UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Ruan Richelly Santos

ESTUDO COMPARATIVO DE SOLUÇÕES PARA VIGAS MISTAS EMPREGADAS EM OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

Belo Horizonte

2020

Ruan Richelly Santos

Estudo Comparativo de Soluções para Vigas Mistas Empregadas em Obras de Arte Especiais

Versão final

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Hermes Carvalho

Belo Horizonte

2020

Santos, Ruan Richelly.
S237e Estudo comparativo de soluções para vigas mistas empregadas em obras de arte especiais [recurso eletrônico] / Ruan Richelly Santos. - 2020.
1 recurso online (150 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Hermes Carvalho.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Apêndices: f. 117-150.
Bibliografia: f. 111-116.
Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Construção mista – Teses. 3. Pontes ferroviárias – Teses. I. Carvalho, Hermes.
II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia.
III. Título.

CDU: 624(043)

Ficha catalográfica elaborada pela Bibliotecária Letícia Alves Vieira - CRB-6/2337
Biblioteca Prof. Mário Werneck - Escola de Engenharia da UFMG

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS Nº: 378 DO ALUNO RUAN RICHELLY SANTOS.

Às **09:00** horas do dia **20** do mês de **novembro** de **2020**, reuniu-se, totalmente por videoconferência para atender aos novos protocolos de distanciamento social adotados pelo Governo Federal e pela Prefeitura de Belo Horizonte, que integram medidas para combater o avanço da pandemia de Covid-19, provocada pelo novo coronavírus, a Comissão Examinadora indicada pelo Colegiado do Programa em **20 de outubro de 2020**, para julgar a defesa da Dissertação de Mestrado intitulada **"Estudo Comparativo de Soluções para Vigas Mistas Empregas em Obras de Artes Especiais"**, cuja aprovação é um dos requisitos para a obtenção do Grau de MESTRE EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS na área de Estruturas.

Abrindo a sessão, o Presidente da Comissão, **Prof. Dr. Hermes Carvalho**, após dar a conhecer aos presentes o teor das Normas Regulamentares passou a palavra ao candidato para apresentação de seu trabalho. Seguiu-se a argüição pelos examinadores, com a respectiva defesa do candidato. Logo após, a Comissão se reuniu, sem a presença do candidato e do público, para julgamento e expedição do resultado final. Foram atribuídas as seguintes indicações:

Prof. Dr. Hermes Carvalho - DEES - UFMG (Orientador)
Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas - DEES - UFMG
Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt - USP - SP

Pelas indicações acima, a candidata foi considerado APROVADO, conforme pareceres em anexo.

O resultado final foi comunicado publicamente ao candidato pelo Presidente da Comissão. Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a reunião e lavrou a presente ATA, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora.

Belo Horizonte, 20 de novembro de 2020.

Observações:

1. A aprovação do candidato na defesa da Dissertação de Mestrado não significa que o mesmo tenha

cumprido todos os requisitos necessários para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas;

2. Este documento não terá validade sem a assinatura e carimbo do Coordenador do Programa de Pós-Graduação.

Documento assinado eletronicamente por **Hermes Carvalho**, **Professor do Magistério Superior**, em 20/11/2020, às 11:03, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

Documento assinado eletronicamente por **Tulio Nogueira Bittencourt**, **Usuário Externo**, em 20/11/2020, às 11:03, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas**, **Professor do Magistério Superior**, em 20/11/2020, às 11:06, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **0421503** e o código CRC **BB729630**.

“Somewhere, something incredible
is waiting to be known.”
Carl Sagan

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me permitir concluir mais esta etapa, por abençoar minha vida com pessoas incríveis e pelas ótimas oportunidades concedidas.

Aos meus pais, Cleusa e Odair, que tanto batalharam para me garantir uma boa educação e me apoiaram ao longo de cada passo do caminho que trilhei, sendo o amor e incentivo deles fundamentais em minha jornada.

Ao meu irmão Rodrigo, pelo exemplo de dedicação e comprometimento que ele sempre me forneceu, pela parceria do dia a dia, pelos conselhos e ensinamentos que me guiam.

À Lívia, pelo amor, carinho e companheirismo ao longo de todo esse percurso, tornando meus dias mais leves, felizes e calmos.

Ao professor Hermes, meu sincero agradecimento pela orientação, paciência, confiança, incentivo e pelo conhecimento compartilhado ao longo do desenvolvimento desse trabalho.

À professora Rita, que teve um papel fundamental em minha formação, sendo um exemplo que tomo para mim de pessoa e educadora.

A todos os meus amigos e familiares que, apesar da distância, sempre apoiaram e foram fundamentais na pessoa que sou hoje e tornaram todo esse percurso mais leve.

Aos amigos e colegas de mestrado pela convivência e pelos ensinamentos. À Ariany, pela parceria nos estudos e pelos ensinamentos de engenharia. Ao Raphael Augusto, pela alegria e boa vontade demonstradas ao longo desse período. À Bárbara Elisa e à Caroline Calisto, agradeço muito pela simpatia, pelo apoio nesse percurso e pela leveza que sempre traziam ao ambiente. Aos demais companheiros do departamento, agradeço pelos momentos proporcionados.

À Universidade Federal de Minas Gerais, pela infraestrutura oferecida para realização do meu mestrado.

A todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, que sempre contribuíram para manutenção das atividades e por distribuir o conhecimento.

Ao CNPq, pelo suporte financeiro a esta pesquisa.

RESUMO

Com a crescente exigência por pontes e viadutos mais econômicos, estruturalmente eficientes e sustentáveis, surge a necessidade do estudo de soluções construtivas que garantam tais atributos nas mais variadas situações. Nesse contexto, obras de arte especiais com elementos estruturais mistos de aço e concreto têm se tornado uma solução popular, uma vez que tais elementos combinam os benefícios estruturais do aço e do concreto. Em pontes e viadutos com pequenos e médios vãos, a solução que usualmente garante resultados econômicos interessantes é composta por uma laje de concreto sobre vigamento de aço em perfis I. Outras opções que despontam como alternativas eficientes na construção de obras de arte especiais são o sistema de vigas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada e o sistema de vigas mistas preflexionadas. Apesar destas soluções serem adotadas internacionalmente, ainda são pouco conhecidas, aplicadas e utilizadas no âmbito nacional. Diante disso, o presente trabalho tem por objetivo a realização de um estudo comparativo das diferentes soluções de vigas mistas a fim de definir um roteiro de execução para cada uma e delimitar a eficácia e economia dos métodos propostos. Para tanto, foram realizados estudos de caso a partir das especificações de dimensionamento propostas pelos Eurocódigos, bem como a aplicação de modelos analíticos presentes na literatura. Para a verificação dos estudos de caso de superestruturas de pontes ferroviárias biapoiadas foram desenvolvidas planilhas de cálculo que possibilitaram a obtenção de indicativos sobre desempenho das soluções. O conteúdo desenvolvido no trabalho pode ser tomado como um roteiro prático para projetos futuros no contexto nacional e visa a disseminação destes sistemas estruturais no meio técnico brasileiro.

Palavras-chave: Vigas mistas de aço e concreto, pontes ferroviárias, conectores em chapa contínua recortada, vigas mistas preflexionadas.

ABSTRACT

Due to the growing demand for more economical, efficient, and sustainable bridges, the study of constructive methods that provides such attributes become necessary. In this sense, steel-concrete composite bridges have become a popular solution due to the combination of the structural benefits of both steel and concrete. For small and medium span bridges, the common solution with a concrete slab and steel I-girders often display the most economic results. In addition, other solutions emerge as innovative alternatives for bridge construction, such as steel-concrete composite beams with composite dowels and preflexbeams. Although commonly adopted on bridges internationally, these solutions are still rarely used and poorly developed on Brazil. Therefore, this work has aimed to develop a comparative study of the different solutions for composite beams, to define a guideline to the project and execution of these systems, and to delimitate their efficiency and economy. Thus, case studies have been carried out according to the Eurocode design specifications and analytical models presented in the literature. As a mean to verify the case studies of the superstructure of simply supported railway bridges, spreadsheets have been developed, and the solutions indicators of performance have been obtained. Therefore, this work can be considered as a practical guide for future national applications of these composite beam systems, aiming to contribute to the system dissemination on the Brazilian technical field.

Keywords: Steel-concrete composite beams, railway bridges, composite dowels, preflex beams.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1. Esquema de vigas com conectores em chapa de aço contínua recortada (Adaptado de Feldmann *et al.*, 2016). 24
Figura 1-2. Esquema de vigas preflexionadas, *Preflex* (Christmann & Pfeifer, 2020). 25
Figura 2-1: Esquema de uma ponte mista típica e ação dos esforços solicitantes (Adaptado de Vayas & Iliopoulos, 2014)..... 30
Figura 2-2: Diferentes tipos de conectores de cisalhamento. Da esquerda para a direita: (i) stud bolts; (ii) blocos e barras de aço associados; (iii) perfis U (Collings, 2013)..... 31
Figura 2-3: Tipos usuais de pontes em função do vão a ser vencido (Adaptado de Collings, 2013). 32
Figura 2-4: Seção transversal típica de uma ponte mista com vigas I paralelas (NZ TRANSPORT AGENCY, 2013). 33
Figura 2-5: Sistema de vigas com perfis I paralelos: (a) viaduto ferroviário Shiremoor; (b) ponte rodoviária sobre o rio Eden, ambos na Inglaterra (Steel Construction, 2020) 33
Figura 2-6 – Conector de cisalhamento *Perfobond* (Veríssimo, 2007). 34
Figura 2-7 – Conectores de cisalhamento do tipo *Kombi* com (a) abertura trapezoidal e (b) abertura em forma de gota (Adaptado de Heinemeyer, 2011). 34
Figura 2-8 – Conectores de cisalhamento estudados por Wurzer (1997) (Heinemeyer, 2011). 34
Figura 2-9 – Conectores analisados por Zapfe (2001) (Heinemeyer, 2011). 35
Figura 2-10 – Conector Crestbond (a) contínuo e (b) descontínuo (Veríssimo, 2007). 35
Figura 2-11 – Processo de fabricação de perfis de aço com chapa recortada: (a) processo de corte; (b) aplicação de contra flecha (ArcelorMital, 2020). 36
Figura 2-12 – Geometria dos conectores PZ, CL e MCL (Adaptado de Rowinski *et al*., 2014). 36
Figura 2-13 – Linha do tempo de desenvolvimento dos *composite dowels* (Adaptado de Cardoso *et al*., 2020)..... 37
Figura 2-14: Configurações de vigas mistas com conectores de cisalhamento recortados em chapa de aço contínua (Popa, 2015). 37
Figura 2-15: Primeira ponte com *composite dowels* construída na cidade de Pöcking, Alemanha (Schmitt *et al.*, 2004). 38
Figura 2-16: Ponte da linha Kielce-Fosowskie, km 23093: (a) seção transversal; (b) vista lateral (Zanon et al., 2014)..... 39

Figura 2-17: Sequência de construção do *Preflex*: a) viga de aço com contra flecha; b) pré-flexão da viga de aço; c) concretagem da base da viga; d) liberação dos esforços de pré-flexão; e) concretagem da laje (ArcelorMittal, 2018). 40
Figura 2-18: Processo construtivo de viga Preflex: (a) e (b) Armaduras de aço e conectores de cisalhamento da mesa inferior; (c) e (e) conectores de cisalhamento adotados para a mesa superior; (d) viga com a mesa inferior já concretada; (f) esquema geral de uma viga *Preflex* (PORTELA; BARAJAS; ALBARRAN-GARCIA, 2011; SSF INGENIEURE, 2012). 41
Figura 2-19: (a) Ponte ferroviária perto da estação Brussel-Schuman, Bélgica; (b) seção transversal de um deck da ponte (Adaptado de Staquet *et al*., 2007). 42
Figura 2-20: Construção da ponte com sistema Preflex em Kerpen Horrem, Alemanha (ArcelorMittal, 2018) 43
Figura 3-1. Comportamento à flexão da seção transversal (Adaptado de Silva *et al.*, 2010). . 47
Figura 3-2. Exemplos de distribuição de tensões plásticas para vigas mistas com laje maciça e interação completa para momento positivo e negativo (EN 1994-2:2005). 51
Figura 3-3. Fator de redução β para momento resistente plástico (EN 1994-2:2005). 52
Figura 3-4. Seção transversal efetiva para análise plástica de componentes Classe 2 (EN 1993-1-1:2005). 52
Figura 3-5. Distribuição de tensões plásticas modificadas pelo efeito do esforço cortante (EN 1994-2:2005). 57
Figura 3-6: Comportamento da viga mista em função dos conectores de cisalhamento (Fakury et al., 2016). 59
Figura 3-7: Representação do efeito de respiração da alma (*web breathing*) em um viga mista de ponte (Adaptado de Günther & Kuhlmann, 2004). 63
Figura 3-8: Deflexão máxima para pontes ferroviárias com três ou mais vãos simples sucessivos, correspondendo a uma aceleração vertical $bv = 1m/s2$ (EN 1990/A1:2006). 64
Figura 3-9. Geometria dos *composite dowels*: (a) *Puzzle* e (b) *Clothoidal* (Adaptado de Feldmann *et al*., 2016). 69
Figura 3-10. Notação para seção do *composite dowel* (Adaptado de Kopp *et al*., 2018). 69
Figura 3-11. Modos de falha da conexão (Adaptado de Kopp *et al*., 2018). 70
Figura 3-12. Detalhe da armadura de aço da viga mista com alma de concreto e *composite dowels* (Z-26.4-56, 2018). 71
Figura 3-13. Cargas pontuais atuando durante o processo de pré-flexão (PORTELA; BARAJAS; ALBARRAN-GARCIA, 2011). 74

Figura 3-14. Convenção de sinais para esforços internos e externos na seção (MORANO E MANNINI, 2006). 77
Figura 4-1: Seção transversal do tabuleiro de referência. 81
Figura 4-2: Modelo de carregamento LM71 e valores característicos para cargas verticais (EN 1991-2:2003). 82
Figura 4-3: Modelos de carregamentos SW/0 e SW/2 (EN 1991-2:2003). 83
Figura 4-4: Excentricidade das cargas verticais (Adaptado de EN1992-1:2003). 84
Figura 4-5: Esquema geral de um tabuleiro sujeito a uma carga concentrada excêntrica (Adaptado de Binjola, 1988). 86
Figura 5-1: Seção transversal adotada na avaliação das vigas mistas tradicionais. 91
Figura 5-2: Gráfico da relação entre área de aço e razão L/H para solução tradicional. 93
Figura 5-3: Esquema da seção transversal TRA-V20-LH15-S dimensionada (dimensões em mm). 94
Figura 5-4: Detalhes construtivos da solução TRA-V20-LH15-S (dimensões em mm). 94
Figura 5-5: Seção transversal adotada na avaliação das vigas mistas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada. 96
Figura 5-6: Gráfico da relação entre área de aço e razão L/H para viga com *composite dowels*. 97
Figura 5-7: Esquema da seção transversal PCB-V20-LH20-S dimensionada (dimensões em mm). 97
Figura 5-8: Detalhes construtivos da solução PCB-V20-LH20-S (dimensões em mm). 98
Figura 5-9: Seção transversal adotada na avaliação das vigas mistas preflexionadas. 98
Figura 5-10: Gráfico da relação entre área de aço e razão L/H para viga mista preflexionada. 100
Figura 5-11: Esquema da seção transversal PFX-V20-LH15-S dimensionada (dimensões em mm). 100
Figura 5-12: Detalhes construtivos da solução PFX-V20-LH15-S (dimensões em mm). 101
Figura 5-13: Análise do custo das seções transversais para vão de 20 metros. 102
Figura 5-14: Análise do custo das seções transversais para vão de 25 metros. 102
Figura 5-15: Análise do custo das seções transversais para vão de 30 metros. 103
Figura 5-16: Comparativo do custo das seções transversais levando em conta a limitação de altura: vão 20 metros. 104
Figura 5-17: Comparativo do custo das seções transversais levando em conta a limitação de altura: vão 25 metros. 104

Figura 5-18: Comparativo do custo das seções transversais levando em conta a limitação de altura: vão 30 metros. 105

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Exemplos de pontes mistas com vigas Precobeam. 39
Tabela 3-1. Razão largura-espessura máxima para elementos internos comprimidos (Adaptado EN 1993-1-1:2005). 48
Tabela 3-2. Razão largura-espessura máxima para mesas comprimidas (Adaptado EN 1993-1-1:2005). 49
Tabela 3-3. Fator de redução (χw) na contribuição da alma para capacidade resistente à flambagem por esforço cortante (Adaptado EN 1993-1-5:2006). 54
Tabela 4-1: Valores característicos para cargas verticais para os modelos de carregamento SW/0 e SW/2. 83
Tabela 4-2: Custos equivalentes. 89
Tabela 5-1: Informações geométricas das seções obtidas - solução tradicional. 92
Tabela 5-2: Resultados das verificações em ELU, ELS e ELF em curta e longa duração - solução tradicional. 92
Tabela 5-3: Informações geométricas das seções obtidas - solução viga mista com *composite dowels*. 95
Tabela 5-4: Resultados das verificações em ELU, ELS e ELF em curta e longa duração - solução viga mista com *composite dowels*. 95
Tabela 5-5: Informações geométricas das seções obtidas - solução viga mista preflexionada. 99
Tabela 5-6: Resultados das verificações em ELU, ELS e ELF em curta e longa duração - solução viga mista preflexionada. 99

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

b	Largura efetiva da seção mista de aço e concreto.
b_f	Largura da mesa de aço.
b_v	Aceleração vertical.
c	Distância entre as rótulas plásticas nas mesas.
c_o	Cobrimento superior de concreto.
c_u	Cobrimento inferior do concreto.
d	Diâmetro do fuste do conector.
d	Distância entre os centros de gravidade do aço e do concreto.
e	Excentricidade vertical.
e_j	Posição de aplicação da carga unitária no tabuleiro.
e_x	Espaçamento entre os *dowels*
e_y	Distância entre almas de perfis paralelos
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão.
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão.
$f_{ct,eff}$	Valor médio da resistência à tração efetiva do concreto quando a primeira fissura aparece.
f_{sd}	Resistência de cálculo da armadura de aço.
f_{sk}	Resistência característica ao escoamento da armadura de aço.
f_u	Resistência à ruptura do aço do conector.
f_y	Resistência de escoamento nominal do aço estrutural.
f_{yd}	Resistência de escoamento de cálculo do aço.
f_{yf}	Resistência de escoamento do material da mesa.
f_{yw}	Resistência de escoamento da alma.
h	Altura total da seção transversal.
h_c	Espessura da laje de concreto.
h_D	Altura do dente do conector
h_{po}	Altura do cone de concreto.
h_{sc}	Altura do conector.
h_w	Altura da alma.
k_c	Coeficiente que leva em consideração a distribuição de tensões na seção imediatamente antes da fissura.
$k_{f,L}$	Fator de concentração de tensão local.
$k_{f,L,PZ}$	Fator de concentração de tensão local para o conector *Puzzle.*
$k_{f,L,CL}$	Fator de concentração de tensão local para o conector *Clothoidal*.
$k_{f,G}$	Fator de concentração de tensão global.

$k_{f,G,CL}$	Fator de concentração de tensão global para o conector *Clothoidal*.
$k_{f,\mathrm{G},PZ}$	Fator de concentração de tensão global para o conector *Puzzle.*
k_t	Coeficiente de flambagem por cisalhamento da alma e das mesas.
k_σ	Coeficiente de flambagem elástica
I_i	Flexão da longarina.
n	Número de longarinas.
n_{28}	Razão modular para concreto com idade de 28 dias.
n_i	Razão modular para o concreto com idade na data de aplicação do carregamento.
r	Raio de laminação do perfil de aço.
r	Distância transversal entre os trilhos.
t	Tempo genérico.
t_f	Espessura da mesa do perfil de aço.
t_w	Espessura da alma do perfil de aço.
x_{pl}	Posição da linha neutra plástica.
y_i	Deslocamento vertical.
z_D	Distância entre a linha neutra da seção mista até o centroide da área efetiva do concreto.
z_0	Distância vertical entre o centroide da seção de concreto não fissurada e a seção mista não fissura.
$\bar{z}$	Distância no plano de flexão entre a linha neutra da seção mista até o centroide da área efetiva de concreto.

Letras romanas maiúsculas

A_b	Área da armadura inferior
A_c	Área da seção transversal do concreto.
$A_{c,ef}$	Área efetiva transformada da laje de concreto.
A_{ct}	Área da região tracionada imediatamente antes da fissura da seção transversal.
A_d	Área de concreto no interior do *dowel*.
$A_{D,i}$	Área efetuva de concreto;
A_s	Área da seção transversal de aço.
$A_{s,conf}$	Área mínima de estribos de confinamento.
A_{sf}	Área de armadura efetiva.
A_{sk}	Área da armadura de aço.
A_t	Área da armadura superior.
A_v	Área cisalhada do perfil de aço.
$C_c(t)$	Curvatura da seção de concreto para um tempo genérico (t).
E_{c28}	Módulo de elasticidade do concreto para idade de 28 dias.
E_a	Módulo de elasticidade do aço.
E_b	Módulo de elasticidade do concreto.

E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do concreto.
$E_{c(t_0)}$	Módulo de elasticidade do concreto para idade do início da análise.
E_s	Módulo de elasticidade do aço.
F_d	Esforço solicitante.
F_h	Esforço horizontal.
F_{hd}	Esforço horizontal de cálculo.
G_k	Ação permanente
H	Altura total da ponte.
I	Momento de inércia da seção mista.
I_c	Momento de inércia da seção de concreto.
I_s	Momento de inércia da seção de aço.
I_y	Segundo momento de área da seção mista.
L	Comprimento do vão da ponte.
L_Φ	Comprimento característico.
M	Momento fletor externo.
M_{adm}	Momento máximo admissível para aplicação da pré-flexão nas vigas mistas preflexionadas.
$M_{b,Rd}$	Momento resistente de cálculo da seção transversal à flambagem lateral com torção;
$M_C(t)$	Momento fletor na seção de concreto para um tempo genérico (t).
M_{Ed}	Momento solicitante de cálculo na seção transversal.
M_{el}	Momento elástico da seção transversal.
$M_{f,Rd}$	Momento resistente de cálculo da seção transversal considerando apenas a área efetiva das mesas.
M_{pl}	Momento plástico da seção transversal.
$M_{pl,Rd}$	Momento resistente plástico de cálculo da seção mista de aço e concreto com interação completa.
M_{Rd}	Momento resistente de cálculo.
$M_s(t)$	Momento fletor na seção de aço para um tempo genérico (t).
$N_c(t)$	Força axial no elemento de concreto para um tempo genérico (t).
$N_s(t)$	Força axial na seção de aço para um tempo genérico (t).
P	Força de tração que provoca o efeito de arrancamento do concreto.
P	Força de pré-tensão aplicada na seção transversal por cordoalhas de aço
P_{cyc}	Capacidade resistente cíclica;
$P_{LD,ser}$	Capacidade resistente da seção ao cisalhamento longitudinal.
P_{pf}	Cargas de pré-flexão para viga mistas preflexionadas.
$P_{pl,k}$	Resistência do conector à falha por flexão e cisalhamento.
$P_{po,k}$	Resistência ao *pry-out* do concreto.
P_{Rd}	Força horizontal resistente de cálculo de um conector do tipo pino com cabeça.
P_{Rk}	Capacidade resistente do conector.
$P_{sh,k}$	Resistência da conexão ao cisalhamento do concreto.
Q_{ik}	Ação variável para os modelos de carregamento relacionados ao trem tipo.

R_i	Reação de apoio.
R_{ij}	Coeficiente de distribuição de cargas para a longarina.
S_y	Primeiro momento de área da seção mista.
$V_{bw,Rd}$	Contribuição das mesas para a capacidade resistente do perfil de aço à flambagem por cisalhamento.
$V_{b,Rd}$	Resistência à flambagem por cisalhamento do perfil de aço.
$V_{bw,Rd}$	Contribuição da alma para a capacidade resistente do perfil de aço à flambagem por cisalhamento.
V_{Ed}	Esforço cortante solicitante de cálculo na seção transversal para a combinação de ação adotada.
$V_{pl,Rd}$	Resistência plástica ao cisalhamento do perfil de aço.
V_{Rd}	Resistência da seção transversal ao cisalhamento.
W_x	Módulo resistente elástico da seção do perfil de aço.

