UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

PROJETO DE UM VIADUTO RODOVIÁRIO COM LONGARINAS MISTA (AÇO-CONCRETO) HÍBRIDAS COM AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA

DIEGO FERNANDES MOREIRA

ORIENTADOR:

PROFESSOR GUILHERME SANTANA ALENCAR (UnB)

COORIENTADORA:
ENGª. RAYLANE DE SOUZA CASTOLDI (ArcelorMittal)

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA/DF: JULHO/2023

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

PROJETO DE UM VIADUTO RODOVIÁRIO COM LONGARINAS MISTA (AÇO-CONCRETO) HÍBRIDAS COM AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA

DIEGO FERNANDES MOREIRA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

_____
PROF. GUILHERME SANTANA ALENCAR, Dsc. (UnB)
(ORIENTADOR)

_____
ENGª. RAYLANE DE SOUZA CASTOLDI, Dsc. (ArcelorMittal)
(COORIENTADORA)

_____
PROF. RAMON SALENO YURE RUBIM COSTA SILVA, Dsc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

_____
ENGº. WELINGTON VITAL DA SILVA, Dsc.
(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA/DF, JULHO/2023

FICHA CATALOGRÁFICA

MOREIRA, DIEGO FERNANDES

Projeto de um viaduto rodoviário com longarinas mista (aço-concreto) híbridas com aço de alta resistência.

xv, 106 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2022)
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estrutura mista aço-concreto	2. Aço de alta resistência
3. Viaduto em estrutura mista	4. Longarina híbrida
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Bacharel)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MOREIRA, D. F. (2023). Projeto de um viaduto rodoviário com longarinas mista (aço-concreto) híbridas com aço de alta resistência. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 106 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTORA: Diego Fernandes Moreira

TÍTULO: Projeto de um viaduto rodoviário com longarinas mista (aço-concreto) híbridas com aço de alta resistência.

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2023

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Diego Fernandes Moreira

e-mail: diegofernandes08@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela saúde e sabedoria que nesses anos me proporcionando disciplina e motivação para ultrapassar todos os obstáculos.

Agradeço aos meus pais pelo apoio e comprometimento com a educação durante a minha vida, por confiarem em meu potencial e me proporcionarem oportunidades que me fizeram chegar até aqui.

Agradeço a minha irmã pelo apoio, motivação e incentivo, por fazer parte de todos os momentos e por compreender a minha ausência enquanto eu me dedicava neste trabalho.

Agradeço aos amigos, da Universidade e da vida, que compartilharam dessa fase da minha vida, contribuindo cada um à sua maneira.

Agradeço ao Prof. Guilherme Alencar, por ter sido meu orientador, e por ter desempenhado tal função com dedicação e amizade e pelos conhecimentos. A Eng. Raylane Castoldi (ArcelorMittal-Brasil), coorientador deste trabalho, pelas oportunidades de crescimento acadêmico concedidas durante a realização deste trabalho.

À ArcelorMittal-Brasil por todo o apoio concedido para apresentação deste trabalho na Construmetal 2023 – 9º Congresso de Construção Metálica, e pelas informações concedidas para a realização deste trabalho.

Agradeço a todos os professores da Universidade de Brasília, pelos ensinamentos que me permitiram apresentar um melhor desempenho em minha vida acadêmica.

A todos que me apoiaram e incentivaram nessa caminhada, meus sinceros e eternos agradecimentos.

SUMÁRIO

SUMÁRIO v

1. INTRODUÇÃO 14

2. OBJETIVOS 15

2.1. OBJETIVOS GERAIS 15

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 16

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA 16

3.1. VERIFICAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES NA ESTRUTURA 19

3.1.1. Carregamento nas longarinas 19

3.2. ESFORÇOS E ENVOLTÓRIA 24

3.3. VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU) 29

3.3.1. Verificação de resistência à flexão 30

3.3.1.1. Viga como único elemento estrutural 30

3.3.1.2. Viga mista como elemento estrutural 37

3.3.1.3. Largura efetiva da laje 40

3.3.2. Verificação de resistência ao cisalhamento 40

3.3.2.1. Dimensionamento de Conectores de Cisalhamento (ELU) 42

3.4. VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS) 44

3.5. RESISTÊNCIA À FADIGA 47

3.5.1. Resistência à fadiga de Conectores de cisalhamento. 49

3.6. DIMENSIONAMENTO DOS DIAFRAGMAS 49

3.7. LONGARINA HÍBRIDA 51
4. METODOLOGIA 51
5. ESTUDO DE CASO 52
5.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA 53
5.2. PROPOSTA DE SUBSTITUIÇÃO DE AÇO 57
5.3. CÁLCULO PRELIMINAR DA ESBELTEZ DA LONGARINA 58
6. RESULTADOS 59
6.1. DIAGRAMAS 59
6.2. ANTES DA CURA DO CONCRETO 60
6.3. APÓS A CURA DO CONCRETO 61
7. CONCLUSÃO 62
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 64
ANEXO A – COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO E COMBINAÇÕES DE AÇÕES 66
ANEXO B – MEMÓRIA DE CÁLCULO 68
ANEXO C – ARTIGO SUBMETIDO À CONSTRUMETAL 2023 94

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- (a) Seção transversal de pontes. Fonte: PINHO & BELLEI (2020). (b) Vista isométrica de um projeto típico de ponte em estruturas de aço e mistas aço-concreto. Fonte: ALENCAR (2018). 17

Figura 2- Disposição das cargas TB-450 (NBR 7188, 2013). 19

Figura 3 - Perfil metálico I. Fonte: PINHO & BELLEI (2020). 21

Figura 4- Guarda roda tipo New Jersey. Fonte: PINHO & BELLEI (2020). 22

Figura 5 - Seção típica com vigas metálicas. Fonte: AASHTO (2014) 25

Figura 6- Linha de influência de momentos em Sn. Fonte: PINHO & BELLEI (2020). 28

Figura 7- Linha de influência de cortante em Sn. Fonte: PINHO & BELLEI (2020). 29

Figura 8 - Processo construtivo da viga metálica. Fonte: PINHO & BELLEI (2020)..... 30

Figura 9 - Tensões na viga mista. Fonte: PINHO & BELLEI (2020)..... 37

Figura 10 – Distribuição das tensões em uma viga mista. Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008). 39

Figura 11 - Conectores de cisalhamento tipo pino. Fonte: PINHO & BELLEI (2020)..... 43

Figura 12 - Interação entre laje e viga. Fonte: PINHO & BELLEI (2020)..... 44

Figura 13 - Vista de cima do viaduto. Fonte: Google Maps (2023)..... 53

Figura 14 - Viaduto em Águas Claras, no Distrito Federal. Fonte: Dênio Simões/Agência Brasília. 53

Figura 15 - Vista superior do viaduto da rua 37. Fonte: Mariordo (Wikimedia, 2020)..... 53

Figura 16 - Planta - vista superior. Fonte: Soltec (2015). 54

Figura 17 - Seção transversal. Fonte: Soltec (2015). 54

Figura 18- Detalhes do steel deck. 55

Figura 19- Detalhes da laje de concreto armado. Fonte: Projeto do viaduto (2015)..... 55

Figura 20 - Seção transversal do tipo I. Fonte: PINHO & BELLEI (2020)..... 56

Figura 21 - Configuração das longarinas. Fonte: Projeto do viaduto (2016)..... 56

Figura 22 - Diagramas de momento fletor, ELU1 (kNm). Fonte: Autor. 60

Figura 23 - Diagramas de momento fletor ELU2 (kNm). Fonte: Autor. 60

LISTA DE TABELAS

Tabela 1-Fator de presença múltipla. Fonte AASHTO (2014). 27

Tabela 2- Parâmetros referentes ao momento fletor resistente para seção I não esbelta. Fonte NBR 8800 (2008). 31

Tabela 3 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente para seção I não esbelta. Fonte NBR 8800 (2008). 31

Tabela 4-Peças de aço. Fonte: Adaptado projeto do viaduto (Midori projetos, 2015). 57

Tabela 5 - Proposta de substituição dos aços (autoria própria). 58

Tabela 6 - Propriedades mecânicas dos aços. Fonte: Autor. 58

Tabela 7 - Resultado da verificação dos momentos fletores. 61

Tabela 8 - Tensões resistentes e solicitantes de cálculo para mesas (kN/cm²). 61

Tabela 9 - Tensões resistentes e solicitantes de cálculo para alma e tabuleiro (kN/cm²). 61

Tabela 10 – Coeficientes de ponderação das ações $\gamma f = \gamma f1 \gamma f3$. Fonte: NBR 8800:2008, tabela 1, pág. 18. 66

Tabela 11 – Fatores de combinação e redução para as ações variáveis. Fonte: NBR 8800:2008, tabela 2, pág. 19. 67

Tabela 12 – Coeficientes de ponderação das resistências γm 67

LISTA DE ABREVIAÇÕES, SIGLAS E SÍMBOLOS

A_a	Área da seção transversal do perfil
ABCEM	Associação Brasileira de Construção Metálica
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ELU	Estado-Limite Último
ELS	Estado-Limite de Serviço
CA	Concreto Armado
A_c	Área da seção transversal de concreto
A_{cv}	Área de cisalhamento do concreto no plano considerado
A_F	Área da fôrma de aço
A_s	Área da seção transversal da armadura
b_c	Largura da seção transversal do perfil
b	Largura efetiva da laje
b_f	Largura da mesa do perfil
C', C”	Forças resultantes das tensões de compressão
CP1	Carga permanente dos elementos estruturais
CP2	Carga permanente dos elementos não estruturais
CM	Carga móvel
c_x	Cobrimento na direção x

c_y	Cobrimento na direção y
d	Altura do perfil
E_a	Módulo de elasticidade do aço
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{c,red}$	Módulo de elasticidade reduzido do concreto
EI_e	Rigidez efetiva à flexão
e_p	Distância entre forças
E_s	Módulo de elasticidade do aço da armadura
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ctk,inf}$	Resistência característica inferior do concreto à compressão
F_G	Valor característico da ação permanente
f_{hd}	Esforço horizontal
F_Q	Valor característico da ação variável
f_{sd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura longitudinal
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{yF}	Resistência ao escoamento da forma
f_{ys}	Resistência ao escoamento do aço da armadura
h	Altura da alma do perfil

h_c	Altura da seção transversal do perfil
$H_{v,Rd}$	Força de cisalhamento resistente de cálculo
$H_{v,Sd}$	Força de cisalhamento solicitante de cálculo
I_a	Momento de inércia da seção transversal do perfil de aço
I_c	Momento de inércia da seção transversal do concreto
I_s	Momento de inércia da seção transversal da armadura
I_x	Momento de inércia em x
I_y	Momento de inércia em y
I_z	Momento de inércia em z
KL	Comprimento de flambagem
L	Comprimento
l_b	Comprimento de ancoragem
L_e	Vão das vigas mistas
L_f	Vão teórico da laje
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
M_{Sd}	Momento fletor solicitante de cálculo
n	Número de conectores
$N_{c,Rd}$	Força axial de compressão resistente de cálculo
$N_{c,Sd}$	Força axial de compressão solicitante de cálculo
N_e	Menor força axial de flambagem elástica

$N_{pl,Rd}$	Força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total
Q_{Rd}	Força resistente de cálculo de um conector
R_d	Esforço resistente de cálculo
S_d	Esforço solicitante de cálculo
T	Força de tração
t_c	Altura da laje de concreto
t_f	Espessura da mesa
t_w	Espessura da alma do perfil
V_{Rd}	Força cortante resistente de cálculo
V_{Sd}	Força cortante solicitante de cálculo
χ	Fator de redução associado à resistência à compressão
α	Grau de interação
γ_a	Coeficientes de ponderação da resistência do aço estrutural
γ_c	Coeficientes de ponderação da resistência do concreto
γ_g	Coeficiente de ponderação da ação permanente
γ_q	Coeficiente de ponderação ação variável
γ_s	Coeficientes de ponderação da resistência do aço da armadura
δ	Fator de contribuição do aço
$\delta_{máx}$	Flecha máxima
δ_c	Contraflecha

$\delta_{p,ld}$ Flecha da seção mista causada pelas ações permanentes que atuam após a cura do concreto

$\delta_{p,pa}$ Flecha do perfil de aço isolado causada pelas ações permanentes que atuam antes da cura do concreto

$\delta_{p,te}$ Eventual flecha provocada por alguma ação no perfil de aço isolado e que, depois da cura do concreto, é eliminada

$\delta_{v,cd}$ Flecha causada pelas ações variáveis de curta duração

$\delta_{v,cd}$ Flecha causada pelas ações variáveis de longa duração

λ_0 Índice de esbeltez reduzido

ϕ Diâmetro da armadura

ψ Fator de redução para as ações variáveis

1. INTRODUÇÃO

Durante toda a história, o uso de pontes se tornou importante para travessia de obstáculos que surgem pelo caminho. Desde o início, diversas técnicas construtivas que buscam o melhor aproveitamento dos recursos disponíveis no mercado tornaram-se disponíveis. O advento do perfil laminado de até 1000 mm e perfil soldado com altura desejada possibilitou a construção de pontes e viadutos de geometria e manutenções razoavelmente simples (PINHO & BELLEI, 2020). As obras de arte rodoviárias são essenciais para o desenvolvimento das cidades, entretanto solicitam de maior conhecimento teórico, a fim de alcançar estruturas mais leves e esbeltas e que tenham comportamento adequado perante as ações dinâmicas, como tráfego de veículos.

Dentre as diversas concepções de superestrutura existente no mercado para pontes e viadutos, para este projeto concentra-se nos viadutos em estrutura mistas (aço-concreto), isto é, estrutura onde o tabuleiro é de concreto unido a longarinas de aço e travejamento transversal por diafragmas. No Brasil, destacam-se o elevado de perimetral com 7.326 m de comprimento e vãos variando de 31 a 60 m, e o elevado da Linha Vermelha que foi construído em duas etapas, a primeira com 4.660 m e vãos de 20 a 65 m, e a segunda etapa com comprimento de 2.500 m e vãos variando de 30 a 75 m (PINHO & BELLEI, 2020).

As estruturas mistas são constituídas por materiais com diferentes características que trabalham em conjunto, formando elementos essenciais para determinado tipo de estrutura, os quais possuem a capacidade de interagirem entre si através de ligações que garantam a cooperação entre o aço e o concreto, estas interações proporcionam aderência e atrito que impedem o escorregamento entre os materiais. O uso do sistema misto para a construção de pontes ou viadutos possibilita uma melhor produtividade e controle durante a etapa de construção, proporcionando facilidade e agilidade na montagem, reduzindo os prejuízos com trânsito e

tempo, e em alguns casos, com utilização de fôrmas metálicas, elimina ou reduz a utilização de escoramento, deixando a construção relativamente mais econômica em relação a outros métodos construtivos.

Além disso, o uso de peças de aço pode trazer um diferencial ao projeto estrutural, devido à geometria dos perfis (Favarato et al., 2021). Com isso, diversas alternativas surgiram para intensificar o uso do aço de alta resistência, pois é uma alternativa que traz economia de peso, permitindo a construção de pontes com vãos maiores e maior capacidade de carga (Favarato et al., 2021), além de apresentar vantagens com relação à sustentabilidade, reduzindo a geração de gases de efeito estufa e possibilitando sua reutilização. No Brasil, o dimensionamento de pontes rodoviárias de aço e concreto é fundamentado pela ABNT NBR 16694 (2020).

Com motivação na economia de peso e em busca de outras características de aço para a construção de viadutos, este trabalho consiste em utilizar um viaduto em estrutura mista aço-concreto construído em Brasília para estudo de caso que consiste em analisar seu comportamento com a implementação de longarinas híbridas, constituídas por aço de alta resistência nas mesas.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVOS GERAIS

O objetivo geral deste projeto final de curso é analisar e verificar os Estados Limites de um viaduto construído em estrutura mista de aço-concreto empregando-se a norma brasileira mais recente de pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto). Os efeitos e as implicações da possível utilização de um aço híbrido na estrutura, com aço de alta resistência (ASTM A572 Grau 65) e aço de resistência convencional (ASTM A572 Grau 50) no lugar do aço que realmente foi utilizado na construção do viaduto (SAC-350) serão analisados.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Dentre os objetivos específicos tem-se:

- Verificar se o dimensionamento e os Estados Limites da ponte rodoviária estão de acordo com as disposições da NBR 16694 (2020), pois o viaduto foi concebida seguindo normas anteriores, surgindo a necessidade de atualizá-la;
- Desenvolver memorial de cálculo seguindo o predisposto no manual de pontes e viadutos em vigas mistas (PINHO & BELLEI, 2020). Além de analisar as tensões de esforços quem vierem a surgir durante a sua utilização, com base na inclusão de veículos conforme o trem tipo normativo (ABNT NBR 7188, 2013);
- Avaliar e quantificar a redução do peso total de aço na estrutura, levando em consideração a utilização de aço de maior resistência nas longarinas. E através do uso de aço de alta resistência, obter a eficiência para cada um dos Estados Limites.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Os perfis soldados permitem grande versatilidade na combinação geométrica, possibilitando ao projetista ampla variedade e liberdade de escolha das características necessárias que atenda as recomendações do projeto, além de definir espessuras, alturas e larguras.

Além da escolha do tipo de material que será utilizado na estrutura, também é necessário garantir sua confiança, que é influenciada pela usabilidade do viaduto e pela segurança proporcionada aos usuários durante toda sua vida útil. Portanto, a estrutura não deve atingir os estados limites, que equivale aos esforços solicitantes, tensões, deslocamentos, etc. em qualquer ponto não ultrapassem determinados valores limites determinados pelas características e finalidade dos materiais empregados na estrutura. Além disso o uso de normas permitem o dimensionamento aplicando coeficientes de segurança adequados as ações e resistências.

Para a concepção de pontes rodoviárias (Figura 1) em estruturas mistas de aço e concreto vários fatores devem ser levados em consideração, como a verificação dos estados limites e a interação entre os perfis metálicos e a laje de concreto. A ABNT NBR 16694 (2020) é a norma mais recente utilizada para especificação dos requisitos necessários para esta solução estrutural.



(a)



(b)

Figura 1- (a) Seção transversal de pontes. Fonte: PINHO & BELLEI (2020). (b) Vista isométrica de um projeto típico de ponte em estruturas de aço e mistas aço-concreto. Fonte: ALENCAR (2018).

No contexto do Método dos Estados Limites, os estados limites caracterizam-se como condições limitantes do projeto e são avaliados em todos os elementos da estrutura, vigas em aço e tabuleiro em concreto. O Estado-Limite Último (ELU) é a condição em que a estrutura se

encontra no ponto máximo de capacidade estrutural antes de ocorrer uma falha ou o colapso, e o Estado-Limite de Serviço (ELS) são as condições da estrutura relacionadas à durabilidade e funcionamento, e que atenda as funcionalidades previstas em projeto (NBR 8800, 2008).

Os efeitos resultantes das cargas atuantes com seus respectivos coeficientes de ponderação são utilizados para a determinação da resistência da estrutura rodoviária. Essas ações podem ser classificadas em:

- Cargas permanentes: que são ações que vão atuar durante toda vida útil do empreendimento, sendo o peso próprio dos elementos e outros materiais que são fixados sobre a ponte. Após a cura do concreto, as cargas permanentes podem ser consideradas distribuídas igualmente por toda a viga (AASHTO, 2014);
- Cargas móveis: são ações que auxiliam na determinação das cargas causadas pelo fluxo de veículos. As cargas móveis rodoviárias são determinadas pela ABNT NBR 7188 (2013), que considera o padrão TB-450 (ver Figura 2), que é um veículo de 450 kN, com seis rodas de 75 kN cada, três eixos com distância de 1,5 m e área de ocupação de 18 m². Além disso, preconiza-se uma carga uniformemente distribuída ao seu redor de 5 kN/m² (NBR 7188, 2013), também denominada de sobrecarga de multidão (representativa de congestionamento de veículos leves).

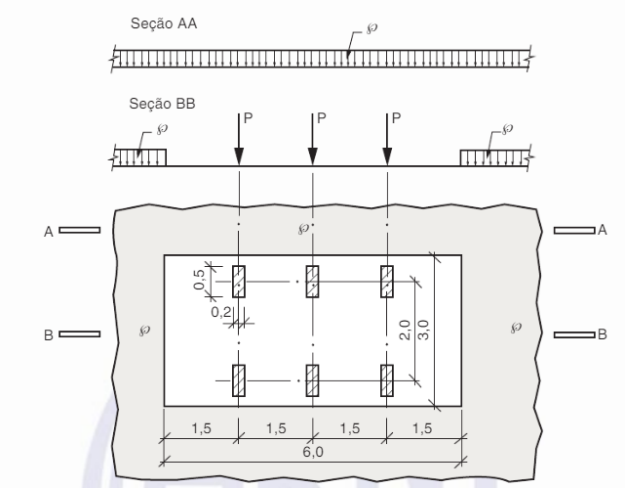


Figura 2- Disposição das cargas TB-450 (NBR 7188, 2013).

- Ações acidentais: Ações que podem variar conforme a sua natureza e são significantes durante toda a utilização do viaduto. Como exemplo, as cargas que ocorrem devido a ação do vento.

3.1. VERIFICAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES NA ESTRUTURA

Antes de verificar os estados limites de uma ponte ou viaduto as cargas atuantes precisam ser observadas e, assim, realizar todos os procedimentos necessários de cálculo.

3.1.1. Carregamento nas longarinas

Para a obtenção da ação permanente são utilizadas as seguintes hipóteses:

Carga permanente antes da cura do concreto da laje (CP1):

A carga permanente antes da cura do concreto, considera a ação dos elementos estruturais da estrutura, é obtida através da soma do peso da laje de concreto (q1), da mísula da laje (q2) e do peso das vigas de aço (q3). A viga deverá suportar toda a carga do conjunto aço-concreto e as especificações do concreto influenciarão nos processos de dimensionamento.

$$CP1 = q1 + q2 + q3 \quad \text{Eq. (1)}$$

$$q1 = max\left(b, bl + \frac{b}{2}\right).tc.\gamma c \quad \text{Eq. (2)}$$

$$q3 = peso\ da\ estrutura\ metálica.\frac{B}{nv} \quad \text{Eq. (3)}$$

Onde:

q_1 = peso da laje de concreto;

q_2 = peso da mísula de concreto;

q_3 = peso das vigas de aço;

b = distância entre as longarinas;

$b_l = \frac{[B-(nv-1)*b}{2}$; balanço da laje;

B = espaçamento transversal das vigas;

n_v = número de vigas;

t_c = espessura da laje;

γ_c = peso específico do concreto armado da laje.

O peso das estruturas de aço depende da distância de vão livre, do seu perfil (Figura 3) e de sua usabilidade na estrutura. Além disso a escolha do perfil das longarinas depende da especificação e do escoamento do aço, por exemplo o ASTM A572 apresenta f_y de 450 MPa para grau 65 e 345 MPa para grau 50. Nesse contexto, as práticas atuais do mercado brasileiro consideram os aços com tensão de escoamento na faixa de 400 – 450 MPa, como o ASTM A572 grau 65, como sendo de alta resistência (Favarato et al., 2021). Além disso, as dimensões devem obedecer às seguintes recomendações (NBR 16694, 2020):

$\frac{h}{tw} \leq 150$; vigas sem enrijecedores longitudinais;

$\frac{h}{tw} \leq 300$; almas de vigas com enrijecedores;

$\frac{bf}{2tf} \leq 12$; $bf \geq 150$; $tf \geq 1{,}1\ tw$; $0{,}1 \geq \frac{lyc}{ly}$; para mesas comprimidas e tracionadas.

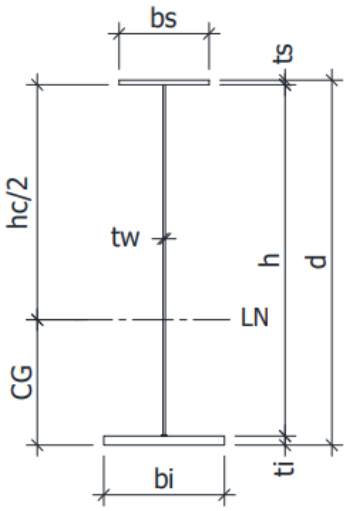


Figura 3 - Perfil metálico I. Fonte: PINHO & BELLEI (2020).

