temos:

$$N = 20 \times 365 \times 50 = \mathbf{365.000}$$

4.7.1.2 Faixa admissível de variação de tensão

Conforme o item k.4 da referida Norma, a faixa admissível de variação de tensão para as categorias A até E' e categoria F são, respectivamente:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327 C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}: \text{Categorias A e E} \quad (4.105)$$

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4 C_f}{N} \right)^{0,167} \geq \sigma_{TH}: \text{Categoria F} \quad (4.106)$$

Segue algumas observações importantes acerca das verificações do perfil à fadiga:

Figura 2.1 Só interessam as faixas de tensões onde as variações máximas são de tração;

Figura 2.2 A faixa de variação de tensões considerada é devida somente aos efeitos da ponte-rolante.

4.7.2 Verificação dos locais de emendas (solda de penetração total esmerilhada na direção longitudinal até facear, feita antes de compor o perfil)

Conforme pode ser visto na figura 4.22, extraída da figura 5.1 da tabela K.2, temos:

Figura 4.22 - Detalhes construtivos relacionados aos parâmetros de fadiga

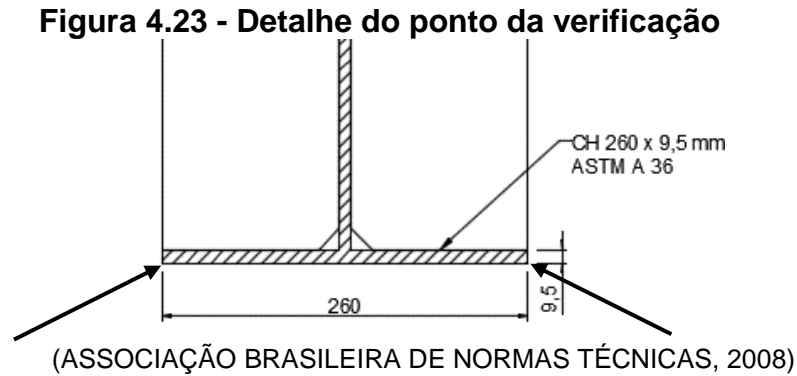


$$C_f = 120 \times 10^8;$$

$$\sigma_{TH} = 110 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327 \cdot 120 \times 10^8}{365.000,00} \right)^{0,333} = 219,52 \text{ MPa} \quad (4.107)$$

i. Mesa inferior: seção de momento máximo



A tensão máxima atuante na mesa inferior pode ser encontrada da seguinte forma:

$$M_{x,Sd} = \frac{I_x}{Y_{cg}} \sigma_{y,máx.} \rightarrow \sigma_{y,máx} = \frac{Y_{cg,y}}{I_x} \cdot M_{x,Sd} + \frac{Y_{cg,x}}{I_y} \cdot M_{y,Sd} \quad (4.108)$$

Então, temos:

$$\sigma_{max.} = \frac{38,3}{87.267,52} \cdot \left(\frac{1.300,00}{1,40} + 24.200,0 \right) + \frac{13,0}{1.393,0290} \cdot 207,0 = 12,97 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.109)$$

A máxima variação de tensão que a mesa inferior é submetida ocorre quando a ponte à travessa totalmente carregada, ou seja, a força vertical máxima atuante na viga devido a ponte rolante vai de zero (quando a ponte não está sobre a viga) ao máximo (quanto a ponte está sobre o ponto de Momento Máximo).