Letras gregas minúsculas

α	Parâmetro limite de classificação para Classes 1 e 2.
α	Fator de multiplicação para linhas férreas com tráfego mais pesado ou mais leve que o tráfego padrão.
α	Parâmetro calibrado para esforço axial utilizado no método de cálculo para fluência e retração das vigas *Preflex*.
a_w	Comprimento do painel.
α_c	Coeficiente que relaciona a altura do conector e o diâmetro de seu fuste.
α_E	Coeficiente que converte a área de concreto em uma área equivalente de aço por meio da redução de sua largura efetiva
α_E	Razão modular para carregamentos de curta-duração
α_M	Parâmetro calibrado para esforço de flexão utilizado no método de cálculo para fluência e retração das vigas *Preflex*.
β	Fator de redução baseado na classe do aço estrutural.
$\beta(t)$	Função dependente do coeficiente para esforço axial $\eta_N(t)$.
γ	Termo originado da manipulação dos cálculos do método de avaliação de fluência e retração das vigas *Preflex*.
γ_c	Coeficiente de minoração da resistência do concreto.
γ_{Ff}	Coeficiente de majoração dos efeitos das ações dinâmicas para amplitude dos níveis de tensão.
γ_G	Coeficiente de majoração das ações permanentes.
γ_{M0}	Coeficiente de minoração da resistência da seção transversal do aço estrutural.
γ_{M1}	Coeficiente de minoração da resistência dos elementos da seção transversal, relacionado à instabilidade.
γ_{Mf}	Coeficiente de minoração para capacidade resistente à fadiga.
$\gamma_{M,ser}$	Coeficiente de minoração da resistência da seção transversal do aço estrutural para ações de utilização.

γ_Q Coeficiente de majoração para as ações variáveis.

γ_s Coeficiente de minoração de resistência da armadura de aço.

γ_v Fator parcial de segurança para o conector de cisalhamento.

δ Deflexão da viga mista.

ε Fator de escoamento.

$\varepsilon_c(t)$ Deformação da fibra do centroide do elemento de concreto para um tempo genério (t).

$\zeta(t_0, t)$ Termo que define a deformação para um tempo t causada por uma unidade de tensão constante atuando do tempo t_0 ao tempo t.

ν Coeficiente de Poisson.

$v_{L,Ed}$ Esforço longitudinal por unidade de comprimento na interface aço-concreto.

η Coeficiente que considera o acréscimo da capacidade resistente com a menor esbeltez da alma.

$\bar{\eta}_1$ Nível de utilização da capacidade resistente de cálculo devido à atuação do momento fletor.

η_3 Nível de utilização da capacidade resistente de cálculo devido à atuação da força cortante.

η_D Fator de redução de geometria.

$\eta_{D,CL}$ Fator de redução de geometria para conector *Clothoidal*.

$\eta_{D,PZ}$ Fator de redução de geometria para conector *Puzzle*.

$\eta_{máx}$ Limite de deflexão.

$\eta_N(t)$ Razão modular para esforço axial do método de cálculo de fluência e retração das vigas *Preflex.*

$\eta_M(t)$ Razão modular para momento fletor do método de cálculo de fluência e retração das vigas *Preflex*;

λ Fator equivalente de dano.

$\bar{\lambda}_{LT}$ Esbeltez relativa.

$\bar{\lambda}_w$ Esbeltez da placa.

λ_1 Fator que considera a influência do comprimento do vão e o tipo de utilização da estrutura.

λ_2 Fator que relaciona a influência do volume do tráfego e o tipo de utilização da estrutura.

λ_3 Fator que considera a influência da vida útil da estrutura e a relaciona com a inclinação da curva S-N.

λ_4 Fator que define a influência da aplicação de mais de uma carga na estrutura, sendo função do tipo de utilização da estrutura e definição do modelo de carregamento para fadiga.

λ_{max} Valor limite para o fator equivalente de dano.

ρ Parâmetro de redução da resistência de cálculo do aço na área cisalhada.

ρ_D Taxa de armadura no *dowel*.

$\rho_{D,i}$ Taxa de armadura efetiva.

σ_{adm} Tensão admissível para aço estrutural;

σ_E Tensão de referência, que consiste na tensão de flambagem de Euler com a rigidez à flexão de barra substituída pela rigidez de placa

$\sigma_{Ed,ser}$ Tensão nominal normal resultante da combinação de ações característica para estado-limite de serviço.

$\sigma_{max,f}$ Tensão máxima gerada pelos carregamentos dinâmicos.

$\sigma_{min,f}$ Tensão mínima gerada pelos carregamentos dinâmicos.

σ_s Tensão máxima permitida para a armadura de reforço imediatamente após a fissura.

τ_{cr} Tensão de cisalhamento crítica de flambagem elástica.

$\tau_{Ed,ser}$ Tensão nominal cisalhante resultante da combinação de ações característica para estado-limite de serviço.

$\varphi(t_0, t)$ Coeficiente de fluência.

χ_{LT} Coeficiente de redução para flambagem lateral com torção correspondente à esbeltez relativa.

χ_x Fator de redução aplicado quando o conector de cisalhamento apresenta um espaçamento longitudinal (e_x) inferior a $4{,}5h_{po}$.

χ_w Fator de redução da capacidade resistente à flambagem por cisalhamento.

χ_y Fator de redução adotado quando os *composite dowels* estão dispostos paralelamente com espaçamento e_y inferior a $9h_{po}$.

Φ Fator dinâmico de majoração.

Φ_2 Fator dinâmico de majoração para vias com manutenção cuidadosa.

Φ_3 Fator dinâmico de majoração para vias com manutenção padrão.

Φ_s Rotação da seção transversal.

Letras gregas maiúsculas

ΔM Variação de esforço de flexão atuante no elemento estrutural;

ΔN Variação de esforço normal atuante no elemento estrutural;

ΔV Variação de esforço cortante atuante no elemento estrutural;

$\Delta\sigma$ Tensão nominal.

$\Delta\sigma_C$ Categoria do detalhe, tensões normais.

$\Delta\sigma_E$ Nível de tensão de dano equivalente causado pelas cargas dinâmicas;

$\Delta\sigma_{Rd}$ Tensão normal de cálculo de resistência à fadiga

$\Delta\tau_C$ Categoria de detalhe, tensões de cisalhamento.

$\Delta\tau_E$ Nível de tensão de dano equivalente em função de esforços de cisalhamento causados pelas cargas dinâmicas.

$\Delta\tau_{Rd}$ Tensão cisalhante de cálculo de resistência à fadiga

$\sum I_n$ Somatório de inércia das longarinas.

X_i Distância de cada viga principal em relação ao centro de gravidade do tabuleiro.

Ψ Parâmetro limite de classificação para Classes 1 e 2

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AASHTO	*American Association of State High-way and Transportation Officials*
EN	*Euro Norm*
OAE	Obra de Arte Especial
PreCoBeam	*Prefabricated Composite Beam*

SUMÁRIO

1 Introdução 23
1.1 Generalidades 23
1.2 Objetivos 26
1.3 Metodologia 26
1.4 Justificativa 27
1.5 Organização do trabalho 27
2 Revisão da Literatura 29
2.1 Generalidades 29
2.2 Vigas mistas de aço e concreto 29
2.3 Sistemas de vigas com perfis I paralelos 32
2.4 Vigas mistas com conectores de chapa de aço contínua recortada 33
2.5 Vigas mistas preflexionadas 39
2.6 Considerações do capítulo 43
3 Dimensionamento de Seções Mistas de Aço e Concreto 45
3.1 Generalidades 45
3.2 Critérios para avaliação de estruturas segundo o Eurocódigo 45
3.2.1 Estado-limite último 45
3.2.1.1 Classificação da seção transversal 46
3.2.1.2 Resistência da seção transversal à flexão 49
3.2.1.3 Resistência da seção transversal ao cisalhamento 52
3.2.1.4 Interação entre esforços de flexão e cisalhamento 56
3.2.1.5 Resistência à flambagem lateral com torção 57
3.2.1.6 Resistência ao cisalhamento longitudinal 58
3.2.2 Estado-limite de serviço 61
3.2.2.1 Limites de tensões 61
3.2.2.2 Respiração da alma (*Web breathing*) 63
3.2.2.3 Limite de deflexões 64
3.2.2.4 Controle de fissuras 65
3.2.2.5 Resistência ao cisalhamento longitudinal 66
3.2.3 Estado-limite de fadiga 66
3.3 Critérios de avaliação segundo diretriz alemã Z-26.4-56 (2018) 68
3.3.1 Capacidade resistente ao cisalhamento longitudinal 70
3.3.2 Resistência à fadiga 72

3.4 Critérios de avaliação para vigas mistas preflexionadas 72
3.4.1 Procedimento de avaliação para tensões resistentes 73
3.4.1.1 Fase de pré-fabricação 74
3.4.2 Procedimento de avaliação dos efeitos de fluência e retração do concreto 75
3.4.2.1 Momento fletor 78
3.4.2.2 Retração 79
4 Metodologia 81
4.1 Generalidades 81
4.2 Características da ponte ferroviária do estudo de caso 81
4.3 Considerações de cálculo, carregamentos e esforços 82
4.3.1 Método de *Engesser-Courbon* 85
4.3.2 Obtenção dos esforços 86
4.4 Dimensionamento das seções 87
4.5 Análise de custo 89
5 Resultados e Discussões 90
5.1 Generalidades 90
5.2 Sistema tradicional de vigas mistas com perfis I paralelos 90
5.3 Sistema de vigas mistas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada 94
5.4 Sistemas de vigas mistas preflexionadas 98
5.5 Comparação dos custos 101
6 Considerações Finais 107
6.1 Conclusões 107
6.2 Sugestões para trabalhos futuros 109
7 Referências 111
Apêndice A 117
Apêndice B 126
Apêndice C 137

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

As obras de arte especiais (OAEs) consistem em parte fundamental da infraestrutura de transporte, formando ligações essenciais em rodovias e ferrovias para superar obstáculos, como vales, canais, rios e vias. Dessa forma, contribuem de maneira significativa para a economia e bem-estar social, consistindo em estruturas com complexo processo de dimensionamento e construção (MARCOUS, 2016; OLIVEIRA *et al*., 2019). Nesse contexto, pontes e viadutos com elementos estruturais mistos de aço e concreto têm se tornado uma solução popular em diversos países, sendo uma alternativa estética, econômica e efetiva às pontes de concreto (PETZEK; BĂNCILĂ, 2015).

A aplicação de estruturas mistas de aço e concreto tem por objetivo a combinação dos benefícios estruturais de ambos os materiais. Segundo Petzek e Băncilă (2014), esse tipo de solução é comumente adotada para pontes rodoviárias de pequenos e médios vãos, possuindo como vantagens:

- obtenção de pontes esbeltas e esteticamente agradáveis;
- alta durabilidade do concreto armado das lajes devido às limitações restritivas de fissuração;
- redução das cargas permanentes da estrutura, promovendo alívio nas fundações;
- processo simplificado e rápido de elevação, reduzindo as restrições e perturbações de tráfego durante a construção;
- redução do impacto ambiental, se comparado a outros tipos de soluções.

O estudo de soluções para obras de arte especiais constituídas por vigas mistas de aço e concreto é atual e pertinente, sendo de interesse o comparativo entre esses métodos para definição de sua eficácia e economia. A escolha do sistema mais adequado está relacionada a fatores como magnitude dos vãos, tempo de execução, altura disponível, condições do entorno, bem como aspectos estéticos (SOUZA, 2012).

Algumas soluções usuais consistem em sistemas mistos com perfis I paralelos, treliçados, em seção caixão, em arco, e pontes suspensas, como pênsil e estaiada. Em pontes e viadutos com pequenos e médios vãos, a solução usualmente empregada e que garante resultados econômicos interessantes é composta por uma laje de concreto sobre um vigamento de aço em perfis I (ZANON *et al.*, 2014). Para garantir o trabalho conjunto dos elementos que constituem a seção, são empregados conectores de cisalhamento, principalmente os conectores do tipo pino com cabeça, conhecidos como *stud bolts* (FAKURY *et al.*, 2016).

Além das soluções tradicionais supracitadas, outros métodos foram desenvolvidos com intuito de aumentar a eficácia no dimensionamento e otimizar o processo construtivo. Entre esses, pode-se destacar o sistema de vigas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada e o sistema de vigas mistas preflexionadas (*preflex beams*). Ambos consistem em alternativas para adoção em obras de artes especiais rodoviárias e ferroviárias, tendo aplicação difundida no contexto internacional.

Os conectores em chapa de aço contínua recortada, conhecidos no âmbito internacional como *composite dowels*, despontam como uma forma de suprir as dificuldades inerentes à instalação dos *studs bolts* e por seu elevado desempenho à fadiga, característica relevante na construção de pontes e viadutos, onde solicitações cíclicas podem ser preponderantes (KOZIOl, 2015). Essa conexão é obtida a partir de uma linha de corte contínua sobre a alma do perfil de aço (Figura 1-1), evitando danos decorrentes da soldagem do conector e tornando mais eficiente e econômico o processo de fabricação.

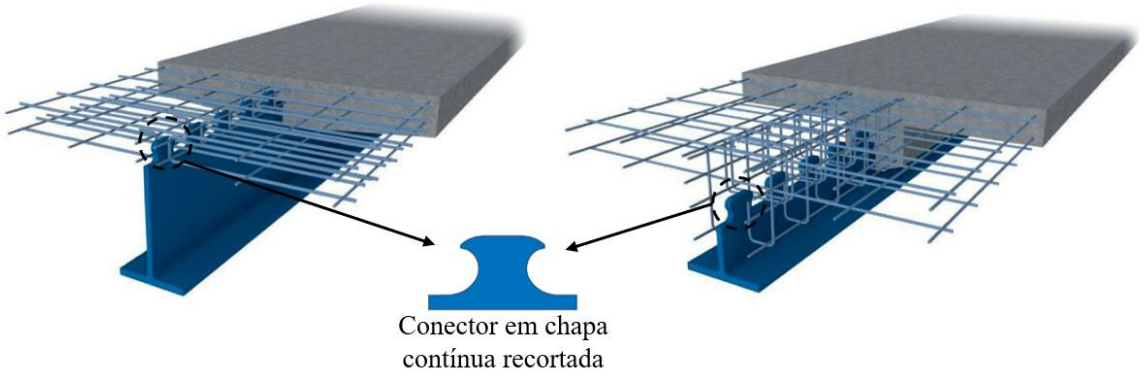


Figura 1-1. Esquema de vigas com conectores em chapa de aço contínua recortada (Adaptado de Feldmann *et al.*, 2016).

Em razão do alto grau de industrialização e rapidez no canteiro de obras, os sistemas de vigas constituídas pelos *composite dowels* vêm sendo amplamente difundidos em países europeus,

sendo um sistema consolidado na construção de pontes e viadutos, e uma alternativa inovadora para pequenos e médios vãos (SEIDL *et al*., 2013; ZANON *et al*., 2014; LORENC *et al.*, 2018).

A solução de vigas mistas preflexionadas, comumente denominada viga *Preflex*, consiste em um sistema composto por uma viga de aço preflexionada envolvida por concreto em diferentes estágios da construção. A ação solidária entre aço e concreto tem por finalidade aumentar a rigidez e a capacidade à flexão da estrutura, tornando eficiente a aplicação em pontes que necessitam de vigas esbeltas. Além disso, esse sistema exibe vantagens em construções nas quais as deflexões devem ser limitadas e restrições de altura vertical são impostas, oferecendo também excelente resistência ao fogo e elevada performance à fadiga, o que justifica seu emprego usual em pontes ferroviárias (STAQUET *et al*., 2004; PORTELA *et al*., 2011).

Figura 1-2. Esquema de vigas preflexionadas, *Preflex* (Christmann & Pfeifer, 2020).

No Brasil, as diretrizes normativas para dimensionamento de pontes mistas ainda são recentes, com a norma ABNT NBR 16694:2020, que prevê os requisitos básicos no projeto de estruturas mistas de pontes para uso rodoviário, entrando em vigor em julho de 2020. Internacionalmente, duas normas são reconhecidas: a americana AASHTO (2002) e o código normativo europeu EN 1994-2 (2005). Tais normas agregam informações para projeto e construção das soluções tradicionais. No entanto, não abrangem completamente as necessidades dos sistemas de vigas com conectores em chapa de aço recortada e das vigas preflexionadas. Por isso, o projeto desses sistemas demanda consulta adicional a aprovações técnicas específicas e modelos analíticos presentes na literatura.

As soluções de vigas mistas com *composite dowels* e de vigas preflexionadas possuem benefícios que podem ser bem aproveitados na construção de pontes e viadutos, possibilitando soluções mais econômicas e eficientes aos sistemas tradicionais. Desse modo, o estudo

comparativo desses sistemas, com objetivo de definir um roteiro de execução e delimitar sua performance, torna-se pertinente e contribui para disseminação dos sistemas no meio técnico nacional.

1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho é realizar um comparativo entre diferentes soluções de vigas mistas de aço e concreto empregadas em obras de artes especiais, a fim de obter indicativos de desempenho dessas soluções aplicadas em estudos de casos variados.

Para alcançar o objetivo principal, os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos:

- determinar o procedimento de dimensionamento de sistemas compostos por vigas mistas com perfis I paralelos, vigas com *composite dowels* e vigas preflexionadas;
- comparar o resultado das soluções em estudos de casos variados.

1.3 Metodologia

A metodologia adotada para alcançar os objetivos mencionados foi composta das seguintes etapas:

a) revisão bibliográfica sobre sistemas de vigas mistas com perfis I paralelos, com *composite dowels* e preflexionadas;

b) estudo das formulações de cálculo para dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto de acordo com o código normativo europeu;

c) definição do dimensionamento de vigas mistas para o sistema de vigas com conectores em chapa contínua recortada e para o sistema preflexionado, a partir da análise de aprovações técnicas específicas e modelos analíticos disponíveis no meio técnico e científico;

d) desenvolvimento de planilhas de cálculo para emprego das diferentes soluções em estudos de casos com vãos biapoiados, largura de tabuleiro fixa e comprimentos de vão variados;

e) definição e adoção de método analítico para obtenção dos esforços solicitantes nas vigas longitudinais;

f) avaliação do desempenho das soluções para cada vão, a fim de se obter indicativos de performance e um roteiro de aplicação que delimite vantagens e restrições de cada método.

1.4 Justificativa

Diante da crescente necessidade por construções de obras de arte especiais mais econômicas, eficientes, sustentáveis, de rápida construção e com pequenas perturbações no tráfego, o estudo de diferentes soluções empregadas para esse tipo de estrutura se torna interessante. As técnicas tradicionais para vigas mistas, bem como técnicas menos convencionais como as vigas com *composite dowels* e as vigas preflexionadas, consistem em alternativas efetivas às estruturas em concreto e em aço.

Embora comumente adotadas internacionalmente, essas soluções ainda são pouco conhecidas e estudadas no âmbito nacional. As normas atualmente existentes, dentro e fora do país, não contemplam integralmente o processo de dimensionamento de sistemas de vigas em *composite dowels* e as vigas preflexionadas. Além disso, carecem estudos que comparem as diferentes soluções, evidenciando quais as melhores opções para diferentes tipos de casos. Dessa forma, o presente tema adquire relevância, e o desenvolvimento de um estudo dessas tecnologias, bem como a formulação de diretrizes de aplicação desses métodos, tornam-se pertinentes para difusão dessas soluções no meio técnico e enriquecimento da bibliografia nacional.

1.5 Organização do trabalho

O presente capítulo introduz o tema proposto, ressaltando também os objetivos deste trabalho, bem como justificando sua relevância. Apresenta-se ainda a organização dos conteúdos abordados ao longo dos capítulos que constituem este texto.

No Capítulo 2 são apresentadas algumas pesquisas realizadas sobre obras de artes especiais compostas por vigas mistas de aço e concreto, contemplando as aplicabilidades construtivas e o comportamento estrutural dos sistemas tradicionais, das vigas com *composite dowels* e das vigas *Preflex*.

No Capítulo 3 são descritas as formulações e verificações para estado-limites último, de serviço e de fadiga empregadas no dimensionamento de seções mistas de aço e concreto, conforme a norma europeia. Nesse capítulo também são abordadas verificações advindas de aprovações

técnicas e modelos analíticos presentes na literatura, a fim de contemplar as definições de projeto das soluções não convencionais, que não são completamente atendidas pelo código normativo europeu.

No Capítulo 4 é desenvolvida a metodologia proposta para o trabalho e são definidas as diretrizes dos estudos de casos, elencando o modelo analítico adotado para obtenção dos esforços solicitantes, as ações atuantes e as características consideradas para a estrutura.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos para o estudo de caso das soluções propostas, sendo avaliada a eficácia e os indicativos de performance dos métodos.

Por fim, no Capítulo 6, são apresentadas as conclusões sobre os resultados obtidos no trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Generalidades

Apresenta-se neste capítulo um compêndio de pesquisas relevantes à adoção de vigas mistas de aço e concreto em obras de arte especiais, focando aspectos construtivos e destacando as vantagens e aplicabilidades de cada um deles.

2.2 Vigas mistas de aço e concreto

Pontes e viadutos são obras de arte cuja função é transpor obstáculos, sejam vales, rios, braços de mar ou rodovias. Ao permitir a circulação de pessoas, ciclistas, veículos, trens e até mesmo dutos de água, gás ou óleo (VAYAS; ILIOPOULOS, 2014), exercem um importante papel econômico e social.

As primeiras pontes construídas pela humanidade eram confeccionadas com pedras, e posteriormente madeira, adotando arcos como estratégia estrutural para vencimento de vãos. Com o tempo, outros materiais passaram a ser empregados, como o ferro fundido, o aço e o concreto (SOUZA, 2012).

Nos anos de 1960 elementos mistos de aço e concreto começaram a ser utilizados após o desenvolvimento de métodos e disposições construtivas que garantiam o trabalho conjunto dos dois materiais (MACHADO *et al*., 2017). A adoção de conectores de cisalhamento, que permitiam o trabalho solidário entre os elementos, tornou o uso de vigas mistas extremamente difundido, promovendo com o pequeno custo de instalação dos conectores o aproveitamento de uma parcela da laje de concreto para obter ganhos substanciais de rigidez e capacidade resistente (DIAS, 2018). Na construção de pontes, o uso de tais elementos favorece os benefícios estruturais de ambos os materiais e abrange a possibilidade de empregar processos mais industrializados. Assim, têm-se obras de arte com menores cargas permanentes, maior

rapidez de construção e procedimentos de manutenção mais simples que o de pontes constituídas apenas por concreto armado (VAYAS; ILIOPOULOS, 2014).

Na Figura 2-1 é apresentado o esquema de uma ponte mista tradicional, constituída por vigas de aço dispostas longitudinalmente, sobre as quais repousa tabuleiro de concreto. Mediante o carregamento aplicado pelos veículos e a atuação dos conectores de cisalhamento, a flexão da estrutura gera esforços de tração nas vigas de aço e de compressão na laje de concreto, tipo de solicitação ideal para cada um desses materiais, garantindo assim uma seção com alta resistência e rigidez. Além disso, as lajes funcionam como diafragmas em casos de carregamentos sísmicos ou forças de frenagem (VAYAS; ILIOPOULOS, 2014).