O peso das conexões e emendas podem ser considerados como sendo aproximadamente 5% do peso da estrutura metálica (Favarato et al., 2021).

Carga permanente após à cura do concreto da laje (CP2):

Após o processo de cura do concreto armado incluem-se o peso próprio dos elementos não estruturais, como as barreiras do tipo New Jersey (Figura 1), da pavimentação e dos guarda-corpos, e o carregamento pode ser considerado como distribuído em todas as vigas (AASHTO, 2014).

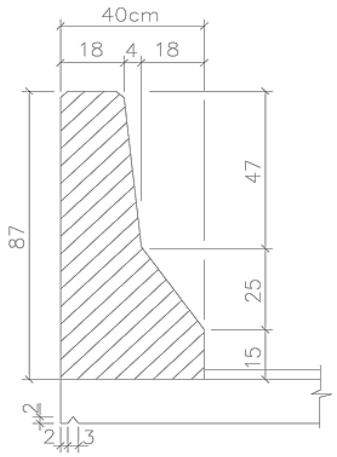


Figura 4- Guarda roda tipo New Jersey. Fonte: PINHO & BELLEI (2020).

Carga móvel (CM):

A carga móvel é uma carga dinâmica que é representada pelo veículo padrão TB-450 (ABNT NBR 7188, 2013) que representa os possíveis tráfegos que podem vir a ocorrer na ponte, porém as cargas devem ser ponderadas por coeficientes para alcançarem uma aproximação com a realidade. Trata-se dos Coeficiente de impacto vertical (CIV), número de faixas (CNF) e o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA).

O Coeficiente de impacto vertical é a representação da movimentação dos veículos sobre a ponte, com seu valor dependendo do tamanho do vão, CIV = 1,35 para vão de 10 m e para vãos entre 10 m e 200 m utiliza-se a Equação 4.

$$CIV = 1 + 1{,}06.\left(\frac{20}{L_{iv} + 50}\right) \qquad \text{Eq. (4)}$$

Onde:

Liv = comprimento, em metros, do vão ou a média aritmética dos vãos contínuos.

O coeficiente de números de faixas são definidos pela Equação 5.

$$\mathrm{CNF} = 1 - 0{,}05.(\mathrm{n} - 2) > 0{,}9 \qquad \text{Eq. (5)}$$

Onde:

n = número de faixas com tráfego rodoviário.

O coeficiente de impacto adicional (CIA) é utilizado para majoração em regiões de até 5 m das que ocorrem as juntas estruturais e de extremidades. Seu valor leva em consideração o tipo da obra, 1,25 para obras em concreto ou mistas e 1,15 para obras em aço.

Com os valores de ponderação da carga móvel, é possivel transformar as cargas estáticas aplicadas no pavimento em cargas móveis.

$$Q = P \,.\, CIV \,.\, CNF \,.\, CIA \qquad \text{Eq. (6)}$$

$$q = p \,.\, CIV \,.\, CNF \,.\, CIA \qquad \text{Eq. (7)}$$

Onde:

Q = carga concentrada por roda;

q = carga distribuída;

P = carga estática concentrada sem majoração;

p = carga uniformemente distribuída sem majoração.

Força do vento – CV:

Com a disposição da ABNT NBR 6123 (1988), os esforços devidos ao vento podem ser incluídos na obtenção do carregamento horizontal das pontes e viadutos e deve ser considerado com e sem a presença de veículo de 2 m de altura (NBR 16694, 2020). A velocidade e a pressão

dinâmica do vento é obtida com a utilização de fatores, como, isopletas (V_0), topografia do terreno (fator S_1), rugosidade do terreno (S_2) e fator estatístico (fator S_3).

$$Qv = qd.\,cx.\,Kvx.\,fpvp \qquad \text{Eq. (8)}$$

Onde:

Qv = vento lateral na ponte;

qd = 0,613 V_k^2;

$V_k = S_1.S_2.S_3.V_0$;

cx = coeficiente de força para barras de comprimento infinito (2,05 para seções do tipo I, NBR 6123, 1988);

Kvx = Fator de redução para barras, que é obtido através de tabelas na NBR 6123;

fpvp = fator para vigas paralelas (1+(número de vigas -1) * η).

3.2. ESFORÇOS E ENVOLTÓRIA

Com as cargas definidas, é preciso entender os efeitos que surgem ao longo das longarinas, com isso o artigo 4.6.2.2 da AASHTO sobre pontes de vigas e lajes com seu método aproximado de análise serve como apoio para determinar os esforços que atuam ao longo da seção transversal da ponte.

O estudo será aplicado em casos com uma única faixa carregada ou várias faixas produzindo aproximadamente o mesmo efeito (artigo 4.6.2.2 AASHTO, 2014).

As cargas permanentes podem ser consideradas distribuídas uniformemente ao longo de cada viga com um fator de distribuição, entretanto a seção transversal tem que ser constante, as vigas devem ser paralelas e com a mesma rigidez e balanço mínimo de 91,44 cm.

Para obter os momentos fletores causados pela carga dinâmica nas vigas internas (quantidade maior ou igual a 4 vigas) de aço sob tabuleiro de concreto, as seguintes equações são utilizadas.

Para uma única faixa carregada:

$$\text{FDIm} = 0{,}06 + \left(\frac{b}{4{,}3}\right)^{0{,}4} . \left(\frac{b}{\text{L}}\right)^{0{,}3} . \left(\frac{\text{Kg}}{12.\text{Lts}^3}\right)^{0{,}1} \qquad \text{Eq. (9)}$$

Para duas ou mais faixas carregadas:

$$FDIm = \ 0{,}075 + \left(\frac{b}{2{,}9}\right)^{0{,}6} . \left(\frac{b}{\text{L}}\right)^{0{,}2} . \left(\frac{\text{Kg}}{12.\ \text{Lts}^3}\right)^{0{,}1} \qquad \text{Eq. (10)}$$

Onde:

b = distância entre as longarinas, $1 \leq b \leq 4{,}9$ m;

L = vão efetivo, $6 \leq L \leq 73$ m;

Kg = parâmetro de rigidez longitudinal;

ts = espessura da laje de concreto, $11 \leq ts \leq 30$ cm.

Em caso de três vigas utilizam-se os valores mínimos.

Para o valor do parâmetro de rigidez longitudinal $\left(\frac{\text{Kg}}{12.\text{Lts}^3}\right)^{0{,}1}$, utiliza-se o valor simplificado de 1,02 para estruturas com vigas de aço (Figura *5*).

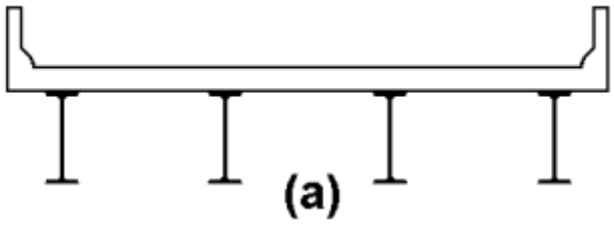


Figura 5 - Seção típica com vigas metálicas. Fonte: AASHTO (2014)

O fator de distribuição referente ao cisalhamento de vigas internas utiliza as seguintes relações.

Para uma faixa carregada:

$$\text{FDIq} = 0,36 + \frac{\text{b}}{7,6} \qquad \text{Eq. (11)}$$

Para duas ou mais faixas carregadas:

$$\text{FDIq} = \ 0,2 + \frac{b}{3,65} - (\frac{b}{10,7})^2 \qquad \text{Eq. (12)}$$

Em caso de três vigas utiliza-se o valor mínimo para cada termo.

No caso das vigas externas o momento fletor é obtido seguindo as seguintes relações para obter o fator de distribuição. No caso de uma faixa carregada utiliza-se da regra da alavanca, que consiste em considerar a laje apoiada em duas longarinas, e os momentos em um apoio são utilizados para encontrar a reação no outro apoio.

$$\text{FDE}_{\text{alavanca}} = \frac{\text{b} - \text{ex}}{\text{b}} . \text{fpm} \qquad \text{Eq. (13)}$$

Onde:

$FDE_{alavanca}$ = fator de distribuição pela regra da alavanca;

b = distância entre as longarinas;

ex = br + 1,5– bl;

br = largura das barreiras;

fpm = fator de presença múltipla, ver Tabela 1;

bl = balanço na laje.

Tabela 1-Fator de presença múltipla. Fonte AASHTO (2014).

Nº de pistas carregadas	Fator de presença múltipla
1	1,2
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Para duas ou mais faixas carregadas:

$$G = e.g_{interior} \quad \text{Eq. (14)}$$

$$e = 0{,}77 + \frac{de}{2{,}8} \quad \text{Eq. (15)}$$

Onde:

G = fator de distribuição externo;

de = distância da alma da viga até a face interior da barreira de tráfego (-0,3 ≤ de ≤ 1,7m);

$g_{interior}$ = fator de distribuição interno.

No caso do cisalhamento utiliza-se a regra da alavanca para os casos que só contém uma faixa de rolamento carregada e a seguinte equação para duas ou mais faixas carregadas:

$$FDEq = \left(0{,}6 + \frac{de}{3}\right).FDIq \quad \text{Eq. (16)}$$

Após o cálculo dos fatores de distribuição para as vigas internas e externas, em questão de conformidade, ao se dimensionar utiliza-se o maior valor entre ambos de momento e cortante nas equações de trem tipo.

$$qm_{M,Q} = \mathrm{q}.3.\mathrm{FD}_{M,Q} \qquad \text{Eq. (17)}$$

$$\mathrm{Pm}_{M,Q} = 2\mathrm{Q}.\mathrm{FDM},\mathrm{Q} - \mathrm{qm}_{M,Q}.\frac{6}{3} \qquad \text{Eq. (18)}$$

Por se tratar de uma carga móvel, em que o trem tipo irá atuar em cada trecho do pavimento, o esforço obtido em cada ponto recebe influência dos outros trechos. Por isso, os esforços máximos serão alcançados a partir da criação de uma envoltória gerada após o desenvolvimento das linhas de influência.

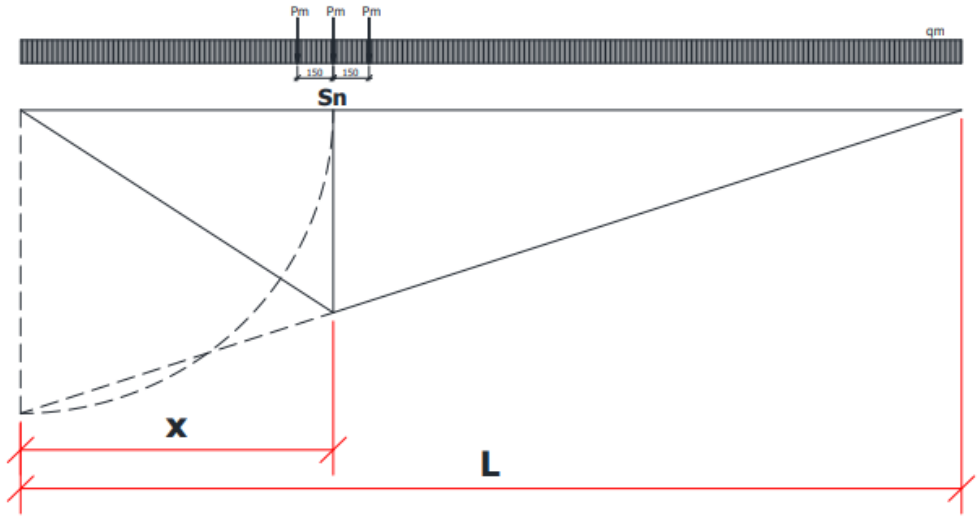


Figura 6- Linha de influência de momentos em Sn. Fonte: PINHO & BELLEI (2020).

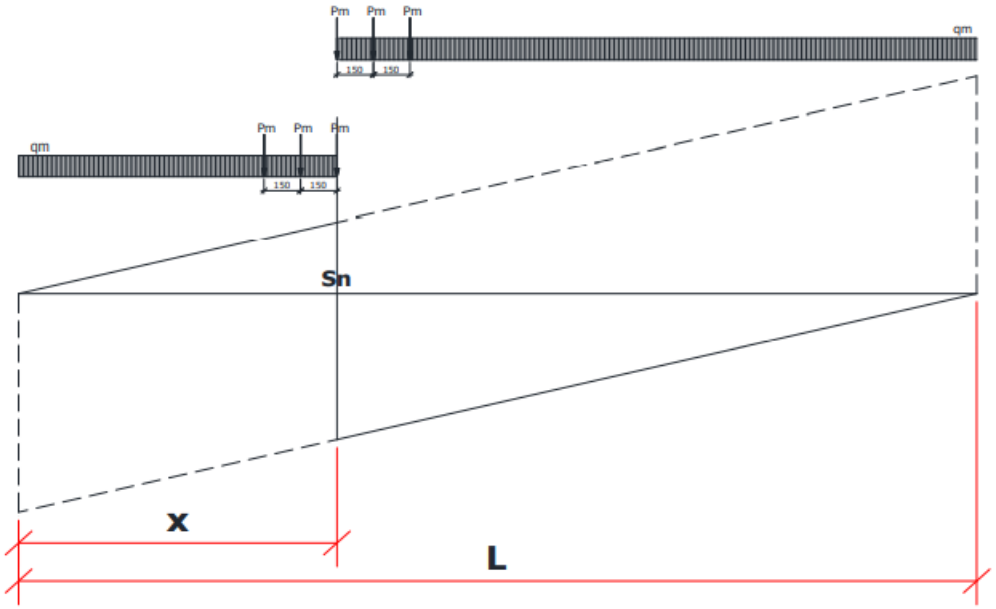


Figura 7- Linha de influência de cortante em Sn. Fonte: PINHO & BELLEI (2020).

3.3. VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

Os elementos que compõem a estrutura rodoviária devem ser analisados quanto à resistência ao momento fletor, à força cortante e à instabilidade que pode ocorrer na estrutura metálica.

As vigas de aço são mecanicamente ligadas ao tabuleiro de concreto por conectores de cisalhamento, que podem ser do tipo *stud bolt* e perfis U laminados e devem ter tensão de escoamento equivalente a aços ASTM A36 ou ASTM A108 com características semelhantes aos aços ASTM A572 G50 ou ASTM A588 G50 (NBR 16694, 2020) e serem distribuídos ao longo de toda a viga. Seu dimensionamento será realizado considerando-se a fadiga e pela resistência última.

Para Estado Limite Último (ELU) a seguinte relação precisa ser atendida:

$$S_d \leq R_d \qquad \text{Eq. (19)}$$

Onde S_d é o esforço solicitante de cálculo e R_d é o esforço resistente de cálculo.

3.3.1. Verificação de resistência à flexão

A verificação referente a flexão deve ser realizada de duas formas, a primeira consiste em estudar as vigas e aço como estrutura única, sem a participação do tabuleiro, a segunda considera todo o sistema, onde, a viga trabalha como se fosse uma estrutura mista com a laje de concreto (NBR 16694, 2020). Também é necessário considerar os coeficientes de ponderação relativo a todas as combinações de carregamento (ver Anexo A).

3.3.1.1. Viga como único elemento estrutural

O primeiro caso a ser analisado é o que considera as ações que surgirão durante o processo construtivo, isto é, antes da cura do concreto. Não existe a participação da laje, pois esta estará escorada e o concreto ainda não atingiu a sua resistência, e as vigas de aço são os principais e únicos elementos estruturais (Figura 8). Para eliminar o uso de escoramentos, o perfil de aço deve possuir capacidade adequada para resistir aos esforços atuantes antes da cura do concreto.



Figura 8 - Processo construtivo da viga metálica. Fonte: PINHO & BELLEI (2020).

A combinação e os respectivos coeficientes de ponderação são expostos na Equação 20, onde é considerado valor característico de 1 kN/m² de sobrecarga (ABNT 16694, 2020), referente a uma sobrecarga construtiva equivalente a 100 kgf/m² durante a concretagem.

$$\gamma g.CP1 + \gamma g.\left(1\frac{kN}{m^2}\right) \qquad \text{Eq. (20)}$$

A resistência ao momento fletor é obtida considerando-se os efeitos que ocorrerão na viga de aço devido os modos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA) para seção do tipo I com dupla simetria (NBR 8800, 2008) e devem atingir um parâmetro de esbeltez (λ) inferior ou igual aos limites definidos.

Tabela 2- Parâmetros referentes ao momento fletor resistente para seção I não esbelta. Fonte NBR 8800 (2008).

Estado Limites	**Mr**	**Mcr**
FLT	(fy – σr) W	$\frac{C_b \pi^2 EI}{{L^2}_b}\sqrt{\frac{Cw}{I}(1 + 0{,}039\frac{J{L_b}^2}{Cw})}$
FLM	(fy – σr) W	$\frac{0{,}69E}{\lambda^2}Wc$, laminados $\frac{0{,}90Ek_c}{\lambda^2}Wc$, Soldado
FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta

Tabela 3 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente para seção I não esbelta. Fonte NBR 8800 (2008).

Estado Limites	**λ**	**λp**	**λr**
FLT	$\frac{L_b}{r_y}$	$1{,}76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{1{,}38\sqrt{I_y J}}{r_y J\beta}\sqrt{1+\sqrt{1++\frac{27Cw\beta^2}{I_y}}}$
FLM	b/t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0{,}83\sqrt{\frac{E}{f_y-\sigma_r}}$, laminados $0{,}95\sqrt{\frac{E}{(f_y-\sigma_r)/k_c}}$, soldados
FLA	$\frac{h}{tw}$	$3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$

W_c é o modulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, W é o modulo de resistência elástico da seção, C_w é a constante de empenamento, E é o módulo de elasticidade e Lb é o comprimento destravado à torção.

Antes de tudo deve-se definir a esbeltez da peça de aço pela flambagem local da alma, e através do índice de esbeltez da alma (λw), analisar as situações em que λw > λr e definir a alma como esbelta, e se λw ≤ λr a alma não é esbelta (NBR 8800, 2008).

$$\lambda w = \frac{h}{tw} \qquad \text{Eq. (21)}$$

$$\lambda r = 5{,}7\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad \text{Eq. (22)}$$

Onde:

λr = parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

λw = parâmetro de esbeltez para flambagem local da alma;

h = altura da alma;

tw = espessura da alma;

E = módulo de elasticidade do aço;

fy = resistência ao escoamento do aço;

r_y = raio de giração.

Para que o perfil metálico não sofra com a flambagem local da alma, a seguinte relação deve ser satisfeita, com isso o colapso se dá pela plastificação total da seção transversal. Onde h é a altura e t_w é a espessura da alma.

$$\frac{h}{t_w} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$$

Quando a viga trabalha em regime elástico, e o seu colapso ocorre pelo início do escoamento devido a tração da face inferior do perfil de aço ou pelo esmagamento da face superior da laje de concreto por compressão, a seguinte relação deve ser observada para o perfil do aço:

$$3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Caso essa relação não seja satisfeita, a viga deve ser calculada como esbelta.

Quanto à flambagem lateral por torção (FLT), esta ocorre quando a ação que atua na viga cria um efeito de torção que pode ocasionar no colapso da estrutura, por isso devendo ser verificado como estado limite último.

Para o caso de alma não esbelta:

$$\lambda \leq \lambda p, \qquad Mrd = \frac{Mpl}{\gamma al} \qquad \text{Eq. (23)}$$

$$\lambda p < \lambda \leq \lambda r, \qquad Mrd = \frac{Cb}{\gamma al}\left[Mpl - (Mpl - Mr) * \frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right] \qquad \text{Eq. (24)}$$

$$\lambda > \lambda r, \qquad Mrd = \frac{Mcr}{\gamma al} \qquad \text{Eq. (25)}$$

Onde:

λ = parâmetro de esbeltez;

λp = parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

Mpl = momento fletor de plastificação da seção transversal, Zx . *f*y;

Cb = fator de modificação para momento fletor não-linear;

γ_{al} = é a resistência parcial ao cisalhamento para flambagem, 1,10.

Para o caso em que a alma é esbelta:

$$\lambda \leq \lambda p, \qquad Mrd = \frac{k_{pg} w_{xc} f_y}{\gamma al} \qquad \text{Eq. (26)}$$

$$\lambda p < \lambda \leq \lambda r, \qquad Mrd = \frac{1}{\gamma al} C_b k_{pg}\left[1 - 0{,}39\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)\right] w_{xc} f_y \qquad \text{Eq. (27)}$$

$$\lambda > \lambda r, \qquad Mrd = \frac{1}{\gamma al}\frac{C_b k_{pg} \pi^2 E w_{xc}}{\lambda^2} \qquad \text{Eq. (28)}$$

Onde:

Wxc = é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão.

$$k_{pg} = 1 - \frac{a}{1200 + 300a}\left(\frac{h}{tw} - 570\sqrt{\frac{E}{f_y}}\right) \leq 1$$

a = é a relação entre a área da alma e da mesa comprimida, ≤ 10;

Com:

$$\lambda = \frac{L^2{}_b}{r_y};$$

$$\lambda p = 1{,}10\sqrt{\frac{E}{f_y}};$$

$$\lambda r = \pi\sqrt{\frac{E}{0{,}7f_y}}$$

Além de verificar o efeito de torção que pode ocorrer no perfil metálico, também é necessário examinar os efeitos que vão surgir na mesa do perfil, que muitas vezes é relacionado com sua espessura. Trata-se da flambagem local da mesa (FLM), que irá averiguar se o momento da mesa comprimida resistente de cálculo vai atender ao momento solicitante. O FLM é obtido para alma esbelta ou não esbelta.

Para o caso em que a alma não é esbelta, tem-se:

$$Mrd = \begin{cases} \dfrac{M_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda p \\ \dfrac{1}{\gamma_{al}}\left[M_{pl} - \dfrac{(M_{pl} - M_r)(\lambda - \lambda_p)}{\lambda_r - \lambda_p}\right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \dfrac{M_{cr}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \end{cases} \qquad \text{Eq. (29)}$$

Para o caso em que a alma é esbelta:

$$Mrd = \begin{cases} \dfrac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda p \\ \dfrac{1}{\gamma_{al}} k_{pg} \left[1 - 0{,}3 \dfrac{(\lambda - \lambda_p)}{\lambda_r - \lambda_p}\right] W_{xc} f_y, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \dfrac{1}{\gamma al} \dfrac{0{,}90 k_{pg} E k_c w_{xc}}{\lambda^2}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \end{cases} \quad \text{Eq. (30)}$$

Com:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f};$$

$$\lambda p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}};$$

$$\lambda r = 0{,}95\sqrt{\frac{k_c E}{0{,}7 f_y}}$$

Onde, b_f e t_f são a largura e a espessura da mesa e $0{,}35 \leq kc \leq 0{,}76$.

Após o cálculo dos momentos de resistência de projeto, para que não ocorra ruptura na estrutura de aço devido às situações de flambagem, a seguinte relação deve ser satisfeita:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad \text{Eq. (31)}$$

Onde M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo, e M_{Rd}é o momento fletor resistente de cálculo, que depende da relação h/tw.

O M_{Rd} é o menor dos resultados encontrados para cada verificação (FLM, FLT, FLA).

3.3.1.2. Viga mista como elemento estrutural

A segunda etapa para verificação dos momentos fletores consiste em verificar a situação em que a viga trabalha como uma estrutura mista, considerando a participação do tabuleiro de concreto sem escoramento, os esforços advindos do tráfego e a linha neutra passando na alma da viga ou na seção plastificada do concreto. Normalmente, em projeto de pontes o sistema é calculado para trabalhar com interação completa, onde o número de conectores é suficiente para impedir totalmente o deslizamento relativo na superfície de contato entre ambos os materiais. A combinação de carga deve ser realizada considerando-se todas as ações permanentes, acidentais e móveis. Todas as ações devem ser ponderadas nas suas respectivas combinações, conforme os parâmetros especificados na ABNT NBR 8800 (2008) (ver Anexo A).