Então, temos:

$$\Delta\sigma_{max.} = \frac{38,3}{87.267,52} \cdot (24.200,0) + \frac{13,0}{1.393,03} \cdot 207,0 = 12,55 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.110)$$

Como σ_{SR} já foi calculado anteriormente, temos:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327 \cdot 120 \times 10^8}{365.000,00} \right)^{0,333} = 219,52 \text{ MPa} = 21,95 \text{ kN/cm}^2$$

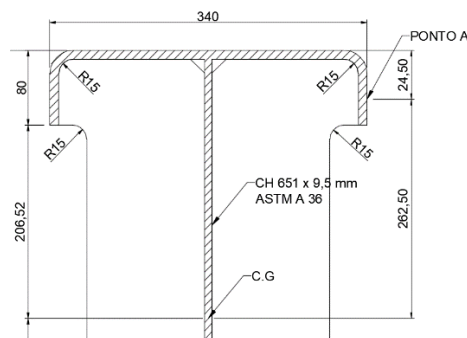
Portanto:

$$\sigma_{SR} = 21,95 \text{ kN/cm}^2 > \Delta\sigma = 12,55 \text{ kN/cm}^2$$

ii. Mesa superior: seção de momento máximo

Vamos verificar o ponto A localizado a 26,25 cm do centro de gravidade C.G da seção do perfil e a 2,45 cm da face superior da mesa do perfil.

Figura 4.24 – Detalhe do ponto da verificação



Elaborado pelo autor

a) Considerando as cargas verticais da ponte no lado oposto ao trole, sem impacto vertical, temos:

- Carga vertical com a ponte carregada por roda: **P = 40,0 kN**.
- Variação do momento fletor vertical, devido a carga das rodas, não majorado pelo impacto vertical:

$$\Delta M_{y,max.} = \frac{242,0}{1,25} \cdot \left(\frac{40,0}{110,0} \right) = 70,4 \text{ kNm} \quad (4.111)$$

- Força normal de compressão em C.G':

$$N_{G'} = \left(7040,0 + \frac{1300,0}{1,4} \right) \cdot \left(\frac{26,25}{87.267,52} \right) \cdot 45,2 = 108,34 \text{ kN} \quad (4.112)$$

- Fator de amplificação (Efeito de segunda ordem)

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{N_{G'}}{3.460,43}} = \frac{1}{1 - \frac{108,34}{3.460,43}} \cong 1,03 \quad (4.113)$$

Finalmente, temos:

$$\Delta\sigma_{max.} = 1,03 \times \frac{1.270,0}{370,0} - \left(7040,0 + \frac{1360,0}{1,4}\right) \times \frac{26,25}{87.267,52} = 1,14 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.114)$$

(Tração)

b) Considerando as cargas verticais da ponte no lado do trole, sem impacto vertical, temos:

- Momento fletor vertical, devido a carga das rodas, não majorado pelo impacto vertical: $M_{ysd} = 242,0 \text{ kNm}$
- Momento fletor vertical, devido ao peso próprio: $M_{yk} = 6,615 \text{ kNm}$

$$\Delta M_{x,Sd} = 242,00 + 6,615 = 248,615 \text{ kNm} = 24.861,5 \text{ kNcm} \quad (4.115)$$

- Tensão normal de compressão no centro de gravidade do perfil U, devido as cargas verticais é:

$$\sigma_{y,m\acute{a}x} = \frac{26,25}{87.267,52} \cdot (24.861,5) = 7,478 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.116)$$

- Força normal de compressão no centro de gravidade do perfil U, devido as cargas verticais:

$$N_{y,m\acute{a}x} = 44,0 \text{ cm}^2 \times 7,478 \text{ kN/cm}^2 = 330,0 \text{ kN} \quad (4.117)$$

- Fator de amplificação (Efeito de segunda ordem)

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{N_{G'}}{3.460,43}} = \frac{1}{1 - \frac{330,0}{3.460,43}} \cong 1,11 \quad (4.118)$$

- Tensão normal de tração no centro de gravidade do perfil U, devido as cargas horizontais é:

$$\sigma_{y,m\acute{a}x} = \frac{17,0}{6.311,06} \cdot (1.270,0) = 3,421 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.119)$$

- Resultante das cargas atuantes no perfil U:

$$\sigma_{y,m\acute{a}x} = -7,478 - 1,11 \times 3,421 = 11,28 \text{ kN/cm}^2 \text{ (compress\~{a}o)} \quad (4.120)$$