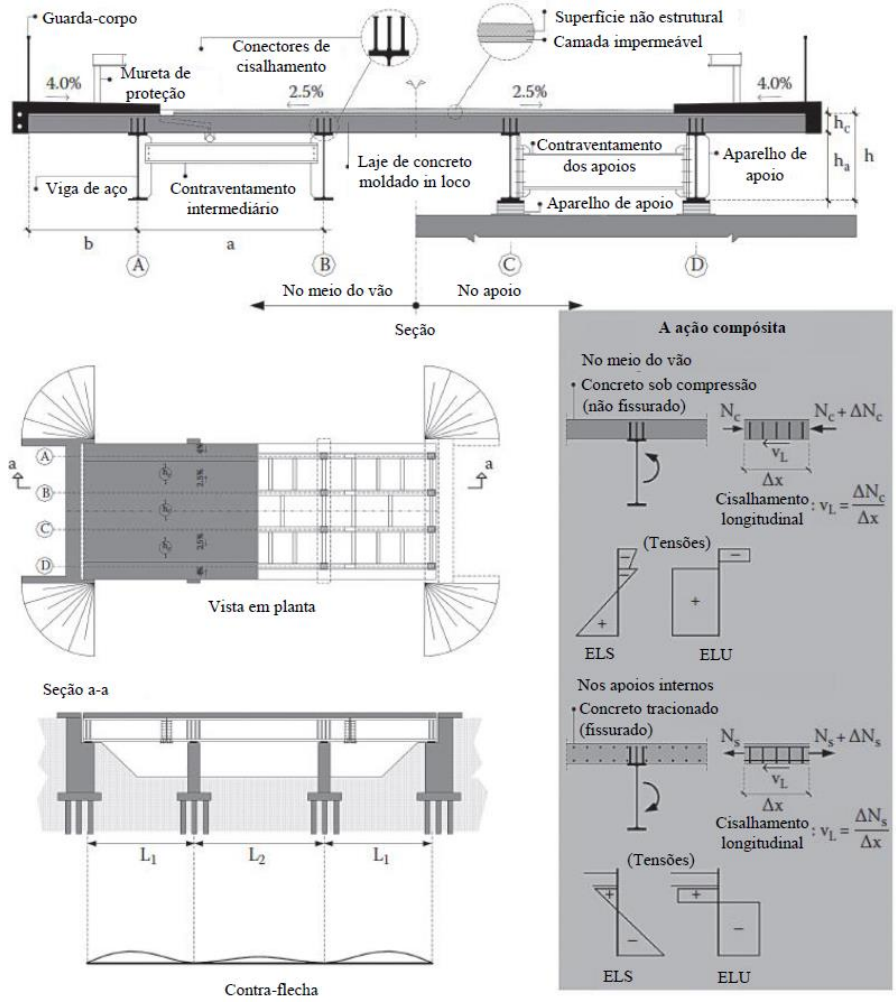


Figura 2-1: Esquema de uma ponte mista típica e ação dos esforços solicitantes (Adaptado de Vayas & Iliopoulos, 2014).

Para garantir um trabalho solidário entre as lajes de concreto e o vigamento de aço, uma técnica convencional e muito popularizada é a adoção de conectores de cisalhamento do tipo pino de

cabeça, conhecidos como *stud bolts* (COLLINGS, 2013; FAKURY et al., 2016). A sua principal vantagem é sua rapidez de instalação, realizada por um processo de solda por eletrofusão (ALMEIDA, 2018).

Os *stud bolts* são considerados conectores flexíveis, uma vez que se comportam de modo dúctil, permitindo movimentações significativas e deslizamentos entre o aço do perfil e o concreto da laje no estado-limite último. Em contraste, podem ser empregados também conectores de cisalhamento rígidos, constituídos por blocos ou barras de aço, caracterizando um modo de falha do tipo frágil no estado-limite último, com esmagamento local do concreto ou falha na solda que liga os conectores à mesa do perfil de aço. Os blocos e barras podem também ser usados concomitantemente, estratégia essa que garante um bom comportamento tanto à tração quanto ao cisalhamento. Outra solução, embora em desuso atualmente, é o emprego de perfis U soldados (COLLINGS, 2013). Na Figura 2-2 são apresentados esses tipos de conectores de cisalhamento.

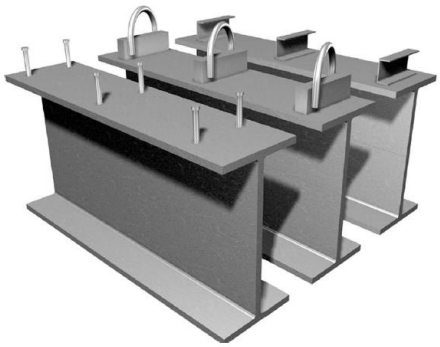


Figura 2-2: Diferentes tipos de conectores de cisalhamento. Da esquerda para a direita: (i) stud bolts; (ii) blocos e barras de aço associados; (iii) perfis U (Collings, 2013).

O tamanho dos vãos tem grande impacto na escolha no tipo de ponte a ser construída. Para pequenos vãos, com até 20 m, pontes de concreto são mais econômicas que as mistas, uma vez que o peso próprio ainda não é um fator limitante na execução e no comportamento da estrutura. Já para obras com vãos entre 25 e 50 m, a solução mista tradicional, com dois perfis I de aço sustentando tabuleiro de concreto, torna-se economicamente competitiva com pontes de concreto armado. Conforme aumenta o vão, construções em concreto vão se tornando muito pesadas, enquanto as estruturas mistas, por possuírem peças mais esbeltas, tornam-se particularmente interessantes (ZANON et al., 2014). No caso de carregamentos mais intensos, como ocorre em pontes ferroviárias, normalmente são adotadas soluções com perfis de aço de maior altura ou formas treliçadas. Já para vãos maiores, entre 50 e 500 m, pontes mistas em

arco e estaiadas passam a ser melhores opções. Por fim, para vãos muito grandes, as soluções mistas já não são mais viáveis, sendo recomendadas estruturas apenas de aço (COLLINGS, 2013). Na Figura 2-3 são apresentados os tipos de pontes usualmente empregadas em função do vão a ser vencido.

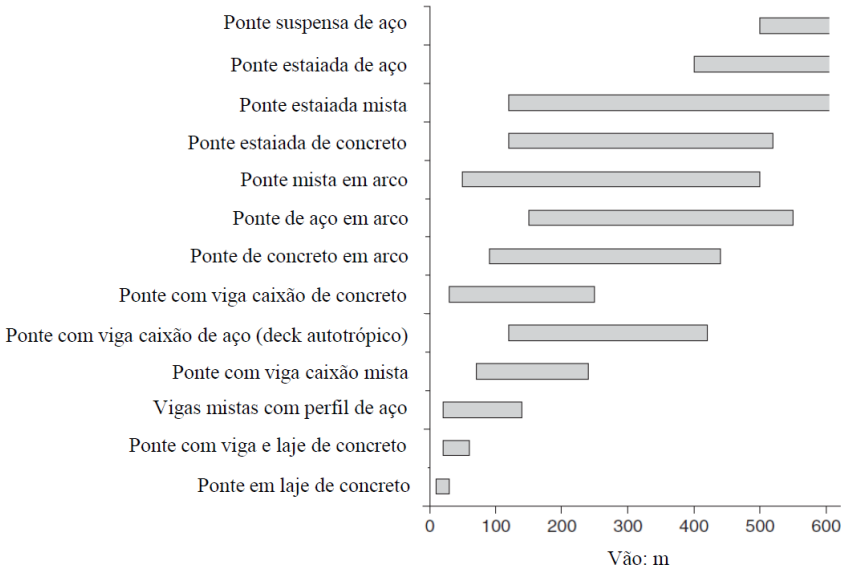


Figura 2-3: Tipos usuais de pontes em função do vão a ser vencido (Adaptado de Collings, 2013).

2.3 Sistemas de vigas com perfis I paralelos

Esse sistema consiste em um conjunto de vigas de aço com perfis I de tamanhos similares, espaçadas igualmente entre si, e que sustentam uma laje de concreto armado de espessura usualmente constante (Figura 2-4). A razão típica entre altura da ponte e vão nessa solução varia entre 1/20 e 1/30, enquanto o espaçamento transversal entre as vigas fica entre 2,5 m e 4,0 m (FERNANDES, 2016; NZ TRANSPORT AGENCY, 2013).

As vigas podem ser confeccionadas por perfis laminados ou soldados. No contexto internacional, perfis laminados são economicamente viáveis para vãos de até 30 m, enquanto os soldados são mais recomendados para vãos entre 20 e 40 m, embora existam casos em que os vão superam os 90 m. A grande vantagem dos perfis soldados é a possibilidade do uso de seções híbridas, ou seja, constituídos por aços de diferentes resistências para as almas e as mesas. Além disso, é possível se empregar seções assimétricas, nas quais as mesas inferior e superior soldadas à alma possuem dimensões diferentes (MARTIN, 2016). No Brasil, as seções laminadas estão limitadas a 600 mm de altura, fato este que que contribui para a redução da

eficiência de utilização desses perfis e restringe seu uso à menores comprimentos de vão. Por essa razão, em obras de artes nacionais, a solução de vigas com perfis soldados é mais difundida e aplicada.

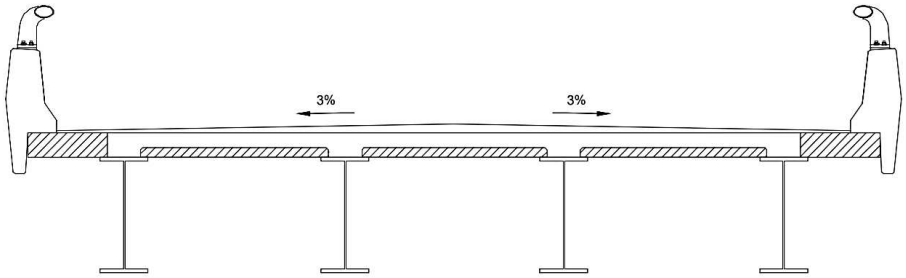


Figura 2-4: Seção transversal típica de uma ponte mista com vigas I paralelas (NZ TRANSPORT AGENCY, 2013).

Por ser uma solução tradicional, existem muitas pontes e viadutos representativas dessa técnica construtiva. Um exemplo é o viaduto ferroviário Shiremoor, na Inglaterra, constituído por cinco pares de vigas de aço S355J2W e um vão de 25 m. Outro exemplo é a ponte rodoviária sobre o rio Eden, também na Inglaterra. Ela é constituída por quatro vigas de aço S355J2W e altura variável, tendo o vão principal 64 m de comprimento e os vãos extremos 34 m.

(a) (b)

Figura 2-5: Sistema de vigas com perfis I paralelos: (a) viaduto ferroviário Shiremoor; (b) ponte rodoviária sobre o rio Eden, ambos na Inglaterra (Steel Construction, 2020)

2.4 Vigas mistas com conectores de chapa de aço contínua recortada

O estudo do comportamento de conectores recortados em chapa de aço contínua, também conhecidos como *composite dowels*, teve como ponto de partida os ensaios experimentais de *pull-out* realizados por Andrä (1985). Os resultados do trabalho revelaram esse tipo de conexão

como uma alternativa viável aos *stud bolts*, apresentando alta rigidez inicial e capacidade de sofrer grandes deformações até sua ruptura (ALMEIDA, 2018). Os resultados obtidos incentivaram novos trabalhos que buscaram identificar o comportamento desse tipo de conector com diferentes formatos e geometrias.

A primeira solução do tipo foi o *Perfobond*, desenvolvido por Leonhardt *et al*. (1987). O conector consistia em uma chapa contínua com aberturas circulares espaçadas uniformemente e soldado na mesa superior do perfil de aço (Figura 2-6). Contemporaneamente, foram desenvolvidos os conectores *Kombi,* por Bode e Künzel (1988), cujas chapas eram constituídas por reentrâncias abertas do tipo trapezoidal e em forma de gota (Figura 2-7).

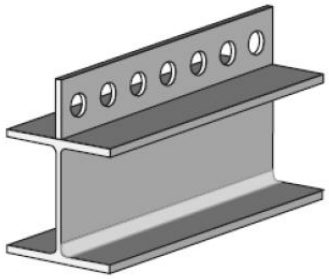


Figura 2-6 – Conector de cisalhamento *Perfobond* (Veríssimo, 2007).

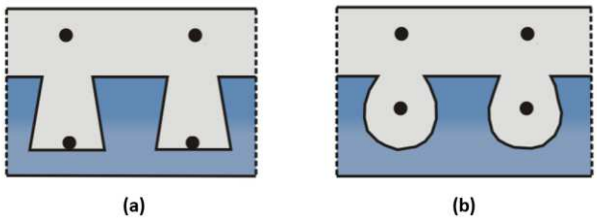


Figura 2-7 – Conectores de cisalhamento do tipo *Kombi* com (a) abertura trapezoidal e (b) abertura em forma de gota (Adaptado de Heinemeyer, 2011).

Posteriormente, outros formatos de recortes de chapas foram estudados. Wurzer (1997) e Zapfe (2001) analisaram conectores de chapas com recortes fechados e abertos (Figura 2-8 e Figura 2-9).

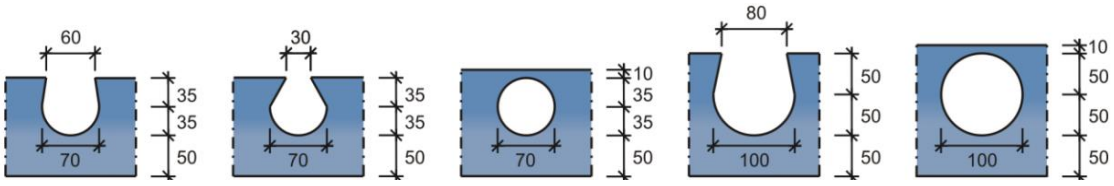


Figura 2-8 – Conectores de cisalhamento estudados por Wurzer (1997) (Heinemeyer, 2011).

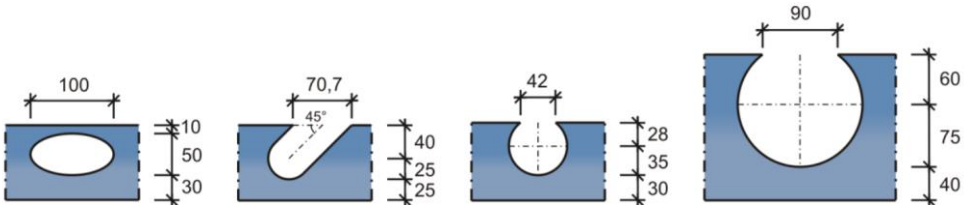


Figura 2-9 – Conectores analisados por Zapfe (2001) (Heinemeyer, 2011).

No Brasil, Veríssimo (2007) desenvolveu um conector cuja chapa de aço é cortada em forma de cristas com reentrâncias trapezoidais, denominado *Crestbond* (Figura 2-10). Seu desenvolvimento se deu em função das dificuldades associadas à utilização de conectores usuais no Brasil, podendo se destacar entre elas o alto custo de instalação dos conectores do tipo pino com cabeça e o emprego de perfis laminados com mesas estreitas em sistemas de pisos com pré-laje de concreto.

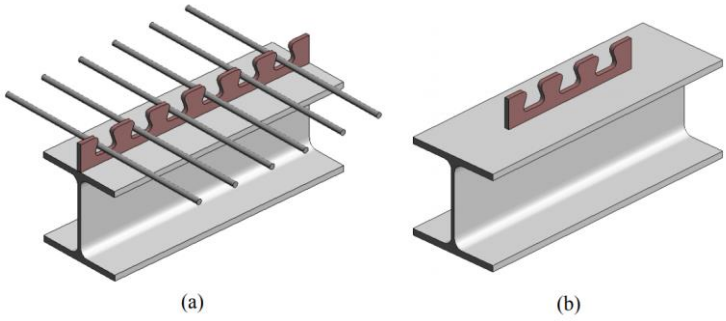
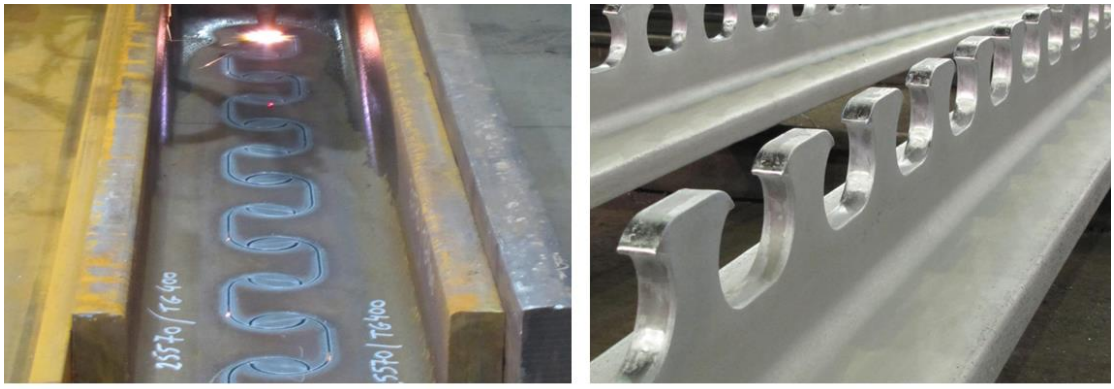


Figura 2-10 – Conector Crestbond (a) contínuo e (b) descontínuo (Veríssimo, 2007).

Seguindo os avanços na pesquisa relacionada aos conectores recortados em chapa de aço, Seidl *et al*. (2013) estudaram de modo detalhado o comportamento dos *composites dowels* por meio de análises numéricas e ensaios experimentais, tendo como intuito a otimização do processo de fabricação dos conectores, a introdução de um maior grau de industrialização e a redução do tempo despendido com instalação no canteiro de obra.

Como produto, foram obtidas soluções com geometrias simétricas, a fim de garantir que a área de concreto no interior da abertura fosse igual ou superior à área de aço no conector e, consequentemente, possibilitar a falha do aço como fator decisivo para o colapso da conexão (ALMEIDA, 2018). Desse modo, a partir de um corte simétrico na porção central da alma de um perfil de aço são obtidas duas seções T, sendo o desenho do conector determinado pela forma do corte. Na Figura 2-11 são mostradas a etapa de corte e a obtenção das seções com os *composite dowels*.



(a) (b)

Figura 2-11 – Processo de fabricação de perfis de aço com chapa recortada: (a) processo de corte; (b) aplicação de contra flecha (ArcelorMital, 2020).

Em função de seu desempenho estrutural, destacaram-se no estudo os conectores *Puzzle* (PZ) e *Clothoidal* (CL), que com seu formato simétrico possibilitam uma transmissão uniforme e bidirecional das forças de cisalhamento entre o aço e o concreto (ALMEIDA, 2018). Essa característica possibilita que eles sejam soluções viáveis para suportar os carregamentos cíclicos característicos de obras de artes especiais.

Com a evolução do estudo, a partir de análises numéricas e ensaios experimentais, um formato ótimo para o conector foi proposto de modo a englobar as características de alta resistência do conector PZ e o elevado desempenho à fadiga do conector CL. Assim, o *modified clothoidal conector* (MCL) foi desenvolvido, caracterizando um conector que pode ser facilmente recortado em um perfil I laminado, com elevada resistência última e à fadiga, além de consistir em uma conexão com alta ductilidade (KOŻUCH; LORENC, 2020). A linha de corte de fabricação dos três conectores supracitados é apresentada na Figura 2-12.

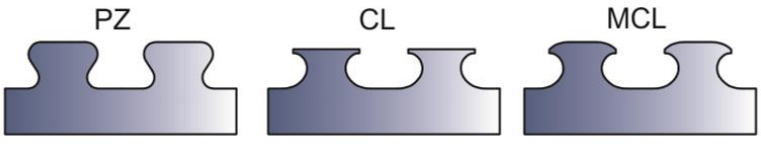


Figura 2-12 – Geometria dos conectores PZ, CL e MCL (Adaptado de Rowinski *et al*., 2014).

O estudo de Seidl *et al*. (2013) norteou a diretriz alemã Z-26.4-56 (2018), que estipula o dimensionamento e especificações construtivas para conectores do tipo PZ e MCL. No capítulo 3 são apresentados detalhes do dimensionamento desses conectores, bem como os mecanismos de falhas que podem ocorrer mediante o carregamento da estrutura. A Figura 2-13 apresenta a linha de tempo que resume o desenvolvimento dos *composite dowels*.

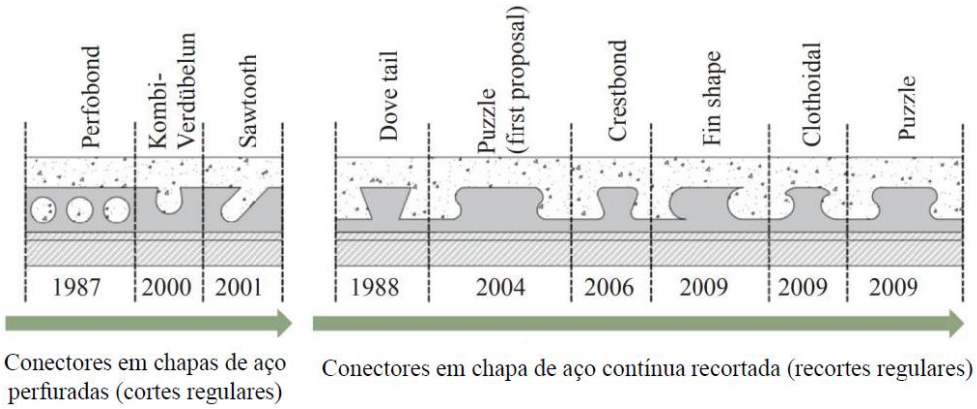


Figura 2-13 – Linha do tempo de desenvolvimento dos *composite dowels* (Adaptado de Cardoso *et al*., 2020)

Com os avanços em pesquisa citados, o uso de vigas com *composite dowels* resulta em um sistema que combina as vantagens construtivas de vigas mistas pré-fabricadas com a robustez de um sistema de vigas de aço tradicional preenchido por concreto (PETZEK; BĂNCILĂ, 2015). Essa configuração mista, que tem seu comportamento garantido por meio do engrenamento entre os conectores de cisalhamento e o concreto que os envolve, tem sua principal aplicação em construções de pontes e viadutos rodoviários e ferroviários, em função de sua elevada resistência à fadiga (KOZIOL, 2015). O sistema dispensa a etapa de solda dos conectores, suprimindo eventuais danos aos perfis, reduzindo efeitos de fadiga relativos às soldas e otimizando o processo de fabricação. Além disso, é possível economia no peso de aço empregado na construção, em função da ausência da mesa superior do perfil. Na Figura 2-14 são apresentadas diferentes configurações que o sistema de vigas com conectores recortados em chapa de aço contínua pode assumir na construção de obras de artes especiais.

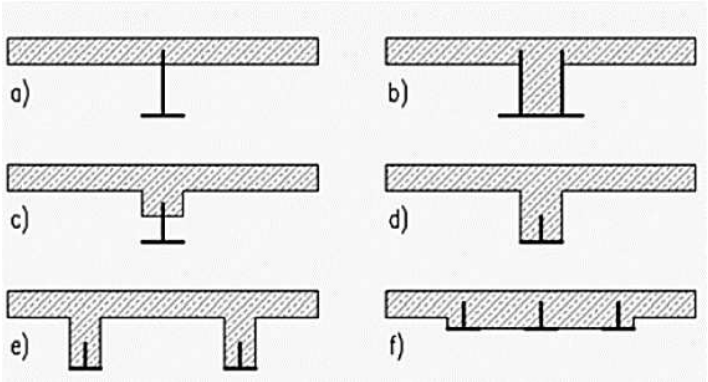


Figura 2-14: Configurações de vigas mistas com conectores de cisalhamento recortados em chapa de aço contínua (Popa, 2015).

Devido às suas vantagens econômicas, a solução de vigas com *composite dowels*, comercialmente conhecidas como Precobeam, tem sido empregada internacionalmente, já sendo considerado um meio de conexão padrão para pontes e viadutos. Até final de 2016, pelo menos 34 pontes foram construídas na Europa adotando essa técnica, sendo 13 na Alemanha, 11 na Polônia, 4 na República Tcheca, 4 na Áustria e 2 na Romênia (LORENC *et al*., 2017). A primeira ponte do tipo foi construída na cidade de Pöcking, na Alemanha. Na solução foram empregados conectores do tipo PZ, sendo a obra composta de três peças pré-fabricadas com 3,20 m de largura, utilizando sistemas de vigas dupla (*Duo Precobeam*) com perfil HEM 1000 com aço estrutural de alta resistência S460 e concreto pré-moldado de 55 MPa (SCHMITT *et al.*, 2004). A ponte construída supera dois vãos de 16,60 m de comprimento, sendo apresentada na Figura 2-15.

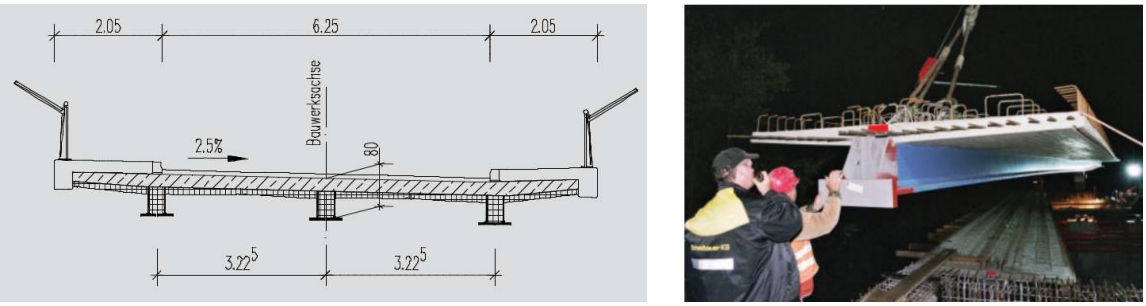


Figura 2-15: Primeira ponte com *composite dowels* construída na cidade de Pöcking, Alemanha (Schmitt *et al.*, 2004).