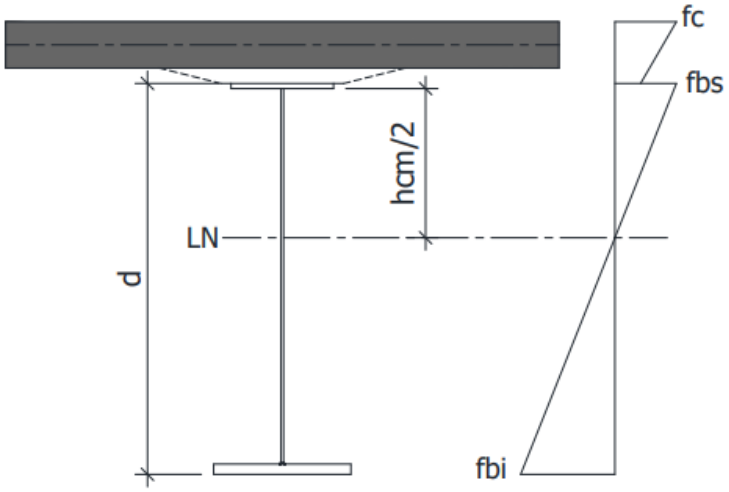


Figura 9 - Tensões na viga mista. Fonte: PINHO & BELLEI (2020).

As tensões máximas na viga, tanto de compressão ou tração, após a retirada do escoramento é a soma dos momentos originados pelo CP1, CP2 e CM, e as expressões são obtidas através da envoltória de momento, ver Figura 6.

Para verificar a resistência a flexão nos perfis metálicos, as tensões solicitantes devem ser menores que a resistência à tração e à compressão, conforme Equação 32. Além disso o aço deve ter resistência adequada antes do concreto atingir 0,75 f_{ck} (NBR 8800, 2008).

Para o caso em que a alma não seja esbelta $\left(\frac{h}{t} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}}\right)$ e a resistência do concreto seja superior à resistência do aço, a linha neutra se encontra na seção plastificada do concreto, ver Figura 10.

$$0{,}85 f_{cd} btc \geq Aaf_{yd} \qquad \text{Eq. (32)}$$

Em que fcd é a resistência à compressão de projeto do concreto, b é a largura efetiva da laje, tc é espessura da laje, Aa é área de a aço da seção transversal e *f*yd é a resistência do aço. Assim, o M_{Rd} é obtido com base na Equação 33.

$$M_{Rd} = Aaf_{yd}\left(d1 + hf + t_c - \frac{a}{2}\right) \qquad \text{Eq. (33)}$$

Em que a é a espessura da região comprimida da laje, hf é a altura da pré-laje, podendo ser 0 se não houver e d1 é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior.

Quando $0{,}85 f_{cd} btc \leq Aaf_{yd}$, a linha neutra se encontra na seção plastificada do aço, Figura 10.

$$M_{rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t) \qquad \text{Eq. (34)}$$

Em que y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior, y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior, d é a altura total do perfil de aço, C_{cd} é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto e C_{ad} é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço.

A posição da linha neutra no perfil metálico pode ser definida pela força resistente da região comprimida, podendo ficar tanto na mesa superior ou na alma (ver Figura 10).

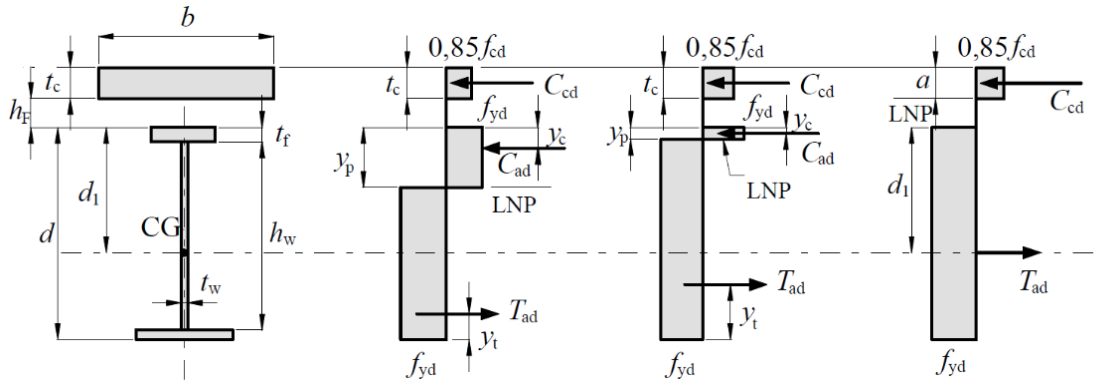


Figura 10 – Distribuição das tensões em uma viga mista. Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Para o caso em que $3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} < \frac{h}{t} \leq 5{,}70\sqrt{\frac{E}{fy}}$, o momento fletor solicitante (M_{Sd}) deve ser definido pelo processo elástico, com as tensões no tabuleiro limitadas a *f*cd e tração na face inferior do aço se limita a *f*yd (NBR 8800, 2008). Além disso deve ser considerado o tempo de duração de atuação da carga para definir a relação de E_a/E_c. Ambas as tensões são determinadas pelas seguintes expressões.

$$\sigma_{td} = \frac{M_{sd}}{(W_{tr})} \qquad \text{Eq. (35)}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{sd}}{(\alpha_e W_{tr})} \qquad \text{Eq. (36)}$$

Onde:

σ_{td} = é a tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço;

σ_{cd} = é a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto;

W_{tr}= é o módulo de resistência elástico;

$\alpha_e =$ é a razão modular (quociente entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto).

3.3.1.3. Largura efetiva da laje

A largura efetiva da laje é a largura da faixa da laje que trabalha em conjunto com o perfil de aço, e é dada por:

- 1/8 do vão da viga mista, considerando-se entre linhas de centro dos apoios;
- metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente,
- ou a distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

3.3.2. Verificação de resistência ao cisalhamento

A verificação dos esforços de cisalhamento é realizado de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, e a seguinte condição deve ser atendida para o correto dimensionamento do viaduto.

$$V_{sd} \leq V_{rd} \qquad \text{Eq. (37)}$$

Onde:

V_{Sd} = é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} = é a força cortante resistente de cálculo.

O valor de V_{sd} é obtido através das combinações (Anexo A) realizadas com base nos esforços de cortante adquiridos através da envoltória de carga móvel que resultou das respectivas linhas de influência (Figura 7).

O esforço cortante deve ser suportado pela alma da viga, levando em consideração a flambagem por cisalhamento e o escoamento referente à tensão de cisalhamento.

A força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) é calculada seguindo-se a relação do parâmetro de esbeltez (λ) da viga com o parâmetro de esbeltez relacionado à plastificação (λ_p) e o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento (λr).

Os parâmetros de esbeltez são dadas por:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \qquad \text{Eq. (38)}$$

$$\lambda p = 1{,}10\sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \qquad \text{Eq. (39)}$$

$$\lambda r = 1{,}37\sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \qquad \text{Eq. (40)}$$

Kv = 5 para almas sem enrijecedores transversais, quando $\frac{a}{h} > 3$ e para $\frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2$.

Kv = $5 + \frac{5}{(a/h)^2}$, para os demais casos.

Onde *a* é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes, h a altura da alma e t_w a espessura da alma.

V_{Rd} é obtido para os seguintes limites:

$$\text{Para } \lambda \leq \lambda_p: V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}} \qquad \text{Eq. (41)}$$

$$\text{Para } \lambda p < \lambda \leq \lambda_p: V_{Rd} = \frac{\lambda p}{\lambda}\frac{V_{pl}}{\gamma_{al}} \qquad \text{Eq. (42)}$$

$$\text{Para } \lambda > \lambda_r: V_{Rd} = 1{,}24\left(\frac{\lambda p}{\lambda}\right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}} \qquad \text{Eq. (43)}$$

Com V_{pl} representando a força cortante correspondente à plastificação da alma, podendo ser calculada por:

$$V_{pl} = 0{,}60\, A_w f_y \qquad \text{Eq. (44)}$$

$$A_w = d t_w \qquad \text{Eq. (45)}$$

Onde A_w é a área efetiva de cisalhamento.

Caso seja necessário o uso de enrijecedores transversais, alguns requisitos devem ser cumpridos, isto é, os enrijecedores devem ser soldados à alma e à mesa do perfil e a relação entre a largura e espessura não podem ultrapassar $0{,}56\sqrt{E/f_y}$. A solda deve ser capaz de suportar as forças solicitantes para o estado limite em questão, além de ser eficiente em transferir para a alma a diferença entre o esforço solicitante e resistente (NBR 8800, 2008).

3.3.2.1. Dimensionamento de Conectores de Cisalhamento (ELU)

Os conectores de cisalhamento, Figura 11, tem como função garantir a ligação do tabuleiro de concreto ao longo da viga de aço, podendo ser do tipo “stud bolt” e perfis U laminados, e seu espaçamento não pode ultrapassar 60 cm, de eixo a eixo, e nem ser menor que 6 vezes o seu diâmetro (PINHO & BELLEI, 2020).

Os conectores auxiliam no controle das fissurações em regiões com flexão negativa, quando o tabuleiro é submetido a tensão de tração (AASHTO, 2014).

A resistência de cálculo do pino é calculada conforme orientações da ABNT NBR 8800 (2008), em que se emprega a resistência à compressão do concreto (f_{ck}), o módulo de elasticidade do concreto (E_c) e a resistência à ruptura do aço do conector (F_{ucs}).

$$Q_{RD} = \frac{1}{2}\frac{A_{CS}\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_{es}} \qquad \text{Eq. (46)}$$

$$Q_{RD} = \frac{R_g R_p A_{CS} f_{ucs}}{\gamma_{es}} \qquad \text{Eq. (47)}$$

Onde:

γes = é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

Acs = é a área da seção transversal do conector;

Rg é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

Rp é um coeficiente para consideração da posição do conector.

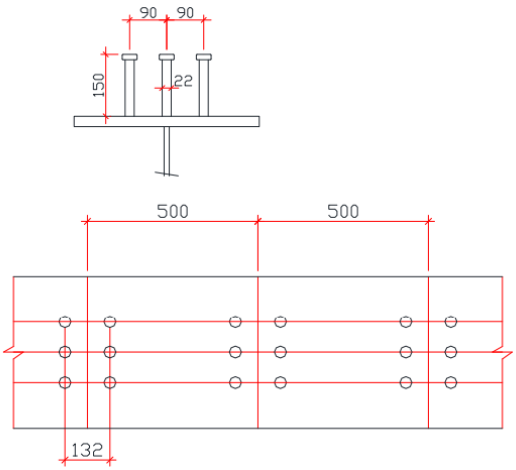


Figura 11 - Conectores de cisalhamento tipo pino. Fonte: PINHO & BELLEI (2020).

Para saber a quantidade ideal de conectores para a correta interação do concreto e aço, é utilizado a resistência última, considerando a menor resistência entre o perfil de aço e a laje de concreto em sua largura efetiva. Para saber o número mínimo de conectores de cisalhamento do tipo stud, a menor resistência obtida deve ser dividida pela força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento (Qrd) e multiplicada por dois para abranger toda viga.

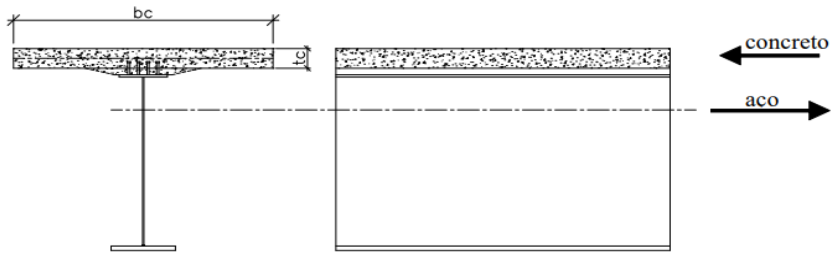


Figura 12 - Interação entre laje e viga. Fonte: PINHO & BELLEI (2020).

A resistência última do aço é encontrada através da força resistente da região tracionada (T_{ad}) e a do concreto é obtido pela força resistente de cálculo da espessura comprimida (C_{cd}).

$$T_{ad} = Af_{yd} \quad \text{Eq. (48)}$$

$$C_{cd} = 0{,}85\ f_{yd}\ b\ t_c \quad \text{Eq. (49)}$$

Onde A é a área do perfil do aço e b a largura efetiva da laje de concreto.

3.4. VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS)

No estado limite de serviço as deformações e as flechas que previamente podem vir a surgir devem ser verificados, a fim de que a estrutura trabalhe corretamente e que sua utilização não sofra com possíveis restrições e que garante conforto, boa aparência e segurança para os frequentes usuários.

Conforme a ABNT NBR 16694, as condições referentes aos estados limites de serviço segue a seguinte relação:

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad \text{Eq. (50)}$$

Onde S_{ser} representa os efeitos estruturais desejados para o viaduto, obtidos através das combinações de carga para serviço. S_{lim} são os valores limites que a estrutura não deve ultrapassar para seguir mantendo o padrão de serviço.

É admitido limites para os deslocamentos conforme o vão entre os eixos de apoio da ponte. Para o caso da existência de passagem de pedestres sobre a ponte, o limite de deslocamento é $L/1000$; caso não exista a passagem de pedestres, o limite diminui para $L/800$. Para situações em que existem balanços, deve-se adotar $L/300$, e $L/375$ para a ponte ou o viaduto com passagem de pedestres, respectivamente (NBR 16694, 2020).

Entretanto, para garantir a durabilidade dos componentes de aço, fatores de proteção a corrosão devem ser levadas em considerações, devido as condições ambientais do local em que a ponte ou viaduto for construído.

A contra flecha é utilizada para compensar as deformações originarias das cargas permanentes.

Para verificar os deslocamentos é preciso seguir as combinações referente aos estados limites de serviço (ELS) e a existência ou não de contra flechas.

Para a combinação quase permanente, que expressa a longa duração e a aparência, os deslocamentos podem ser verificados com os seguintes carregamentos:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} \left(F_{Gi,k}\right) + \sum_{j=1}^{n} \left(\psi_{2j} F_{Qj,k}\right)$$

Assim, a partir desta combinação o deslocamento se dá na seguinte forma, desconsiderando a contra flecha:

$$S_{ser} = \delta_1 = \delta_{CP1} + \delta_{CP2} \qquad \text{Eq. (51)}$$

Onde δ é referente a deformação da estrutura, δ_{CP1}, deformação referente à carga permanente antes da cura do concreto da laje (CP1) e δ_{CP2} referente à carga permanente após a cura do concreto da laje (CP2). Para o caso de uma ponte simplesmente apoiada, os deslocamentos podem ser obtidos com as seguintes equações:

$$\delta_{CP1} = \frac{5\ CP1\ L^4}{384\ Ea\ Ix} \qquad \text{Eq. (52)}$$

$$\delta_{CP2} = \frac{5\ CP2\ L^4}{384\ Ea\ I_{MF}} \qquad \text{Eq. (53)}$$

Onde L é o vão de cálculo, Ea o módulo de elasticidade, Ix é a inércia da seção do aço (múltiplas longarinas em aço) e I_{MF} referente a inércia da seção mista composta por múltiplas vigas mistas.

A outra combinação de serviço que pode ser analisada é a combinação frequente, que ocorre muitas vezes durante o período de vida da estrutura. Esta combinação deve ser utilizada para estados que não causam danos permanentes (NBR 16694, 2020), com fator de combinação efetivo para ação variável principal (ψ_1) (ver Anexo A).

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} \left(F_{Gi,k}\right) + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^{n} (\psi_{2j} F_{Qj,k})$$

A combinação frequente para a ponte ou viaduto pode ser demostrada da seguinte maneira:

$$\delta_2 = \delta_1 + \frac{\psi 1[5\ qm\frac{L^4}{8} + Pm\ L^3 + Pm\ (L-3)(3L^2-(L-3)^2]}{48\ E_a I} \qquad \text{Eq. (54)}$$

Onde qm e Pm é a carga obtida através da carga móvel e I relacionado à inércia da seção mista (múltiplas longarinas mistas) considerando-se a contra flecha, caso exista. Para os casos que exista uma contra flecha, δ_2 pode ser desconsiderado da equação.

As combinações raras são as que podem ocorrer em período muito curto durante a vida da estrutura, sendo utilizadas para estados limites irreversíveis, causando danos permanentes e influenciando na formação de fissuras (NBR 16694, 2020).

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} \left(F_{Gi,k}\right) + F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^{n} (\psi_{1j} F_{Qj,k})$$

Com o mesmo fim, a Equação (54) pode ser utilizada como combinação para os casos raros, considerando o δ_1 para os casos que não precisam da existência da contra flecha, desconsiderando sua existência. Além disso o fator ψ_1 para a ação variável é desconsiderado para ambos os casos na combinação rara.

Com os efeitos de serviço desejados para a estrutura (S_{ser}) calculados, é possivel verificar, conforme a Equação (50), o Estado Limite de Serviço (ELS) através dos limites pré-estabelecidos na norma. Além disso, para diminuir as flechas nas longarinas, se torna necessário a utilização de contra flecha, que é obtida utilizando a carga permanente, entretanto a combinação de cargas para o cálculo de deformação considera somente a carga móvel.

3.5. RESISTÊNCIA À FADIGA

Como a maioria das pontes e viadutos são estruturas de grandes dimensões com algumas sendo de perfis metálicos soldados (Barra et al., 2021), e estão sujeitas a ações repetitivas, como o fluxo dos automóveis, torna-se ser necessário a verificação da resistência à fadiga. A geometria das longarinas são muitas vezes determinadas a partir da fadiga.

A fadiga depende de diversos fatores, como por exemplo a maneira como os detalhes nas peças foram concebidos geometricamente, e está diretamente relacionada à concentração de tensão. O processo de tracionar e comprimir a peça em amplitudes de tensão abaixo da tensão limite do material pode gerar plastificação localizada, que ocorre em regiões de concentração de tensão, podendo ocasionar uma trinca, ou seja a peça irá falhar com uma resistência abaixo da sua tensão de escoamento.

A frequência da fadiga é encontrada através da média diária de tráfego pesado em cada faixa (AASHTO, 2014).

A verificação à fadiga para componentes metálicos que compõem a estrutura é realizada seguindo parâmetros baseado na solda das peças e no número de ciclos (N) referente a vida útil da ponte, que é de 75 anos. Quando N > 2 x 10^6, deve-se seguir a seguinte relação:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327 C_f}{N}\right)^{0,333} \geq \sigma_{TH} \qquad \text{Eq. (55)}$$

Onde:

σ_{SR} = é a faixa admissível de variação de tensões;

σ_{TH} = é o limite de faixa admissível da faixa, para um número infinito de ciclos, valor tabelado conforme o tipo de peça;

C_f = é a constante referente a categoria de solda em cada peça, como enrijecedores e longarinas.

σ_{SR} deve ser maior que a combinação 0,50 CM para que a fadiga em tráfego normal seja aceitável.

Para considerar a fadiga na viga longitudinal utiliza-se o valor da combinação frequente de fadiga, com utilização das cargas retiradas das envoltórias formadas pelas linhas de influência,

não devendo ultrapassar 0,60 f_y para momento fletores e 0,40f_y para esforços cortantes (NBR 16694, 2020).

O que determina a resistência dos elementos à fadiga é a solda, por ela ser um elemento crítico, apresentando normalmente resistência à fadiga inferior às ligações parafusadas, podendo limitar a resistência tanto para o aço de alta resistência como para o aço de resistência normal.

3.5.1. Resistência à fadiga de Conectores de cisalhamento.

Os conectores de cisalhamento são dimensionados conforme a resistência à fadiga e são verificados pelo estado limite último (PINHO & BELLEI, 2020).

Com N < 6 x 10^6 a combinação utilizada emprega 0,75CM, na qual CM é referente à carga móvel. E sua faixa admissível de variação de tensões (σ_{SR}) é determinada por:

$$\sigma_{SR} = 238 - 29{,}5\ Log(N) \qquad \text{Eq. (56)}$$

Com N sendo o número de ciclos em 75 anos.

Quando N > 6 x 10^6, σ_{SR} = 38 MPa (AASHTO, 2014).

A força resistente do pino em relação a fadiga é expressa da seguinte maneira:

$$Z_r = \sigma_{SR} d \qquad \text{Eq. (57)}$$

Na qual d é o diâmetro do pino em mm e Z_r é a resistência ao corte do pino.

3.6. DIMENSIONAMENTO DOS DIAFRAGMAS

Diafragmas ou transversinas são contenções transversais das longarinas, que auxiliam na distribuição das cargas entre as longarinas e transmitir carga lateral, além de dar apoio durante a fase construtiva, podendo ser contraventamento em X ou perfis de alma cheia. Contraventamento em X apresenta uma maior redução no peso de aço. Segundo a NBR

16694(2020), quando as longarinas forem soldadas, o diafragma deve ter altura de no mínimo 75% da altura da seção das longarinas, além de apresentar distância entre diafragmas de no máximo 7500 mm em pontes retas.

Nos casos que utilizam contraventamentos em X, é necessário utilizar banzo inferior, que é submetido à força de compressão, enquanto as diagonais submetem aos esforços de tração.

A verificação da compressão no banzo inferior deve seguir a seguinte relação:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad \text{Eq. (58)}$$

Onde $N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo, determinada a partir de uma combinação última de ações apropriada, e $N_{c,Rd}$, a força axial de compressão resistente de cálculo.

A força axial de compressão resistente de cálculo é dada por:

$$N_{c,\mathrm{R}d} = \frac{\chi A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Eq. (59)}$$

Onde, χ é o fator de redução associado à resistência à compressão e A_g é a área bruta da seção transversal da barra.

O fator de redução é dado por:

$$\chi = 0{,}658^{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \leq 1{,}5 \quad \text{Eq. (60)}$$

$$\chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 > 1{,}5 \quad \text{Eq. (61)}$$

Onde λ_0 índice de esbeltez reduzido dado por:

$$\lambda_0 = \frac{b}{r_0 \pi}\sqrt{\frac{f_y}{E_a}} \quad \text{Eq. (62)}$$

Com r_o o raio de giração polar da seção transversal.

A verificação da tração nas diagonais devem seguir a seguinte relação:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad \text{Eq. (63)}$$

Onde $N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante de cálculo, determinada a partir de uma combinação última de ações apropriada, e $N_{t,Rd}$, a força axial de tração resistente de cálculo.

O valor de $N_{t,Rd}$ é obtido seguindo a seguinte relação:

$$N_{t,Rd} = \min\left(\frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}; \frac{0.8 A_g f_u}{1.35}\right)$$

Com o uso de contraventamento, se torna necessário a inclusão de enrijecedores transversais ao longo das longarinas.

3.7. LONGARINA HÍBRIDA

A longarina híbrida é a combinação de dois aços de resistências diferentes. Como as vigas longas possuem a relação vão/altura maior ou igual a 20, o momento fletor governa o dimensionamento e a força cortante apresenta valores inferiores à capacidade de cisalhamento, com isso as tensões nas mesas geralmente são maiores do que na alma, o que justifica o uso de um aço mais resistente nas mesas e outro menos resistente na alma. Essa combinação de dois aços diferentes apresenta duas vantagens: redução do consumo de aço nas mesas e melhoria da estabilidade da alma que é a chapa mais esbelta da seção (quanto maior a resistência do aço, maior a suscetibilidade da chapa a instabilidade).

4. METODOLOGIA

A metodologia deste projeto compreende as seguintes etapas.

A modelagem numérica do viaduto foi realizada com o auxílio do software Autodesk Robot Structural Analysis 2024, que consiste em um software de análise em elementos finitos.

Com a utilização do plugin Results Connect, que interliga o Autodesk Robot ao Microsoft Excel, permitiu extrair os dados da estrutura e assim realizar a verificação da segurança e o dimensionamento estrutural sob combinações normais (Estado-Limite Último) e de serviço (Estado-Limite de Serviço).

Por fim foi realizado uma memória de cálculo (Anexo B), seguindo o predisposto no manual de pontes e viadutos em vigas mistas (PINHO & BELLEI, 2020).

5. ESTUDO DE CASO

O estudo de caso deste trabalho consiste em compreender e redimensionar um viaduto considerando a utilização de um aço de maior resistência do que aquele que foi utilizado originalmente na concepção do empreendimento.

Entretanto, como o viaduto foi projetado antes do lançamento da norma mais atualizada de pontes, a ABNT NBR 16694 (2020), torna-se também necessário recalculá-lo para verificar a sua adequação com as especificações estipuladas na norma mais recente.

O projeto em questão é um viaduto rodoviário que foi concluído no ano de 2016, localizado próximo à estação do Metrô Concessionária na rua 37 na cidade de Águas Claras no Distrito Federal, ligando a Avenidas Boulevard Norte a Sul (ver Figura 14). Com a Figura 14 é possivel observar a longarina de aço.