Finalmente, temos:

$$\Delta\sigma = 1,14 - (-11,28) = 12,42 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.121)$$

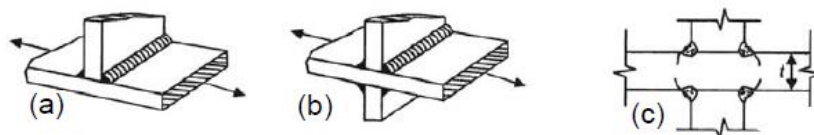
Portanto,

$$\sigma_{SR} = 21,952 \text{ kN/cm}^2 > \Delta\sigma = 12,42 \text{ kN/cm}^2$$

4.7.3 Locais adjacentes ao enrijecedores

Conforme pode ser visto na figura 4.25, extraída da figura 5.7 da tabela k.2, temos:

Figura 4.25 - Detalhes construtivos relacionados aos parâmetros de fadiga



(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

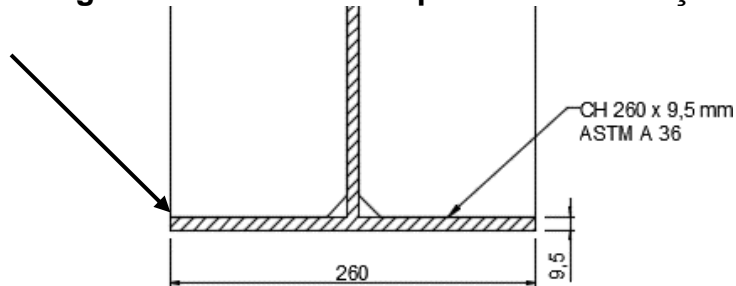
$$C_f = 44 \times 10^8$$

$$\sigma_{TH} = 69,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327 \cdot 44 \times 10^8}{365.000,00} \right)^{0,333} = 157,17 \text{ MPa} = 15,72 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.122)$$

- i. **Mesa inferior: seção de momento máximo, considerando enrijecedor até a borda**

Figura 4.26 - Detalhe do ponto da verificação



Elaborado pelo autor

$$\Delta\sigma = \frac{37,35}{87.267,52} \cdot \left(\frac{1.300,00}{1,40} + 24.200,00 \right) + \frac{13,00}{1.393,0290} \cdot 207,00 = 12,7 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.123)$$

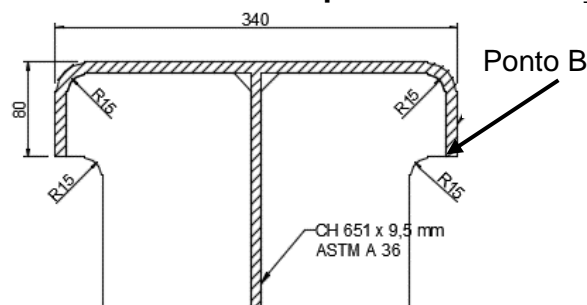
Portanto:

$$\sigma_{SR} = 15,717 \text{ kN/cm}^2 > \Delta\sigma = 12,7 \text{ kN/cm}^2$$

- ii. **Mesa superior: seção de momento máximo**

Vamos verificar o ponto B localizado a 20,652 cm do centro de gravidade CG da seção do perfil e a 80 cm da face superior da mesa do perfil.

Figura 4.27 - Detalhe do ponto da verificação



Elaborado pelo autor

O procedimento usado para verificação do ponto B é similar ao utilizado para o ponto A, portanto, temos:

$$\sigma_{\text{máx}} = \left(1,03 \cdot \frac{16,05}{6.311,06} \cdot 1.270\right) - \left[\left(7.040 + \frac{1.300}{1,4}\right) \cdot \frac{26,25}{87.267,52}\right] = \mathbf{0,93 \text{ kN/cm}^2} \quad (4.124)$$

$$\sigma_{\text{min}} = \left(1,11 \cdot \frac{16,05}{6.311,06} \cdot 1.270\right) - \left[\left(24.861,5 + \frac{1.300}{1,4}\right) \cdot \frac{26,25}{87.267,52}\right] = \mathbf{-11,34 \text{ kN/cm}^2} \quad (4.125)$$