Já no contexto ferroviário, a ponte "*Wierna Rzeka*", da linha *Kielce-Fosowskie* na Polônia, foi a primeira obra do gênero a empregar os *composite dowels* como meio de conexão entre os perfis de aço e a laje de concreto, sendo também a primeira construção a aplicar os conectores com formato *clothoildal.* A seção de aço foi obtida a partir do perfil HE1000x438 com aço estrutural de alta resistência S460 e espaçamento longitudinal entre os dowels (e_x) igual a 250 mm. Na construção foi utilizado concreto com resistência característica à compressão de 50 MPa, superando um vão de 16,50 m, com comprimento entre os eixo das vigas igual a 2,40 m e uma altura total de construção de 1,00 m (LORENC, 2020). Na Figura 2-16 são mostradas a seção transversal e uma vista da ponte ferroviária da linha *Kielce-Fosowskie*.

Alguns exemplos da aplicação dos conectores recortados em chapa de aço contínua em obras de arte especiais são listados na Tabela 2-1. É possível notar que, de maneira geral, essa solução de vigas mistas é empregada em pontes e viadutos de pequenos e médios vãos (entre 12 e 30 m), com uma razão entre vão e altura da viga variando entre 15 a 25.

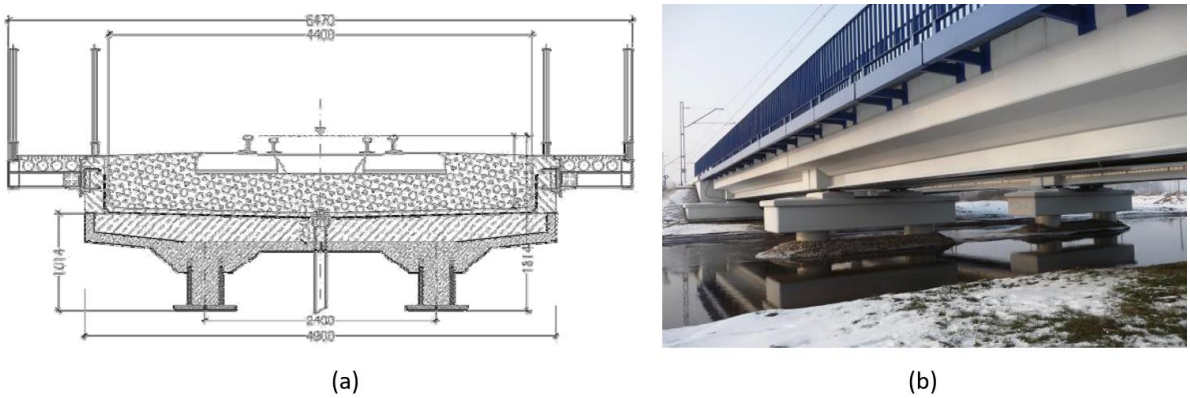


Figura 2-16: Ponte da linha Kielce-Fosowskie, km 23093: (a) seção transversal; (b) vista lateral (Zanon et al., 2014).

Tabela 2-1: Exemplos de pontes mistas com vigas Precobeam.

Nome	País	Tipo	Vão (m)	Número de vigas	Perfil antes do corte	Altura (perfil + deck, em m)
Viaduto de Pöcking	Alemanha	Rodoviária	16,60	3 Duo Precobeam	HEM 1000, S460	0,80
Ponte Arve	França	Rodoviária	26,00	2 Duo Precobeam	Inércia variável	-
Ponte da linha Kielce-Fosowskie, km 23093	Polônia	Ferroviária	16,50	2 Duo Precobeam	HE1000x438, S460	1,00
Primeiro viaduto de Vigaun	Áustria	Rodoviária	26,15	3 Mono Precobeam	HE600x399, S460	1,14
Segundo viaduto de Vigaun	Áustria	Rodoviária	19,50-19,70	3 Mono Precobeam	HE400x421, S355	0,85 no meio de vão e 1,15 nos apoios
Ponte Rio Simmerbach	Alemanha	Ferroviária	12,75	VFT-Rail	Perfil indefindo, S355	0,66

Fonte: Schmitt *et al*. (2004), Seidl *et al*. (2012), Zanon *et al*. (2014), Lorenc (2020).

2.5 Vigas mistas preflexionadas

As vigas mistas preflexionadas, também conhecidas como vigas *Preflex*, tiveram sua invenção na década de 1950, na Bélgica, pelo engenheiro A. Lipski com assessoria de L. Baes (BAES; LIPSKI, 1957).

A principal inovação estrutural desse sistema é a presença de um flange de concreto de alta resistência na região inferior do perfil de aço. O concreto é aplicado após a indução de uma pré-flexão na viga sem exceder os limites de tensões resistentes. Quando o concreto atinge uma resistência à compressão suficiente, a carga de pré-flexão é removida, surgindo então tensões

de compressão no material conforme a viga recupera parte de sua forma original. Em seguida, a estrutura é transportada para o canteiro de obras, onde a laje é concretada (BAE; LEE, 2004). Nesse ponto, uma segunda ação compósita ocorre entre a região superior da viga de aço e a laje de concreto, com a transferência adequada de esforços entre o aço e o concreto sendo garantida pelos conectores de cisalhamento soldados nas mesas do perfil aço (STAQUET *et al*., 2004). Em resumo, todo o processo construtivo do sistema de vigas preflexionadas pode ser dividido em cinco etapas, como apresentado na Figura 2-17.

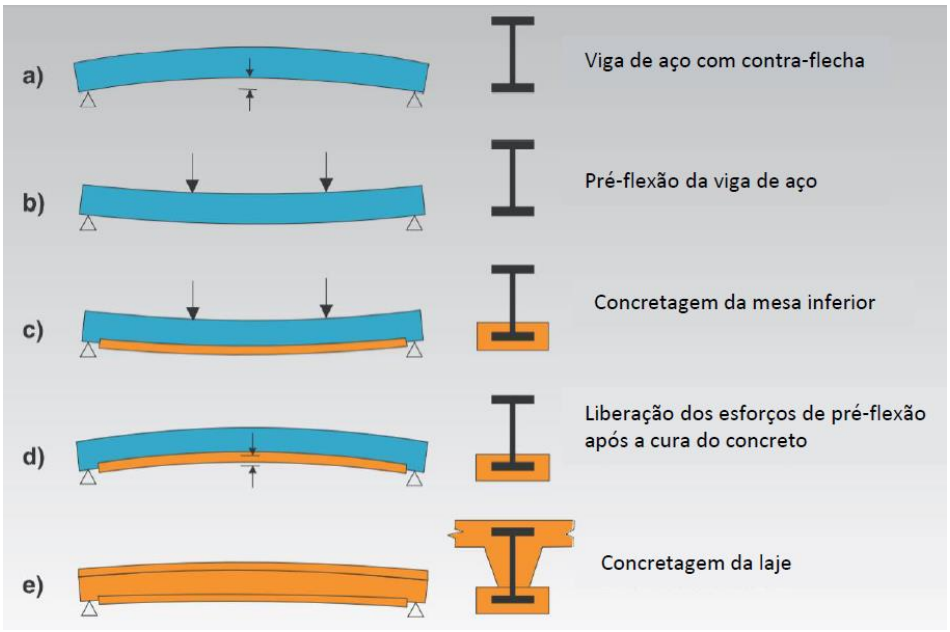


Figura 2-17: Sequência de construção do *Preflex*: a) viga de aço com contra flecha; b) pré-flexão da viga de aço; c) concretagem da base da viga; d) liberação dos esforços de pré-flexão; e) concretagem da laje (ArcelorMittal, 2018).

A Figura 2-18 mostra alguns detalhes construtivos de uma viga Prefex. Antes da concretagem, barras de aço e conectores de cisalhamento do tipo *stud bolt* são soldados na mesa inferior do perfil, e uma armadura longitudinal é colocada nessa região (Figura 2-18a e Figura 2-18b). Com o perfil preflexionado, o concreto é aplicado e deve-se aguardar tempo suficiente para que seja atingida uma resistência de compressão adequada. Normalmente, esse tempo é de três dias (Figura 2-18d). Na mesa superior do perfil são empregados conectores de cisalhamento dos tipos *horseshoes* ou *stud bolts*, como apresentado nas Figura 2-18c e Figura 2-18e (PORTELA; BARAJAS; ALBARRAN-GARCIA, 2011). Por fim, na Figura 2-18f é apresentado um esquema geral da viga mista *Preflex*.

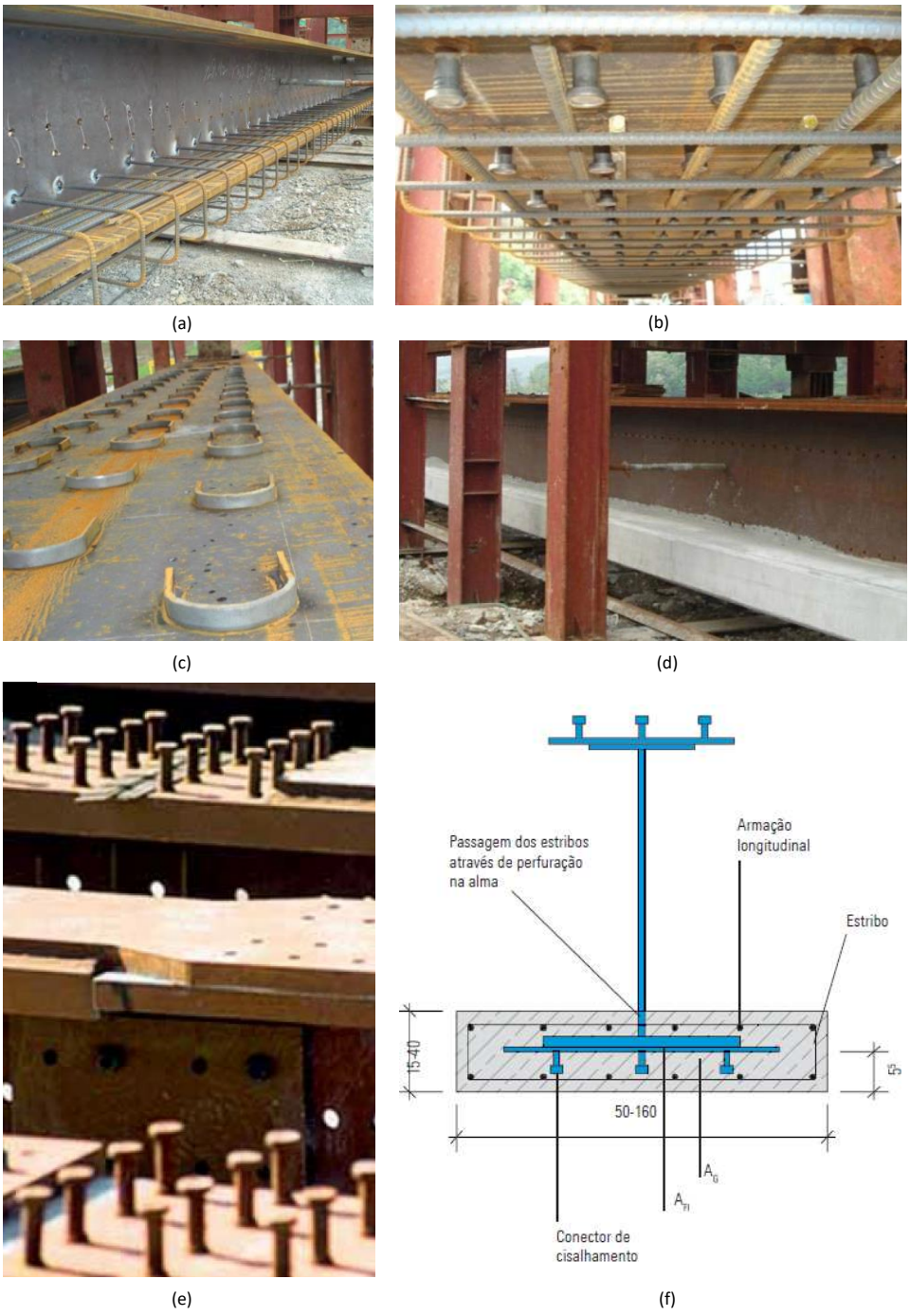


Figura 2-18: Processo construtivo de viga Preflex: (a) e (b) Armaduras de aço e conectores de cisalhamento da mesa inferior; (c) e (e) conectores de cisalhamento adotados para a mesa superior; (d) viga com a mesa inferior já concretada; (f) esquema geral de uma viga *Preflex* (PORTELA; BARAJAS; ALBARRAN-GARCIA, 2011; SSF INGENIEURE, 2012).

É pertinente destacar que durante a construção do sistema *Preflex*, as vigas de aço ficam submetidas a esforços superiores aos que estarão sujeitas durante sua vida útil. Sendo assim, torna-se indispensável um monitoramento rígido de todo o processo de fabricação e a garantia

de que o concreto empregado tenha alta qualidade. Todo esse controle garante ao sistema construtivo uma segurança adicional se comparado a outros sistemas existentes (PORTELA; BARAJAS; ALBARRAN-GARCIA, 2011).

Perante as cargas acidentais, o concreto na mesa inferior contribui significativamente para o momento de inércia total, sendo recomendado para estruturas que demandam vigas esbeltas em vãos grandes e quando a flexão deve ser limitada devido ao estado-limite de serviço (PORTELA; BARAJAS; ALBARRAN-GARCIA, 2011), podendo vencer vãos superiores a 45 m (VALDES *et al*., 2010). As vigas *Preflex* possuem excelente resistência ao fogo, grande rigidez, alta performance à fadiga e permitem altura reduzida da viga (STAQUET *et al*., 2004, STAQUET; ESPION; TOUTLEMONDE, 2010). Além disso, quando a viga é projetada adequadamente, o limite de fissuração do concreto não é atingido (MANNINI, 2002).

Dadas as vantagens apresentadas, a solução de vigas mistas preflexionadas vem sendo amplamente adotada e com sucesso em edifícios e pontes na Ásia e Europa, com destaque para o seu uso em pontes ferroviárias (PORTELA; BARAJAS; ALBARRAN-GARCIA, 2011; STAQUET; ESPION; TOUTLEMONDE, 2010). Como exemplo, pode ser citada a ponte ferroviária perto da estação Bruxelas-Schuman, na Bélgica, constituída por quatro tabuleiros independentes de concreto, cada um suportado por três vigas *Preflex* com vãos de 32,9 m (Figura 2-19). Outro caso de aplicação desse sistema construtivo é a ponte em Kerpen Horrem, na Alemanha, constituída por perfis de aço HEA1000 biapoiados com vão de 41,25 m (Figura 2-20).

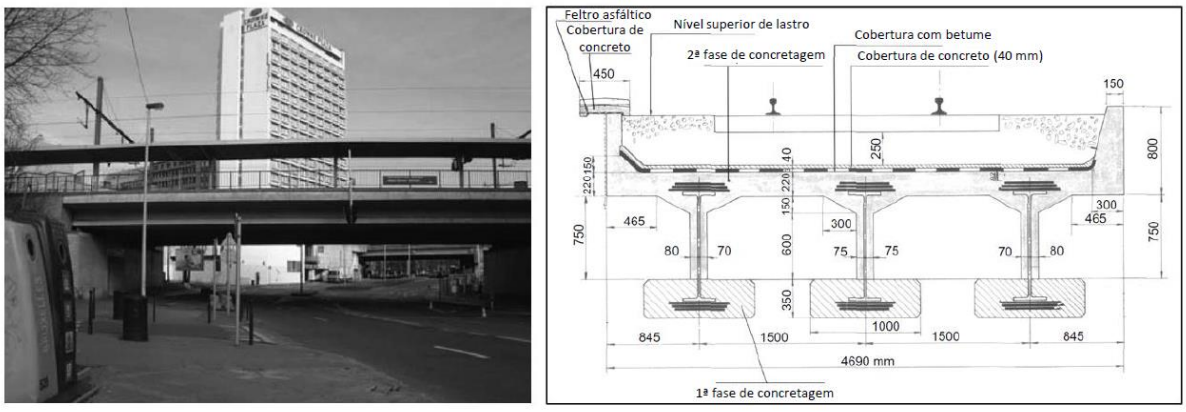


Figura 2-19: (a) Ponte ferroviária perto da estação Brussel-Schuman, Bélgica; (b) seção transversal de um deck da ponte (Adaptado de Staquet *et al*., 2007).

Figura 2-20: Construção da ponte com sistema Preflex em Kerpen Horrem, Alemanha (ArcelorMittal, 2018).

2.6 Considerações do capítulo

A solução de construção de pontes mistas de aço e concreto é relativamente recente na história da construção civil, tendo sido desenvolvida no século XX. Apesar da curta história, tem sido amplamente empregada em todo o mundo, impulsionada por suas vantagens inerentes. A disposição construtiva permite que o elemento de aço dos perfis trabalhe predominantemente sob tração e o concreto sob compressão, tendo-se assim o máximo aproveitamento de cada material.

As pontes mistas são muito competitivas para o vencimento de médios vãos quando comparadas às pontes de concreto armado, apresentando agilidade de construção, alta rigidez e menor peso estrutural. Como forma de otimizar ainda mais o processo construtivo e a vantagens dos sistemas mistos, algumas soluções alternativas foram desenvolvidas. Entre elas, pode-se citar as soluções de vigas mistas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada (*composite dowels*) e as vigas mistas preflexionadas (*Preflex*).

As vigas mistas com *composite dowels* possuem como atrativos seu excelente desempenho nos estados-limites último e de serviço, praticidade construtiva e maior desempenho à fadiga, sendo uma interessante alternativa para pontes ferroviárias de pequenos e médio vãos.

Já as vigas preflexionadas permitem o vencimento de vão consideráveis, podendo ultrapassar os 45 m, adotando-se vigas mais esbeltas, sendo uma solução propícia em obras nas quais limitações de altura e de deformação são necessárias. Além do bom comportamento frente à fadiga, como os sistemas com *composite dowels*, apresenta também excelente resistência ao fogo. Com uso bem disseminado em edifícios e pontes na Europa e na Ásia, seu emprego em pontes ferroviárias é notável.

Mesmo com as vantagens que essas duas soluções de pontes mistas apresentam, atualmente essas tecnologias não fazem parte do cotidiano construtivo nacional. Por isso, faz-se necessário meios que colaborem para a disseminação desses sistemas no Brasil, tanto por meio da divulgação dessas alternativas, quanto pelo desenvolvimento de material que oriente o dimensionamento e construção de estruturas mistas empregando tais soluções.

Nos capítulos seguintes são abordados de forma detalhada o dimensionamento de cada uma dessas soluções e, a partir de estudos de casos, é feita a comparação desses métodos com a solução tradicional de vigas I suportando tabuleiro de concreto. Pretende-se, portanto, que o trabalho sirva como um guia para uso dessas novas soluções no contexto brasileiro e que elucide seus benefícios e particularidades.

3 DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES MISTAS DE AÇO E CONCRETO

3.1 Generalidades

No presente capítulo serão apresentados os procedimentos de cálculo e os principais aspectos das metodologias empregadas. Para as soluções tradicionais, serão aplicadas as especificações propostas pelo Eurocódigo. Para o dimensionamento de sistemas de vigas com conectores em chapa de aço recortada e de vigas mistas preflexionadas, não se dispõe de diretrizes normativas específicas bem definidas. Para tanto, os cálculos serão determinados a partir da aplicação dos conceitos definidos na norma europeia e por modelos analíticos presentes na literatura.

3.2 Critérios para avaliação de estruturas segundo o Eurocódigo

A norma europeia EN 1994-2:2005 apresenta os princípios e requerimentos para segurança, manutenção e durabilidade de estruturas mistas de aço e concreto para pontes e viadutos, sendo baseada no conceito do método dos estados limites em conjunto com a aplicação de fatores de segurança para ações e resistências.

Apesar de apresentar alguns conceitos específicos para dimensionamento de elementos mistos, esta norma é disponibilizada para ser utilizada com outras que complementam as diretrizes normativas em questão. Dentre essas, destacam-se: EN 1994-1-1:2004 e EN 1990:2002; EN 1993-1-1:2005, EN 1993-1-5:2006, EN 1993-1-9:2005 e EN 1993-2:2006, para dimensionamento dos elementos de aço; EN 1992-1-1:2004 e EN 1992-2:2005, para dimensionamento dos elementos de concreto.

3.2.1 Estado-limite último

A EN 1994-2:2005 fixa as seguintes verificações para estado-limite último em vigas mistas de aço e concreto:

a) resistência da seção transversal à flexão, ao cisalhamento e à interação entre esses esforços;

b) resistência à flambagem lateral com torção;

c) resistência à flambagem por cisalhamento e forças aplicadas no plano da alma;

d) resistência ao cisalhamento longitudinal, com enfoque nos conectores do tipo pino com cabeça;

e) resistência à fadiga.

O procedimento proposto em norma engloba seções transversais variadas. Com intuito de sintetizar o procedimento, serão empregadas nas definições as considerações pertinentes às soluções tradicionais, ou seja, àquelas constituídas por lajes de concreto sobre vigamento de aço trabalhando de modo solidário por meio da ligação com conectores de cisalhamento.

3.2.1.1 Classificação da seção transversal

A flambagem local dos elementos afeta a resistência e a capacidade de rotação da seção transversal, sendo necessária sua avaliação no dimensionamento (SILVA *et al.*, 2010). A avaliação da influência da flambagem local na resistência e ductibilidade do componente metálico é complexa. Para simplificar a questão, a EN 1993-1-1:2005 define uma abordagem que classifica a seção em função de sua capacidade de rotação e de sua propensão em formar rótulas plásticas.

A orientação técnica define quatro classes para caracterizar as seções transversais. Seções de **Classe 1** consistem naquelas que podem atingir resistência plástica, apresentando capacidade de rotação suficiente para formação de rótula plástica. As de **Classe 2** englobam seções que podem atingir a resistência plástica, mas que possuem capacidade de rotação limitada em função da flambagem local de seus elementos, não sendo possível garantir que sua capacidade de rotação seja suficiente para formação de rótula plástica. Seções de **Classe 3** são aquelas nas quais a fibra mais solicitada do componente metálico, assumindo uma distribuição de tensões elástica, pode atingir a tensão de escoamento, sendo a flambagem local responsável por impedir a seção de alcançar a resistência plástica. As de **Classe 4** consistem em seções que a flambagem local ocorre antes da tensão de escoamento ser atingida por uma ou mais partes da seção transversal. A Figura 3-1 apresenta o comportamento à flexão de estruturas com seções das

classes 1 a 4, onde M_{pl} e M_{el} são, respectivamente, o momento plástico e elástico da seção transversal. O termo ϕ_s está relacionado ao comportamento de rotação da seção.

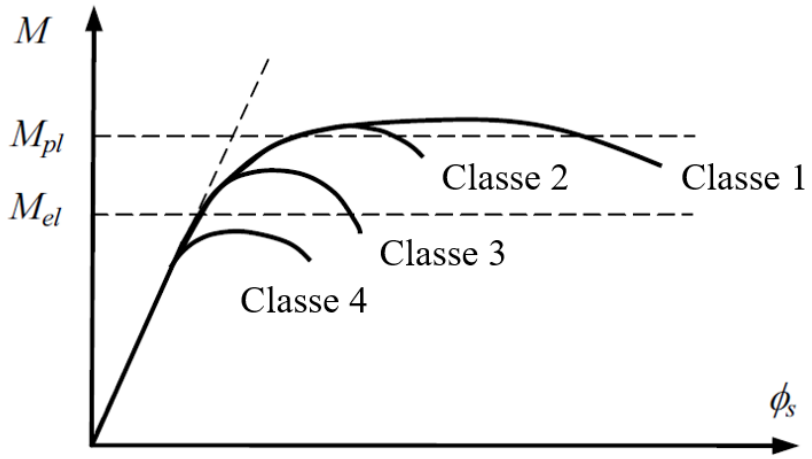


Figura 3-1. Comportamento à flexão da seção transversal (Adaptado de Silva *et al.*, 2010).