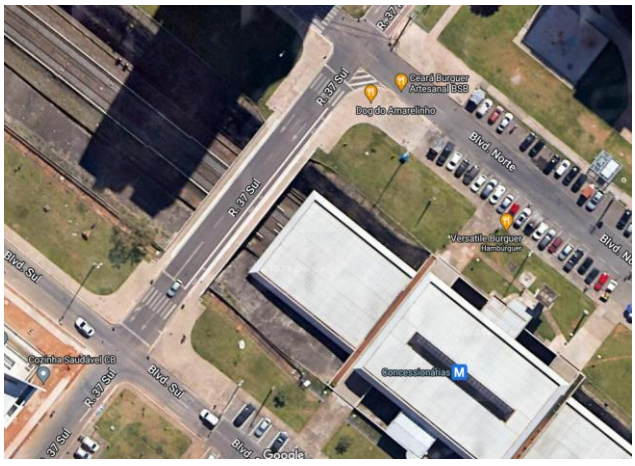


Figura 13 - Vista de cima do viaduto. Fonte: Google Maps (2023).



Figura 14 - Viaduto em Águas Claras, no Distrito Federal. Fonte: Dênio Simões/Agência Brasília.

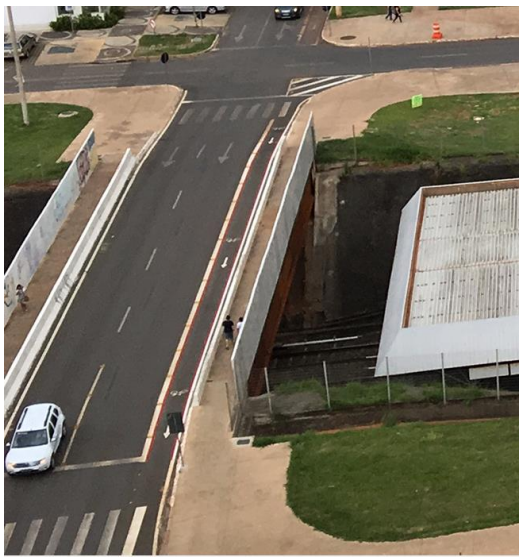


Figura 15 - Vista superior do viaduto da rua 37. Fonte: Mariordo (Wikimedia, 2020).

5.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura do viaduto é em viga mista com tabuleiro em concreto e as vigas em aço, com aproximadamente 35 m de comprimento e largura de 12,20 m, sendo 3 m para cada uma das duas faixas de rolamento, 1,60 m para cada lado de passeio para pedestres e 1,50 m para ciclo

faixa e 0,40 m para a barreira de cada lado. Ao final de cada extremidade existe uma laje de transição ligando o tabuleiro com a continuidade da rua de 8 m x 3 m.

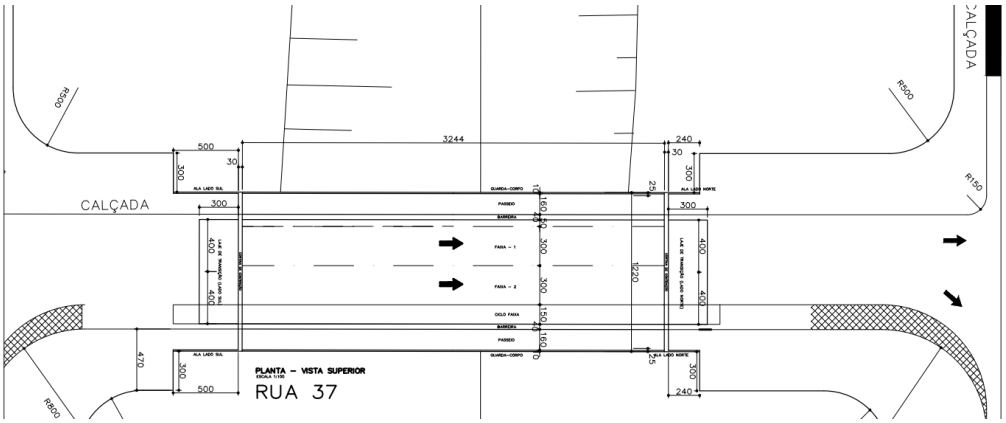


Figura 16 - Planta - vista superior. Fonte: Soltec (2015).

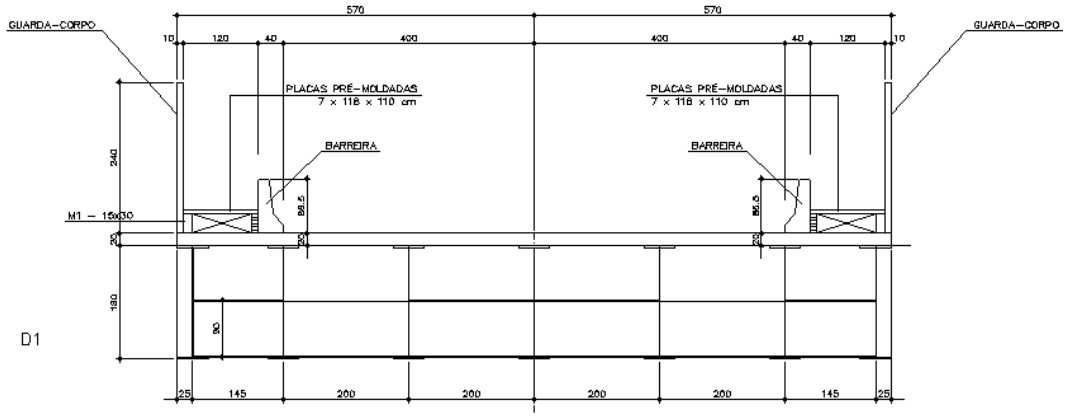


Figura 17 - Seção transversal. Fonte: Soltec (2015).

O tabuleiro é composto por uma laje de concreto armado com *fck* do concreto de 30 MPa e barras de aço CA-50 com ϕ de 10 mm, 8 mm e 6,3 mm (ver Figura 19). Além disso o concreto é apoiado em uma forma de aço nervurada, steel deck-75, com 75 mm de altura nominal, espessura de 1,25 mm e ocupando uma área de 370 m² (ver Figura 18). O piso do passeio é feito de placas pré-moldadas de concreto.

O tabuleiro é ligado às vigas por conectores de cisalhamento do tipo stud bolt de 19 mm x 180 mm, com 182 conectores distribuídos ao longo de cada viga de aço, sendo colocados de dois em dois nas extremidades e de um em um no trecho central pelas nervuras do steel deck.

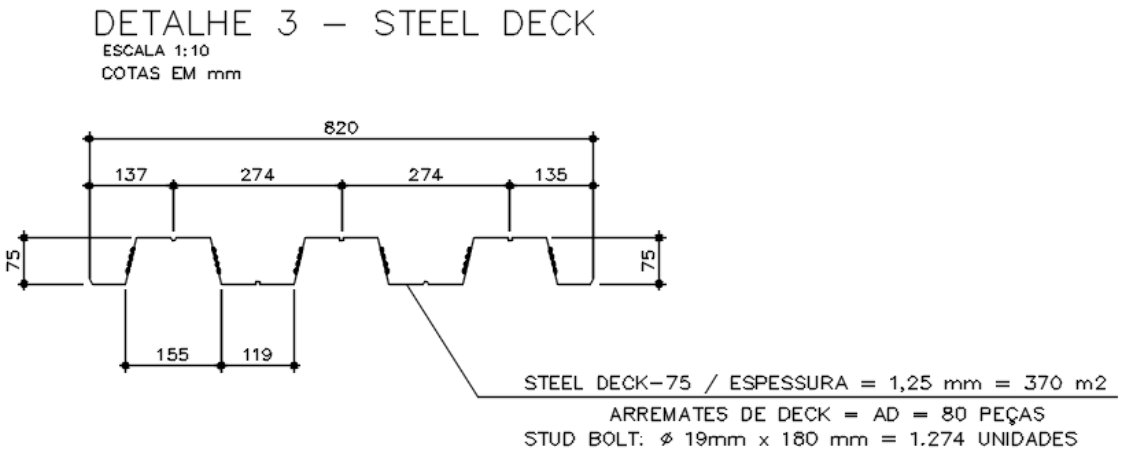


Figura 18- Detalhes do steel deck.

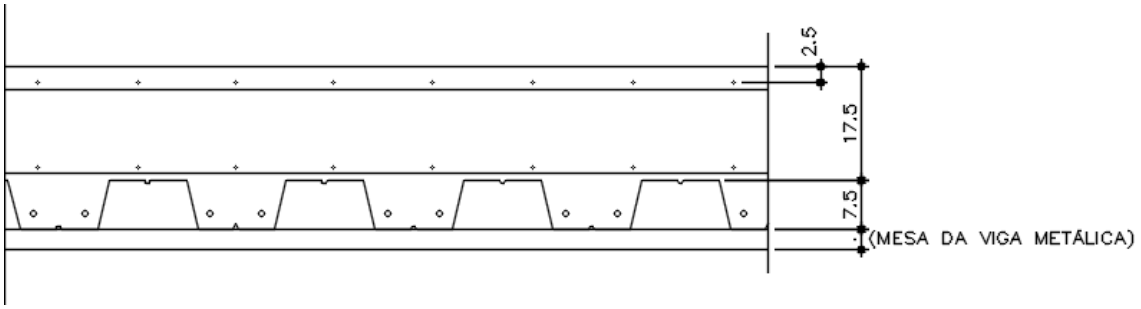


Figura 19- Detalhes da laje de concreto armado. Fonte: Projeto do viaduto (2015).

A parte de aço da estrutura é composto por sete longarinas de aço corten com seção transversal "I" (ver Figura 20) no sentido longitudinal, com espaçamento de 1,85 m da longarina da ponta para a posterior, e as da parte central espaçadas a cada 2 m entre si, ligando de um lado ao outro ao longo do viaduto e intertravadas entre si por diafragmas de seção transversal "I" em menores dimensões com espaçamento de 3,85 m (ver Figura 21). Também foram considerados enrijecedores nos apoios das longarinas.

O aço das peças metálicas estruturais utilizado é o SAC-350, e as dimensões podem ser vistas na Tabela 4.

.

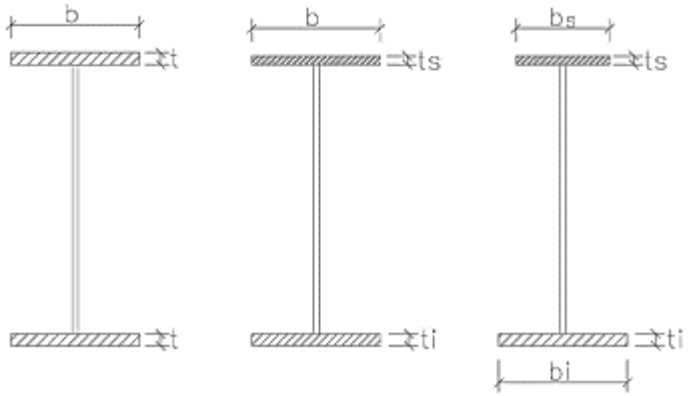


Figura 20 - Seção transversal do tipo I. Fonte: PINHO & BELLEI (2020).

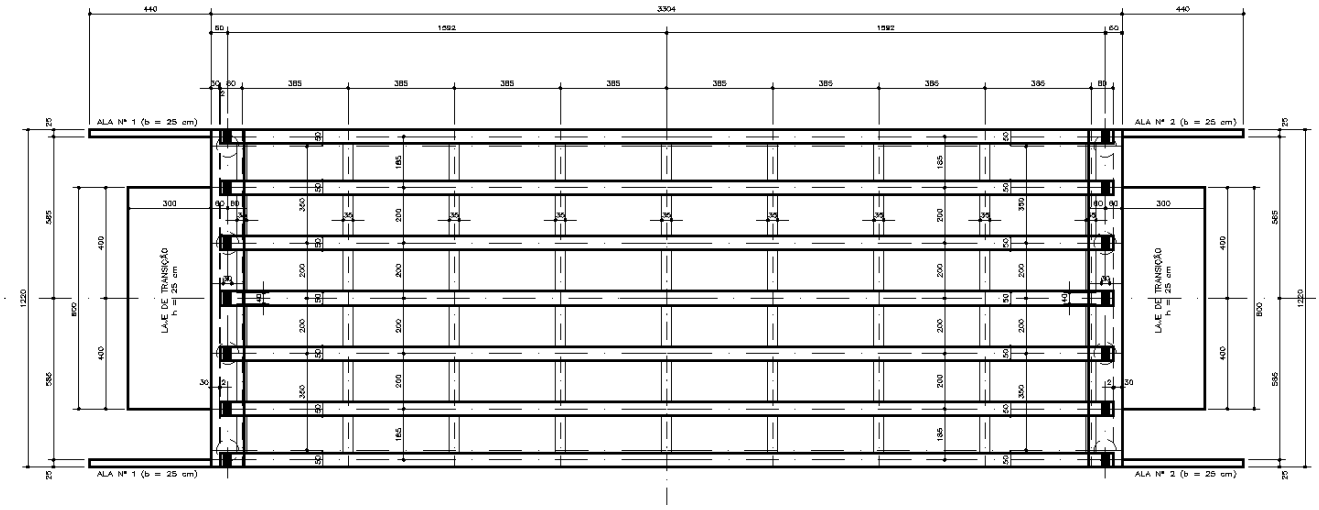


Figura 21 - Configuração das longarinas. Fonte: Projeto do viaduto (2016).

Tabela 4-Peças de aço. Fonte: Adaptado projeto do viaduto (Midori projetos, 2015).

PEÇAS DE AÇO						
AÇO SAC-350						
PEÇA	**SEÇÃO**	**ESP. (mm)**	**COMPR. (mm)**	**PESO (kg/m)**	**QUANTID.**	**PESO TOTAL (kg)**
Longarina	VS 1800 x 418	-	32.400	417,7	7	94.734,36
Diafragma	VS 900 x 159	-	1.987	158,5	36	11.337,83
Diafragma	VS 900 x 159	-	1.837	158,5	18	5.240,97
Enrijecedores	150 x 1737	10	-	20,8	28	582,40
Cantoneira L_1	300 x 100	3	32.400	10,3	2	667,44
Chapa2	400 x 500	16	-	26,0	14	364
					TOTAL	112.927

Notas:

1- Cantoneira na seção L que serve como forma lateral da laje de concreto;

2- Chapa de apoio ao Neoprene.

5.2. PROPOSTA DE SUBSTITUIÇÃO DE AÇO

Uma das propostas é substituir o aço usado no viaduto por aço de alta resistência. Como proposta para as longarinas é a utilização da longarina híbrida, com a finalidade de evitar a instabilidade local da alma por cisalhamento, usando o aço ASTM A572 grau 50 na alma e aço de alta resistência ASTM A572 de grau 65 nas mesas (Nussbaumer et al., 2011). Além disso, realizar de maneira comparativa a substituição da fôrma metálica de altura 75 mm em espessura 1,25 mm (ZAR 280) pela fôrma metálica Polydeck 59s (fabricante ArcelorMittal Perfilor) de altura 59 mm em espessura 1,25 mm, também em aço ZAR 280.

Tabela 5 - Proposta de substituição dos aços (autoria própria).

PEÇA	MATERIAL DO PROJETO REAL	MATERIAL À SER COMPARADO
Longarina	SAC-350	ASTM – A572 Grau 65 para mesas e Grau 50 para alma
Diafragma	SAC-350	ASTM – A572 Grau 50
Diafragma	SAC-350	ASTM – A572 Grau 50
Enrijecedores de apoio	SAC-350	ASTM – A572 Grau 50
Cantoneira L_1	-	ASTM-A36
Chapa$_2$	-	ASTM-A36

Obs.: É necessário incluir proteção à corrosão nos aços ASTM A572, como pintura específica, diferentemente do SAC-350 que são do tipo Corten.

Tabela 6 - Propriedades mecânicas dos aços. Fonte: Autor.

Aço ASTM 572 Grau 65	**Aço ASTM A572 Grau 50**
$f_y = 450\ MPa$	$f_y = 350\ MPa$
$f_u = 550\ MPa$	$f_u = 450\ MPa$
$E_a = 200\ 000\ MPa$	$E_a = 200\ 000\ MPa$
$G_a = 77\ 000\ MPa$	$G_a = 77\ 000\ MPa$
$\nu_a = 0{,}3$	$\nu_a = 0{,}3$

5.3. CÁLCULO PRELIMINAR DA ESBELTEZ DA LONGARINA

Esta verificação consiste em analisar a esbeltez das vigas de aço com auxílio da Flambagem local da alma (FLA). Utilizando a relação entre as Eq.21 e Eq.22, é possível informar se a viga é ou não é esbelta:

$$\lambda w = 138{,}96 \text{ e } \lambda r = 136{,}26$$

Como $\lambda w > \lambda r$, a alma da longarina é considerada como esbelta. Com essa observação preliminar é possivel escolher as equações adequadas para a verificação dos Estados Limites.

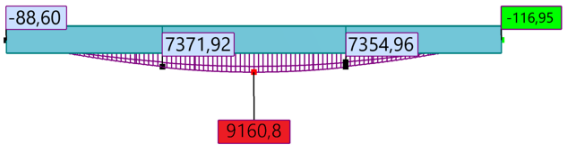
6. RESULTADOS

6.1. DIAGRAMAS

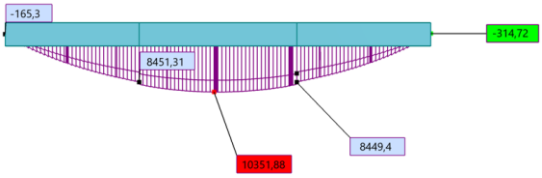
Com o dimensionamento da nova configuração do viaduto (com 6 longarinas) no Autodesk Robot Structural Analysis e com a combinação adequada, encontrou-se os seguintes diagramas para cada longarina (Figura 22 e Figura 23). Porém não é prática comum no Brasil dimensionar cada longarina através de seu momento encontrado, o que pode ocasionar problemas durante a construção, como o posicionamento errado das vigas. Com isso o mais habitual é considerar o momento máximo encontrado para dimensionar todas as longarinas.

Combinação (ELU1): 1,30 CP1 + 1,35 CP2 + 1,5 CM;

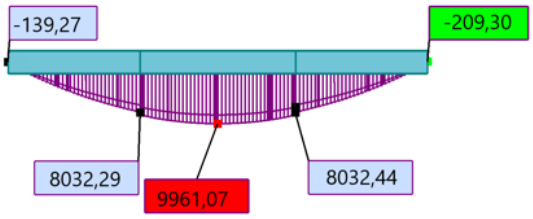
Combinação (ELU2): 1,20 CP1 + 1,25(1,0 kN/m²); Combinação de construção.



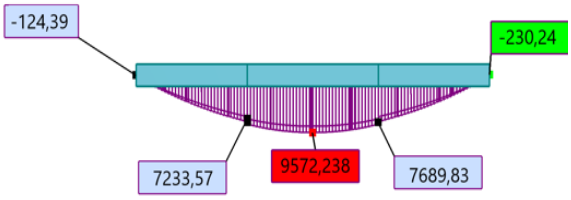
(Viga 1)



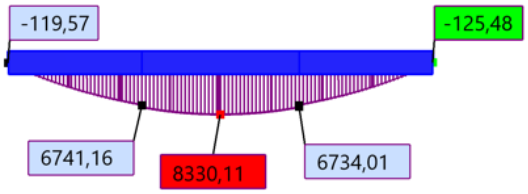
(Viga 2)



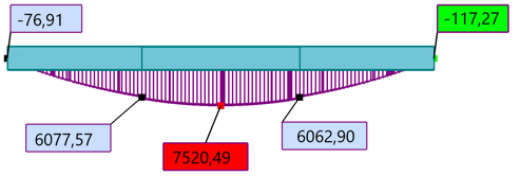
(Viga 3)



(Viga 4)

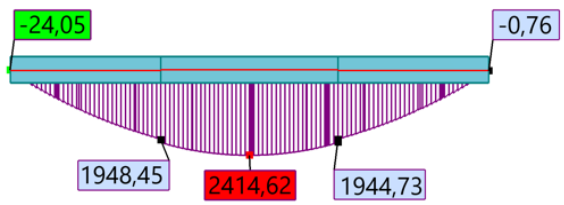


(Viga 5)

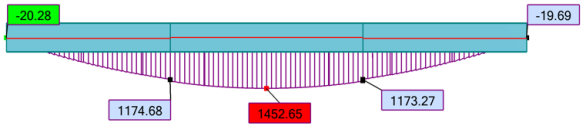


(Viga 6)

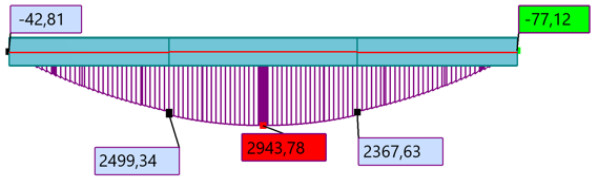
Figura 22 - Diagramas de momento fletor, ELU1 (kNm). Fonte: Autor.



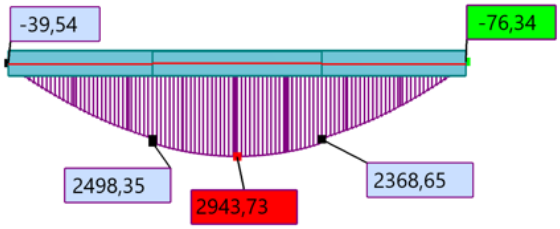
(Viga 1)



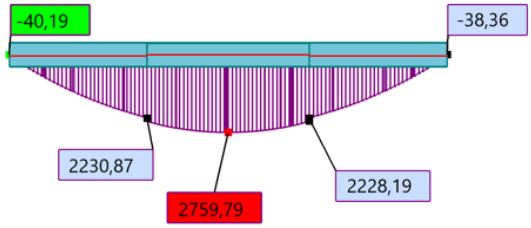
(Viga 2)



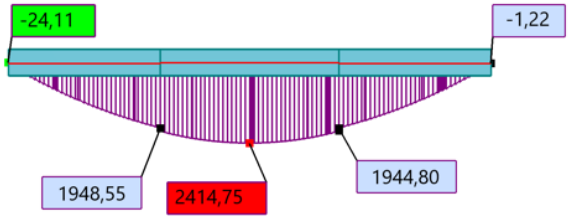
(Viga 3)



(Viga 4)



(Viga 5)



(Viga 6)

Figura 23 - Diagramas de momento fletor ELU2 (kNm). Fonte: Autor.

6.2. ANTES DA CURA DO CONCRETO

Antes da cura do concreto foi verificado os ELU para o caso de Flambagem Local da Alma, Flambagem Lateral por Torção e Flambagem Local das Mesas. Porém o valor de 1,0 kN/m² referente a ação de sobrecarga durante a construção é muito baixo, o que garante com facilidade a aceitação do ELU, com isso é recomendável a adoção de sobrecarga maiores a fim de alcançar um limite aceitável. Para mais detalhes desta verificação consultar Anexo B e Anexo C.

Tabela 7 - Resultado da verificação dos momentos fletores.

7 Longarinas		**6 Longarinas**		**Unidade**
$\mathbf{M_{Sd}}$	265281,33	$\mathbf{M_{Sd}}$	294376,7	kNcm
$\mathbf{M_{Rd}}$	598626,08	$\mathbf{M_{Rd}}$	1060167	kNcm

O M_{Rd} escolhido é o menor entre as verificações (FLT, FLM), sendo a Flambagem Local da Alma para definir a esbeltez das vigas.

6.3. APÓS A CURA DO CONCRETO

Após a cura do concreto do tabuleiro ocorre a participação das ações de carga móvel e de elementos não estruturais, sua verificação consiste em analisar a tensão nos módulos elásticos da seção mista com a linha neutra na alma do perfil de aço. Os resultados podem ser observados com mais detalhes no Anexo B e Anexo C.

Tabela 8 - Tensões resistentes e solicitantes de cálculo para mesas (kN/cm²).

	6 Longarinas			
	Extremidade		Centro	
	Ponta	Meio	Ponta	Meio
F_b (Resistente)	40,91	40,91	40,88	40,91
$F_{b(solicitante)}$ Mesa superior	12,81	11,24	15,27	15,04
$F_{b(Solicitante)}$ Mesa inferior	17,98	17,32	22,18	26,25

Tabela 9 - Tensões resistentes e solicitantes de cálculo para alma e tabuleiro (kN/cm²).