Finalmente, temos:

$$\Delta\sigma = 0,93 - (-11,34) = \mathbf{12,27 \text{ kN/cm}^2} \quad (4.126)$$

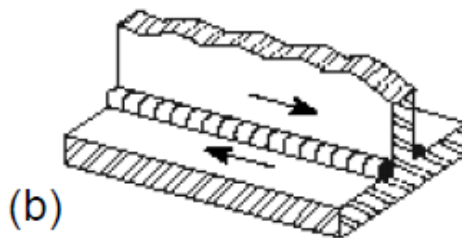
Portanto,

$$\sigma_{SR} = 15,717 \text{ kN/cm}^2 > \Delta\sigma = 12,27 \text{ kN/cm}^2$$

4.7.4 Tensão de cisalhamento nas soldas de filete para compor o perfil

Esta verificação, será conforme a figura 8.2 da tabela k.2 da referida Norma, conforme pode ser visto na figura 4.28:

Figura 4.28 - Detalhes construtivos relacionados aos parâmetros de fadiga



(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

$$C_f = \mathbf{150 \times 10^{10}}$$

$$\sigma_{TH} = \mathbf{55 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4 \cdot 150 \times 10^{10}}{365.000,00}\right)^{0,167} = \mathbf{88,40 \text{ MPa}} \quad (4.127)$$

Momento estático da mesa inferior:

$$Q = 24,7 \left(38,3 - \frac{0,95}{2} \right) = 934 \text{ cm}^2 \quad (4.128)$$

$$\zeta_{\text{máx}} = \frac{\left(211 + \frac{9,2}{1,4} \right) \times 934}{(2 \times 0,7 \times 0,5) \times 87490} = 3,32 \text{ kN/cm}^3 < 0,4 f_y = 10 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.129)$$

$$\Delta \zeta = \frac{211 \times 934}{(2 \times 0,7 \times 0,5) \times 87490} = 3,22 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{SR}} \quad (4.130)$$

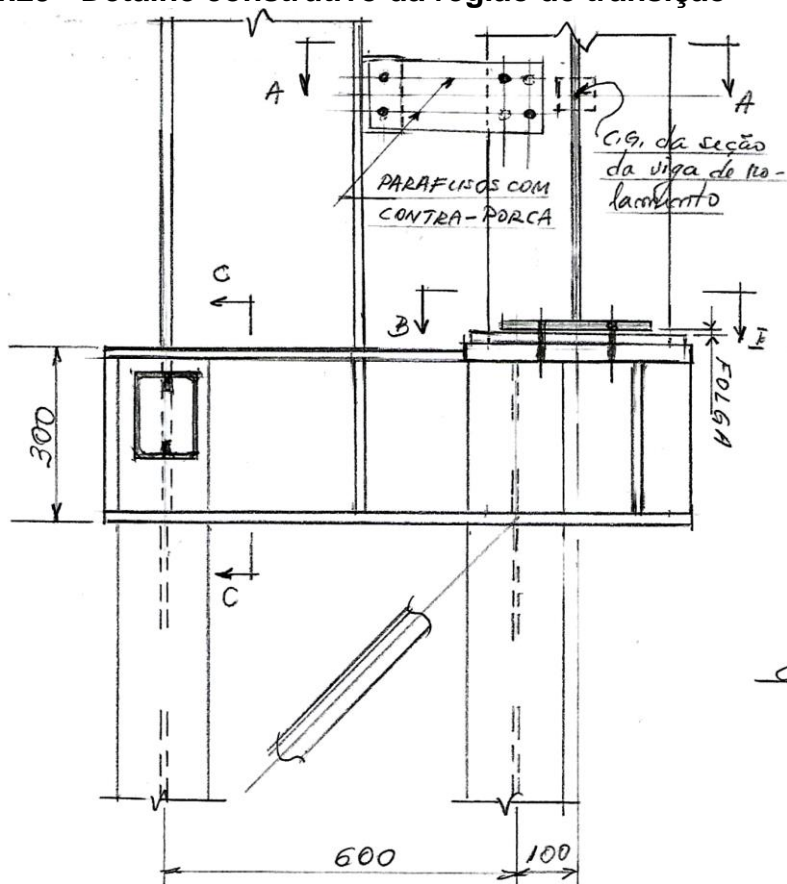
Todas as verificações estiveram dentro dos limites estabelecidos pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 para as considerações dos efeitos da fadiga em pontos críticos do perfil. Entretanto, é oportuno, neste momento salientar, que outras verificações complementares podem ainda ser necessárias, dependendo do caso estudado, tais como as soldas da alma com o enrijecedor de extremidades na região de apoio e os efeitos da rotação de apoio na ligação transversal com o pilar.