A classificação é dada em função da razão entre a largura (c) e espessura (t) dos elementos submetidos, totalmente ou parcialmente, à efeitos de compressão. Assim, os elementos do componente metálico, alma e mesa, podem ser caracterizados por classes distintas em função de sua esbeltez. De maneira geral, a classificação da seção transversal é dada de acordo com a classe mais desfavorável entre os elementos comprimidos, caracterizada pela classe de maior valor.

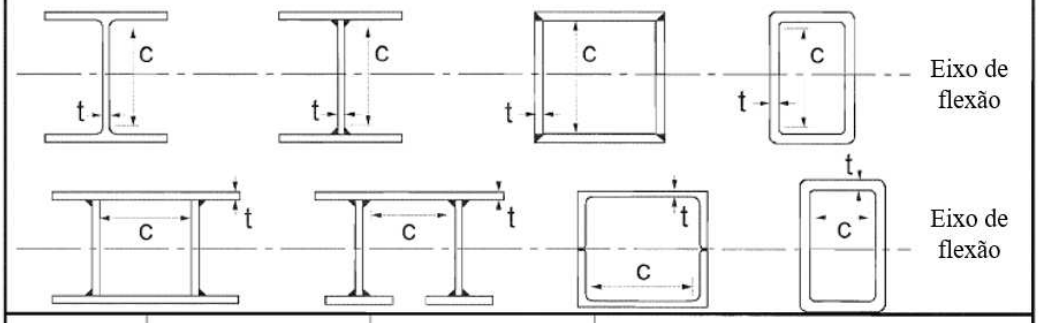
Em seções transversais do tipo I, H e seções retangulares fechadas, os elementos internos comprimidos podem ser classificados de acordo com a Tabela 3.1, enquanto os elementos de mesa comprimidos podem ser classificados a partir da Tabela 3.2. Nessas tabelas, as colunas representam diferentes tipos de distribuições de tensões nos elementos que constituem a seção, sendo a classe do aço considerada por meio do fator de escoamento $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, onde f_y consiste na resistência nominal do material ao escoamento. Seguindo as especificações normativas, seções que não se enquadram nos limites definidos para Classe 3 devem ser tomadas como Classe 4.

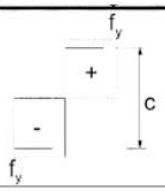
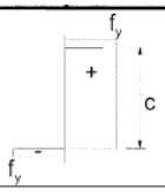
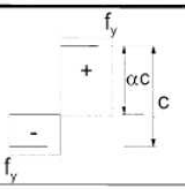
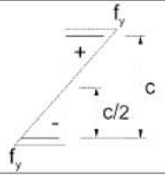
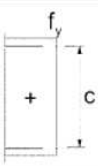
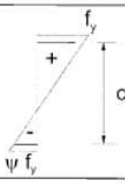
De acordo com Silva *et al.* (2010), a classificação da seção transversal é baseada na capacidade resistente máxima aos esforços internos aplicados, independente do seu valor. Trata-se de um procedimento direto para seções transversais sujeitas à esforços de compressão ou de flexão atuando de modo isolado. No entanto, nos casos de interação entre momento e força axial existe

um intervalo para o valor combinado dos esforços que corresponde à capacidade resistente última da seção transversal. De forma a caracterizar esse efeito, a norma descreve diferentes valores para o parâmetro limite das Classes 1 e 2 (α) e para o parâmetro limite da Classe 3 (Ψ), ambos dependentes da posição da linha neutra da seção. Para contornar essa complexidade adicional, usualmente são empregados procedimentos simplificados, como considerar a seção submetida apenas à esforços de compressão, que caracteriza a situação mais desfavorável, ou classificar a seção transversal baseando-se em uma estimativa para posição da linha neutra em função das forças internas aplicadas.

Tabela 3-1. Razão largura-espessura máxima para elementos internos comprimidos (Adaptado EN 1993-1-1:2005).

Elementos internos comprimidos

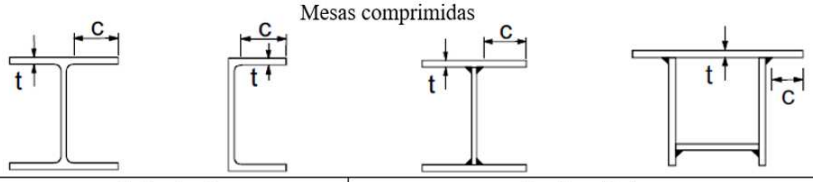
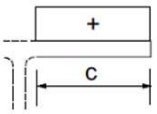
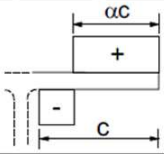
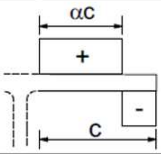
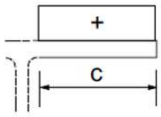
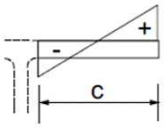
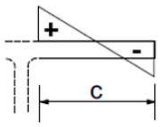


Classe	Elemento Flexionado	Elemento Comprimido	Elemento submetido à flexão e compressão
Distribuição de tensões (compressão positiva)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	para $\alpha > 0.5$, $c/t \le \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ para $\alpha \le 0.5$, $c/t \le \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	para $\alpha > 0.5$, $c/t \le \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ para $\alpha \le 0.5$, $c/t \le \frac{41.5\varepsilon}{\alpha}$
Distribuição de tensões (compressão positiva)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	se $\Psi > -1$, $c/t \le \frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33\Psi}$ se $\Psi \le -1$ *), $c/t \le 62\varepsilon(1-\Psi)\sqrt{(-\Psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\Psi \le -1$ aplica-se onde a tensão de compressão $\sigma < f_y$ ou deformação de tração $\varepsilon_y > f_y/E$.

Tabela 3-2. Razão largura-espessura máxima para mesas comprimidas (Adaptado EN 1993-1-1:2005).

<table>
<tr><td colspan="8">Mesas comprimidas
  </td></tr>
<tr><td colspan="2">Perfis laminados</td><td colspan="6">Perfis soldados</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Classe</td><td rowspan="2">Elemento Comprimido</td><td colspan="6">Elemento submetido à flexão e compressão</td></tr>
<tr><td colspan="3">Ponta em compressão</td><td colspan="3">Ponta tracionada</td></tr>
<tr><td>Distribuição de tensões (compressão positiva)</td><td>  </td><td colspan="3">  </td><td colspan="3">  </td></tr>
<tr><td>1</td><td>$c/t \le 9\varepsilon$</td><td colspan="3">$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$</td><td colspan="3">$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$</td></tr>
<tr><td>2</td><td>$c/t \le 10\varepsilon$</td><td colspan="3">$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$</td><td colspan="3">$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$</td></tr>
<tr><td>Distribuição de tensões (compressão positiva)</td><td>  </td><td colspan="3">  </td><td colspan="3">  </td></tr>
<tr><td>3</td><td>$c/t \le 14\varepsilon$</td><td colspan="6">$c/t \le 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$
Para k_σ, consultar EN 1993-1-5</td></tr>
<tr><td rowspan="2">$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$</td><td>$f_y\ (N/mm^2)$</td><td>235</td><td>275</td><td>355</td><td>420</td><td>460</td></tr>
<tr><td>ε</td><td>1.00</td><td>0.92</td><td>0.81</td><td>0.75</td><td>0.71</td></tr>
</table>

Estruturas de Classe 4 são usualmente caracterizadas por vigas com placas esbeltas e por perfis formados à frio, nas quais o fenômeno de flambagem local impede que a seção transversal alcance sua resistência elástica (BEG *et al.*, 2010; SILVA *et al.*, 2010). O dimensionamento desses componentes é definido pela EN 1993-1-5: 2006, sendo o procedimento mais usual a adoção de uma seção efetiva (reduzida), na qual a flambagem local é contabilizada por meio da dedução de partes da área da seção transversal original.

3.2.1.2 Resistência da seção transversal à flexão

A resistência à flexão da seção transversal pode ser definida por meio de três abordagens: teoria rígida-plástica, teoria elástica e teoria não-linear. A adoção de uma análise plástica é permitida para as seções mistas efetivas das Classes 1 e 2, desde que não seja aplicada protensão por meio de cordoalhas metálicas. As análises elásticas e as baseadas na teoria não-linear podem ser aplicadas a seções transversais de qualquer classe.

De maneira usual, para seções das Classe 1 e 2, emprega-se uma verificação baseada no cálculo do momento resistente plástico da seção ($M_{pl,Rd}$), conforme apresentado na Equação (3.1).

$$M_{Ed} \leq \beta M_{pl,Rd} \tag{3.1}$$

sendo,

M_{Ed} o momento solicitante de cálculo na seção transversal para a combinação de ação adotada;

β o fator de redução baseado na classe do aço estrutural (definido no item 3.2.1.2.1);

Para as seções das Classes 3 e 4, a verificação da capacidade resistente aos efeitos de flexão é realizada a partir do comparativo das tensões elásticas atuantes na seção efetiva com os limites de tensão definidos pela EN 1994-2:2005. Os limites propostos são:

- resistência de cálculo do concreto à compressão (f_{cd}), sendo dada pela Equação (3.2):

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \tag{3.2}$$

onde,

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

γ_c é o coeficiente de minoração da resistência do concreto.

- resistência de cálculo do aço à tração ou compressão (f_{yd}), dada pela Equação (3.3).

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0} \tag{3.3}$$

sendo,

f_{yk} a resistência característica ao escoamento do aço;

γ_{M0} o coeficiente de minoração da resistência da seção transversal do aço estrutural.

- resistência de cálculo da armadura de aço (f_{sd}), dada pela Equação (3.4).

$$f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s \tag{3.4}$$

onde,

f_{sk} é a resistência característica ao escoamento da armadura de aço;

γ_s é o coeficiente de minoração de resistência da armadura de aço.

Cabe ressaltar que na determinação das propriedades da seção mista homogeneizada toma-se o aço como material de referência. Assim, emprega-se o coeficiente α_E que converte a área de concreto em uma área equivalente de aço por meio da redução de sua largura efetiva (b). Este coeficiente é obtido pela razão entre os módulos de elasticidade do aço (E_a) e do concreto (E_b).

3.2.1.2.1 Momento resistente plástico da seção mista ($M_{pl,Rd}$)

A norma europeia define algumas suposições para o cálculo do momento resistente plástico, sendo elas definidas a seguir:

a) existe interação completa entre aço estrutural, armadura de reforço e concreto;
b) as áreas efetivas de aço do componente metálico e da armadura longitudinal estão tensionadas à suas respectivas resistências ao escoamento de cálculo, f_{yd} e f_{sd};
c) a área efetiva do concreto comprimido resiste à tensão de $0{,}85f_{cd}$, constante ao longo de toda a altura entre a linha neutra plástica e a fibra de concreto mais comprimida, como apresentado na Figura 3-2.

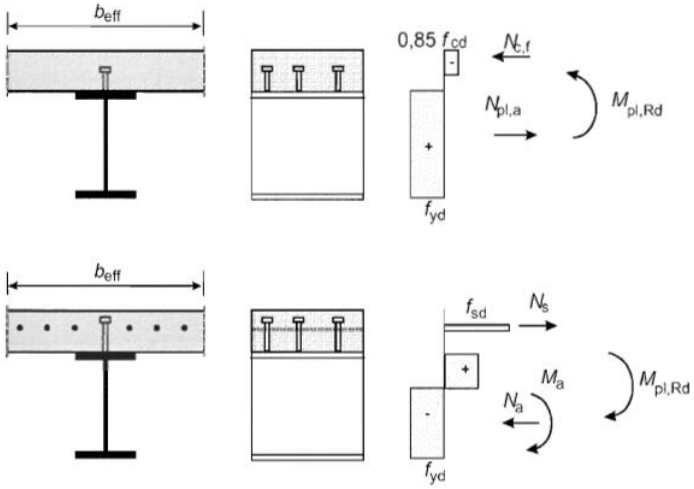


Figura 3-2. Exemplos de distribuição de tensões plásticas para vigas mistas com laje maciça e interação completa para momento positivo e negativo (EN 1994-2:2005).

O fator de redução (β) é aplicado ao momento resistente plástico nos casos em que aços estruturais do tipo S420 e S460 são empregados combinados a uma elevada altura da linha neutra plástica. Esse coeficiente é estipulado conforme apresentado na Figura 3-3. Para os casos nos quais a linha neutra plástica (x_{pl}) é superior a quarenta por cento da altura total da seção transversal (h), faz-se necessária uma análise elástica ou não-linear.

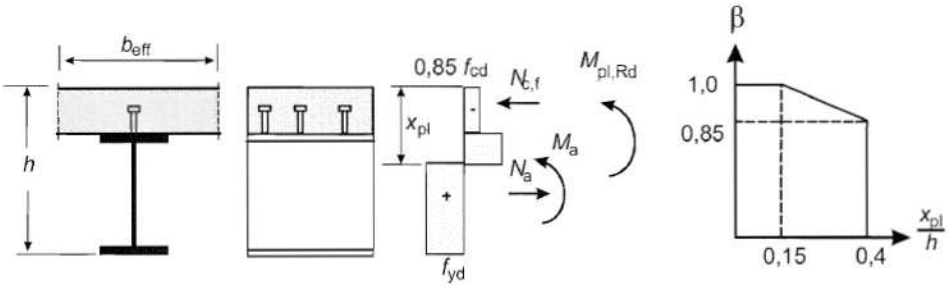


Figura 3-3. Fator de redução β para momento resistente plástico (EN 1994-2:2005).

Em seções caracterizadas como Classe 3, mas que apresentam mesas de Classe 1 ou 2, o dimensionamento pode ser realizado por meio de uma análise plástica a partir da adoção de uma área efetiva para a alma do perfil metálico. O trecho da alma em compressão deve ser substituído por comprimentos iguais a $20\varepsilon t_w$ adjacentes à mesa comprimida e à linha neutra plástica da seção transversal efetiva, conforme apresentada na Figura 3-4. Sendo t_w a espessura da alma de aço.

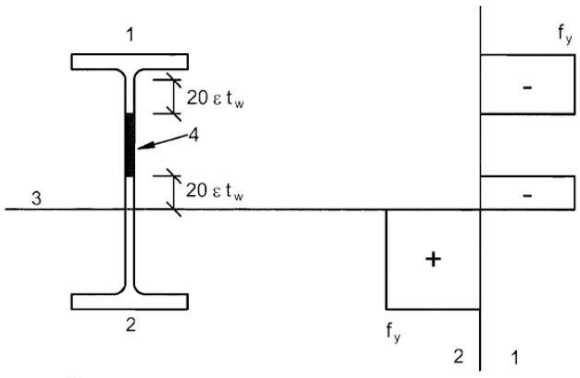


Figura 3-4. Seção transversal efetiva para análise plástica de componentes Classe 2 (EN 1993-1-1:2005).

3.2.1.3 Resistência da seção transversal ao cisalhamento

Em seções mistas é assumido, de maneira usual, que todos os esforços cortantes são resistidos somente pelo perfil de aço e pelas condições de equilíbrio garantidas pela alma. Tensões de cisalhamento também surgem nas mesas, mas sua contribuição é usualmente desconsiderada em função de sua pequena relevância para garantia do equilíbrio vertical da seção (VAYAS; ILIOPOULOS, 2014). A resistência da seção transversal ao cisalhamento (V_{Rd}) é dada pelo menor dos valores entre a resistência plástica ao cisalhamento vertical ($V_{pl,Rd}$) e a resistência à

flambagem por cisalhamento ($V_{b,Rd}$).

3.2.1.3.1 Resistência plástica ao cisalhamento vertical ($V_{pl,Rd}$)

De acordo com a EN 1993-1-1:2005, a resistência plástica ao cisalhamento do perfil metálico pode ser determinada conforme a Equação (3.5).

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \tag{3.5}$$

onde,

A_v é a área cisalhada, determinada em função da seção empregada. Para as soluções convencionais, com seção I ou H e carregamentos paralelos à alma, a área pode ser determinada pela Equação (3.6).

$$A_v = A_s - 2b_f t_f + (t_w + 2r)t_f \leq \eta h_w t_w \tag{3.6}$$

sendo,

A_s a área da seção transversal de aço;

b_f a largura da mesa;

t_f a espessura da mesa;

r o raio de laminação do perfil metálico;

h_w a altura da alma;

η o coeficiente que considera o acréscimo da capacidade resistente com a menor esbeltez da alma, sendo este dependente do tipo de aço utilizado. Esse fator assume valor de 1,20 para aços com resistência ao escoamento inferior a 460 MPa, e 1,00 para as demais classes.

3.2.1.3.2 Resistência à flambagem por cisalhamento ($V_{b,Rd}$)

A capacidade resistente total de cálculo à força cortante para almas enrijecidas ou não enrijecidas ($V_{b,Rd}$) é definida pela EN 1993-1-5:2006, sendo calculada a partir da Equação (3.7). Como define Barbosa (2016), esta equação admite que a contribuição da alma para a capacidade resistente ($V_{bw,Rd}$) não é modificada pela formação do campo de tração entre as mesas. A capacidade resistente total, considerando também a contribuição das mesas para a capacidade resistente ($V_{bf,Rd}$), não pode ser superior à capacidade resistente da alma isolada.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \tag{3.7}$$

onde,

f_{yw} é a resistência de escoamento da alma;

γ_{M1} é o coeficiente de minoração da resistência dos elementos da seção transversal, relacionado à instabilidade.

A capacidade resistente da alma é dada pela Equação (3.8), sendo definida por meio de um fator de redução da capacidade resistente à flambagem por cisalhamento (χ_w). Esse coeficiente é determinado com base na rigidez das extremidades, como apresentado pela Tabela 3-3.

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \frac{f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \tag{3.8}$$

Tabela 3-3. Fator de redução (χ_w) na contribuição da alma para capacidade resistente à flambagem por esforço cortante (Adaptado EN 1993-1-5:2006).

	Enrijecedor transversal rígido de extremidade	Enrijecedor transversal não rígido de extremidade
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7+\bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

As equações definidas na Tabela 3-3 são baseadas na esbeltez da placa ($\bar{\lambda}_w$), sendo estas válidas tanto para almas enrijecidas quanto para almas não enrijecidas. A esbeltez da placa é determinada de acordo com a Equação (3.9).

$$\bar{\lambda}_w = 0,76\sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \; com \; \tau_{cr} = k_t \sigma_E \tag{3.9}$$

sendo,

τ_{cr} a tensão de cisalhamento crítica de flambagem elástica;

k_t o coeficiente de flambagem por cisalhamento da alma e das mesas, sendo este definido no Anexo A.3 da EN 1993-1-5:2006;

σ_E a tensão de referência, que consiste na tensão de flambagem de Euler com a rigidez à flexão de barra substituída pela rigidez de placa, sendo dada pela Equação (3.10).

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E_a t_w^2}{12(1-\nu^2)h_w^2} \tag{3.10}$$

onde,

ν é o coeficiente de Poisson do aço;

E_a é o módulo de elasticidade do aço.

A contribuição das mesas para capacidade resistente ao cisalhamento é dada pela Equação (3.11). Essa equação considera uma interação entre a força cortante, momento fletor e força normal para $M_{Ed} < M_{f,Rd}$. Para os casos que $M_{Ed} > M_{f,Rd}$, uma verificação específica dessa interação deve ser realizada seguindo o item 7 da EN 1993-1-5:2006, que é detalhado no item 3.2.1.4 deste trabalho.

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right] \tag{3.11}$$

sendo,

$M_{f,Rd}$ o momento resistente de cálculo da seção transversal considerando apenas a área efetiva das mesas;

b_f, t_f a largura e a espessura das mesas, respectivamente;

f_{yf} a resistência de escoamento do material da mesa;

c a distância entre as rótulas plásticas nas mesas, sendo definida pela Equação (3.12):

$$c = a\left(0{,}25 + \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) \tag{3.12}$$

em que,

a é o comprimento do painel.

A verificação da viga submetida ao esforço de cisalhamento deve então ser realizada como descrito na Equação (3.13).

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{b,Rd} \leq 1{,}0 \tag{3.13}$$

sendo,

η_3 o nível de utilização da capacidade resistente de cálculo devido à atuação da força cortante;

V_{Ed} o esforço cortante solicitante de cálculo na seção transversal para a combinação de ação adotada.

Além da verificação da capacidade resistente da alma da viga à flambagem por esforço cortante supracitada, enrijecedores devem ser previstos nos apoios quando a razão entre a altura da alma (h_w) e sua espessura (t_w) ultrapassar os limites apresentados nas Equações (3.14) e (3.15):

a) em almas não enrijecidas longitudinalmente:

$$h_w/t_w > \frac{72}{\eta}\varepsilon \tag{3.14}$$

b) em almas enrijecidas longitudinalmente:

$$h_w/t_w > \frac{31}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_t} \tag{3.15}$$

3.2.1.4 Interação entre esforços de flexão e cisalhamento

Nos casos em que o esforço cortante solicitante de cálculo na seção transversal para a combinação de ação adotada (V_{Ed}) for superior à metade da resistência da seção transversal por cisalhamento, dada por (V_{Rd}), deve ser realizada a verificação do efeito desse esforço na capacidade resistente da seção à flexão.

Para seções de Classe 1 ou 2, a EN 1994-2:2005 define que a influência do cisalhamento na capacidade resistente à flexão da viga mista deve ser considerada a partir de uma redução na resistência de cálculo do aço na área cisalhada de $(1-\rho)f_{yd}$, conforme apresentado na Figura 3-5. O parâmetro (ρ) que define essa redução é obtido a partir da Equação (3.16).

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2 \tag{3.16}$$

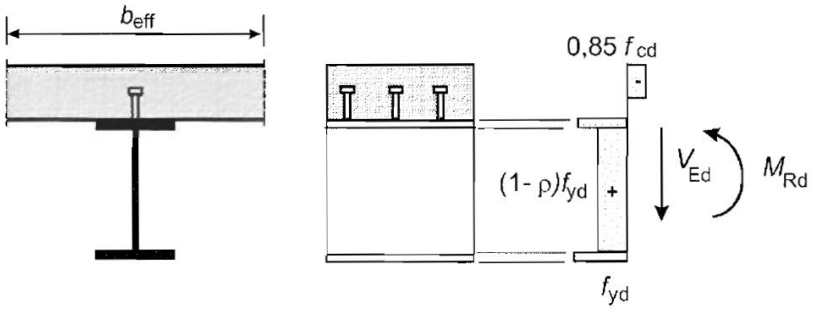


Figura 3-5. Distribuição de tensões plásticas modificadas pelo efeito do esforço cortante (EN 1994-2:2005).

Para seções das Classes 3 ou 4, a EN 1993-1-5:2006 define como primeiro passo na verificação da interação determinar se o esforço cortante pode ser resistido pelo elemento de alma sozinho ou se o esforço axial e o momento fletor podem ser resistidos apenas pelas mesas. Essa constatação é verdadeira caso os dois critérios definidos nas Equações (3.17) e (3.18) sejam atendidos.

$$\bar{\eta}_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} \leq 0{,}5 \tag{3.17}$$

$$M_{Ed} \leq M_{f,Rd} \tag{3.18}$$

onde,

$M_{f,Rd}$ é a resistência plástica de cálculo à flexão obtida pela adoção de uma área efetiva considerando apenas as mesas do perfil.

Se os dois critérios acima não forem atendidos, as almas devem ser verificadas pela fórmula de interação definida na Equação (3.19).

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)(2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1{,}0 \tag{3.19}$$

sendo,

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \tag{3.20}$$

3.2.1.5 Resistência à flambagem lateral com torção

Elementos de mesa submetidos a esforços de compressão são suscetíveis aos fenômenos de

instabilidade relativos à deformação lateral fora do plano da seção (FAKURY *et al.*, 2016; VAYAS; ILIOUPOULOS, 2014). A resistência aos efeitos proporcionados por esse fenômeno, denominado flambagem lateral com torção, pode ser otimizada por meio da adoção de contraventamentos que garantem suporte lateral às vigas. Em vigas mistas, após a ação solidária entre o vigamento metálico e a laje de concreto ser garantida por meio de conectores de cisalhamento devidamente dimensionados, a norma EN 1994-2:2005 define que o elemento de mesa pode ser considerado lateralmente estável devido a estabilidade lateral fornecida pela laje.

Em vigas mistas de aço e concreto, as condições geométricas e de carregamento variam ao longo do processo construtivo. Dessa forma, mesas superiores não são suportadas lateralmente antes da concretagem da laje, podendo ocorrer deformações laterais. No entanto, em situações de serviço, apenas mesas inferiores localizadas nas regiões de apoio interno, ou seja, regiões submetidas à esforço fletor negativo, estão sujeitas a tais deformações.