	ALMA	TABULEIRO
F_v(Resistente)	19,09	2,14
F_v(solicitante)	11,73	0,93

onde, F_b é tração e compressão das mesas do perfil, F_v é o cisalhamento da alma do perfil e F_c é a compressão na laje de concreto.

7. CONCLUSÃO

Com o exemplo apresentado foi possivel demonstrar os processos necessário para a concepção de uma ponte rodoviária em estrutura mista (aço-concreto) e assim encontrar maneiras de economizar na quantidade de material, principalmente a quantidade de aço. Observou-se que o uso de longarinas híbridas com aço de alta resistência na mesa proporcionou uma melhor resistência da superestrutura, mesmo reduzindo a quantidade de longarinas.

A partir das análises comparativas entre as duas configurações do viaduto, original com sete longarinas e com seis longarinas híbridas, além no aumento do limite de escoamento, observou-se que essa nova configuração seria aceita para a construção do viaduto.

Além do mais, com o uso das ferramentas necessárias (ROBOT Structural, Excel, Results Connect) foi possivel construir um modelo numérico do viaduto que possibilitou realizar todas as verificações necessárias, de ELU e ELS. Porém a verificação de ELS apresentou-se inadequado com o limite estabelecido pela NBR 16694 (2020), tornando necessário o uso de contraflechas.

Por fim, com o aumento do limite de escoamento e a redução de uma longarina ocorreu uma redução no consumo de aço do viaduto, proporcionando redução na quantidade de material necessário para a fundação, possibilitando reduzir ainda mais o custo total do projeto. O aço de alta resistência traz vários benefícios relacionados a sustentabilidade, pois com a economia de peso, menos CO2 serão emitidos durante o processo de fabricação e devido ao seu potencial de reciclabilidade.

Como sugestão para trabalhos futuros, propõe-se:

- Verificar outras configurações para o viaduto, como redução de mais longarinas. Visto que a diferença entre momento resistente de projeto e momento solicitante de projeto é muito alta, apresentando uma eficiência pequena, se torna necessário avaliar a

estabilidade da estrutura com menos longarinas, a ponto de encontrar ema configuração ideal que atenda o ELU.

- Realizar um estudo sobre a ação de sobrecarga, visto que 1 kN/m² possibilita que as verificações realizadas para durante a construção sejam aceitas. Com isso é necessário encontrar um limite de sobrecarga adequado para a etapa construtiva.
- Visto que a fadiga pode influenciar na ruptura crítica, devido a plastificação localizada, é recomendado realizar uma verificação mais completa do viaduto em relação a resistência a fadiga, analisando os pontos de solda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO LRFD BRIDGE – Design Specifications. Fifth Edition. 1661 p. 2012. ISBN 978-1-56051-523-4

ABNT NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações. 1. Ed. 66 p. 1988.

ABNT NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas. 2. Ed. 18 p. 2013. ISBN 978-85-07-04551-9.

ABNT NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2. ed. 237 p. 2008. ISBN 978-85-07-00933-7.

ABNT NBR 16694 – Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. 1. Ed. 61 p. ISBN 978-65-5659-362-3.

Agência Brasília: 160 mil serão beneficiados com novos viadutos de Águas Claras [S.l.],2016. Disponível em: https://www.agenciabrasilia.df.gov.br/2016/04/21/160-mil-serao-beneficiados-com-novos-viadutos-de-aguas-claras/. Acesso em: 01 fev. 2023.

ALENCAR, Guilherme et al. Fatigue life evaluation of a composite steel-concrete roadway bridge through the hot-spot stress method considering progressive pavement deterioration. Engineering Structures, v. 166, p. 46-61, 2018.

Barra, B. Q., Palhares, R. D. A., & Brisola, G. M. S. (2021). *Dimensionamento de Pontes Rodoviárias em Estrutura Mista de Aço e Concreto de acordo com a NBR 16694: 2020.*

Favarato, L. F., Augusto, L., & Zapparolli, L. (2021). *Vicinal bridge design with high-strength steels and built-up sections*.

NUSSBAUMER, A., BORGES. L., & DAVAINE, L. (2011). *Fatigue Design of Steel and Composite Structures.* 1. Ed. 311 p. 2011. ISBN 978-34-33-02981-7.

PINHO, F. O., & BELLEI, I. H. (2020). *Pontes e Viadutos em Vigas Mistas Manual de Pontes e Viadutos em Vigas Mistas 2a Edição*.

ANEXO A – COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Tabela 10 – Coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1}\gamma_{f3}$. Fonte: NBR 8800:2008, tabela 1, pág. 18.

Combinações	Ações permanentes $(\gamma g)^{ac}$					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio estruturas metálicas	Peso próprio estruturas pré-moldadas	Peso próprio estruturas moldadas in loco	Peso próprio elementos industrializados com adições in loco	Peso próprio elementos construtivos em geral	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
	Ações variáveis $(\gamma q)^{ad}$					
	Efeito da Temperatura [b]		Ação do vento	Ações truncadas [e]	Demais ações, incluindo uso e ocupação	
Normais	1,20		1,40	1,20	1,50	
Especiais ou de construção	1,00		1,20	1,10	130	

Notas:

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

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

[c] Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

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

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

Tabela 11 – Fatores de combinação e redução para as ações variáveis. Fonte: NBR 8800:2008, tabela 2, pág. 19.

Ações		γ_{f2} [a]		
		ψ_0	ψ_1 [d]	ψ_2 [e]
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas. [b]	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas. [c]	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral.	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local.	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres.	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes.	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,5	0,7	0,4

Notas:

[a] Valores reduzidos, em função da combinação de ações, NBR 8800:2008, alínea c) 4.7.5.3, pág. 17.

[b] Edificações residenciais de acesso restrito.

[c] Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

[d] Para estado-limite de fadiga, usar ψ_1 igual a 1,0.

[e] Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

Tabela 12 – Coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Combinações	Aço estrutural [a] γ_a		Concreto γ_c	Aço de armaduras γ_s
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15

Notas:

[a] Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

ANEXO B – MEMÓRIA DE CÁLCULO

1- PRINCIPAIS DIMENSÕES E CARACTERÍSTICAS DO VIADUTO:

Comprimento total doviaduto: $C := 32.4\ \text{m}$

Largura total do viaduto: $B := 12.2\ \text{m}$

Largura das barreiras (New Jersey): $b_r := 0.40\ \text{m}$

Número de longarinas: $n_l := 6.$

Número de faixas: $n_f := 2$

Distância entre as longarinas: $b := 2.34\ \text{m}$

Espessura da laje: $t_c := 25\ \text{cm}$

Espessura média da pavimentação: $t_p := 12.5\,\text{cm}$

Resistência ao escoamento mínimo do aço: $f_y := 450.\ \text{MPa}$

$f_{y(alma)} := 350.\ \text{MPa}$

Módulo de elasticidade do aço: $E_a := 200000.\ \text{MPa}$

Peso específico do aço: $\gamma_a := 77\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Resistência à compressão do concreto: $f_{ck} := 30\ \text{MPa}$

Mód.elasticidade concreto: $E_c := 30672\ \text{MPa}$

Peso específico do concreto armado da laje: $\gamma_c := 25\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Peso específico do material da pavimentação: $\gamma_r := 24\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

2-CARGAS EM UMA LONGARINA:

CP1: Carga permanente dos elementos estruturais:

Tableiro: $q_1 := b \cdot t_c \cdot \gamma_c = 14.62\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Peso estrutura metálica: $estrutura := \frac{\left(M_{(1)} \cdot L_c + M_{(2)} \cdot L_e \cdot 2\right) \cdot 1.123 \cdot n_l}{C \cdot B} = 2.19\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Steel deck: $SD := 0.1429\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$q_2 := (estrutura + SD) \cdot \frac{B}{n_l} = 4.743 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$CP1 := q_1 + q_2 = 19.37 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

CP2 - Carga permanente dos elementos não estruturais:

Barreiras $bar := 5.75 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$q_b := \frac{bar \cdot 2}{n_l} = 1.92 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$\frac{2 \ kN}{m}$ Referente ao guarda-corpo

Pavimentação:

$$q_p := \frac{B \cdot \left(t_p \cdot \gamma_r + 2 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)}{n_l} = 10.17 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$CP2 := q_b + q_p + \left(2 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 14.08 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

CM - Carga móvel:

Carga concentrada por roda (TB-450): $P := 75 \text{kN}$

Carga distribuída (TB-450): $p := 5 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Coeficiente de impacto vertical: $CIV := 1 + \frac{1.06 \cdot (20 \text{m})}{L + 50 \text{m}} = 1.26$

Coeficiente de número de faixas: $CNF := 1 - 0.05(2 - 2) = 1.00$

Carga concentrada por roda: $Q := P \cdot CIV \cdot CNF = 94.30 \text{ kN}$

Carga distribuída: $q := p \cdot CIV \cdot CNF = 6.29 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

3- CÁLCULO DOS ESFORÇOS E ENVOLTÓRIA

3.1. Fator de distribuição:

3.1.1 Longarinas internas:

Fator de distribição para momento fletor:

Uma faixa carregada $FDI_{m1} := 0.6 + \left(\frac{b}{4.3\,\text{m}}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{b}{C}\right)^{0.3} \cdot 1.02 = 0.96$

Duas ou mais faixas carregadas $FDI_{m2} := 0.075 + \left(\frac{b}{2.9\ \text{m}}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{b}{C}\right)^{0.2} \cdot 1.02 = 0.61$

$FDI_m := \max\left(FDI_{m1}, FDI_{m2}\right) = 0.96$

Fator de distribuição para Esforço Cortante:

Uma faixa carregada $FDI_{Q1} := 0.36 + \left(\frac{b}{7.6\,\text{m}}\right) = 0.67$

Duas ou mais faixas carregadas $FDI_{Q2} := 0.2 + \left(\frac{b}{3.65\ \text{m}}\right)^{0.6} - \left(\frac{b}{10.7\ \text{m}}\right)^{2} = 0.92$

$FDI_Q := \max\left(FDI_{Q1}, FDI_{Q2}\right) = 0.92$

3.1.2 Longarinas externas:

Fator de distribição para momento fletor:

Regra da alavanca: $ex := b_r + 1.5\ \text{m} = 1.90\ \text{m}$ Fator de presença múltipla $f_{pm} := 1.2$

$$FDE_{M(alav)} := \frac{(b - ex)}{b} \cdot f_{pm} = 0.226$$

Duas ou mais faixas carregadas:

$$FDE_{m1} := \left(\max\left(0.77 + \left(\frac{d_e}{2.8\ \text{m}}\right), 1\right)\right) \cdot FDI_m \qquad d_e := -b_r = -0.40\ \text{m}$$

$FDE_{m1} := 0.96$

Método da seção rígida:

$x1 := \frac{b}{2} = 1.17\ \text{m}$ $x2 := \frac{b}{2} + b = 3.51\ \text{m}$

$e1 := \frac{B}{2} - b_r - 1.5\ \text{m} = 4.20\ \text{m}$ $e2 := e1 - 4\ \text{m} = 0.20\ \text{m}$

$$FDE_{M(rig)} := \frac{n_f}{n_l} + \frac{x2\cdot(e1+e2)}{2\left(x1^2+x2^2\right)} = 0.90$$

$$FDE_m := \max\left(FDE_{M(alav)}, FDE_{m1}, FDE_{M(rig)}\right) = 0.96$$

Fator de distribuição para Esforço Cortante:

$$FDE_Q := \left(\max\left(0.6 + \left(\frac{d_e}{3\ \mathrm{m}}\right), 1\right)\right)\cdot FDI_Q$$

$$FDE_Q := 0.92$$

3.2. Homogeinização da carga móvel:

$$FD_m := \max\left(FDI_m, FDE_m\right) = 0.96$$

$$FD_Q := \max\left(FDI_Q, FDE_Q\right) = 0.92$$

Trem-tipo para momento fletor:

$$qm_m := q\cdot 3\mathrm{m}\cdot FD_m = 18.17\ \mathrm{m}\ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2}$$

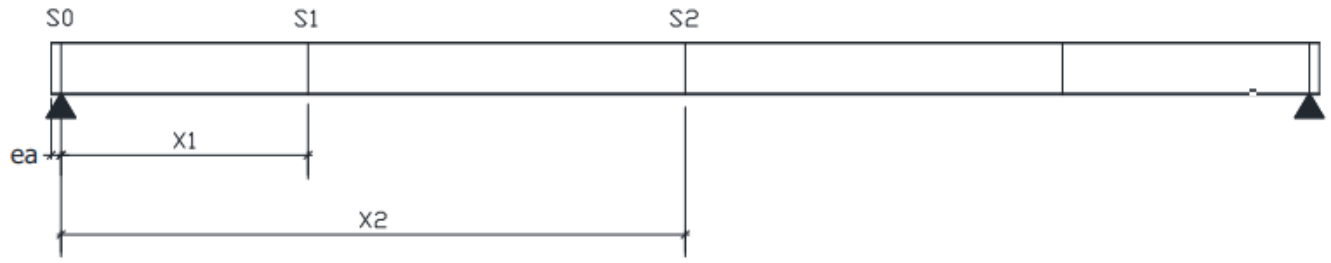
$$Pm_m := 2\ Q\cdot FD_m - qm_m\cdot\frac{6\ \mathrm{m}}{3} = 145.37\ \mathrm{kN}$$

Trem-tipo para esforço cortante:

$$qm_Q := q\cdot 3\mathrm{m}\cdot FD_Q = 17.35\ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}}$$

$$Pm_Q := 2\ Q\cdot FD_Q - qm_Q\cdot\frac{6\ \mathrm{m}}{3} = 138.80\ \mathrm{kN}$$

3.3. Cálculo dos esforços máximos nas seções:



$$M_{cp1}(x) := \frac{CP1 \cdot x}{2} \cdot (C - x) \qquad M_{cp2}(x) := \frac{CP2 \cdot x}{2} (C - x)$$

$$Ma(x) := \frac{Pm_m \cdot x}{C} \cdot \left(3 \cdot C - \cdot 3 \cdot x - \frac{1.5\ \text{m} \cdot C}{x}\right) \qquad Mb(x) := \frac{3 \cdot Pm_m \cdot x}{C} (C - x - 1.5\ \text{m})$$

$$Mc(x) := \frac{qm_m \cdot x}{2} \cdot (C - x)$$

$$M_{cm}(x) := se\ mb(x) \geq ma(x), mc(x) + mb(x); se\, x \leq 1.5, mc(x) + mb(x); senão\, mc(x) + ma(x)$$

$$Q_{cp1}(x) := CP1 \cdot \left(\frac{C}{2} - x\right) \qquad Q_{cp2}(x) := CP2 \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)$$

$$Q_{cm}(x) := \frac{qm_Q \cdot (C - x)}{2} \cdot \left(1 - \frac{x}{C}\right) + \left(\frac{3 \cdot Pm_Q}{C} \cdot (C - x - 1.5\ \text{m})\right)$$

$$Q_{cmn}(x) := \frac{qm_Q \cdot x^2}{2 \cdot C} + \left(\frac{3 \cdot Pm_Q}{C} \cdot (x - 1.5\ \text{m})\right)$$

Seção S0 - x = 0 cm :

$$M_{cp1}(0) := \frac{CP1 \cdot 0}{2} \cdot (C - 0) = 0.00$$

$$M_{cp2}(0) := \frac{CP2 \cdot 0}{2} (C - 0) = 0.00$$

$$Ma(0) := 0 = 0.00 \qquad Mb(0) := \frac{3 \cdot Pm_m \cdot 0}{C} (C - 0 - 1.5\ \text{m}) = 0.00$$

$$Mc(0) := \frac{qm_m \cdot 0}{2} \cdot (C - 0) = 0.00$$

$$M_{cm}(0) := 0 = 0.00$$

$$Q_{cp1}(0) := CP1 \cdot \left(\frac{C}{2} - 0\right) = 313.76\ \text{kN} \qquad Q_{cp2}(0) := CP2 \cdot \left(\frac{L}{2} - 0\right) = 228.15\ \text{kN}$$

$$Q_{cm}(0) := \frac{qm_Q \cdot (C - 0)}{2} \cdot \left(1 - \frac{0}{C}\right) + \left(\frac{3 \cdot Pm_Q}{C} \cdot (C - 0 - 1.5\ \text{m})\right) = 678.21\ \text{kN}$$

Seção S1 - x = 1020 cm :

$$M_{cp1}(10.2) := \frac{CP1 \cdot 1020\,\text{cm}}{2} \cdot (C - 1020\,\text{cm}) = 219285.60\ \text{kN cm}$$

$$M_{cp2}(10.2) := \frac{CP2 \cdot 1020\,\text{cm}}{2} (C - 1020\,\text{cm}) = 159451.50\ \text{kN cm}$$

$$Ma(10.2) := \frac{Pm_m \cdot 1020\,\text{cm}}{C} \cdot \left(3 \cdot C - 3 \cdot 1020\,\text{cm} - \frac{1.5\,\text{m} \cdot C}{1020\,\text{cm}}\right) = 282979.90\ \text{kN cm}$$

$$Mb(10.2) := \frac{3 \cdot Pm_m \cdot 1020\,\text{cm}}{C} (C - 1020\,\text{cm} - 1.5\ \text{m}) = 284191.28\ \text{kN cm}$$

$$Mc(10.2) := \frac{qm_m \cdot 1020\,\text{cm}}{2} \cdot (C - 1020\,\text{cm}) = 205729.78\ \text{kN cm}$$

$$M_{cm}(10.2) := Mc(10.2) + Mb(10.2) = 489921.06\ \text{kN cm}$$

$$Q_{cp1}(10.2) := CP1 \cdot \left(\frac{C}{2} - 1020\,\text{cm}\right) = 116.21\ \text{kN} \qquad Q_{cp2}(10.2) := CP2 \cdot \left(\frac{L}{2} - 1020\,\text{cm}\right) =$$

84.50 kN

$$Q_{cm}(10.2) := \frac{qm_Q \cdot (C - 1020\,\text{cm})}{2} \cdot \left(1 - \frac{1020\,\text{cm}}{C}\right) + \left(\frac{3 \cdot Pm_Q}{C} \cdot (C - 1020\,\text{cm} - 1.5\ \text{m})\right) =$$

398.00 kN

$$Q_{cmn}(10.2) := \frac{qm_Q \cdot (1020\,\text{cm})^2}{2 \cdot C} + \left(\frac{3 \cdot Pm_Q}{C} \cdot (1020\,\text{cm} - 1.5\ \text{m})\right) = 139.67\ \text{kN}$$

Seção S2 - x = 1620 cm :

$$M_{cp1}(16.2) := \frac{CP1 \cdot 1620\,\text{cm}}{2} \cdot (C - 1620\,\text{cm}) = 254148.17\ \text{kN cm}$$

$$M_{cp2}(16.2) := \frac{CP2 \cdot 1620\,\text{cm}}{2} (C - 1620\,\text{cm}) = 184801.50\ \text{kN cm}$$

$$Ma(16.2) := \frac{Pm_m \cdot 1620\,\text{cm}}{C} \cdot \left(3 \cdot C - 3 \cdot 1620\,\text{cm} - \frac{1.5\,\text{m} \cdot C}{1620\,\text{cm}}\right) = 331435.36\ \text{kN cm}$$

$$Mb(16.2) := \frac{3 \cdot Pm_m \cdot 1620\,\text{cm}}{C}(C - 1620\,\text{cm} - 1.5\ \text{m}) = 320532.88\ \text{kN cm}$$

$$Mc(16.2) := \frac{qm_m \cdot 1620\,\text{cm}}{2} \cdot (C - 1620\,\text{cm}) = 238437.21\ \text{kN cm}$$

$$M_{cm}(16.2) := Mc(16.2) + Ma(16.2) = 569872.57\ \text{kN cm}$$

$$Q_{cp1}(16.2) := CP1 \cdot \left(\frac{C}{2} - 1620\,\text{cm}\right) = 0 \qquad Q_{cp2}(16.2) := CP2 \cdot \left(\frac{L}{2} - 1620\,\text{cm}\right) = 0$$

$$Q_{cm}(16.2) := \frac{qm_Q \cdot (C - 1620\,\text{cm})}{2} \cdot \left(1 - \frac{1620\,\text{cm}}{C}\right) + \left(\frac{3 \cdot Pm_Q}{C} \cdot (C - 1620\,\text{cm} - 1.5\ \text{m})\right) =$$

259.20 kN

$$Q_{cmn}(16.2) := \frac{qm_Q \cdot (1620\,\text{cm})^2}{2 \cdot C} + \left(\frac{3 \cdot Pm_Q}{C} \cdot (1620\,\text{cm} - 1.5\ \text{m})\right) = 259.20\ \text{kN}$$

4- DIMENSÕES E PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES:

$L := 32.4\ \text{m}$

Perfil central	**Perfis extremo**
$L_c := 12\ \text{m}$	$L_e := 10.20\ \text{m}$
$d_{(1)} := 1800\ \text{mm}$	$d_{(2)} := 1800\ \text{mm}$
$t_w(1) := 12.5\ \text{mm}$	$t_w(2) := 12.5\ \text{mm}$
$b_{s(1)} := 500\ \text{mm}$	$b_{s(2)} := 500\ \text{mm}$
$b_{i(1)} := 500\ \text{mm}$	$b_{i(2)} := 500\ \text{mm}$
$t_{i(1)} := 32\ \text{mm}$	$t_{i(2)} := 32\ \text{mm}$
$h_{(1)} := 1735\ \text{mm}$	$h_{(2)} := 1.736\ \text{m}$
$c_{(1)} := 12000\ \text{mm}$	$c_{(2)} := 10200\ \text{mm}$
$t_{s(1)} := 32\ \text{mm}$	$t_{s(2)} := 25\ \text{mm}$
$a_{(1)} := 536.88\ \text{cm}^2$	$a_{(2)} := 502.00\ \text{cm}^2$
$M_{(1)} := 421.544\ \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$M_{(2)} := 394.161\ \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
$CG_{(1)} := 89.98\ \text{cm}$	$CG_{(2)} := 83.92\ \text{cm}$
$I_{x(1)} := 3044968.5\ \text{cm}^4$	$I_{x(2)} := 2761544.33\ \text{cm}^4$
$W_{s(1)} := 33825.39\ \text{cm}^3$	$W_{s(2)} := 28743.27\ \text{cm}^3$
$w_{i(1)} := 33840.57\ \text{cm}^3$	$w_{i(2)} := 32905.38\ \text{cm}^3$
$R_{x(1)} := 75.31\ \text{cm}$	$R_{x(2)} := 74.17\ \text{cm}$
$I_{y(1)} := 66694.91\ \text{cm}^4$	$I_{y(2)} := 59403.26\ \text{cm}^4$
$I_{yc(1)} := 33333.33\ \text{cm}^4$	$I_{yc(2)} := 26041.67\ \text{cm}^4$
$I_{yt(1)} := 33333.33\ \text{cm}^4$	$I_{yt(2)} := 33333.33\ \text{cm}^4$
$W_{y(1)} := 2667.80\ \text{cm}^3$	$W_{y(2)} := 2376.13\ \text{cm}^3$
$R_{y(1)} := 11.15\ \text{cm}$	$R_{y(2)} := 10.88\ \text{cm}$

4.1. Propriedades das seções mistas de aço e concreto:

$n := \frac{E_a}{E_c} = 7$

Cargas de longa duração: $N := 3 \cdot n = 21$

Perfil central	**Perfis extremos**
$n = 7$	$n = 21$
$YM_{(1)} := 142.36\ \text{cm}$	$YM_{(2)} := 126.14\ \text{cm}$
$IM_{(1)} := 5961399.51\ \text{cm}^4$	$IM_{(2)} := 5042496.61\ \text{cm}^4$
$WSM_{(1)} := 158367.49\ \text{cm}^3$	$WSM_{(2)} := 93615.57\ \text{cm}^3$
$WIM_{(1)} := 41876.35\ \text{cm}^3$	$WIM_{(2)} := 39976.62\ \text{cm}^3$
$WC_{(1)} := 708571.83\,\text{cm}^3$	$WC_{(2)} := 469919.5799\ \text{cm}^3$
$N = 21$	$n = 21$
$YMF_{(1)} := 114.30\ \text{cm}$	$YMF_{(2)} := 105.74\ \text{cm}$
$IMF_{(1)} := 4055721.16\ \text{cm}^4$	$IMF_{(2)} := 6002309.5\ \text{cm}^4$
$WSMF_{(1)} := 61731.12\ \text{cm}^3$	$WSMF_{(2)} := 72547.63\ \text{cm}^3$
$WIMF_{(1)} := 35483.06\ \text{cm}^3$	$WIMF_{(2)} := 50953.35\ \text{cm}^3$
$WCF_{(1)} := 979532.55\ \text{cm}^3$	$WCF_{(2)} := 1184549.027\ \text{cm}^3$