Mas para efeito didático, este trabalho procurou atender a maior e mais importantes fases do dimensionamento de uma viga de rolamento e apresentar a parte teórica de forma abrangente, na medida do possível.

4.8 Detalhes construtivos na região de apoio

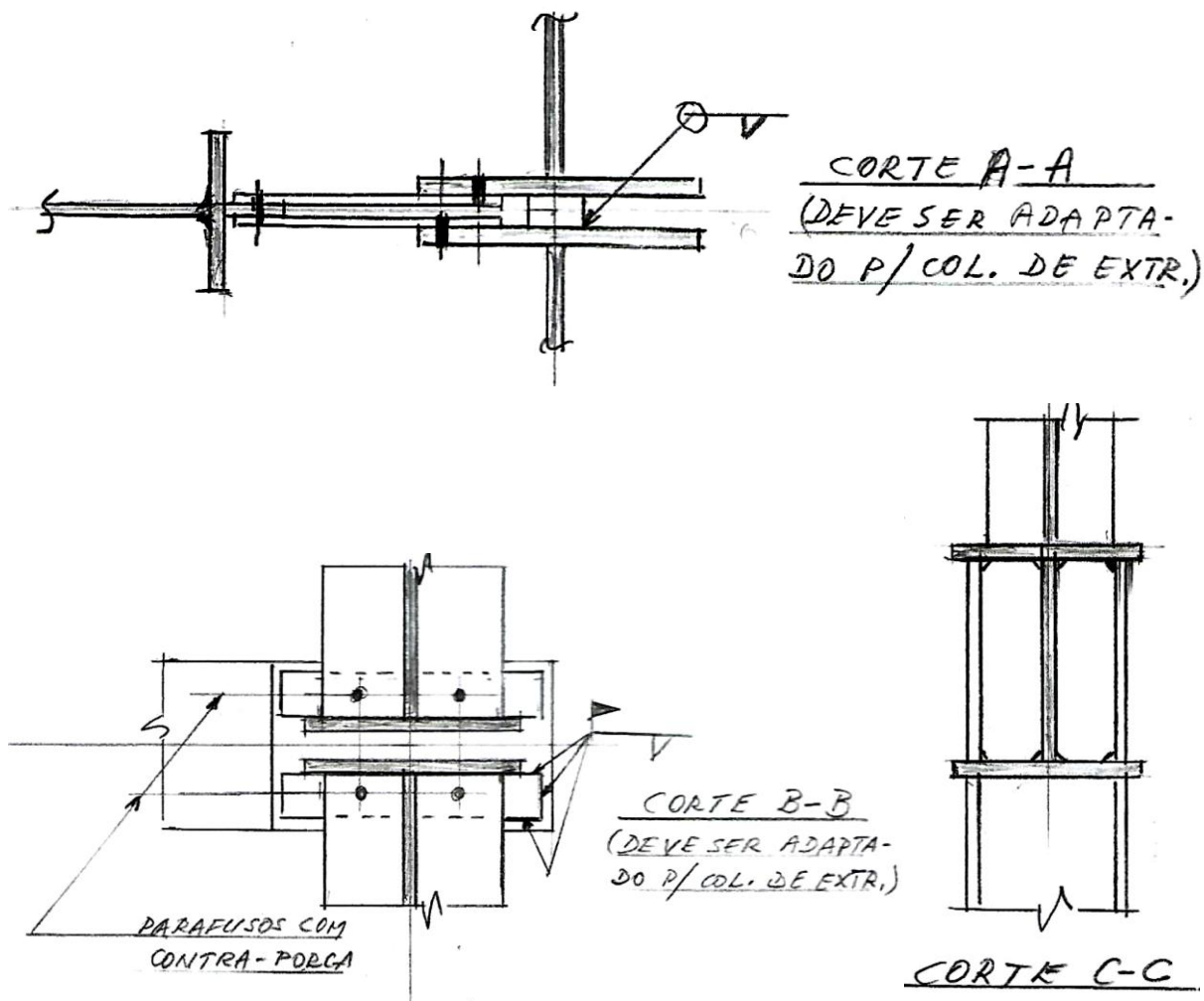
Nas regiões de apoio das vigas de rolamento, em especial, no encontro entre duas vigas. Este local exige um controle dimensional rigoroso na altura entre a base do apoio e a altura do perfil.