A verificação da capacidade resistente à flambagem lateral com torção ($M_{b,Rd}$), para seções de classes 1, 2 ou 3 submetidas à momento negativo, pode ser definida pela Equação (3.21).

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \tag{3.21}$$

sendo,

M_{Rd} o momento resistente de cálculo, obtido conforme explicitado no item 3.2.1.2;

χ_{LT} o coeficiente de redução para flambagem lateral com torção correspondente à esbeltez relativa ($\bar{\lambda}_{LT}$), sendo seu cálculo definido pela EN 1993-1-1:2005.

Para seções caracterizadas pela classe 4, a verificação para flambagem lateral com torção é realizada considerando a mesa inferior do vigamento de aço atuando sozinha para resistir aos efeitos normais de compressão.

3.2.1.6 Resistência ao cisalhamento longitudinal

Os conectores de cisalhamento asseguram o funcionamento da viga mista, propiciando a ligação mecânica entre o perfil metálico e a laje de concreto (FAKURY *et al.*, 2016). Sem essa ligação, os elementos que constituem a viga mista fletem de modo independente quando solicitados, gerando um deslizamento relativo na superfície de contato, como apresentado na Figura 3-6a. Os conectores de cisalhamento promovem o trabalho conjunto do perfil metálico e da laje, uma vez que a interação mecânica garantida por estes elementos desenvolve um esforço horizontal

(F_h) que impede ou reduz de modo significativo o deslizamento relativo na viga mista, como apresenta a Figura 3-6b.

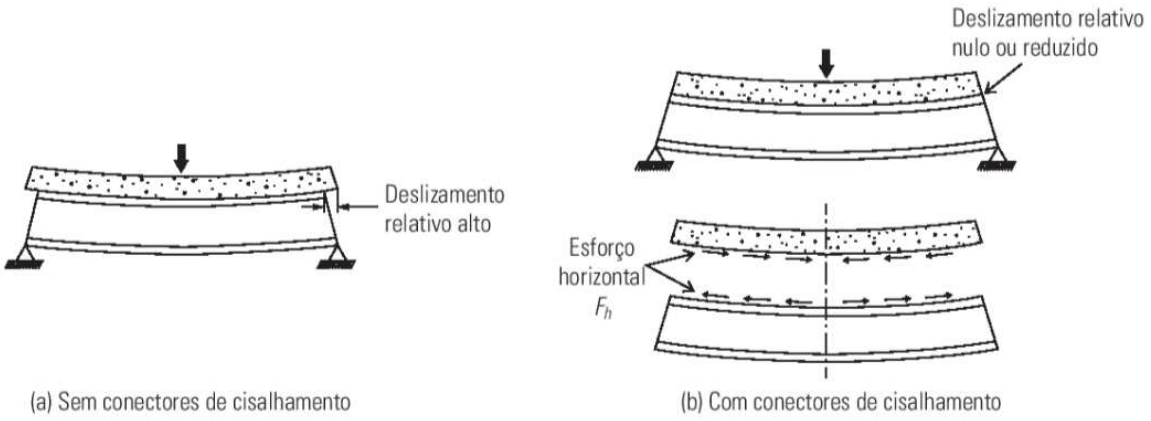


Figura 3-6: Comportamento da viga mista em função dos conectores de cisalhamento (Fakury et al., 2016).

3.2.1.6.1 Esforço horizontal de cálculo para seções mistas

O esforço horizontal de cálculo (F_{hd}), considerado entre a seção de momento máximo, onde não existe deslizamento relativo entre os elementos, e cada seção adjacente de momento nulo, na qual o deslizamento relativo é máximo, pode ser obtido por meio de uma análise plástica, como define a Equação (3.22)

$$F_{hd} \leq \begin{cases} \dfrac{0{,}85 f_{ck} A_c}{\gamma_c} + \dfrac{A_{sk} f_{sk}}{\gamma_s} \\ \dfrac{A_s f_y}{\gamma_s} \end{cases} \tag{3.22}$$

onde,

A_c é a área da seção transversal de concreto;

A_{sk} é a área da armadura de aço.

Para os casos de vigas em que são empregadas análises elásticas para determinação da capacidade resistente da seção, a EN 1994-2:2005 define que o esforço longitudinal por unidade de comprimento na interface aço-concreto ($v_{L,Ed}$) deve ser determinado como a taxa de variação da força longitudinal no aço ou no concreto da seção mista, podendo ser definida pela Equação (3.23).

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} A_{c,ef} \bar{z}}{I} \tag{3.23}$$

onde,

$A_{c,ef}$ é a área efetiva transformada da laje de concreto;

$\bar{z}$ é a distância no plano de flexão entre a linha neutra da seção mista até o centroide da área efetiva de concreto;

I é o momento de inércia da seção mista.

3.2.1.6.2 Definições de dimensionamento para conectores de cisalhamento

A EN 1994-2:2005 define regras de dimensionamento apenas para conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, sendo uma solução usual para este tipo de sistema. Segundo Fakury *et al.* (2016), o conector de cisalhamento se deforma em função do esforço horizontal atuante enquanto evita o deslizamento relativo e o deslizamento vertical (*uplift*) entre o perfil de aço e o concreto da laje. Dessa forma, em um estado crítico, o conector tem seu fuste submetido predominantemente à efeitos de tração, promovendo tensões diversas no concreto da laje. De um modo geral, verifica-se a ocorrência de dois estados limites últimos no sistema: ruptura do conector por tração e ruína do concreto por esmagamento ou fendilhamento.

Em função dos estados limites supracitados, a norma define, a partir da Equação (3.24), a força horizontal resistente de cálculo de um conector do tipo pino com cabeça (P_{Rd}):

$$P_{Rd} \leq \begin{cases} \dfrac{0{,}8 f_u \pi d^2/4}{\gamma_v} \\ \dfrac{0{,}29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \end{cases} \tag{3.24}$$

sendo,

γ_v o fator parcial de segurança para o conector de cisalhamento, com valor padrão de 1,25;

d o diâmetro do fuste do conector, com diâmetros que variam entre 16 mm e 25 mm;

E_{cm} o módulo de elasticidade secante do concreto;

f_u a resistência à ruptura do aço do conector;

α_c o coeficiente que relaciona a altura do conector (h_{sc}) e o diâmetro de seu fuste, sendo dado pela Equação (3.25).

$$\alpha_c \leq \begin{cases} 0{,}2\left(\frac{h_{sc}}{d}+1\right) & para\ 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 & para\ \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases} \tag{3.25}$$

A diretriz normativa também define orientações construtivas para aplicação, detalhamento e garantia da atuação plena dos conectores. Quanto ao espaçamento longitudinal, em lajes maciças, não se deve exceder o menor dos valores entre o limite de $22t_f\sqrt{235/f_y}$, 800 mm e quatro vezes a espessura da laje de concreto. Em relação ao espaçamento transversal entre os conectores, este não deve ser inferior a $2{,}5d$, para lajes maciças, e $4d$, para os demais casos. Além disso, a distância entre a borda da mesa do perfil metálico e o centro da linha de conectores mais próxima não deve ser maior que $9t_f\sqrt{235/f_y}$.

3.2.2 Estado-limite de serviço

As provisões da norma europeia para estado-limite de serviço são menos prescritivas que para estado-limite último, a fim de fornecer aos projetistas maior liberdade para levar em conta fatores específicos relativos ao projeto (HENDY; JOHNSON, 2006). Essa análise visa o funcionamento da estrutura e de seus elementos sob condições normais de utilização, o conforto dos usuários e a aparência estrutural, diretamente relacionados com deformações excessivas e fissuras. As verificações para estado-limite de serviço estipuladas pela norma são:

a) limitações de tensões para aço estrutural, armaduras de reforço e concreto;

b) controle do efeito de *web breathing* na alma do perfil. Esse efeito provoca deformações cíclicas que podem induzir fissuras por fadiga no elemento;

c) controle de fissuras no concreto;

d) controle de flechas e de vibração;

e) resistência ao cisalhamento longitudinal para ações de serviço.

3.2.2.1 Limites de tensões

Tensões excessivas por si só não caracterizam um estado-limite de serviço. No entanto, tensões

em pontes e viadutos são limitadas a fim de garantir que, sob condições normais de uso, as hipóteses de cálculo permaneçam válidas e que sejam evitadas deteriorações na estrutura (HENDY; JOHNSON, 2006). Para obtenção das tensões em vigas mistas no estado-limite de serviço, alguns fatores devem ser considerados, podendo ser destacados os efeitos relativos à distribuição não uniforme de tensões nas ligações do perfil metálico, efeitos de fluência e retração do concreto, fissuras no concreto e sequência de construção.

Para garantir o comportamento elástico sob carregamentos de utilização, as tensões atuantes no aço estrutural são limitadas de acordo com especificações da EN 1993-2:2006, conforme as Equações (3.26) e (3.27) para tensões normais e de cisalhamento, e Equação (3.28) para tensão de *von Mises*.

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{3.26}$$

onde,

$\sigma_{Ed,ser}$ é a tensão nominal normal resultante da combinação de ações característica para estado-limite de serviço;

$\gamma_{M,ser}$é o coeficiente de minoração da resistência da seção transversal do aço estrutural para ações de utilização, com valor recomendado de 1,00.

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M,ser}} \tag{3.27}$$

sendo,

$\tau_{Ed,ser}$ a tensão nominal cisalhante resultante da combinação de ações característica para estado-limite de serviço;

$$\sqrt{{\sigma_{Ed,ser}}^2 + {\tau_{Ed,ser}}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{3.28}$$

Para níveis de tensões superiores a um limite crítico, é esperado o surgimento de fissuras longitudinais nos elementos de concreto que podem reduzir sua durabilidade. Na ausência de medidas, como aumento do cobrimento da armadura de reforço na zona comprimida ou confinamento por armadura transversal, é apropriado o uso, conforme define a EN 1992-2:2005, do limite de tensão de $0{,}60 f_{ck}$. Nos casos usuais, em que são empregados os

coeficientes de fluência baseados na proposta da EN 1992-1-1:2004, é empregado o limite de tensão para combinação quase-permante de $0{,}45f_{ck}$.

Por fim, para a armadura de reforço, a EN 1992-1-1:2004 define o uso do limite de tensão de $0{,}80f_{sk}$ para combinações de ação característica, e limite de $1{,}00f_{ck}$ para os casos de deformações impostas.

3.2.2.2 Respiração da alma (*Web breathing*)

Em vigas com almas esbeltas submetidas a cargas cíclicas, como ocorrem em pontes e viadutos, o critério de dimensionamento baseado na utilização total da reserva de resistência pós-crítica pode provocar a ocorrência de fissuras de fadiga em função das deformações cíclicas causadas pela flambagem da alma (CROCETTI, 2003). Esse fenômeno é denominado *web breathing* e tem seu efeito ilustrado pela Figura 3-7. A fim de evitar falhas por fadigas nas regiões de ligação por soldas, a EN 1993-2:2006 define a verificação apresentada na Equação (3.29).

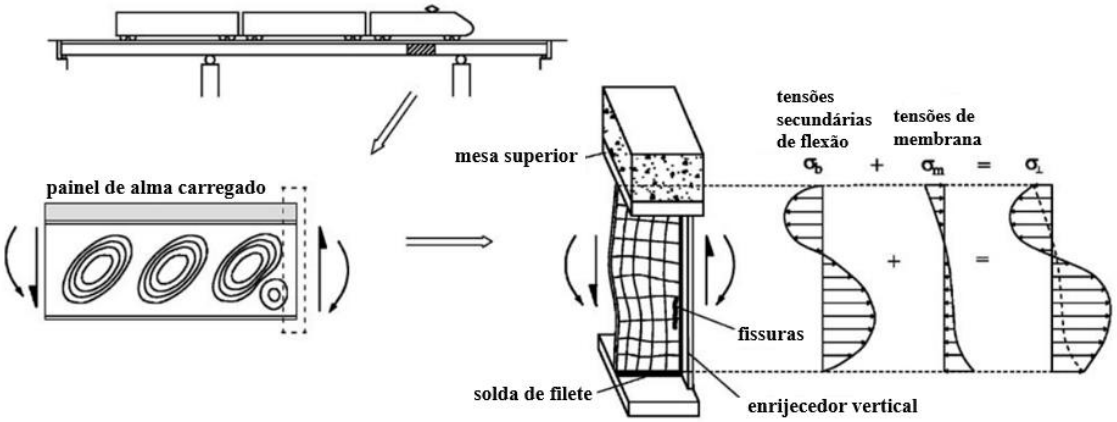


Figura 3-7: Representação do efeito de respiração da alma (*web breathing*) em um viga mista de ponte (Adaptado de Günther & Kuhlmann, 2004).

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_\sigma \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1{,}1\tau_{x,Ed,ser}}{k_\tau \sigma_E}\right)^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{3.29}$$

onde,

$\sigma_{x,Ed,ser}, \tau_{x,Ed,ser}$ são as tensões atuantes no elemento de alma do perfil metálico resultante da combinação de ações frequentes;

k_σ, k_t são os coeficientes de flambagem do elemento, conforme especificado pela EN 1993-1-

5:2006.

Os efeitos relativos ao efeito de *web breathing* podem ser desconsiderados para painéis sem enrijecedores longitudinais ou para painéis com alma enrijecida, desde que o limite de dimensões proposto pela EN 1993-2:2006 para a razão entre largura e espessura do elemento seja atendido.

3.2.2.3 Limite de deflexões

O limite de deflexão é estabelecido em função do uso da construção, sendo determinadas pela EN 1990/A1:2006 definições específicas para pontes destinadas a uso rodoviário, ferroviário e para pedestres. De maneira geral, o critério de verificação é exposto pela Equação (3.30).

$$\delta/L \leq \eta_{máx} \tag{3.30}$$

sendo,

δ a deflexão da viga mista;

L o comprimento do vão da ponte verificada;

$\eta_{máx}$ o limite de deflexão proposto em norma conforme o tipo de estrutura.

Como exemplo, o limite de deflexão para pontes ferroviárias é tomado pelo gráfico apresentado na Figura 3-8.

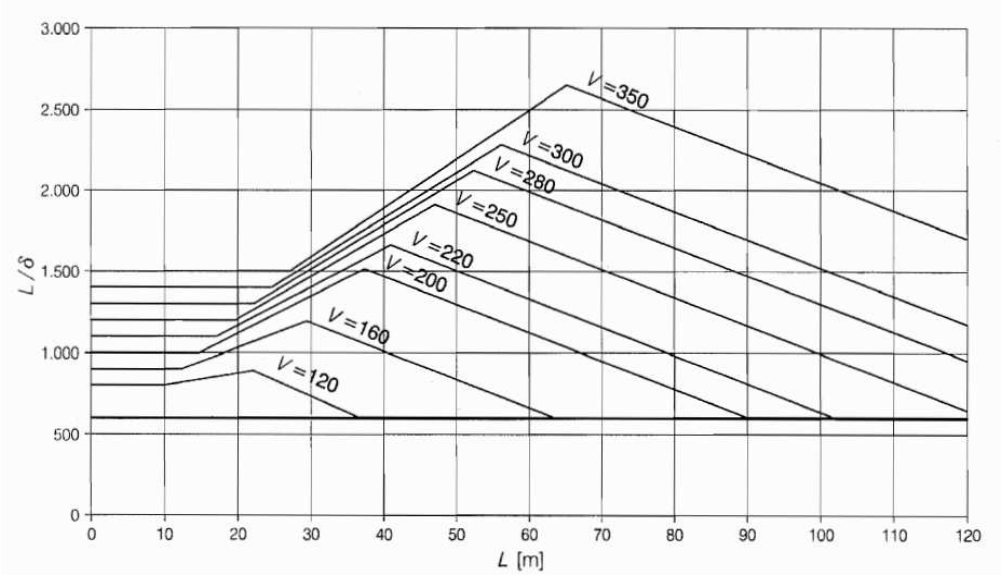


Figura 3-8: Deflexão máxima para pontes ferroviárias com três ou mais vãos simples sucessivos, correspondendo a uma aceleração vertical $b_v = 1m/s^2$ (EN 1990/A1:2006).

O limite obtido a partir da Figura 3-8 é então multiplicado por um coeficiente que leva em consideração a geometria da ponte. Para pontes de vãos simples com um sucessões de vão isostáticos, esse coeficiente tem valor unitário. No entanto, para pontes de vão simples ou pontes com dois vãos contínuos, esse coeficiente tem como valor 0,70. Já para pontes com três ou mais vãos contínuos, o coeficiente vale 0,90. Em seguida, o limite de deflexão é divido pelo limite de aceleração vertical aceito para garantia do conforto, obtido a partir dos níveis de conforto propostos pela EN 1990/A1:2006, devendo o valor obtido ser inferior a 1/600.

Ainda para pontes ferroviárias, a norma europeia também define verificações relacionadas ao giro dos trilhos e rotações nas extremidades das pontes. A EN 1990/A1:2006 também estipula verificações relacionadas ao efeito de vibrações quando estas são relevantes para o projeto.

3.2.2.4 Controle de fissuras

Uma das formas que a norma trata o controle de fissuras é por meio da adoção de armadura mínima nos elementos de concreto. Para tanto, emprega-se a verificação definida pela Equação (3.31).

$$A_s = 0{,}72 k_c f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \tag{3.31}$$

onde,

$f_{ct,eff}$ é o valor médio da resistência à tração efetiva do concreto quando a primeira fissura aparece, conforme determinado pela EN 1992-1-1:2004.

A_{ct} é a área da região tracionada, causada pelo carregamento direto e efeitos de retração, imediatamente antes da fissura da seção transversal.

σ_s é a tensão máxima permitida para a armadura de reforço imediatamente após a fissura, podendo ser tomada pela resistência ao escoamento da armadura (f_{sk}) ou em função do diâmetro da barra empregada, conforme EN 1994-2:2005;

k_c é o coeficiente que leva em consideração a distribuição de tensões na seção imediatamente antes da fissura, sendo dada pela Equação (3.32).

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2z_0)} + 0{,}3 \leq 1{,}0 \tag{3.32}$$

sendo,

h_c a espessura da laje de concreto;

z_0 a distância vertical entre o centroide da seção de concreto não fissurada e a seção mista não fissura, considerando a razão modular (α_E) para carregamentos de curta-duração, ou seja, sem considerar os efeitos de fluência e retração.

3.2.2.5 Resistência ao cisalhamento longitudinal

Para esse caso, são válidas as mesmas especificações definidas no item 3.2.2.5. No entanto, são empregas as combinações de ações de utilização relacionadas ao estado-limite de serviço

3.2.3 Estado-limite de fadiga

O dimensionamento para estado-limite de fadiga tem por objetivo garantir, com um nível aceitável de probabilidade, que estruturas sujeitas a flutuações de tensões não sofram, ao longo de sua vida útil, falhas ou danos causados por fadiga. Como cita Hendy e Johnson (2006), danos de fadiga estão relacionados principalmente ao número e à amplitude dos níveis de tensões dos quais a estrutura está submetida ao longo de sua vida útil.

A EN 1993-1-9 (2005) define métodos para avaliação da capacidade resistente para elementos, conexões e juntas submetidas à efeitos dinâmicos, empregando o conceito de tensões nominais para avaliação da fadiga. Dessa forma, o nível de tensão nominal de cálculo ($\Delta\sigma_{Ed}$ ou $\Delta\tau_{Ed}$), resultante das ações dinâmicas atuantes na estrutura, são comparados com o valor de cálculo da capacidade resistente à fadiga ($\Delta\sigma_{Rd}$ ou $\Delta\tau_{Rd}$). Essa verificação pode ser determinada de três formas distintas: utilizando os conceitos de limite de fadiga, empregando os fatores equivalentes de dano ou adotando o conceito de danos acumulados.

A verificação à fadiga utilizando os fatores equivalentes de dano consiste no procedimento padrão. Para esse caso, o valor de cálculo da amplitude constante equivalente referente ao nível de tensão nominal é definido para 2×10^6 ciclos (NUSSBAUMER; BORGES; DAVAINE, 2011). Estes valores devem ser comparados com a capacidade resistente de projeto, obtida por meio de curvas S-N que caracterizam categorias de detalhes típicas. Cada categoria de detalhe é designada por um valor $\Delta\sigma_C$ que representa, em MPa, a capacidade resistente à fadiga para uma vida útil de 2×10^6 ciclos. A verificação supracitada pode ser resumida pela Equação (3.33).

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_E \leq \Delta\sigma_C/\gamma_{Mf} \tag{3.33}$$

sendo,

γ_{Ff} o coeficiente de majoração dos efeitos das ações dinâmicas para amplitude dos níveis de tensão. Pela EN 1993-1-9 temos que $\gamma_{Ff} = 1{,}00$;

γ_{Mf} o coeficiente de minoração para capacidade resistente à fadiga;

$\Delta\sigma_C$ a categoria do detalhe, sendo o valor referenciado para uma resistência relativa à 2×10^6 ciclos. A EN 1993-1-9 (2005) apresenta uma série de tabelas para obtenção do detalhe de categoria em função do tipo de configuração construtiva presente na estrutura;

$\Delta\sigma_E$ o nível de tensão de dano equivalente causado pelas cargas dinâmicas especificadas pelos modelos de carregamentos prescritos na EN 1991-2 (2003). Esses modelos de carregamento são especificados no Capítulo 4. O nível de tensão, $\Delta\sigma_E$, pode ser determinado pela Equação (3.34).

$$\Delta\sigma_E = \lambda\Phi\left|\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}\right| \tag{3.34}$$

onde,

$\sigma_{max,f}$ e $\sigma_{min,f}$ são, respectivamente, as tensões máxima e mínima geradas pelos carregamentos dinâmicos;

Φ é o fator de impacto equivalente de dano, sendo este um coeficiente que majora os efeitos estáticos dos modelos de carregamento propostos pela EN 1991-2:2003. Para pontes ferroviárias, o fator de impacto equivalente é obtido em função do tipo de manutenção realizada na estrutura, sendo seu cálculo explicitado no Capítulo 4;

λ é o fator equivalente de dano.

O valor do fator equivalente de dano é dependente da composição e volume do tráfego, da vida útil de projeto da estrutura, dos carregamentos dinâmicos e estáticos atuantes e até mesmo da configuração da curva S-N (NUSSBAUMER; BORGES; DAVAINE, 2011). O procedimento padrão proposto pelo Eurocódigo divide esse coeficiente em quatro fatores parciais (λ_i) a fim de considerar os efeitos de um maior número de parâmetros. O fator equivalente de dano pode então ser determinado conforme descreve a Equação (3.35).

$$\lambda = \lambda_1.\lambda_2.\lambda_3.\lambda_4 \leq \lambda_{max} \tag{3.35}$$

sendo,

λ_1 o fator que considera a influência do comprimento do vão e o tipo de utilização da estrutura, por exemplo: pontes ferroviárias, rodoviárias ou de pedestres;

λ_2 o fator que relaciona a influência do volume do tráfego e o tipo de utilização da estrutura;

λ_3 o fator que considera a influência da vida útil da estrutura e a relaciona com a inclinação da curva S-N;

λ_4 o fator que define a influência da aplicação de mais de uma carga na estrutura, sendo função do tipo de utilização da estrutura e definição do modelo de carregamento para fadiga;

λ_{max} valor limite para o fator equivalente de dano, sendo função do tipo de utilização da estrutura.

A verificação de limites de tensão relativos à esforços de cisalhamento é realizada de modo similar ao proposto para as tensões normais, como descrito na Equação (3.36).

$$\gamma_{Ff}\Delta\tau_E \leq \Delta\tau_C/\gamma_{Mf} \tag{3.36}$$

sendo,

$\Delta\tau_E$ o nível de tensão de dano equivalente em função de esforços de cisalhamento causados pelas cargas dinâmicas;

$\Delta\tau_C$ o detalhe de categoria referenciado para uma resistência relativa à 2×10^6 ciclos.

A norma EN 1994-2 (2005) prescreve de maneira completa apenas a verificação à fadiga dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça. Já as definições relativas aos efeitos de fadiga para aço da estrutura, armadura de reforço e concreto, são tratadas pelos Eurocódigos 2 e 3. Cada material apresenta uma obtenção específica para os limites de tensões, apresentando detalhes característicos em suas formulações, que são mais bem detalhados pelas prescrições normativas. No entanto, a verificação para estado-limite de fadiga segue o mesmo padrão supracitado e resumido na Equação (3.33).