5-VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES:

5.1. Antes da cura do concreto (Construção):

Combinação: 1.20*(Peso próprio estrutural) + 1.25 (1 kN/m², carga de construção)

FLA

$$\lambda := \frac{h_{(1)}}{t_w(1)} = 138.80$$

$$\lambda_r := 5.7\sqrt{\frac{E_a}{f_{y(alma)}}} = 136.26$$

$\lambda \leq \lambda_r$: Alma não esbelta

$\lambda > \lambda_r$: Alma esbelta

FLT

$$f_{y(alma)} := 35.\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$c_b := 1$$

$$ryT := \frac{b_{s(1)}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{h_{(1)}t_w(1)}{6\left(t_{s(1)}b_{s(1)}\right)}\right)}} = 13.04 \text{ cm}$$

$$\lambda_{FLT} := \frac{6160 \text{ mm}}{ryT} = 47.25$$

$$\lambda_{P,\,FLT} := 1.1\sqrt{\frac{E_a}{f_{y(alma)}}} = 26.30$$

$$\lambda_{R,\,FLT} := \pi\sqrt{\frac{E_a}{0.7 f_{y(alma)}}} = 89.76$$

$$a_r := \frac{h_{(1)}t_w(1)}{b_{s(1)}t_{s(1)}} = 1.36$$

$$kpg := \mathbf{min}\left[\left[1 - \frac{a_r}{1200 + 300\,a_r}\left[\frac{h_{(1)}}{t_w(1)} - 5.70\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}\right]\right], 1\right]$$

$$kpg := 1$$

$se\ \lambda_{FLT} \leq \lambda_{P,\,FLT}$

$$FLT_1 := \frac{kpg\left(W_{s(1)}\right)f_{y(alma)}}{1.1} = 1076262.41 \text{ kN cm}$$

$se\ \lambda_{P,FLT} < \lambda_{FLT} \leq \lambda_{R,FLT}$

$$FLT_2 := \frac{c_b\, kpg}{1.1}\left[1 - 0.3\left(\frac{\lambda_{FLT} - \lambda_{P,FLT}}{\lambda_{R,FLT} - \lambda_{P,FLT}}\right)\right] W_{s(1)} f_{y(alma)}$$

$FLT_2 := 1060167.09954\,\text{kN}\cdot\text{cm}$

$\min(FLT_1, FLT_2) = 1060167.10\ \text{kN cm}$

$se\ \lambda_{FLT} > \lambda_{R,FLT}$

$$FLT_3 := \frac{1}{1.1}\cdot\frac{c_b \cdot kpg \cdot \pi^2 \cdot E_a \cdot W_{s(1)}}{\left(\lambda_{FLT}\right)^2} = 2718429.68\ \text{kN cm}$$

$\min(FLT_1, FLT_3) = 1076262.41\ \text{kN cm}$

$FLT := 1060167.10\ \text{cm kN}$

FLM

$$f_y := 45\,\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k_c := \textbf{if}\ \frac{4}{\sqrt{\frac{h_{(1)}}{t_w(1)}}} \leq 0.35\ \textbf{then}\ 0.35\ \textbf{elif}\ 0.35 < \frac{4}{\sqrt{\frac{h_{(1)}}{t_w(1)}}} \leq 0.76\ \textbf{then}\ \frac{4}{\sqrt{\frac{h_{(1)}}{t_w(1)}}}\ \textbf{else}\ 0.763\ \textbf{fi}$$

$k_c := 0.35$

$$\lambda_{FLM} := \frac{b_{s(2)}}{2\, t_{s(2)}} = 10.00$$

$$\lambda_{p,FLM} := 0.38\sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 8.01$$

$$\lambda_{r,FLM} := 0.95\sqrt{\frac{k_c \cdot E_a}{0.7 f_y}} = 14.16$$

$se\ \lambda_{FLM} \leq \lambda_{P,FLM}$

$$FLM_1 := \frac{kpg\,(W_{s(1)})\,f_y}{1.1} = 1383765.96\ \text{kN cm}$$

$$se\ \lambda_{P,\,FLM} < \lambda_{FLM} \leq \lambda_{R,\,FLM}$$

$$FLM_2 := \left[1 - 0.3\left(\frac{\lambda_{FLM} - \lambda_{p,\,FLM}}{\lambda_{r,\,FLM} - \lambda_{p,\,FLM}}\right)\right]\frac{kpg\,(W_{s(1)})\,f_y}{1.1} = [\,1249528.30\,]\ \text{kN cm}$$

$$se\ \lambda_{FLM} > \lambda_{R,\,FLM}$$

$$FLM_3 := \frac{1}{1.1}\cdot\frac{0.9\cdot kpg\cdot E_a\cdot k_c\cdot W_{s(1)}}{(\lambda_{FLM})^2} = 1937272.34\ \text{kN cm}$$

$$FLM := 1249528.197\ \text{cm·kN}$$

Verificação:

$$M_{rd} := \min(FLM,\ FLT) = 1060167.10\ \text{kN cm}$$

$$M_{sd} := 294376.69\ \text{cm·kN} = 294376.69\ \text{kN cm}$$

$$Eficiência = \frac{M_{sd}}{M_{rd}} = 0.28$$

5.2. Após à cura do concreto:

Combinação sem vento: 1.30.(Peso próprio estrutural)+1.35.(Peso próprio dos elementos não estrutural) +1.5.(Carga móvel)

5.2.1. Verificação de perfil central:

$$M_{cp1}(1) := 204734.6137\ \text{kN·cm}\ \ 204734.61\ \text{kN cm}$$

$$M_{cp2}(1) := 195403.8794\ \text{kN·cm}\ \ 195403.88\ \text{kN cm}$$

$$M_{cm}(1) := 305606.9665\,\text{kN·cm}\ \ 305606.97\ \text{kN cm}$$

Tensão solicitante de cálculo da mesa superior:

$$f_{bs1} := \frac{1.30 \cdot M_{cp1}(1)}{W_{s(1)}} + \frac{1.35 \cdot M_{cp2}(1)}{WSMF_{(1)}} + \frac{1.5 \cdot M_{cm}(1)}{WSM_{(1)}} = 15.04 \ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{(Robot)}$$

$$f_{bs11} := \frac{1.30 \cdot M_{cp1}(16.2)}{W_{s(1)}} + \frac{1.35 \cdot M_{cp2}(16.2)}{WSMF_{(1)}} + \frac{1.5 \cdot M_{cm}(16.2)}{WSM_{(1)}} = 19.21 \ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão solicitante de cálculo da mesa inferior:

$$f_{bi1} := \frac{1.30 \cdot M_{cp1}(1)}{w_{i(1)}} + \frac{1.35 \cdot M_{cp2}(1)}{WIMF_{(1)}} + \frac{1.5 \cdot M_{cm}(1)}{WIM_{(1)}} = 26.25 \ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \ (Robot)$$

$$f_{bi11} := \frac{1.30 \cdot M_{cp1}(16.2)}{w_{i(1)}} + \frac{1.35 \cdot M_{cp2}(16.2)}{WIMF_{(1)}} + \frac{1.5 \cdot M_{cm}(16.2)}{WIM_{(1)}} = 37.21 \ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão solicitante de cálculo da alma:

$$f_{v1} := \frac{1.30 \cdot Q_{cp1}(1) + 1.35 \cdot Q_{cp2}(1) + 1.5 \cdot Q_{cm}(1)}{h_{(1)} \cdot t_{w(1)}} = \frac{2544.4210}{216.875} = 11.732 \ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \ (Robot)$$

$$f_{v11} := \frac{1.30 \cdot Q_{cp1}(10.2) + 1.35 \cdot Q_{cp2}(10.2) + 1.5 \cdot Q_{cm}(10.2)}{h_{(1)} \cdot t_w(1)} = 3.98 \ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão solicitante de cálculo do tabuleiro:

$$f_c := \frac{1.35 \cdot M_{cp2}(1)}{WCF_{(1)}} + \frac{1.5 \cdot M_{cm}(1)}{WC_{(1)}} = 0.86 \ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (Robot)$$

$$f_c := \frac{1.35 \cdot M_{cp2}(16.2)}{WCF_{(1)}} + \frac{1.5 \cdot M_{cm}(16.2)}{WC_{(1)}} = 1.46 \ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensões resistente de cálculo:

Tração e compressão nas mesas:

$$hcm_1 := 2 \cdot \left(\left(\frac{f_{bs1}}{f_{bs1} + f_{bi1}} \right) \cdot d_{(1)} - t_{s(1)} \right) = 123.83 \ \text{cm}$$ Altura comprimida da alma

$$a_{r1} := \frac{hcm_1 \cdot t_w(1)}{b_{s(1)} \cdot t_{s(1)}} = 0.97$$

$$kpg_1 := \min\left[\left[1 - \frac{a_{r1}}{1200 + 300\, a_{r1}}\left[\frac{hcm_1}{t_w(1)} - 5.70\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}\right]\right], 1\right]$$

$$kpg_1 := 1$$

$$\lambda_1 := \frac{hcm_1}{t_w(1)} = 99.07$$

$$\lambda_{r1} := 5.7\sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 120.17$$

$$se\ \lambda_1 \le \lambda_{r1}$$

$$F_{b1} := \frac{f_y}{1.1} = 40.91\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$se\ \lambda_1 > \lambda_{r1}$$

$$F_{b1} := \frac{kpg_1 \cdot f_y}{1.1} = 40.91\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Eficiência = \frac{f_{bs}}{F_{b1}} = (0.4\,(robot);\ 0.5)$$

$$Eficiência = \frac{f_{bi}}{F_{b1}} = (0.6\,(robot);\ 0.9)$$

Cisalhamento na alma do perfil:

$$F_v := \frac{0.6 \cdot f_{y(alma)}}{1.1} = 19.09\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Eficiência = \frac{f_v}{F_v} = (0.6\,(robot);\ 0.2)$$

Tabuleiro:

$$F_c := \frac{f_{ck}}{1.4} = 2.143\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Eficiência = \frac{f_{ck}}{F_c} = (0.4\,(robot);\ 0.7)$$

5.2.2 Verificação de perfil extremo:

$$M_{cp1}(2) := 136545.2752\,\text{kN}\cdot\text{cm}$$

$M_{cp2}(2) := 173469.2466\ \text{kN}\cdot\text{cm}$

$M_{cm}(2) := 212804.3343\,\text{kN}\cdot\text{cm}$

Tensão solicitante de cálculo da mesa superior:

$$f_{bs2} := \frac{1.30\cdot M_{cp1}(2)}{W_{s(2)}} + \frac{1.35\cdot M_{cp2}(2)}{WSMF_{(2)}} + \frac{1.5\cdot M_{cm}(2)}{WSM_{(2)}} = 12.81\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \qquad \text{(Robot)}$$

$$f_{bs21} := \frac{1.30\cdot M_{cp1}(10.2)}{W_{s(2)}} + \frac{1.35\cdot M_{cp2}(10.2)}{WSMF_{(2)}} + \frac{1.5\cdot M_{cm}(10.2)}{WSM_{(2)}} = 20.73\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão solicitante de cálculo da mesa inferior:

$$f_{bi2} := \frac{1.30\cdot M_{cp1}(2)}{w_{i(2)}} + \frac{1.35\cdot M_{cp2}(2)}{WIMF_{(2)}} + \frac{1.5\cdot M_{cm}(2)}{WIM_{(2)}} = 17.98\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\ (Robot)$$

$$f_{bi21} := \frac{1.30\cdot M_{cp1}(10.2)}{w_{i(2)}} + \frac{1.35\cdot M_{cp2}(10.2)}{WIMF_{(2)}} + \frac{1.5\cdot M_{cm}(10.2)}{WIM_{(2)}} = 31.27\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão solicitante de cálculo da alma:

$$f_{v2} := \frac{1.30\cdot Q_{cp1}(2) + 1.35\cdot Q_{cp2}(2) + 1.5\cdot Q_{cm}(2)}{h_{(2)}\cdot t_{w(2)}} = \frac{2544.421}{217} = 11.725\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\ (Robot)$$

$$f_{v21} := \frac{1.30\cdot Q_{cp1}(0) + 1.35\cdot Q_{cp2}(0) + 1.5\cdot Q_{cm}(0)}{h_{(2)}\cdot t_{w}(2)} = 7.99\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão solicitante de cálculo do tabuleiro:

$$f_{c2} := \frac{1.35\cdot M_{cp2}(2)}{WCF_{(2)}} + \frac{1.5\cdot M_{cm}(2)}{WC_{(2)}} = 0.88\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\ (Robot)$$

$$f_{c21} := \frac{1.35\cdot M_{cp2}(10.2)}{WCF_{(2)}} + \frac{1.5\cdot M_{cm}(10.2)}{WC_{(2)}} = 1.75\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensões resistente de cálculo:

Tração e compressão nas mesas:

$$hcm_2 := 2\cdot\left(\left(\frac{f_{bs2}}{f_{bs2}+f_{bi2}}\right)\cdot d_{(2)} - t_{s(2)}\right) = 144.82\ \text{cm} \qquad \text{Altura comprimida da alma}$$

$$a_{r2} := \frac{hcm_2 \cdot t_w(2)}{b_{s(2)} \cdot t_{s(2)}} = 1.45$$

$$kpg_2 := \min\left[\left[1 - \frac{a_{r2}}{1200 + 300\, a_{r2}}\left[\frac{hcm_2}{t_w(2)} - 5.70\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}\right]\right], 1\right]$$

$$kpg_2 := 1$$

$$\lambda_2 := \frac{hcm_2}{t_w(2)} = 115.86$$

$$\lambda_{r2} := 5.7\sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 120.17$$

$$se\ \lambda_2 \le \lambda_{r2}$$

$$F_{b2} := \frac{f_y}{1.1} = 40.91\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$se\ \lambda_2 > \lambda_{r2}$$

$$F_{b2} := \frac{kpg_2 \cdot f_y}{1.1} = 40.91\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Eficiência = \frac{f_{bs}}{F_{b2}} = (0.3\,(robot);\ 0.5)$$

$$Eficiência = \frac{f_{bi}}{F_{b2}} = (0.4\,(robot);\ 0.8)$$

Cisalhamento na alma do perfil:

$$F_v := \frac{0.6 \cdot f_{y(alma)}}{1.1} = 19.09\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Eficiência = \frac{f_v}{F_v} = (0.6\,(robot);\ 0.4)$$

Tabuleiro:

$$F_c := \frac{f_{ck}}{1.4} = 2.143\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Eficiência = \frac{f_c}{F_c} = (0.4\,(robot);\ 0.28)$$

6-VERIFICAÇÃO DA FLECHA:

$E_a := 20000.\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Combinação frequente: 0.5*Carga móvel $\psi_1 := 0.5$

$\Delta_1 := 14.62\,\text{mm}\ \ (Robot)$

$$\Delta_{11} := \frac{0.5\left(\frac{5\cdot qm_m\cdot C^4}{8} + Pm_m\cdot C^3 + Pm_m\cdot(C-3\ \text{m})\cdot\left(3\cdot C^2-(C-3\ \text{m})^2\right)\right)}{48\cdot E_a\cdot I_{XM}} = 25.598\ \text{mm}$$

Combinação rara: 1*Carga móvel $\psi_2 := 1.$

$\Delta_2 := 29.23\,\text{mm}\ \ (Robot)$

$$\Delta_{12} := \frac{\frac{5\cdot qm_m\cdot C^4}{8} + Pm_m\cdot C^3 + Pm_m\cdot(C-3\ \text{m})\cdot\left(3\cdot C^2-(C-3\ \text{m})^2\right)}{48\cdot E_a\cdot I_{XM}} = 51.20\ \text{mm}$$

Verificação:

$\Delta_{adm} := \frac{L}{1000} = 32.40\ \text{mm}$

$\Delta_1 < \Delta_{adm}$ *OK*!

$\Delta_2 < \Delta_{adm}$ *OK*!

$\Delta_{11} < \Delta_{adm}$ *OK*!

$\Delta_{12} > \Delta_{adm}$ *NÃO OK*!

6.1. Contra-flecha:

$I_x := \frac{I_{x(1)}\cdot L_c + I_{x(2)}\cdot L_e}{L_c + L_e} = 2914746.58\ \text{cm}^4$

$I_{XM} := \frac{IM_{(1)}\cdot L_c + IM_{(2)}\cdot L_e}{L_c + L_e} = 5539200.88\ \text{cm}^4$

$I_{XMF} := \frac{IMF_{(1)}\cdot L_c + IMF_{(2)}\cdot L_e}{L_c + L_e} = 4950099.59\ \text{cm}^4$

$$\Delta_1(x) = \frac{CP1 \cdot x}{24 \cdot E_a \cdot I_x} \cdot \left(L^3 - 2\,Lx^2 + x^3\right)$$

$X1 := 1020\ \text{cm}$

$X2 := 1620\,\text{cm}$

$$\Delta_{1(X1)} := \frac{CP1 \cdot X1}{24 \cdot E_a \cdot I_x} \cdot \left(L^3 - 2 \cdot L \cdot X1^2 + X1^3\right) = 4.00\ \text{cm}$$

$$\Delta_{1(X2)} := \frac{CP1 \cdot X2}{24 \cdot E_a \cdot I_x} \cdot \left(L^3 - 2 \cdot L \cdot X2^2 + X2^3\right) = 4.77\ \text{cm}$$

$$\Delta_{2(X1)} := \frac{CP2 \cdot X1}{24 \cdot E_a \cdot I_{XMF}} \cdot \left(L^3 - 2 \cdot L \cdot X1^2 + X1^3\right) = 1.71\ \text{cm}$$

$$\Delta_{2(X2)} := \frac{CP2 \cdot X2}{24 \cdot E_a \cdot I_{XMF}} \cdot \left(L^3 - 2 \cdot L \cdot X2^2 + X2^3\right) = 2.04\ \text{cm}$$

$\Delta_{1(X1)} + \Delta_{2(X1)} = 5.71\ \text{cm}$

$\Delta_{1(X2)} + \Delta_{2(X2)} = 6.81\ \text{cm}$

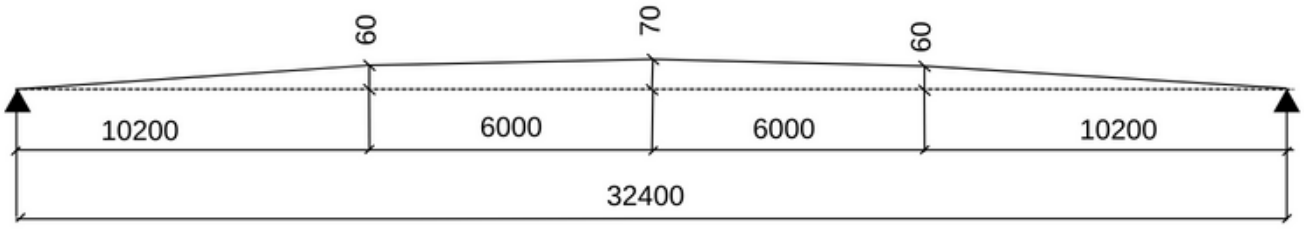


Diagrama de contra-flecha

7-DIMENSIONAMENTO DOS CONTRAVENTAMENTOS:

Carga do vento lateral: $q_v := 2.192\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Vento na metade da longarina: $F_v := q_v \cdot \frac{d_{(2)}}{2} = 1.97\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$D_{diafragma} := 6.16\ \text{m}$

Banzo inferior:

Propriedades:

Perfil L 127x9.5

$r_y := 4.58\,\text{cm}$

$b_1 := 234.\ \text{cm}$

$Al := 23.3\,\text{cm}^2$

$f_{y,c} := 450\,\text{MPa}$

Compressão:

$C := 1.4 \cdot F_v \cdot \left(D_{diafragma}\right) = 17.01\ \text{kN}$

$\lambda_o := \frac{b_1}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{y,c}}{E_a}} = 0.77$

$\chi := 0.658^{\lambda_o^2} = 0.78$

$C_{rd} := \frac{\chi \cdot Al \cdot f_{y,c}}{1.10} = 743.03\ \text{kN} > \text{C} = 17\ \text{kN ok}$

Diagonais:

Propriedades:

Perfil L 127x9.5

$r_y := 4.58\,\text{cm}$

$b := 234\ \text{cm}$

$Al := 23.3\,\text{cm}^2$

$f_u := 550\ \text{MPa}$

$\theta := \arctan\left(\frac{d_{(2)}}{2340\,\text{mm}}\right) = \arctan(0.77)$

$\theta := 37.57$

Tração:

$T_d := \frac{C}{\cos(\theta)} = 17.16\ \text{kN}$

$T_{rd} := \min\left(\frac{Al \cdot f_{y,c}}{1.1}, \frac{0.8 \cdot Al \cdot f_u}{1.35}\right) = 759.41\ \text{kN} > \text{Td} = 17\ \text{kN ok}$

8- ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS:

8.1. Distância dos enrijecedores no primeiro painel:

$$k_v(a) := 5 \textbf{ if } \frac{a}{h_{(2)}} \geq \min\left(3, \left(\frac{260}{\frac{h_{(2)}}{t_{w(2}}}\right)^2\right) \textbf{ else } \left(5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h_{(2)}}\right)^2}\right) \textbf{ fi}$$

$$A_w := h_{(2)} \cdot t_w(2) = 217.00 \text{ cm}^2$$

$$a1 := \frac{D_{diafragma}}{4} = 154.00 \text{ cm}$$

$$k_{v(a1)} := 5 + \frac{5}{\left(\frac{a1}{h_{(2)}}\right)^2} = 11.35$$

$$\lambda_{(a1)} := \frac{h_{(2)}}{t_w(2)} = 138.88$$

$$\lambda_{p(a1)} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_{v(a1)} \cdot E_a}{f_{y(alma)}}} = 88.60$$

$$\lambda_{r(a1)} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_{v(a1)} \cdot E_a}{f_{y(alma)}}} = 110.35$$

Como $\lambda_{(a1)} > \lambda_{r(a1)}$:

$$V_{rd(a1)} := 1.24 \cdot \left(\frac{1.10}{\lambda_{(a1)}} \cdot \sqrt{\frac{k_{v(a1)} \cdot E_a}{f_{y(alma)}}}\right)^2 \cdot \frac{0.6 \cdot f_{y(alma)} \cdot A_w}{1.10} = 2090.81 \text{ kN}$$

$$V_{u(a1)} := 1.35 \cdot \left(Q_{cp1}(0) + Q_{cp2}(0)\right) + 1.5 \cdot Q_{cm}(0) = 1748.90 \text{ kN}$$

$$eficiência := \frac{V_{u(a1)}}{V_{rd(a1)}} = 0.80$$

8.2. Distância dos enrijecedores no segundo painel:

$$a2 := \frac{D_{diafragma}}{3} = 205.33 \text{ cm}$$

$$k_{v(a2)} := 5 + \frac{5}{\left(\frac{a2}{h_{(2)}}\right)^2} = 8.57$$

$$\lambda_{(a2)} := \frac{h_{(2)}}{t_w(2)} = 138.88$$

$$\lambda_{p(a2)} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_{v(a2)} \cdot E_a}{f_{y(alma)}}} = 77.00$$

$$\lambda_{r(a2)} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_{v(a2)} \cdot E_a}{f_{y(alma)}}} = 95.89$$

Como $\lambda_{(a2)} > \lambda_{r(a2)}$:

$$V_{rd(a2)} := 1.24 \cdot \left(\frac{1.10}{\lambda_{(a2)}} \cdot \sqrt{\frac{k_{v(a2)} \cdot E_a}{f_{y(alma)}}}\right)^2 \cdot \frac{0.6 \cdot f_{y(alma)} \cdot A_w}{1.10} = 1578.91 \text{ kN}$$

$$V_{u(a1)} := 1.35 \cdot \left(Q_{cp1}(6.16) + Q_{cp2}(6.16)\right) + 1.5 \cdot Q_{cm}(6.16) = 794.86 \text{ kN}$$

$$Q_{cp1}(6.16) := CP1 \cdot \left(\frac{C}{2} - 616\text{cm}\right) = 194.46 \text{ kN} \qquad Q_{cp2}(6.16) := CP2 \cdot \left(\frac{L}{2} - 616\text{cm}\right)$$