Figura 4.29 - Detalhe construtivo da região de transição



(Queiroz & Carvalho, 2017)

Figura 4.30 - Detalhe construtivo da região de transição: cortes



(Queiroz & Carvalho, 2017)

5 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi apresentada a verificação estrutural de uma viga de rolamento, biapoiada, presente em um edifício industrial com vão igual a 6 metros, fabricada em perfil soldado de seção formada por duas chapas e uma viga U, em aço ASTM A36 cuja resistência ao escoamento é igual a 250 Mpa, para suportar uma ponte rolante de capacidade nominal de igual a 16 toneladas.

O dimensionamento foi desenvolvido conforme as prescrições da norma ABNT NBR 8800:2008, atendendo aos estados limites últimos e de serviço. Diante do dimensionamento desenvolvido foi possível observar que, para esses elementos estruturais, o estado limite de serviço relacionado à fadiga é, na maioria das vezes, preponderante no dimensionamento.

Para pesquisas futuras, fica a sugestão de se aprofundar os estudos sobre o problema de viga de rolamento, buscando um melhor modelo teórico, incluindo as considerações sobre a posição das ações, rigidez da mesa superior e análise não linear da estrutura.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISC. (2005). *Steel Construction Manual* (13 ed.).

Ashby, M. F., & Jones, D. R. (2007). *Engenharia dos Materiais: Uma introdução a propriedades, aplicações e projeto* (1º ed., Vol. I). São Paulo, São Paulo, Brasil: Elsevier.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1980). *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - NBR 6120* (1º ed.). Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil: ABNT. Acesso em 15 de Junho de 2017

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2003). *Ações e segurança nas estruturas - Procedimento - NBR 8681* (Março 2003 ed.). Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil: ABNT. Acesso em 10 de Junho de 2017

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, NBR 8800* (2º ed., Vol. I). Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil: ABNT. Acesso em 10 de Maio de 2017

Bellei, H. I. (2006). *Edifícios Industriais em Aço: Projeto e Cálculo* (5º ed., Vol. I). São Paulo, São Paulo, Brasil: PINI. Acesso em Maio de 2017

Callister Jr., W. D. (2011). *Ciência e Engenharia de Materiais: Uma Introdução* (7º ed., Vol. I). Rio de Janeiro, RJ, Brasil: LTC.