3.3 Critérios de avaliação segundo diretriz alemã Z-26.4-56 (2018)

Os procedimentos normativos que propõem o dimensionamento de vigas mistas não contemplam em seus escopos os conectores de cisalhamento em chapa de aço recortada. Como exemplo, a norma europeia EN 1994-2 (2005) define apenas o dimensionamento de sistemas

compostos por *stud bolts*. Assim, quando se trata dos *composite dowels*, a prescrição técnica mais recomendada é a diretriz alemã Z-26.4-56 (2018). Essa prescrição técnica foi elaborada de forma compatível com as especificações dos Eurocódigos 2, 3 e 4, abordando apenas os itens não prescritos nesses códigos (Kopp *et al*., 2018; Feldmann *et al*., 2016).

A diretriz alemã define o procedimento de cálculo para conectores do tipo *Puzzle* (PZ) e *Clothoildal* (CL), com geometria descrita na Figura 3-9. A geometria é escalada em função do espaçamento entre as aberturas (e_x), a qual varia entre 150 e 500 mm. As definições da seção do conector são descritas na Figura 3-10.

Dentre os limites propostos pela diretriz alemã, a espessura de alma do perfil metálico (t_w) deve ser limitada entre 6 e 40 mm, com razão t_w/h_D entre 0,08 e 0,50. Para garantir espaço para inserção da armadura de reforço, a distância mínima entre almas de perfis paralelos (e_y) deve ser de 120 mm. Além disso, os cobrimentos superior e inferior de concreto devem apresentar pelo menos 20 mm espessura. Quanto aos materiais empregados, são permitidos perfis de aço das classes S235, S355 e S460 (f_y = 235, 355 e 460 MPa, respectivamente) e concreto com resistência característica (f_{ck}) entre 20 e 60 MPa.

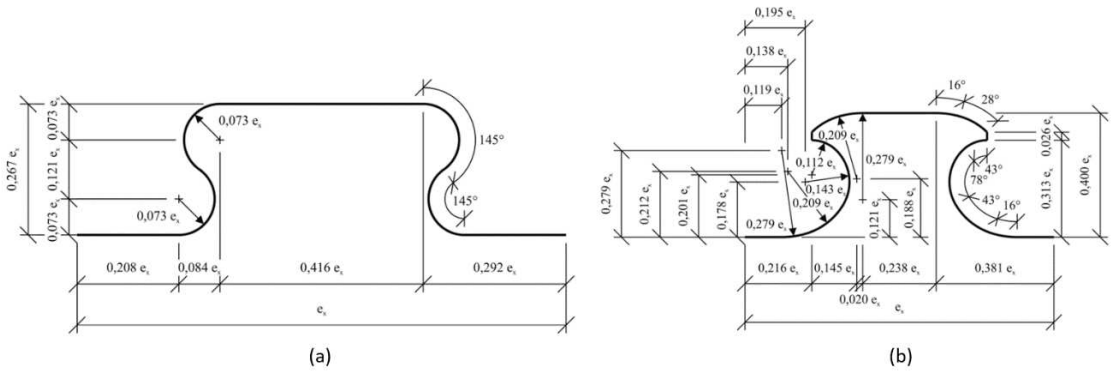


Figura 3-9. Geometria dos *composite dowels*: (a) *Puzzle* e (b) *Clothoidal* (Adaptado de Feldmann *et al*., 2016).

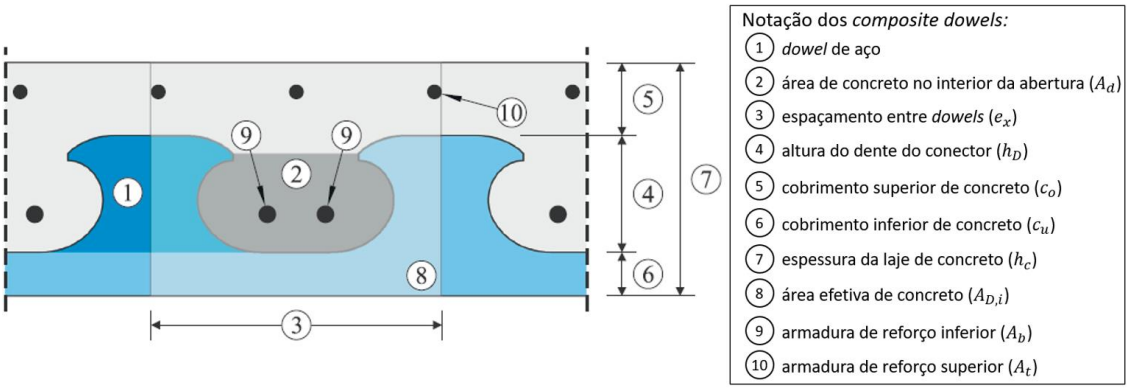


Figura 3-10. Notação para seção do *composite dowel* (Adaptado de Kopp *et al*., 2018).

3.3.1 Capacidade resistente ao cisalhamento longitudinal

A falha da conexão proporcionada por conectores em chapa pode ser desencadeada de três formas: cisalhamento do concreto, ruptura cônica do concreto (*pry-out*) e falha do aço do conector por flexão e cisalhamento (Figura 3-11). A diretriz alemã Z-26.4-56 (2018) apresenta, conforme a Equação (3.37), a estimativa da capacidade resistente de conectores do tipo PZ e CL no estado-limite último. Pela equação, tem-se que a capacidade resistente do conector (P_{Rk}) é o menor valor entre a resistência da conexão ao cisalhamento do concreto ($P_{sh,k}$), a resistência ao *pry-out* do concreto ($P_{po,k}$) e a resistência do conector à falha por flexão e cisalhamento ($P_{pl,k}$).

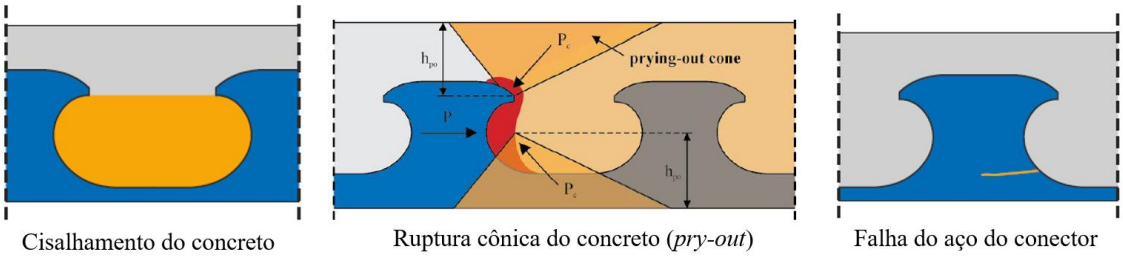


Figura 3-11. Modos de falha da conexão (Adaptado de Kopp *et al*., 2018).

$$P_{Rk(CL;PZ)} = min\begin{cases} P_{sh,k} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_{ck}}(1+\rho_D) \\ P_{po,k} = \chi_x \chi_y 90 h_{po}^{1,5} \sqrt{f_c}(1+\rho_{D,i}) \\ P_{pl,k} = 0{,}25 e_x t_w f_y \end{cases} \tag{3.37}$$

O fator de redução de geometria η_D ($\eta_{D,CL} = 3 - e_x/180$, $\eta_{D,PZ} = 2 - e_x/400$) considera o efeito da junção das superfícies de cisalhamento presente em situações com grandes aberturas. A taxa de armadura na abertura (ρ_D) é dada pela razão entre $E_s A_b$ e $E_{cm} A_D$, onde E_s e E_{cm} são os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente.

A altura do cone de concreto (h_{po}), representada na Figura 3-11, é dada pelo menor valor entre ($c_o + 0{,}07e_x$) e ($c_u + 0{,}13e_x$), que demonstra o fato do modo de ruputra por *pry-out* ser provocado pela pequena distância entre o *dowel* de concreto e a superfície, seja esta superior ou inferior. A taxa de armadura efetiva ($\rho_{D,i}$) é dada pela razão entre $E_s A_{sf}$ e $E_{cm} A_{D,i}$, onde A_{sf} é a área de armadura efetiva, definida como a soma entre a área da armadura inferior (A_b) e a área de amadura superior (A_t).

Os termos χ_x e χ_y são fatores de redução que consideram o efeito de sobreposição dos cones de concreto nas direções longitudinal e transversal, respectivamente. O coeficiente χ_x é aplicado quando o conector de cisalhamento apresenta um espaçamento longitudinal (e_x) inferior a $4{,}5h_{po}$, sendo determinado pela Equação (3.38). Já o coeficiente χ_y é adotado quando os *composite dowels* estão dispostos paralelamente com espaçamento e_y inferior a $9h_{po}$, descrito na Equação (3.39).

$$\chi_x = e_x/4{,}5h_{po} \leq 1 \tag{3.38}$$

$$\chi_y = \left(e_y/9h_{po} + 1\right)/2 \leq 1 \tag{3.39}$$

Para os casos em que os *composite dowels* compõem um elemento de seção T, pode ocorrer no sistema o surgimento de um modo de falha relacionado ao arrancamento horizontal do concreto. Como apresenta Feldman *et al*. (2016), essa situação ocorre quando, em seções com almas de concreto finas, a força de tração que promove o efeito de arrancamento (P) supera a capacidade resistente à tração do concreto, resultando em fissuras horizontais no nível dos *dowels*. A fim de evitar esse modo de falha, a diretriz estipula uma área mínima de estribos de confinamento, determinada pela Equação (3.40).

$$A_{s,conf} = 0{,}3P/f_{sd} \tag{3.40}$$

E para garantir que os estribos de confinamento envolvam as bielas de compressão do concreto, esses elementos devem seguir as prescrições construtivas mostradas na Figura 3-12.

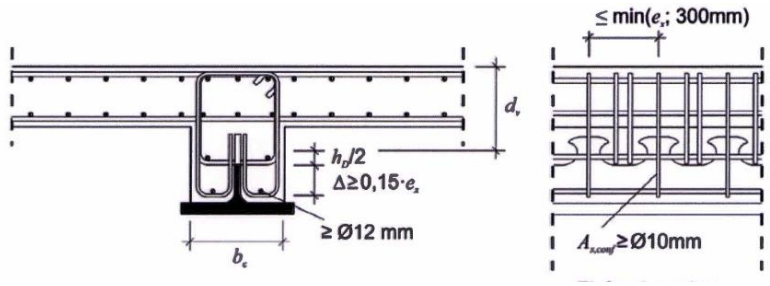


Figura 3-12. Detalhe da armadura de aço da viga mista com alma de concreto e *composite dowels* (Z-26.4-56, 2018).

Em relação à armadura de reforço inferior (A_b), esta deve ser verificada considerando um

modelo de bielas e tirante com ângulo de 45°, sendo descrita pela Equação (3.41).

$$A_b = 0{,}5P/f_{sd} \tag{3.41}$$

3.3.2 Resistência à fadiga

A Z-26.4-56 (2018) apresenta ainda verificações para resistência à fadiga do aço e do concreto, sendo a tensão nominal definida pelas tensões de cisalhamento longitudinais e tensões normais na base do *dowel*, como representado na Equação (3.42).

$$\Delta\sigma = \left| k_{f,L} \frac{\Delta V S_y}{I_y t_w} \right| + \left| k_{f,G} \left(\frac{\Delta N}{A} + \frac{\Delta M}{I_y} z_D \right) \right| \leq 1{,}3 f_y \tag{3.42}$$

Os fatores de concentração de tensão local ($k_{f,L,CL} = 7{,}3;\ k_{f,L,PZ} = 8{,}6$) e global ($k_{f,G,CL} = 1{,}5;\ k_{f,G,PZ} = 1{,}9$) foram obtidos por meio de análises numéricas via método dos elementos finitos e verificados com ensaios experimentais. Os termos S_y e I_y são, respectivamente, o primeiro e segundo momento de área da seção mista. Já z_D é a distância entre a linha neutra da seção mista até o centroide da área efetiva de concreto.

Para fadiga, cabe ressaltar que a categoria de detalhe depende do tipo de processo de corte empregado no perfil metálico, apresentando o sistema as categorias de detalhe 125 e 140, de acordo com a EN 1993-1-9 (2010).

Para assegurar a rigidez da conexão e evitar a ruptura do concreto pelo efeito cíclico de *pry-out*, a diretriz alemã limita, em serviço, a capacidade resistente da seção ao cisalhamento longitudinal por meio da Equação (3.43).

$$P_{LD,ser} = mín \begin{cases} 0{,}7 P_{Rk} \\ P_{cyc} = 3{,}1 t_w h_D f_{ck} \end{cases} \tag{3.43}$$

3.4 Critérios de avaliação para vigas mistas preflexionadas

As verificações de vigas mistas preflexionadas seguem os conceitos propostos no item 3.2 deste trabalho. No entanto, em função das características construtivas do sistema, algumas verificações adicionais presentes na literatura são de grande valia na avaliação das vigas *Preflex*. Neste trabalho serão abordadas e consideradas as prescrições para verificação de tensões resistentes propostas por Portela, Barajas e Albarran-Garcia (2011) e o método de

cálculo dos efeitos de fluência e retração, específico para vigas preflexionadas, proposto por Mannini (2002) e Morano e Mannini (2006).

3.4.1 Procedimento de avaliação para tensões resistentes

Portela, Barajas e Albarran-Garcia (2011) estipulam, no relatório técnico do Corpo de Engenharia do Exército Estadunidense, o dimensionamento das vigas *Preflex* a partir de um processo iterativo no qual a geometria e as propriedades mecânicas do aço e do concreto são alteradas com intuito de reduzir as tensões resultantes abaixo dos limites estabelecidos.

As tensões atuantes na estrutura são verificadas para diferentes etapas do processo construtivo, sendo estas: aplicação da carga de pré-flexão, liberação da carga de pré-flexão e concretagem da mesa inferior do perfil de aço, adição do peso próprio relativo à laje de concreto e etapa de serviço, que agrega as cargas móveis atuantes na estrutura.

No procedimento de avaliação, podem ser considerados os limites de tensões resistentes considerados no procedimento de avaliação propostos por SAMPYO (1985) e Mannini (2002). Para vigas de aço, SAMPYO (1985) estipula uma limitação a $0{,}80f_y$ para tensão de tração admissível, relativa ao limite elástico de escoamento, sendo esse limite definido tanto para condições de construção quanto de serviço da viga. A tensão de cisalhamento admissível é limitada à $0{,}55f_y$, sendo apenas a alma de aço considerada para resistência ao cisalhamento. Já Mannini (2002) especifica o limite de tensão do aço conforme a Equação (3.44).

$$\sigma_{adm} = f_y/1{,}35 \tag{3.44}$$

sendo,

σ_{adm} a tensão admissível para o aço estrutural.

No procedimento proposto por Portela, Barajas e Albarran-Garcia (2011), apenas esforços de compressão são considerados no concreto da viga mista. Seguindo as especificações de SAMPYO (1985), a tensão admissível para o concreto da mesa inferior da viga *Preflex* é comumente limitada à metade da resistência à compressão de 28 dias, $0{,}50f_{ck}$, baseada em ensaios com corpos de prova cilíndricos. Esse limite é temporário e se aplica apenas ao momento em que a carga é removida durante a fabricação. Uma vez em serviço, a tensão admissível de compressão é limitada em $0{,}40f_{ck}$. Mannini (2002) estipula um limite mais permissivo, apresentando tensão admissível à compressão do concreto igual a $0{,}60f_{ck}$.

Para o concreto da laje superior, a tensão admissível de compressão depende da razão do momento resistente entre a viga mista considerando a fase final da seção e a viga de aço sem contribuição do concreto. Se o momento resistente da viga mista estiver entre 1,0 e 1,25 vezes o momento resistente da viga de aço, a tensão admissível recomendada é de $0{,}40f_{ck}$. Quando o momento resistente da viga mista é superior a 1,25 vezes o momento resistente da viga de aço, a tensão admissível recomendada é de $0{,}314f_{ck}$ (PORTELA; BARAJAS; ALBARRAN-GARCIA, 2011).

3.4.1.1 Fase de pré-fabricação

Para o sistema de vigas mistas preflexionadas a fase de pré-fabricação é fundamental para capacidade do sistema, uma vez que nessa etapa são realizados os processos de aplicação e liberação da carga de pré-flexão na viga de aço, assim como a execução do concreto que envolve a mesa inferior do perfil.

A viga de aço biapoiada é carregada com duas cargas pontuais localizadas a uma distância dos apoios igual a um quarto do vão (Figura 3-13). As cargas são calculadas baseadas na tensão admissível para o perfil metálico, sendo o momento máximo admissível (M_{adm}) e as cargas de pré-flexão (P_{pf}) obtidas pelas Equações (3.45) e (3.46). Dessa forma, o momento produzirá tensões de compressão na face superior da seção de aço e tensões de compressão na face inferior próximas da tensão máxima permitida.

$$M_{adm} = \sigma_{adm} W_x \tag{3.45}$$

$$P_{pf} = \frac{4 \times M_{adm}}{L} \tag{3.46}$$

onde,

W_x é o módulo resistente elástico da seção do perfil de aço.

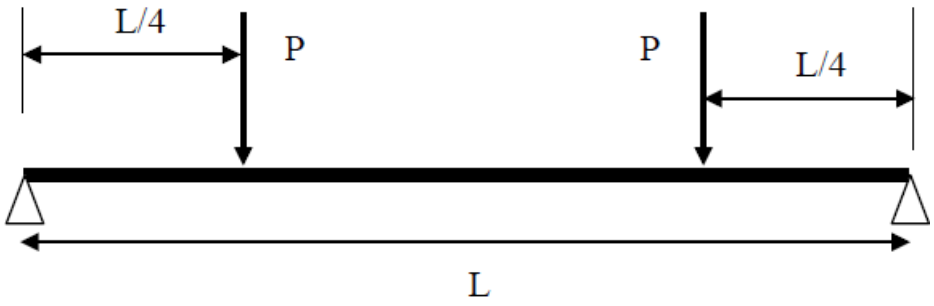


Figura 3-13. Cargas pontuais atuando durante o processo de pré-flexão (PORTELA; BARAJAS; ALBARRAN-GARCIA, 2011).

Para minimizar o efeito de trincas em função da retração do concreto, Mannini (2002) recomenda a liberação do esforço de pré-flexão em duas etapas. Primeiramente, uma liberação inicial de carga é realizada de modo que compressão no concreto gerada pela retirada do esforço compense as tensões geradas pelo efeito de retração e pela flexão acarretada pelo peso próprio do concreto que envolve a mesa inferior do perfil. No segundo processo de liberação de carga é aconselhável que o processo seja realizado o mais tardio possível, de modo a reduzir os efeitos de fluência e garantir uma compressão máxima do elemento de concreto. Como exemplo de uma aplicação prática, Mannini (2002) define em seu estudo uma retirada de 25% do esforço com três dias após a concretagem e, a fim de evitar atrasos no processo produtivo da viga mista, a liberação do restante do carregamento após cinco dias do lançamento do concreto.

É pertinente ressaltar que durante o processo de construção da viga *Preflex*, as vigas de aço ficam submetidas a esforços superiores aos que estarão sujeitas durante sua vida útil. Assim, torna-se indispensável um monitoramento rígido de todo o processo de fabricação e a garantia de que o concreto empregado tenha alta qualidade. As demais etapas construtivas que sucedem a fase de pré-fabricação seguem procedimentos similares às demais soluções e, por serem de conhecimento amplo, não serão abordadas em detalhes neste capítulo.

3.4.2 Procedimento de avaliação dos efeitos de fluência e retração do concreto

Em sistemas de concreto pré-tensionados e pós-tensionados, as tensões iniciais são reduzidas por efeitos de longa duração, como fluência e retração. Dessa forma, estes efeitos dependentes do tempo devem ser considerados para que uma precisão adequada seja obtida no dimensionamento. No entanto, estimativas das perdas causadas pelo processo de pré-flexão nessas estruturas não podem ser consideradas suficientemente acurada com as diretrizes normativas vigentes (PORTELA; BARAJAS; ALBARRAN-GARCIA, 2011). Assim, para o cálculo de tensão e deflexão devido à fluência e à retração, recomenda-se o método analítico desenvolvido por Morano e Mannini (2006), proposto especificamente para aplicação em soluções de vigas *Preflex*.

A complexidade da seção das vigas Preflex, constituídas por um perfil de aço e dois elementos de concretos lançados em tempos diferentes e usualmente com propriedades mecânicas distintas, resulta em cálculos trabalhosos para determinação do comportamento causado pelos processos de fluência e retração do concreto. Com o intuito de simplificar os cálculos mantendo um nível adequado de acurácia para aplicações práticas, Morano e Mannini (2006)

desenvolveram um método de análise utilizando coeficientes de razão modular com ajuste da idade do concreto. Esses coeficientes possibilitam a idealização da seção mista em uma seção equivalente de aço homogênea, possibilitando o cálculo de tensões para toda vida útil da estrutura.

O método de análise de Morano e Mannini (2006) apresenta uma abordagem similar aos modelos propostos por Trost (1967) e Amadio e Fragiacomo (1997), definindo dois coeficientes, um para esforço axial e outro para momento fletor, a fim de considerar o fato dos efeitos de fluência serem maiores em fibras mais estressadas.

A razão modular para esforço axial, $\eta_N(t)$, aparece na Equação (3.47), que especifica deformação da fibra no centroide do concreto, $\varepsilon_c(t)$, para um tempo genérico (t).

$$\varepsilon_c(t) = \frac{N_C(t)}{\frac{E_s}{\eta_N(t)} A_c} \tag{3.47}$$

sendo,

$N_C(t)$ o esforço axial no concreto para um tempo genérico (t);

A_C a área de concreto.

Já a razão modular para momento fletor, $\eta_M(t)$, aparece na Equação (3.48), que define a curvatura $C_c(t)$ da seção de concreto.

$$C_c(t) = \frac{M_C(t)}{\frac{E_s}{\eta_M(t)} I_c} \tag{3.48}$$

onde,

$M_C(t)$ é o momento fletor na seção de concreto para um tempo genérico (t);

I_C é o momento de inércia da seção de concreto.

Esses dois coeficientes facilitam o cálculo das tensões produzidas por uma carga em qualquer instante do tempo. As tensões podem ser obtidas com aplicação das equações de equilíbrio e compatibilidade para seção transversal, dividindo a área de concreto pelo coeficiente $\eta_N(t)$ nas expressões para a deformação no centroide da seção de concreto, ou pelo coeficiente $\eta_M(t)$ nas expressões da curvatura da seção de concreto (MORANO E MANNINI, 2006). Desse modo, o

procedimento consiste na resolução de quatro equações algébricas nas quais as variáveis desconhecidas são as forças atuantes no aço e no concreto, conforme descrevem as Equações (3.49)-(3.52). Para as equações, as forças internas e externas são consideradas positivas de acordo com a convenção apresentada na Figura 3-14.

$$N_s(t) + N_C(t) = 0 \tag{3.49}$$

$$M_s(t) + M_C(t) + N_C(t).d = M \tag{3.50}$$

$$\frac{N_s(t)}{E_s A_s} + \frac{M_s(t)}{E_s I_s} d = \frac{\eta_N(t) N_C(t)}{A_c E_s} \tag{3.51}$$

$$\frac{M_s(t)}{E_s I_s} = \frac{\eta_M(t) M_C(t)}{E_s I_c} \tag{3.52}$$

sendo,

N_s, M_s a força axial e o momento fletor na seção de aço, respectivamente;

N_c, M_c a força axial e o momento fletor no elemento de concreto, respectivamente;

I_s o momento de inércia da seção de aço;

M o momento fletor externo;

d a distância entre os centros de gravidade do aço e do concreto;

P a força de pré-tensão aplicada na seção transversal por cordoalhas de aço.

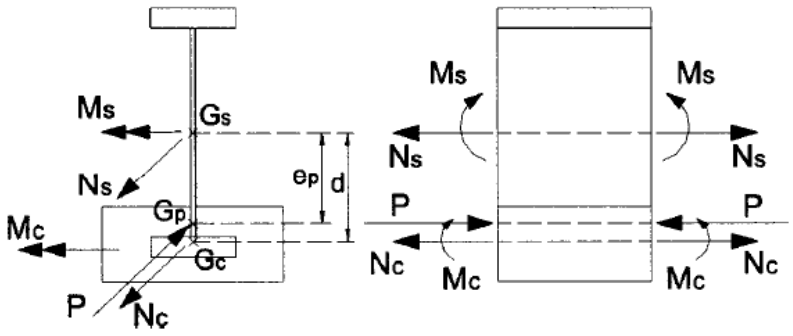


Figura 3-14. Convenção de sinais para esforços internos e externos na seção (MORANO E MANNINI, 2006).