141.40 kN

$$Q_{cm}(6.16) := \frac{qm_Q \cdot (C - 616\text{cm})}{2} = 227.64 \text{ kN}$$

$$\cdot \; eficiência := \frac{V_{u(a2)}}{V_{rd(a2)}} = 0.73$$

8.3. Distância dos enrijecedores no painel central:

$$a3 := \frac{\mathrm{D}_{diafragma}}{1} = 616.00 \text{ cm}$$

$$k_{v(a3)} := 5 = 5.00$$

$$\lambda_{(a3)} := \frac{h_{(2)}}{t_w(2)} = 138.88$$

$$\lambda_{p(a2)} := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_{v(a3)} \cdot E_a}{f_{y(alma)}}} = 58.80$$

$$\lambda_{r(a2)} := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_{v(a3)} \cdot E_a}{f_{y(alma)}}} = 73.23$$

Como $\lambda_{(a2)} > \lambda_{r(a2)}$:

$$V_{rd(a3)} := 1.24 \cdot \left(\frac{1.10}{\lambda_{(a3)}} \cdot \sqrt{\frac{k_{v(a3)} \cdot E_a}{f_{y(alma)}}} \right)^2 \cdot \frac{0.6 \cdot f_{y(alma)} \cdot A_w}{1.10} = 920.76 \text{ kN}$$

$$V_{u(a1)} := 1.35 \cdot \left(Q_{cp1}(12.32) + Q_{cp2}(12.32) \right) + 1.5 \cdot Q_{cm}(12.32) = 695.35 \text{ kN}$$

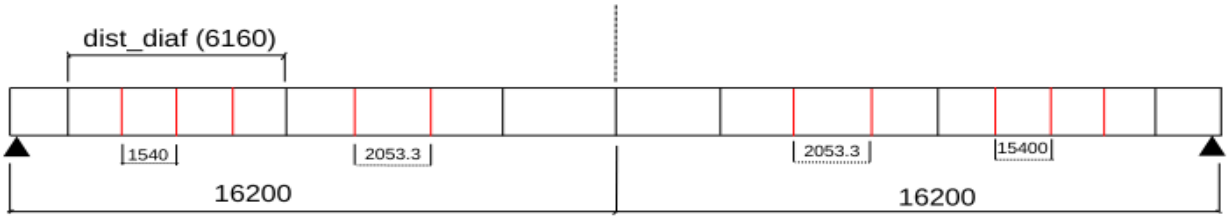
$$Q_{cp1}(12.32) := CP1 \cdot \left(\frac{C}{2} - 1232\,\text{cm} \right) = 75.15 \text{ kN} \qquad Q_{cp2}(12.32) := CP2 \cdot \left(\frac{L}{2} - 1232\,\text{cm} \right)$$

54.64 kN

$$Q_{cm}(12.32) := \frac{qm_Q \cdot (C - 1232\,\text{cm})}{2} \cdot \left(1 - \frac{1232\,\text{cm}}{C} \right) + \left(\frac{3 \cdot Pm_Q}{C} \cdot (C - 1232\,\text{cm} - 1.5\ \text{m}) \right) =$$

346.75 kN

$$eficiência := \frac{V_{u(a3)}}{V_{rd(a3)}} = 0.73$$



8.4. Dimensionamento dos enrijecedores transversais:

espessura: $t_{st} := 1.25$ cm

Largura: $b_{st} := 15\,\text{cm}$

$$\max\left(5\,\text{cm} + \frac{h_{(2)}}{30}, \frac{b_{s(1)}}{4}\right) = 12.50\ \text{cm}$$

$$\min\left(\frac{b_{s(2)} - t_w(2)}{2} - 1\,\text{cm}, 16\cdot t_{st}\right) = 20.00\ \text{cm}$$

$$12.5 < b_{st} < 20$$

$$\text{Esbeltez} < 0.56\cdot\sqrt{\frac{E_a}{f_{y(alma)}}} = 13.39$$

$$\frac{b_{st}}{t_{st}} = 12.00 < 0.56\cdot\sqrt{\frac{E_a}{f_{y(alma)}}} = 13.39$$

8.5. Enrijecedor de apoio:

Reação máxima no apoio de cada viga: $R_{sd} := 1.35\cdot\left(Q_{cp1}(0) + Q_{cp2}(0)\right) + 1.5\cdot Q_{cm}(0) = 1748.90\ \text{kN}$

Largura do enrijecedor de apoio: $b_{ea} < \left(\frac{b_{s(2)}}{2} - \frac{t_w(2)}{2}\right) - \text{cm} = 23.38\ \text{cm}$

$b_{ea} := 15\,\text{cm}$

Espessura do enrijecedor de apoio: $t_{ea} > \frac{b_{ea}}{0.48\cdot\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}} = 1.48\ \text{cm}$

$t_{ea} := 2\ \text{cm}$

Área: $A_{ea} := b_{ea}\cdot t_{ea}\cdot 2 + \left(12\cdot t_w(2)\right)\cdot t_w(2) = 78.75\ \text{cm}^2$

Inércia: $I_{ea} := \frac{12\cdot t_w(2)\cdot t_w(2)^3 + t_{ea}\cdot\left(2\cdot b_{ea}\right)^3}{12} = 4502.44\ \text{cm}^4$

Raio de giração: $r_{ea} := \sqrt{\frac{I_{ea}}{A_{ea}}} = 7.56\ \text{cm}$

Verificação do esmagamento:

$$R_{e(ea)} := \frac{1.8 \cdot t_{ea} \cdot 2 \cdot \left(b_{ea} - 3 \cdot t_w(2)\right) \cdot f_y}{1.35} = 2700.00 \text{ kN}$$

$$R_{e(ea)} = 2700\ kN > R_{sd} = 1652.94\ kN$$

Verificação das resistência à compressão:

$$\lambda_{o(ea)} := \frac{0.75 \cdot d_{(2)}}{r_{ea}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E_a}} = 0.85$$

Como: $\lambda_{o(ea)} \leq 1.5 : \chi_{ea} := 0.658^{\left(\lambda_{o(ea)}\right)^2} = 0.74$

$$Rc_{rd} := \frac{\chi_{ea} \cdot A_{ea} \cdot f_y}{1.10} = 2386.15 \text{ kN}$$

$$\frac{R_{sd}}{Rc_{rd}} = 0.73$$

9- CONECTORES DE CISALHAMENTO:

Resistência de um conector:

Altura: $h_{cs} := 18 \text{ cm}$

Diamêtro: $d_{cs} := 1.9 \text{ cm}$

Área: $A_{cs} := \frac{\pi \cdot \left(d_{cs}\right)^2}{4} = 2.84 \text{ cm}^2$

Resistência à fadiga por stud bolt:

Número de ciclos: $N_c := 2 \cdot 10^6$

$$\sigma_{sr} := \max\left(\left(238 - 29.5 \cdot \log\left(N_c\right)\right) \text{MPa},\ 38 \text{MPa}\right) = 38.00 \text{ MPa}$$

$$Z_r := \sigma_{sr} \cdot \left(d_{cs}\right)^2 = 13.72 \text{ kN}$$

Resistência de ruptura por stud bolt:

$$f_{ucs} := 41.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Q_{rd(cs)} := \frac{\min\left(0.5 \cdot A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ucs} \cdot E_c},\ 0.85 \cdot 0.6 \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}\right)}{1.25} = 48.01 \text{ kN}$$

Distância entre conectores:

Extremos:

$$m_{0e} := \frac{(b \cdot t_c)}{n} \cdot (d_{(2)} + 12.5\,\text{cm} - YM_{(2)}) = 59535.27\ \text{cm}^3$$

$$S_{r0} := \frac{0.75 \cdot Q_{cm}(0) \cdot m_{0e}}{IM_{(2)}} = 6.01\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Número de studs por grupo e afastamentos de grupo:

$esp0 := 16\ \text{cm}$

$$n0s := \frac{esp0 \cdot S_{r0}}{Z_r} = 7.00$$

Grupos de 7 studs afastados em 16 cm longitudinal.

Espaçamento mínimo transversal $b_{transv} := 25\ \text{cm} = 250.\ \text{mm}$

Espaçamento mínimo longitudinal: 152 mm

Cobrimento lateral mínimo $b_{cob} := 25\,\text{mm} + \frac{d_{cs}}{2} = 34.50\ \text{mm}$

Número máximo de studs por seção: $\frac{b_{s(2)} - 2 \cdot 50\,\text{mm} - 2 \cdot b_{cob}}{b_{transv}} = 1.32$

Centro:

$$m_1 := \frac{(b \cdot t_c)}{n} \cdot (d_{(1)} + 12.5\,\text{cm} - YM_{(1)}) = 44983.40\ \text{cm}^3$$

$$S_{r1} := \frac{0.75 \cdot (Q_{cm}(16.2) + Q_{cmn}(16.2)) \cdot m_1}{IM_{(1)}} = 2.93\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Número de studs por grupo e afastamentos de grupo:

$esp1 := 16\,\text{cm} = 16.00\ \text{cm}$

$$n1s := \frac{esp1 \cdot S_{r1}}{Z_r} = 3.42$$

Grupos de 4 studs afastados em 10 cm longitudinal.

Número máximo de studs por seção: $\frac{b_{s(1)} - 2 \cdot (4 \cdot d_{cs})}{b_{transv}} = 1.39$

Verificação do número de conectores:

Resistência última do perfil de aço: $T_{ad} := a_{(2)} \cdot f_y = 22590.00\ \text{kN}$

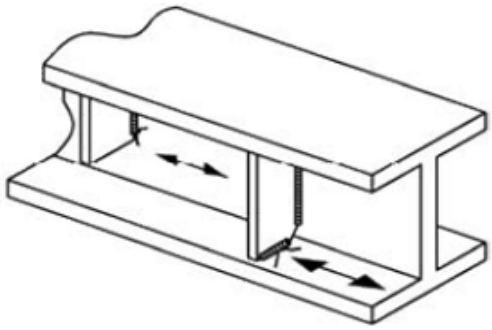
Resistência última da laje de concreto: $C_{cd} := 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot 12.5\,\text{cm} = 7458.75\ \text{kN}$

Número mínimo de conectores: $N_{smin} := \frac{\min(T_{ad},\ C_{cd})}{Q_{rd(cs)}} = 155.37$

Número de conectores dimensionados pela fadiga em toda a viga:

$$N_s := \left(\frac{1020\,\text{cm}}{esp0} \cdot n0s \cdot 2\right) + \left(\frac{1620\,\text{cm} - 1020\,\text{cm}}{esp1} \cdot n1s \cdot 2\right) = 1149.72$$

10- VERIFICAÇÃO DA FADIGA:



Categoria C'

$c_f := 44 \cdot 10^8$

$\sigma_{TH} := 83\,\text{MPa}$

$N := 2.0 \cdot 10^6$

$$\sigma_{SR} := \max\left(\left(\frac{327 \cdot c_f}{N}\right)^{0.333}\text{MPa},\ \sigma_{TH}\right) = 8.92\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta_f := \frac{0.5 \cdot M_{cm}(16.2)}{WIM_{(1)}} = 6.80\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\Delta_f}{\sigma_{SR}} = 0.76$$

ANEXO C – ARTIGO SUBMETIDO À CONSTRUMETAL 2023

Tema: Estrutura mista de aço e concreto

PROJETO DE UM VIADUTO RODOVIÁRIO COM LONGARINAS MISTA (AÇO-CONCRETO) HÍBRIDAS COM AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA*

Diego Fernandes Moreira[1]
Raylane de Souza Castoldi[2]
Guilherme Santana Alencar[3]

Resumo

O aço de alta resistência possui propriedades mecânicas e características específicas que o diferencia do aço tradicionalmente utilizado no Brasil. Com isso, surge a necessidade de analisar sua utilização em projetos específicos, como viadutos rodoviários. Os viadutos rodoviários são construções que podem ser encontradas em todas as cidades, pois facilita a travessia de obstáculos. Com o auxílio da ABNT NBR 16694 (2020), este trabalho consiste em analisar e verificar os Estados-Limites de um viaduto real construído em estrutura mista de aço-concreto. A proposta é avaliar a substituição da longarina construída com o aço SAC-350, para uma longarina híbrida, com a finalidade de evitar a instabilidade local da alma por cisalhamento, sendo composta pelo aço ASTM – A572 de grau 50 na alma (tensão de escoamento de 350 MPa) e grau 65 nas mesas (tensão de escoamento de 450 MPa). Além disso, esse estudo possui como objetivo avaliar a influência das peças soldadas em relação aos efeitos de fadiga, que muitas vezes podem alcançar o estado de ruptura com uma resistência abaixo da sua tensão de escoamento. Finalmente, este demonstra a viabilidade da adoção de aço de alta resistência por meio do emprego de longarinas híbridas, permitindo a redução do peso próprio da estrutura de aço.

Palavras-chave: Aço de alta resistência; Viaduto em estrutura mista; Aço-Concreto; Longarina híbrida.

COMPOSITE STEEL-CONCRETE BRIDGE DESIGN OF HYBRID GIRDERS WITH HIGH STRENGTH STEEL

Abstract

High strength steel has specific mechanical properties and particularities that differentiate it from the steel traditionally used in Brazil, contributing to the need to analyze its use in certain projects. Road viaducts are constructions that can be found in all cities, as it facilitates the crossing of obstacles. Based on recommendations of ABNT NBR 16694 (2020), this work consists of analyzing and verifying the limit states of a real viaduct built in a composite steel-concrete structure, replacing the girders composed of SAC-350 steel, by hybrid girders, to avoid the local instability of the web by shear buckling, composed by ASTM – A572 steel grade 50 in the web (350 MPa of yield strength) and grade 65 (450 MPa of yield strength) in the flanges. Furthermore, to understand the influence of welded profiles regarding to fatigue effects, which can often reach the failure state with a strength below its yield stress. Finally, the study demonstrates the viability of the adoption of high strength steel in the designed viaduct, represented by a

reduction of self-weight of the steel structure.

Keywords: High-Strength Steel; Mixed Structure Viaduct; Steel-Concrete; Hybrid Girders.

[1] Graduando em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, Brasil.
[2] Engenheira Civil, Doutora em Engenharia de Estruturas, ArcelorMittal Brasil, Vitória, Espírito Santo, Brasil.
[3] Professor Adjunto, Doutor em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Desde o início da sociedade, vários problemas de mobilidade surgiram, entre os quais cita-se a necessidade de ultrapassar barreiras, como rios e vales. Assim, várias tecnologias foram propostas com o intuito de solucionar este problema, como as pontes e posteriormente os viadutos. De início, os materiais mais utilizados foram as pedras e a madeira, aplicando-se a técnica de arcos e treliças. Com o passar dos séculos, outros materiais entraram na composição de uma ponte, como o ferro, o concreto e o aço. Além disso, vários métodos construtivos foram empregados na construção das obras de artes, como pontes pênseis, estaiadas, vigas caixão e mistas com tabuleiro em concreto e viga em aço.

A utilização de aço nos projetos de pontes e viadutos é caracterizada por sua facilidade na modificação da geometria, formando vários tipos de seções, por exemplo os perfis em I, além da disponibilidade de diversas características, possibilitando que os engenheiros estruturais adquiram uma configuração geométrica otimizada para compor os elementos estruturais de seus projetos, ainda mais pela possibilidade de utilizar perfis soldados com a altura desejada. Com a utilização de estrutura mistas, a construção tem uma melhor produtividade e maior controle durante as etapas construtivas.

Entretanto, diversas alternativas estão surgindo para intensificar o uso do aço de alta resistência, pois se trata de uma alternativa que pode oferecer redução de peso, permitindo a construção de pontes com vãos maiores e maior capacidade de carga (Favarato et al. [1]), além de apresentar vantagens com relação à sustentabilidade, reduzindo a geração de gases de efeito estufa e possibilitando sua reutilização.

Assim, o objetivo de estudo do presente artigo é apresentar, brevemente, as principais verificações e particularidades que englobam o dimensionamento de pontes rodoviárias de aço e concreto, fundamentado pela ABNT NBR 16694:2020 [2]. Entretanto, devem ser comparados os possíveis efeitos na utilização de um aço de alta resistência no lugar dos aços usualmente utilizados na construção de viadutos.

Neste sentido, por meio da análise numérica em elementos finitos desenvolvida pelo software *Autodesk Robot Structural Analysis 2024,* é possível verificar as tensões e esforços que vierem a surgir durante a utilização do viaduto, incluindo carga móvel, advinda da movimentação dos veículos, que é calculada com o auxílio de um trem tipo padrão. Além disso, avaliar e quantificar

a utilização do aço de maior de resistência, a fim de verificar se a eficiência e sua utilização estão de acordo com os princípios de desenvolvimento sustentável.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Normas de projeto

Com o objetivo de construir uma edificação eficiente e com ótima qualidade, além da preservação da segurança dos usuários, códigos são prescritos a fim de obter um dimensionamento que abrange a qualidade dos materiais, os procedimentos construtivos, cargas e resistências, além de muitos outros fatores. Nesse contexto, destaca-se a ABNT NBR 16694:2020 [2], que discute especificações e requisitos básicos para projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto e que possuem como referencial diversas normas, como a AASHTO [3].

2.1.1 Dimensionamento conforme NBR 8800:2008 e NBR 16694:2020

Como a estrutura é constituída em parte por aço, utiliza-se da ABNT NBR 8800:2008 [4] para o dimensionamento e realização das verificações necessárias desses elementos, em que a seguinte relação deve ser satisfeita:

$$S_d \leq R_d \quad (1)$$

Em que S_d é o esforço solicitante de cálculo e R_d é o esforço resistente de cálculo.

O dimensionamento e a verificação ao estado limite último (ELU) de pontes ou viadutos devem ser realizados em duas etapas. Na primeira, leva-se em consideração a resistência da viga de aço isolada, para as ações antes da cura do concreto. Neste caso, a verificação dos estados limites considera a flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA). O carregamento considerado é o peso da estrutura metálica e do concreto, considerando uma sobrecarga de 1 kN/m², referente ao processo construtivo.



Figura 1 – Montagem das longarinas de aço de um viaduto [5].

Antes, deve-se definir a esbeltez das peças de aço verificando-se a flambagem local da alma e assim definir os parâmetros dos esforços resistentes de projeto. Com índice de esbeltez da alma (λ_w) maior que parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento (λr) para seções esbeltas.

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad (2)$$

$$\lambda_r = 5{,}7\sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (3)$$

onde h é altura da alma, t_w a espessura da alma, E_a o módulo de elasticidade do aço e f_y a resistência ao escoamento do aço.

Na segunda etapa, considera-se a resistência da seção mista para as combinações de ações que podem ocorrer após a cura do concreto. Considerando a interação completa e o uso de conectores de cisalhamento ("*stud bolts*" ou perfis U laminados) para impedir o deslizamento relativo na superfície de contato entre os materiais. A combinação de ações deve ser realizada considerando todas as ações permanentes (peso próprio das estruturas de aço e concreto, peso próprio do pavimento e peso de elementos não estruturais) e ações variáveis, como as ações devido ao tráfego dos veículos.

Para verificação do Estado-Limite de Serviço (ELS) de deslocamentos excessivos, devem ser observados os limites recomendados pela ABNT NBR 16694:2020 [2]. Eventualmente, podem ser aplicadas contraflechas nas vigas, para compensar as deformações devido às ações permanentes.

2.1.2 Carga móvel conforme a ABNT NBR 7188:2013

A ABNT NBR 7188:2013 [6] fornece veículos com dimensões especiais e cargas específicas para simular a ação dos veículos na via, auxiliando de maneira simples a determinação dos esforços reais que atuam na ponte.

Denominado de Trem-Tipo, o modelo padrão TB-450 é a representação de um veículo formado por 3 m de largura e 6 m de comprimento ocupando uma área de 18 m², com força concentrada aplicada ao nível do pavimento (P) de 75 kN, representando as 6 rodas que são divididas em três eixos com distâncias de 1,5 m, e força vertical uniformemente distribuída circundando o veículo de 5 kN/m², denominado de carga de multidão (p), de 5 kN/m², conforme ilustrado na Figura 2.

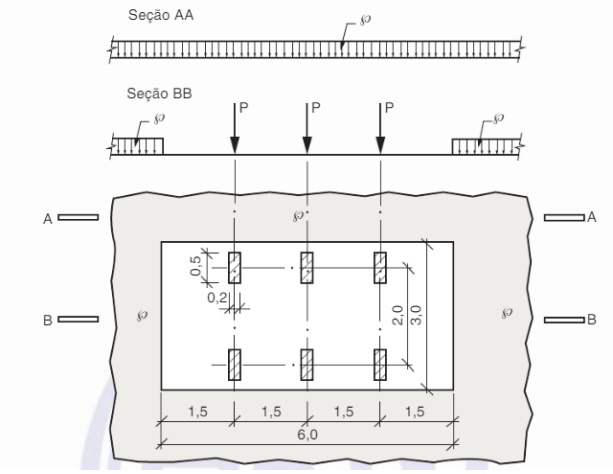


Figura 2- Disposição das cargas TB-450 [6].

A carga móvel pode atuar em qualquer ponto sobre o pavimento, porém deve ser considerada a posição mais desfavorável, independente da faixa rodoviária. Além disso, as cargas recebem coeficientes de ponderação que representam as ações causadas pelos veículos no viaduto (Equação 4), onde CIV equivale ao Coeficiente de impacto vertical, CNF seria o Coeficiente de número de faixas e CIA represente o Coeficiente de impacto adicional

$$Q = P.CIV.CNF.CIA \quad (4)$$

O Coeficiente de impacto vertical (CIV) é acréscimo referente a movimentação dos veículos sobre a ponte, transformando as ações dinâmicas em ações estáticas equivalentes. Para vãos (L) menores do que 10 m adota-se CIV = 1,35. Para vãos entre 10 m e 200 m, utiliza-se a seguinte equação:

$$CIV = 1 + 1{,}06\ (\frac{20}{L+50}) \quad (5)$$

O Coeficiente de número de faixas (CNF) pode ser obtido através da seguinte equação, com *n* igual ao número de faixas:

$$CNF = 1 - 0{,}05\ (\mathrm{n} - 2) > 0{,}9 \quad (6)$$

O coeficiente de Impacto adicional (CIA) é relacionado aos esforços que podem atuar nas juntas estruturais e extremidades ou imperfeições no pavimento, com valor de 1,25 para obras de concreto ou mistas e 1,15 para obras de aço.

2.2 Distribuição de tensões

O dimensionamento das vigas mistas é verificado levando-se em conta as distribuições de tensões recomendadas pela ABNT NBR 8800:2008 [4], considerando a interação completa do tabuleiro com as vigas metálicas. Conforme a geometria estrutural e as propriedades dos materiais é possível obter o momento resistente de cálculo conforme a posição do eixo neutro plástico, demonstrado na Figura 3. Como é uma construção não escorada, o aço deve possuir resistência de cálculo adequada para suportar as ações aplicadas antes de o concreto atingir resistência de 0,75 f_{ck} [4].

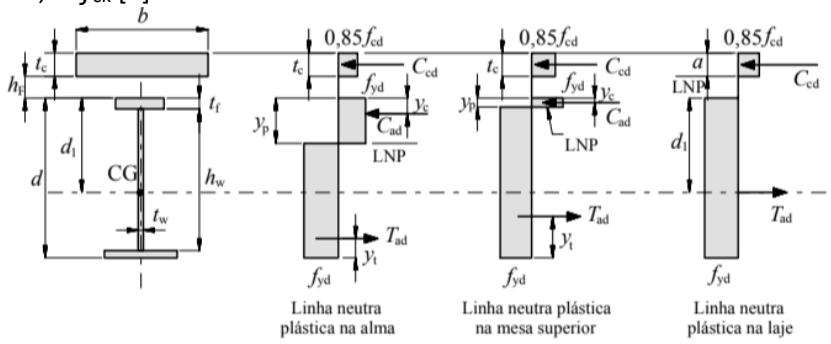


Figura 3 – Distribuição de tensões [4].