CALTEC Engenharia de Equipamentos Industriais Ltda. (2017). *Equipamentos: Cabeceiras e carros troles*. Acesso em 04 de Junho de 2017, disponível em Caltec: <http://www.caltecequipamentos.com.br/cabeceira.asp>

Castro, J. T., & Meggiolaro, M. A. (2009). *Fadiga, Técnicas e Práticas de Dimensionamento Estrutural sob Cargas Reais de Serviço* (1º ed., Vol. I). Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil: CreateSpace Independent Publishing Platform. Acesso em Maio de 2017

Passos, L. d. (2011). *Pontes Rolantes, Guindastes Giratórios e Acessórios de Movimentação de Cargas: Técnicas de Instalação, Operação, Manutenção, Testes e Inspeção*. Make Engenharia Assessoria & Desenvolvimento.

Fakury, R. H., Silva, A. L., & Caldas, R. B. (2016). *Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto* (1º ed., Vol. I). São Paulo, São Paulo: Pearson Education do Brasil. Acesso em Junho de 2017

Fertrilhos. (11 de Junho de 2017). *Tabelas: Fertrilhos*. Acesso em 11 de Junho de 2017, disponível em Site da Fertrilhos: <http://www.fertrilhos.com.br/tabelas>

Industria Ferro. (2017). *Produtos: Ferro*. Acesso em 31 de 05 de 2017, disponível em Site da Ferro: <http://www.ferroindustria.com.br/pontes-rolantes>

Leet, K. M., Uang, C.-M., & Gilbert, A. M. (2009). *Fundamentos da Análise Estrutural* (3º ed.). Porto Alegre: AMGH Editora Ltda.

Leite, L. R. (2017). *Análise numérica de vigas de rolamento de aço sem contenção lateral entre apoios* (1º ed., Vol. I). São Carlos, São Paulo, Brasil: Universidade de São Paulo. Acesso em Maio de 2017

Machado, C. d. (07 de Junho de 2017). *Catálogos e manuais: GERDAU*. (GERDAU) Acesso em 07 de Junho de 2017, disponível em GERDAU: <https://www.gerdau.com/br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/artigo-vigas-de-rolamento.pdf>

Martha, L. F. (2010). *Análise de Estruturas - Conceitos e Métodos Básicos* (1º ed., Vol. Único). Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil: Campus/Elsevier. Acesso em 2014

Munck Cranes Inc. (2017). *Overhead Crane Components: Munck Cranes Inc*. Acesso em 31 de Maio de 2017, disponível em Site da Munck Cranes Inc: <http://www.munckcranes.com/overheadcranecomponents.asp>

Queiroz, G., & Carvalho, H. (2017). *Projetos de Edifícios Industriais em Aço: Curso de Especialização em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço* (Vol. I). Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil: UFMG.

S.G.O. Equipamentos Industriais. (2017). *Produtos: SGO Equipamentos de Elevação de Carga*. Acesso em 31 de Maio de 2017, disponível em Site da empresa SGO Equipamentos de Elevação de Carga: <http://sgoequipamentos.com/ponte-rolante-dupla-viga/>

Santos, L. F. (2013). *Desenvolvimento de um Novo Modelo de Cargas Móveis para Verificação de Fadiga em Pontes Rodoviárias* (1º ed., Vol. Único). (L. F. Santos, Ed.) Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil: Escola Politécnica da UFRJ. Acesso em 2014

Sordi, G. (2016). *Dimensionamento da viga principal de uma ponte rolante*. Lajeado, Rio Grande do Sul, Brasil: UNIVATES. Fonte: <https://www.univates.br/bdu/bitstream/10737/1263/1/2016GiovaniSordi.pdf>

Süssekind, J. C. (1981). *Curso de Análise Estrutural* (6º ed., Vol. I). Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil: Globo. Acesso em 10 de Junho de 2017

Süssekind, J. C. (1981). *Curso de Análise Estrutural* (6º ed., Vol. II). Porto Alegre, Rio Grande do Sul: Globo.

Thun, H. (2006). *Assessment of Fatigue Resistance and Strength in Existing Concrete Structures - Doctoral thesis* (Vol. I). Luleå, Condado de Norrbotten, Suécia: Luleå University of Technology. Acesso em Julho de 2017