Para o caso em que a resistência do concreto é maior – $0{,}85f_{cd}Bt_c \geq A_a f_{yd}$, em que fcd é a resistência à compressão de projeto do concreto, B é a largura efetiva da laje, t_c é a espessura da laje, A_a é área da seção e f_{yd} é a resistência de projeto do aço, a linha neutra se encontra na seção plastificada do concreto. O momento resistente de cálculo (M_{Rd}) é definido com base na seguinte equação (Equação 7).

$$M_{Rd} = A_a f_{yd}\left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2}\right) (7)$$

em que "a" é a espessura da região comprimida da laje, h_f é a altura da pré-laje, podendo ser 0 se não houver, e d_1 é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior.
Para o caso em que a linha neutra se encontra na seção plastificada do aço, na mesa superior ou na alma - $0{,}85f_{cd}Bt_c \leq Aaf_{yd}$, o momento resistente de cálculo (M_{Rd}) é definido tendo como base a seguinte equação (Equação 8).

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t) (8)$$

em que y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior, y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior, d é a altura total do perfil de aço, C_{ad} é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço e C_{cd} é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto.

Finalmente, o momento solicitante de cálculo (M_{Sd}) deve ser definido pelo processo elástico, com as tensões no tabuleiro limitadas a f_{cd} e a tração na face inferior do aço se limita a f_{yd} [4]. Ambas as tensões são determinadas pelas seguintes expressões, Equações (9) e (10).

$$\sigma_{td} = \frac{M_{sd}}{(W_{tr})} (9)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{sd}}{(\alpha_e W_{tr})} (10)$$

onde, σ_{td} é a tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço, σ_{cd} é a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto, W_{tr} é o módulo de resistência elástico e α_e é a razão modular (quociente entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto).

2.3 Fadiga

A avaliação da resistência à fadiga dos perfis metálicos soldados se torna necessária pois estes podem sofrer com as ações repetitivas relacionadas ao fluxo dos veículos. Além disso, o projeto geométrico das longarinas e das ligações é muitas vezes determinado pelo estado-limite à fadiga.

A fadiga depende de como os detalhes na peça, Figura 4, foram concebidos geometricamente, relacionando-os com a concentração de tensão. O processo de tracionar e comprimir regiões da estrutura gera plastificação localizada, que ocorre em tensões abaixo da tensão limite do material podendo ocasionar uma trinca, ou seja, a peça poderá falhar com uma tensão abaixo da sua tensão de escoamento, podendo limitar a resistência do aço.

A verificação à fadiga para componentes metálicos que compõem a estrutura é realizada seguindo parâmetros baseado no tipo de soldagem das peças e no número de ciclos (N) referente à vida útil da ponte, que é de 75 anos. Quando N > 2 x 10^6 deve-se seguir a seguinte relação (Equação 11):

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327C_f}{N}\right)^{0,333} \geq \sigma_{TH} \quad (11)$$

em que σ_{SR} é a faixa admissível de variação de tensões, e deve ser superior às tensões relacionadas a 50% de carga móvel para que a fadiga em tráfego normal seja aceitável; σ_{TH} é o limite de faixa admissível da faixa, para um número infinito de ciclos, valor tabelado conforme o tipo de peça; C_f é a constante referente à categoria de cada detalhe construtivo, como enrijecedores em longarinas (ver Figura 4).

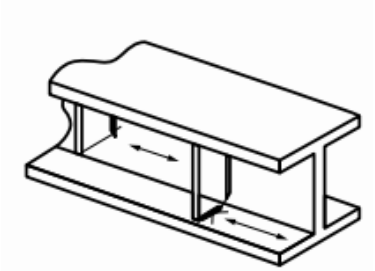


Figura 4 – Detalhe das peças soldadas [2].

2.4 Longarina híbrida

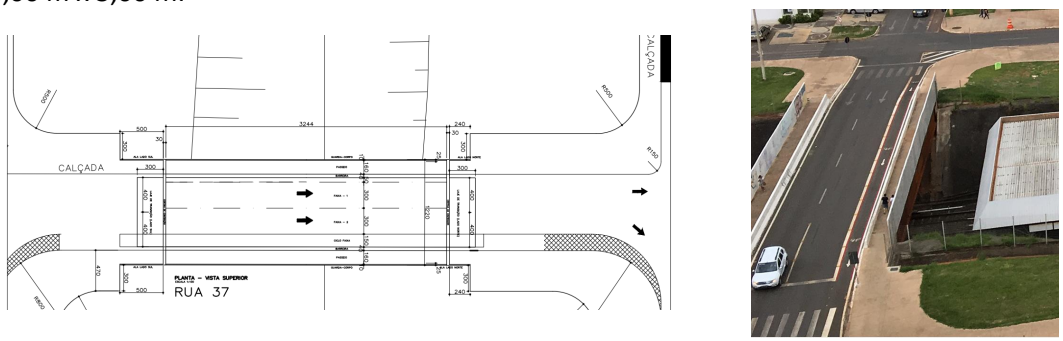
A longarina híbrida é uma viga soldada com a combinação de dois aços de resistências diferentes. As vigas de aço geralmente são vigas longas (com relação vão/altura do perfil maior ou igual a 20). Para vigas com essa geometria, o momento fletor governa o dimensionamento e a força cortante fica com valores inferiores à capacidade da seção ao cisalhamento. Em função disso, as tensões nas mesas geralmente são maiores do que na alma, o que justifica usar um aço mais resistente nas mesas e outro menos resistente na alma. Essa combinação de dois aços diferentes apresenta duas vantagens: redução do consumo de aço nas mesas e melhoria da estabilidade da alma que é a chapa mais esbelta da seção (quanto maior a resistência do aço, maior a suscetibilidade da chapa a instabilidade). Essas duas vantagens resultam em melhor aproveitamento do aço, redução do consumo de material e economia de material.

Observa-se que a parte da alma próxima ao banzo de tração escoa antes, porém este escoamento antecipado da alma não influenciará no estado limite último, desde que a solda entre a alma e o banzo tenha ductibilidade suficiente. Além disso a resistência à fadiga de uma viga híbrida pode ser considerada equivalente à de uma viga construída somente com um tipo de aço, pois a fadiga independe do tipo de aço, em razão do limite de resistência à fadiga induzido pelas ligações soldadas.

2.5 Descrição do viaduto

O viaduto rodoviário utilizado como estudo de caso neste trabalho está localizado na rua 37 da cidade de Águas Claras no Distrito Federal, na ligação entre as Avenidas Boulevard Norte e Sul (Figura 5).

Concluída em 2016, estando situada sobre a linha de Metrô da região, sua estrutura é em viga mista com tabuleiro de concreto armado e longarinas e transversinas em perfil metálico soldado. Possuindo 32,40 m de comprimento e largura de 12,20 m, que pode ser observado na Figura 5, sendo 3,00 m para cada uma das duas faixas de rolamento, 1,60 m referente ao passeio em cada lado e 1,50 m representando a ciclo faixa. Além disso, a laje de transição tem dimensões de 8,00 m x 3,00 m.



(a) (b)

Figura 5 – (a) Vista superior do projeto do viaduto [8]. (b) Vista do viaduto na rua 37.

O tabuleiro é composto por uma laje de concreto armado com f_{ck} de 30 MPa e barras de aço CA-50 com φ de 10 mm, 8 mm e 6,3 mm. Além disso o concreto é apoiado em uma forma de aço nervurada, steel deck-75, com 75 mm de altura nominal, espessura de 1,25 mm e ocupando uma área de 370 m². A parte de aço da estrutura é composta por sete longarinas de aço SAC-350 Corten do tipo I (Figura 6) no sentido longitudinal, com espaçamento de 1,85 m da longarina da ponta para a posterior, e as da parte central espaçadas a cada 2 m entre si, ligando de um lado ao outro ao longo do viaduto e intertravadas entre si por diafragmas de seção tipo I em menores dimensões, com espaçamento de 3,85 m. Além disso, foram considerados enrijecedores nos apoios das longarinas. Na Tabela 1 apresentam-se os elementos de aço que compõem a estrutura.

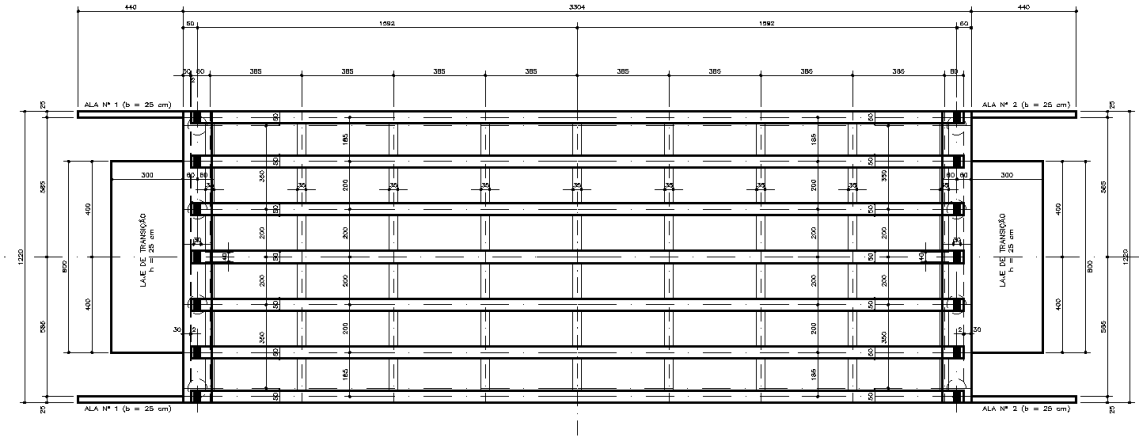


Figura 6 – Configuração das longarinas do viaduto misto de Águas Claras [8].

Tabela 1 – Elementos de aço da estrutura do viaduto [8].

PEÇAS METÁLICAS (AÇO SAC-350)						
PEÇA	**SEÇÃO**	**ESP. (mm)**	**COMPR. (mm)**	**PESO (kg/m)**	**QUANTID.**	**PESO TOTAL (kg)**
Longarina	VS 1800 x 418	-	32.400	417,7	7	94.734,36
Diafragma	VS 900 x 159	-	1.987	158,5	36	11.337,83
Diafragma	VS 900 x 159	-	1.837	158,5	18	5.240,97
Enrijecedores	150 x 1737	10	-	20,8	28	582,40
Cantoneira L[1]	300 x 100	3	32.400	10,3	2	667,44
Chapa[2]	400 x 500	16	-	26,0	14	364
					TOTAL	112.927

Notas:
1- Cantoneira na seção L que serve como forma lateral da laje de concreto;
2- Chapa de apoio ao Neoprene.

2.6 Proposta de substituição de aço

Para este trabalho propôs-se a substituição das longarinas originais por longarinas híbridas, compostas por um aço ASTM – A572 de grau 50 (fy = 345 MPa) e na alma aço de alta resistência ASTM – A572 de grau 65 (fy = 450 Mpa) nas mesas. A configuração das longarinas foi alterada, uma longarina foi eliminada, restando 6 longarinas no projeto revisado. Além disso, cada longarina foi dividida em três trechos, com trecho central mais rígido com comprimento de 12,00 m e mesas com 32 mm de espessura, e trechos extremos menos rígidos com comprimento 10,20 m e mesa superior com 25 mm de espessura e mesa inferior com 32 mm. As transversinas, que são de alma cheia, foram substituídas por contraventamentos. Com isso foram incluídos enrijecedores transversais ao longo das longarinas para servirem à conexão parafusada dos diafragmas às almas das longarinas.

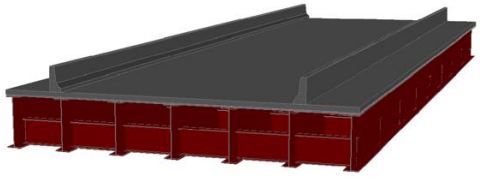
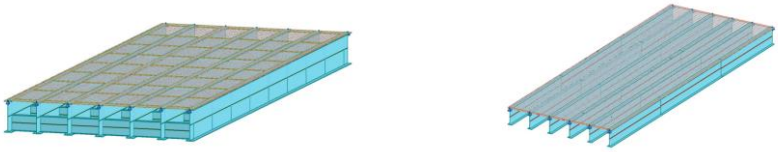


Figura 7 – Vista do projeto original. Fonte: Os autores.

2.6 Modelo numérico

O viaduto foi modelado com auxílio do software *Autodesk Robot Structural Analysis 2024*, um programa com interface gráfica tridimensional para o dimensionamento, que possibilita a análise estrutural da estrutura por meio de elementos finitos.



(a) (b)

Figura 8 – (a, b) Representação dos viadutos no software: (a) modelo numérico da concepção original; (b) modelo numérico da concepção modificada e proposta com longarinas híbridas. Fonte: Os autores.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Dimensões e propriedades dos perfis

Os perfis analisados são constituídos pelas seguintes dimensões e propriedades (Tabela 2):

Tabela 2 – Dimensões e propriedades do aço.

	7 Longarinas	**6 Longarinas**		
		PERFIL 1 - Central	**PERFIL 2 - Extremos**	**unidade**
Altura do perfil (d)	1800	1800	1800	mm
Espessura da alma (tw)	12,50	12,5	12,5	mm
Mesa superior (bs)	500	500	500	mm
Mesa inferior (bi)	500	500	500	mm
Espessura da mesa inferior (ti)	31,5	32	32	mm
Comprimento do perfil (c)	-	12000	10200	mm
Espessura da mesa superior (ts)	31,5	32	25	mm
Área (A)	532,125	536,9	502	cm^2
Massa linear	417,7	421,5	394,2	kgf/m
Altura da alma (h)	173,7	173,5	173,6	cm
Centro de gravidade (CG)	90	89,98	83,92	cm
Altura comp. da alma x 2 (hc)	173,7	173,6	187,2	cm
Momento de inércia X (Ix)	3000000	3044968	2761544	cm4
Módulo elástico superior (Ws)	33333,3	33825,4	28743,3	cm^3
Módulo elástico inferior (wi)	33333,33	33840,6	32905,4	cm^3
Raio de giração X (Rx)	75,2	75,3	74,2	cm
Momento de inércia Y (Iy)	65653	66694,9	59403,3	cm^4
Inércia Y mesa comprimida (Iyc)	32812,5	33333,3	26041,8	cm^4
Inércia Y mesa tracionada (Iyt)	32812,5	33333,3	33333,3	cm^4
Módulo elástico Y (Wy)	2626,12	2667,80	2376,13	cm^3
Raio de giração Y (Ry)	11,11	11,15	10,89	cm

3.2 Verificações da estrutura

Foram analisados as tensões atuantes nas vigas de aço e na laje, antes e após a cura do concreto.

3.2.1 Antes da cura do concreto

Para verificação antes da cura do concreto, é preciso analisar os ELU de Flambagem Local da Alma, Flambagem Lateral por Torção e Flambagem Local das Mesas para encontrar o momento fletor resistente de cálculo. Utilizando a combinação de etapa construtiva – 1,20 (Peso próprio) + 1,25 (1,0 kN/m²) – foi possível encontrar momento fletor solicitante de cálculo, como pode-se verificar a seguir (Tabelas 3 e 4), em kNcm:

Tabela 3 – Momento fletor resistente de cálculo.

Momento Fletor Resistente De Cálculo – M_{Rd} (kNcm)									
7 Longarinas									
FLA		**FLT**				**FLM**			
λ	138,96	λ	99,96	λp ≥ λ	1060606	λ	7,94	λp ≥ λ	1060606
λp	89,88	λp	26,30	λp< λ ≤ λr	691280,9	λp	9,08	λp< λ ≤ λr	1112946
λr	136,26	λr	89,76	λ> λr	598626,1	λr	16,06	λ> λr	3030873
				M_{Rd}	598626,1			M_{Rd}	1060606
6 Longarinas									
FLA		**FLT**				**FLM**			
λ	138,8	λ	29,46	λp ≥ λ	1076262	λ	10	λp ≥ λ	1383766
λp	89,88	λp	26,30	λp< λ ≤ λr	1060167	λp	8,01	λp< λ ≤ λr	1249528
λr	136,26	λr	89,76	λ> λr	1076262	λr	14,16	λ> λr	1937272
λ > λr = Alma esbelta λ ≤ λr = Alma não esbelta				M_{Rd}	1060167			M_{Rd}	1249528

Tabela 4 – Resultado da verificação dos momentos fletores.

7 Longarinas		**6 Longarinas**		
M_{Sd}	265281,33	**M_{Sd}**	294376,7	kNcm
M_{Rd}	598626,08	**M_{Rd}**	1060167	kNcm

O M_{Rd} escolhido é o menor entre as verificações (FLT, FLM), sendo a Flambagem Local da Alma para definir a esbeltez das vigas. Observa-se que durante a construção o momento resistente de cálculo é superior ao momento solicitante de cálculo, e que ambos os casos analisados (projeto original e projeto com longarinas híbridas) apresentam valores de momento solicitante de cálculo muito próximos. Além disso, é perceptível uma resistência maior com o uso do aço de alta resistência, mesmo com uma longarina a menos.

3.2.2 Após a cura do concreto

No caso em que a estrutura é carregada com peso próprio, peso dos elementos não estruturais e da carga móvel, as tensões são verificadas com o uso dos módulos elásticos da seção mista com a linha neutra na alma do perfil de aço, considerando coeficientes de homogeneização referentes a duração de aplicação da carga e a combinação normal última – 1,30 (Peso próprio) +1,35(Peso dos elementos não estruturais) +1,5(Carga móvel). A Tabela 5 apresenta os valores de tensão resistentes e solicitantes de cálculo após a cura.

Tabela 5 – Tensões após a cura do concreto.

Tensões resistentes e solicitantes de cálculo kN/cm²						
MESAS						
	7 Longarinas		**6 Longarinas**			
			Extremidade		Centro	
	Ponta	Meio	Ponta	Meio	Ponta	Meio
F_b (Resistente)	31,82	31,82	40,91	40,91	40,88	40,91
$F_{b\ solicitante}$ Mesa superior	17,92	14,05	12,81	11,24	15,27	15,04
$F_{b\ Solicitante}$ Mesa inferior	25,31	23,79	17,98	17,32	22,18	26,25

ALMA			**TABULEIRO**		
	7 Longarinas	**6 Longarinas**		**7 Longarinas**	**6 Longarinas**
F_v(Resistente)	19,09	19,09	F_c(Resistente)	2,14	2,14
F_v(solicitante)	8,56	11,73	F_c(solicitante)	1,36	0,93

onde, F_b é tração e compressão das mesas do perfil, F_v é o cisalhamento da alma do perfil e F_c é a compressão na laje de concreto. Observa-se que para ambos os casos a estrutura é resistente aos esforços solicitantes, com as mesas inferiores sujeitas a tensões mais altas.

3.2.3 Verificação dos deslocamentos

Além de verificar as tensões, é necessário verificar o ELS de deslocamentos excessivos, que consiste em analisar as flechas que irão surgir no viaduto. Com o auxílio do software e considerando a combinação de carregamento frequente, a flecha máxima encontrada foi de aproximadamente 5 cm, que é um valor acima do limite especificado pela norma, L/1000 [2], demonstrando a necessidade de considerar aplicação de contra-flechas nas longarinas, diminuindo a intensidade das flechas. A contra-flecha funciona como um deslocamento imposto nos elementos estruturais, a fim de prevenir a ocorrências de flechas que não atendem o limite. Sendo assim, no caso em que a longarina é híbrida, o valor adicionado de contra-flecha é de aproximadamente 6 cm para as seções com emendas e 7 cm para a região central da longarina, o que resultou em deslocamentos satisfatórios após a ação de carregamento. Considerando somente a ação de carga móvel, encontrou-se valores de 1,5 cm de flecha, para os casos em que a ocorrência de carregamento é frequente e para os casos em que o carregamento é raro, obteve-se um valor de flecha de 3,0 cm.

3.3 Enrijecedores transversais

Com o uso de contraventamentos é necessário verificar a necessidade de utilizar enrijecedores, onde a força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) deve ser menor que a força cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}). Encontrou-se V_{Rd} = 921 kN e V_{Sd} = 2544 kN, com relação de 2,8 entre os valores, tornando necessário o uso de enrijecedores.

3.4 Fadiga

Verificou-se a fadiga apenas para conexão de enrijecedores soldados, pois pode se tornar um detalhe crítico se os enrijecedores se situarem no ponto de maior momento das longarinas. Para

o projeto em questão, o cálculo dos c*ope-hole* (detalhe de um furo em emendas soldadas, a fim de não interromper a solda transversal na mesa e/ou evitar acúmulo de água) serão desprezados. O número de ciclos para fadiga (N) utilizado é o mínimo recomendado pela NBR 16694:2020 [2] 2 x 10^6, pois o viaduto está situado em zona urbana com fluxo de caminhões reduzido, o C_f é igual à 44.10^8 e σ_{TH} é igual à 83 MPa.

O resultado obtido para faixa de admissível de tensões é de: $\sigma_{SR} = 89{,}2\ MPa \geq \sigma_{TH} = 83\ MPa$, a tensão de projeto é igual a 36,5 MPa, demostrando que o projeto está na faixa admissível.

3.5 Comparação entre os consumos de aço

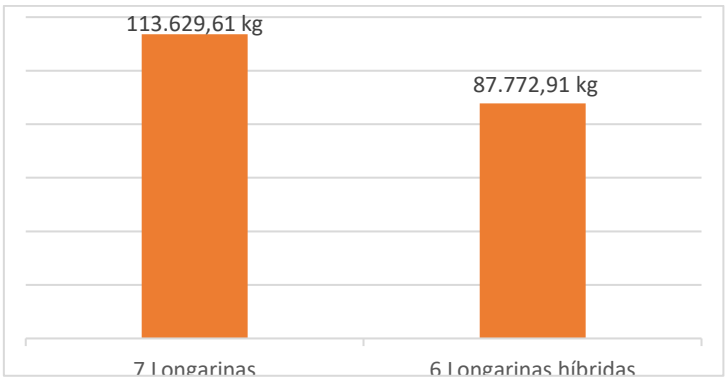


Figura 9 - Peso do aço em kg. Fonte: Os autores.

Como observado, o viaduto apresenta solicitações de tensões relativamente próximas, possibilitando realizar uma comparação entre o uso de longarinas com aço convencional e longarinas híbridas com aço de alta resistência. O uso do aço de alta resistência pode trazer economia em relação a quantidade de aço utilizado, porém o SAC-350 possui características de resistência a corrosão, implicando na utilização de tintas de proteção para o ASTM A572, que podem elevar o seu custo.

4 CONCLUSÃO

Com o exemplo apresentado foi possível demonstrar as verificações essenciais para a concepção de uma ponte rodoviária em estrutura mista (aço-concreto), frisando os principais pontos que devem ser levados em consideração. Além disso, obtém-se o incentivo para realizar comparações entre os diversos tipos de aços estruturais que existem no mercado e assim escolher o que melhor atenda a todas as especificações do projeto e além de tudo gerar menos custos. Com o aumento do limite de escoamento e a redução de uma longarina ocorreu uma redução no consumo de aço do viaduto, proporcionando redução na quantidade de material necessário para a fundação, possibilitando reduzir ainda mais o custo total do projeto. O aço de alta resistência traz vários benefícios relacionados a sustentabilidade, pois com a economia de peso, menos CO_2 serão emitidos durante o processo de fabricação e devido ao seu potencial de reciclabilidade.

Agradecimentos
Os autores agradecem ao apoio fornecido pela ArcelorMittal Brasil para realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS

1. Favarato LF, Augusto L, Zapparolli L. Vicinal bridge design with high-strength steels and built-up sections.2021

2. ABNT NBR 16694. 2020 - Projeto de pontes rodoviarias de aço e mistas de aço e concreto. Associação Brasileira De Normas Técnicas. 2020. 247 p..

3. AASHTO. AASHTO LRFD bridge desing Specification [Internet]. ProQuest Dissertations and Theses. 2012. p. 1661. Available from: https://bit.ly/3qDFdFv

4. ABNT NBR 8800. NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira De Normas Técnicas. 2008. 247 p.

5. PINHO FO, BELLEI IH. Pontes e Viadutos em Vigas Mistas Manual de Pontes e Viadutos em Vigas Mistas 2a Edição. 2020.

6. ABNT. NORMA BRASILEIRA ABNT NBR NBR 7188:2013 Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Norma Brasileira De Normas Técnicas. 2013. 18 p.

7. NUSSBAUMER, A., BORGES. L., & DAVAINE, L. Fatigue design of steel and composite structures. ECCS. 2011.

8. NOVACAP. Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil. Brasilia-DF