As expressões dos coeficientes de razão modular foram obtidas a partir de diversas manipulações das equações do modelo e, por essa razão, possuem parâmetros, α e α_M, que

precisam ser calibrados. Essa calibração foi realizada por Morano e Mannini (2006) para todos os casos de carregamentos de interesse (momento fletor, retração e pré-tensão de cordoalhas de aço), utilizando uma viga de referência e solucionando numericamente o modelo analítico. Os coeficientes de fluência empregados na calibração dos parâmetros α e α_M foram os propostos na metodologia do modelo AFREM (BPEL, 1999). A utilização desses parâmetros está fortemente atrelada ao código normativo empregado, por isso, para as soluções de vigas preflexionadas estudadas neste trabalho são empregadas as diretrizes de cálculo do modelo AFREM para obtenção dos coeficientes de fluência.

A validade do princípio de superposição é uma das premissas na qual o método de cálculo se baseia, possibilitando analisar uma estrutura submetida a ações distintas a partir do desenvolvimento de diferentes análises pseudoeláticas e sobreposição de seus resultados (MORANO e MANNINI, 2006). Por essa razão, os coeficientes de razão modular são obtidos separadamente para cada um dos três casos de carregamentos de interesse. A seguir são apresentados os coeficientes para os casos de carregamento de momento fletor e retração, que serão os empregados neste trabalho.

3.4.2.1 Momento fletor

A partir de manipulações das equações de equilíbrio e compatibilidade do modelo, Morano e Mannini (2006) estabeleceram o formato final das equações que definem as razões modulares para esforço axial e momento fletor para o caso de carregamento de um esforço de flexão. A razão modular para esforço axial, $\eta_N(t)$, é especificada na Equação (3.53).

$$\eta_N(t) = \frac{\zeta(t_0,t)\cdot\left(\frac{A_c}{A_s}+\frac{A_c d^2}{I_s}\right)+[(1-\alpha)\cdot\zeta(t_0,t)+\alpha]\cdot n_i}{n_i+\frac{A_c}{A_s}+\frac{A_c d^2}{I_s}-n_{28}\alpha\cdot[\zeta(t_0,t)-1]}n_{28} \tag{3.53}$$

onde,

n_i é a razão modular para o concreto com idade na data de aplicação do carregamento, ou seja, $n_i = E_s/E_c(t_0)$;

n_{28} é a razão modular para concreto com idade de 28 dias, ou seja, $n_{28} = E_s/E_{28}$;

α é o parâmetro calibrado para esforço axial;

$\zeta(t_0,t)$ é o termo que define a deformação para um tempo t causada por uma unidade de tensão

constante atuando do tempo t_0 ao tempo t. Esse termo pode ser expresso em função do coeficiente de fluência, $\varphi(t_0, t)$, conforme Equação (3.54). O coeficiente de fluência é usualmente definido por prescrições normativas, sendo adotado neste trabalho para o sistema de vigas *Preflex* o modelo AFREM (BPEL, 1999).

$$\zeta(t_0, t) = \frac{E_{c28}}{E_{c(t_0)}} + \varphi(t_0, t) \tag{3.54}$$

onde,

E_{c28} é o módulo de elasticidade do concreto para idade de 28 dias.

$E_{c(t_0)}$ é o módulo de elasticidade do concreto para idade do início da análise.

A razão modular para momento fletor, $\eta_M(t)$, é definido na Equação (3.55).

$$\eta_M(t) = \frac{\zeta(t_0, t) - \alpha_M[\zeta(t_0, t) - 1] \cdot \gamma}{1 - n_{28}\alpha_M[\zeta(t_0, t) - 1] \cdot \beta(t)} n_{28} \tag{3.55}$$

sendo,

α_M o parâmetro calibrado para esforço de flexão.

$\beta(t)$ uma função dependente do coeficiente para esforço axial $\eta_N(t)$, sendo expresso pela Equação (3.56).

$$\beta(t) = \frac{n_i + \frac{A_c}{A_s}}{n_N(t) + \frac{A_c}{A_s}} \cdot \frac{n_N(t) + \frac{A_c}{A_s} + \frac{A_c d^2}{I_s}}{\frac{I_c}{I_s}\left(n_i + \frac{A_c}{A_s}\right) + n_i\left(n_i + \frac{A_c}{A_s} + \frac{A_c d^2}{I_s}\right)} \tag{3.56}$$

γ um termo originado da manipulação dos cálculos, definido conforme Equação (3.57).

$$\gamma = \frac{n_i\left(n_i + \frac{A_c}{A_s} + \frac{A_c d^2}{I_s}\right)}{\frac{I_c}{I_s}\left(n_i + \frac{A_c}{A_s}\right) + n_i\left(n_i + \frac{A_c}{A_s} + \frac{A_c d^2}{I_s}\right)} \tag{3.57}$$

3.4.2.2 Retração

As deformações de retração do concreto das vigas mistas preflexionadas são restringidas pela conexão rígida com o perfil de aço. Assim, essa tensão aparece a partir do início da ação

solidária entre o aço e concreto. A partir das equações integrais que descrevem esse fenômeno Morano e Mannini (2006) definem as razões modulares para os casos de carregamento de retração. O coeficiente para esforço axial apresentado pela Equação (3.58) e o coeficiente para momento fletor definido pela Equação (3.59).

$$\eta_N(t) = n_{28}[(1-\alpha)\cdot\zeta(t_i,t)+\alpha] \tag{3.58}$$

$$\eta_M(t) = n_{28}[(1-\alpha_M)\cdot\zeta(t_i,t)+\alpha_M] \tag{3.59}$$

4 METODOLOGIA

4.1 Generalidades

Neste capítulo é apresentada a metodologia adotada para o dimensionamento e estudo das três soluções de pontes mistas: (i) sistema tradicional de vigas mistas com perfis I paralelos; (ii) vigas mistas com conectores de chapa de aço contínua recortada; e (iii) vigas mistas preflexionadas. As soluções são apresentadas no Capítulo 2 e seu dimensionamento é descrito no Capítulo 3.

4.2 Características da ponte ferroviária do estudo de caso

Para aplicação de um caso prático das vigas mistas objetos de estudo deste trabalho, propôs-se como estudo de caso a superestrutura de um tabuleiro de ponte ferroviária de duas vias, com vão biapoiado e seção transversal constante em todo vão. As dimensões da seção transversal do tabuleiro são apresentadas na Figura 4-1.

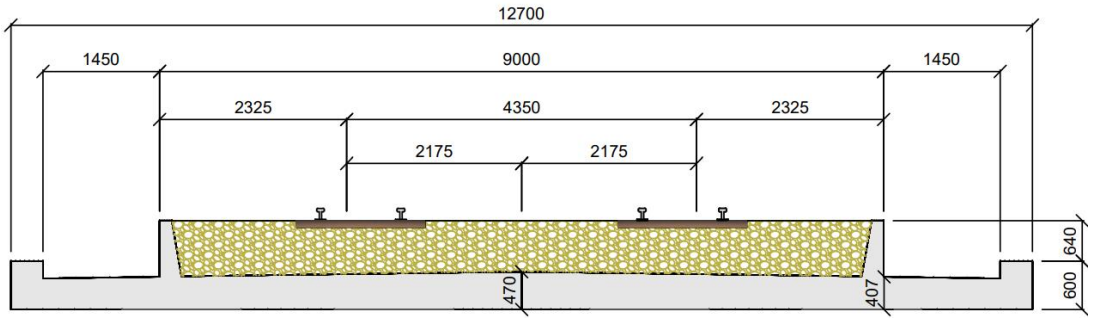


Figura 4-1: Seção transversal do tabuleiro de referência.

A largura do tabuleiro é tomada como constante nos estudos de caso propostos, enquanto o vão é disposto em dimensões variáveis. Com o intuito de manter o problema no regime de pequenos e médios vãos, nos quais as soluções de vigas mistas tradicionais e de vigas mistas com *composite dowels* apresentam grande destaque econômico, são definidos para análise vãos de 20 m, 25 m e 30 m de comprimento.

Nos estudos de casos são definidos, para cada comprimento de vão, três valores distintos para razão o comprimento do vão e a altura total da seção transversal da ponte (L/H): 15, 20 e 25. A adoção de razões L/H fixas servem para padronizar o dimensionamento das diferentes soluções, possibilitando a comparações destes para alturas iguais. Dessa forma é possível definir indicativos de utilização para cada um dos sistemas construtivos.

4.3 Considerações de cálculo, carregamentos e esforços

Para os três tipos de solução foi considerado como carregamento permanente um peso específico de 25 kN/m^3 para concreto e de 78,5 kN/m^3 para aço estrutural. Para o conjunto do lastro e impermeabilização adotou-se 18 kN/m^3, aplicados em toda a largura do tabuleiro, com altura média entre laje e trilhos igual a 80 cm. Foram previstas também barreiras sonoras nas extremidades do tabuleiro com peso próprio de 2 kN/m^2 e uma altura de 4 m a partir da laje de concreto.

Para as cargas móveis, a norma europeia EN 1991-2:2003 prevê cinco modelos de carregamento para pontes ferroviárias, sendo correspondentes a diferentes condições de tráfego: LM71, SW/0, SW/2, *High-Speed Load Model* (HSLM), e "*unloaded train*". Nos cálculos foram empregados os modelos LM71 e SW/2, considerando a velocidade de projeto dos trens de 160 km/h.

O modelo de carregamento LM71 representa um efeito estático de um tráfego ferroviário padrão. O arranjo do carregamento e os valores característicos para a carga vertical devem ser tomados como apresentado na Figura 4-2.

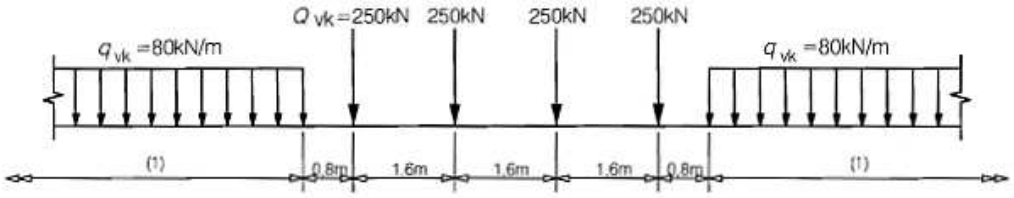


Figura 4-2: Modelo de carregamento LM71 e valores característicos para cargas verticais (EN 1991-2:2003).

O valor característico desse modelo deve ser multiplicado por um fator α em linhas férreas com tráfego mais pesado ou mais leve que o tráfego padrão. Dessa forma, em função das características de utilização da via, esse fator pode tomar os seguintes valores: 0,75 – 0,83 – 0,91 – 1,00 – 1,10- 1,21 – 1,33 – 1,46. No trabalho em questão, admitiu-se um fator α de 1,10.

O modelo de carregamento SW/0 representa o efeito estático de um tráfego ferroviário normal em sistemas contínuos. Como a solução empregada no estudo de caso é biapoiada, esse carregamento não foi considerado. Por outro lado, o modelo SW/2 representa um tráfego ferroviário pesado em linhas que são especificamente designadas a suportarem esse tipo de solicitação. O valor característico do carregamento não precisa ser multiplicado por nenhum fator, como é especificado para o modelo LM71. O arranjo do carregamento e os valores característicos para a carga vertical são descritos na Figura 4-3 e na Tabela 4-1.

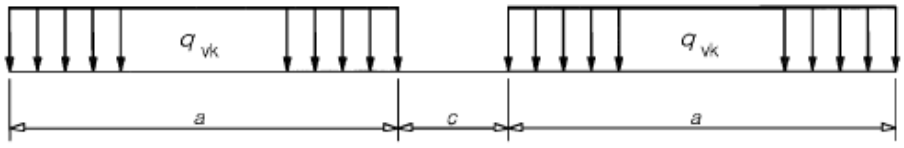


Figura 4-3: Modelos de carregamentos SW/0 e SW/2 (EN 1991-2:2003).

Tabela 4-1: Valores característicos para cargas verticais para os modelos de carregamento SW/0 e SW/2.

Load Model	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Fonte: EN 1991-2:2003.

Para análises dinâmicas, os carregamentos móveis devem ser multiplicados por um fator dinâmico Φ que majora os efeitos estáticos supracitados. Para os modelos de carregamento LM71, SW/0 e SW/2 esse coeficiente pode ser obtido em função do tipo de manutenção executada, como descrito pelas Equações (4-1) e (4-2).

- Para vias com manutenção cuidadosa:

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82 \rightarrow 1{,}0 \leq \Phi_2 \leq 1{,}67 \tag{4-1}$$

- Para vias com manutenção padrão:

$$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}73 \rightarrow 1{,}0 \leq \Phi_3 \leq 2{,}00 \tag{4-2}$$

onde:

L_{Φ} é o comprimento característico, expresso em metros. Para caso de vigas biapoiadas esse valor é igual ao vão na direção das longarinas.

A fim de se obter a situação mais onerosa, considerou-se para o cálculo do fator dinâmico uma via com manutenção padrão. Dessa forma, os efeitos das cargas móveis foram majorados nos estudos de casos empregando o fator dinâmico Φ_3.

De acordo com a norma EN 1992-1:2003, uma excentricidade para cargas verticais advindas dos carregamentos LM71 e SW/0 deve ser adotada, como apresentado na Figura 4-4. Essa excentricidade pode ser calculada a partir da Equação (4-3). Para a obtenção dos esforços relacionadas ao estado-limite de fadiga, a norma permite que a excentricidade vertical seja desprezada nos cálculos.

$$e = r/18 \tag{4-3}$$

onde,

r é a distância transversal entre os trilhos.

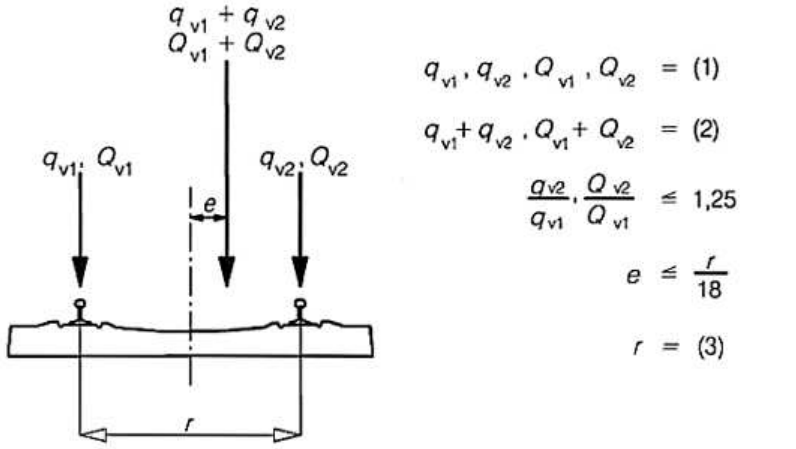


Figura 4-4: Excentricidade das cargas verticais (Adaptado de EN1992-1:2003).

A obtenção dos esforços devidos às cargas permanentes e móveis na estrutura foi realizada via planilha de cálculo. Para as cargas móveis, é necessária a distribuição dos efeitos desse tipo de carregamento de maneira proporcional para cada uma das vigas em função da sua rigidez e

posição, uma vez que esse tipo de carregamento é assimétrico e distribuído de maneira não uniforme pela laje. Assim, empregam-se métodos para distribuição de cargas na seção transversal de pontes com vigamentos múltiplos. Tais métodos podem ser analíticos ou numéricos, sendo empregado neste trabalho o método analítico de *Engesser-Courbon*.

4.3.1 Método de *Engesser-Courbon*

Quando uma longarina é carregada, as outras vigas principais também são solicitadas, sendo a repartição de esforços proporcional à rigidez das transversinas. Quando a rigidez dos elementos transversais é nula, a transferência dos esforços é pequena. No entanto, quando a rigidez é considerada infinita, o efeito de grelha favorece uma distribuição mais uniforme dos esforços. Assim, o método de *Engesser-Courbon* propõe um modelo de cálculo para distribuição de cargas na seção transversal a partir da consideração de elementos transversais de rigidez infinita à flexão e deformação nula (LONGO, 1979).

Segundo Alves *et al*. (2004), o método é desenvolvido com base em hipóteses que simplificam o sistema. As longarinas são consideradas como paralelas e ligadas perpendicularmente por transversinas de rigidez infinita à flexão e de deformação nula. As vigas possuem inércia constante e os efeitos de torção são desprezados. Dessa forma, as vigas secundárias comportam-se como barras rígidas, fazendo com que na deformação do conjunto seus eixos permaneçam retilíneos.

Com a adoção das hipóteses, os elementos transversais possuem deformações lineares e seus deslocamentos verticais são descritos por meio de uma equação de reta (BINJOLA, 1988). A reação de apoio (R_i) é proporcional à flexão da longarina (I_i) e ao deslocamento vertical (y_i) do elemento em questão. Dessa forma, as condições de equilíbrio são então aplicadas. A carga, para reações verticais, é considerada por meio de um valor unitário de acordo com sua posição de aplicação no tabuleiro (e_j). Assim, a expressão geral para determinar os coeficientes de distribuição de cada longarina pode ser determinada conforme a Equação (4-4). A Figura 4-5 ilustra um tabuleiro sujeito a um esforço excêntrico.

$$R_{ij} = \frac{I_i}{\sum I_n}\left(1 + e_j \frac{X_i \sum I_n}{\sum (I_n x_n^2)}\right) \tag{4-4}$$

sendo,

X_i a distância de cada viga principal em relação ao centro de gravidade do tabuleiro;

$\sum I_n$ o somatório de inércia das longarinas.

n o número de longarinas.

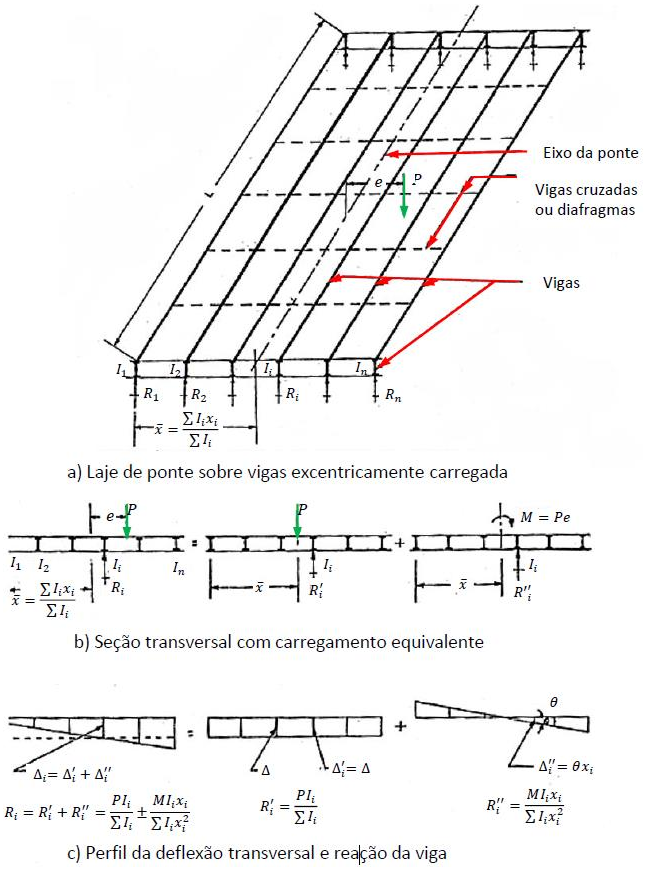


Figura 4-5: Esquema geral de um tabuleiro sujeito a uma carga concentrada excêntrica (Adaptado de Binjola, 1988).

Para os casos em que todas as vigas apresentam a mesma rigidez, hipótese adotada para efeitos de simplificação neste trabalho, o coeficiente de distribuição de cargas pode ser obtido de forma simplificada pela Equação (4-5).

$$R_{ij} = \frac{1}{n}\left(1 + e_j \frac{nX_i}{\sum(x_n^2)}\right) \tag{4-5}$$

4.3.2 Obtenção dos esforços

Para obtenção dos esforços solicitantes atuantes nas vigas mistas foram consideradas ambas as vias do tabuleiro ferroviário sujeitos às cargas móveis, sendo o esforço solicitante máximo

obtido quando uma das vias é carregada com o modelo de carregamento SW/2 e o outra com o modelo LM71. Para o estado-limite último, as ações permanentes foram consideradas uniformemente distribuídas pelas vigas e combinadas com as ações variáveis conforme descrito na Equação (4-6).

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{1k} \tag{4-6}$$

sendo,

$\gamma_G = 1{,}35$ para ações permanentes exceto às relativas ao lastro;

$\gamma_G = 1{,}35$ para ações permanentes devido ao lastro;

$\gamma_Q = 1{,}45$ para modelos de carregamento LM71 e SW/0 e $\gamma_Q = 1{,}20$ para modelo de carregamento SW/2.

Para o estado-limite de fadiga considerou-se o tabuleiro carregado em apenas umas das vias pelo modelo LM71. Tanto para o estado-limite de fadiga quanto para o estado-limite de serviço foram empregados valores unitários para os coeficientes de majoração de ações.

Definidos os esforços solicitantes atuantes na estrutura a partir do método de *Engesser-Courbon*, foi possível dimensionar os estudos de casos para as três soluções propostas: (i) sistema tradicional de vigas mistas com perfis I paralelos; (ii) vigas mistas com conectores em chapa de aço contínua recortada; e (iii) vigas mistas preflexionadas.

4.4 Dimensionamento das seções

O dimensionamento das vigas mistas, especificado no Capítulo 3, segue principalmente as diretrizes propostas pelos Eurocódigos. Para o sistema de vigas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada, o dimensionamento relativo à resistência aos esforços longitudinais foi realizado segundo a diretriz alemã Z-26.4-56 (2018), que define o procedimento de cálculo e prescrições construtivas para utilização dos *composite dowels*. O modelo de cálculo definido para o sistema de vigas preflexionadas foi complementado por soluções propostas na literatura, com as verificações de tensões resistentes e efeitos relativos à fluência e retração do concreto consideradas segundo as especificações de Mannini (2002), Morano e Mannini (2006) e Portela, Barajas e Albarran-Garcia (2011).

Todas as formulações e verificações pertinentes ao dimensionamento das soluções propostas foram implementadas em uma planilha eletrônica, à qual foi atrelada uma tabela com seções comerciais de perfis de aço que podem ser selecionados e verificados em função das características do problema. Além disso, a planilha permite a inserção de novos perfis de acordo com a necessidade do usuário.

A fim de manter uma padronização entre os métodos, admitiu-se perfis com aço estrutural com tensão de escoamento (f_y) de 460 MPa. Para os elementos de concreto adotou-se um f_{ck} de 50 MPa, enquanto para as armaduras de reforço adotou-se um aço com tensão de escoamento de 500 MPa. No caso das vigas mistas preflexionadas, foi empregado concreto com f_{ck} igual 90 MPa para envolver as mesas inferiores das vigas.

O dimensionamento das seções transversais através das planilhas de cálculo seguiu a seguinte abordagem: primeiramente determinou-se a altura total da viga mista para que esta se adequasse às dimensões pré-definidas pela razão L/H. Em seguida, a espessura da alma do perfil foi estipulada de modo a atender às verificações referentes aos esforços transversais atuantes na viga. Para a solução tradicional e a solução de vigas preflexionadas, adotou-se uma espessura máxima da chapa na alma do perfil de aço de 44,5 mm. Já nas vigas com *composite dowels*, espessuras de alma superior a 40 mm não foram adotadas, a fim de atender as especificações da Z-26.4-56 (2018).

Após a determinação das dimensões da alma das seções transversais, a largura e espessura da mesa foram ajustadas para que a viga atendesse a todas as verificações de estado-limite último, de serviço e de fadiga. Nos estudos de caso não foram consideradas, para as mesas dos perfis soldados, chapas com espessura superiores a 89 mm. Por fim, nos casos em que as verificações não foram atendidas apesar do uso de dimensões máximas de espessura, a quantidade de vigas do tabuleiro foi ajustada para que os critérios de dimensionamento fossem satisfeitos.

Com os resultados obtidos a partir dos estudos de caso foi possível desenvolver uma análise das soluções de vigas mistas e obter indicativos de desempenho dessas soluções em diferentes situações. Para tanto, foram comparados fatores como peso do aço utilizado, volume do concreto, deformações e relações entre resistência e esforços solicitantes.

4.5 Análise de custo

Como última etapa da pesquisa, foi realizada uma análise de custos das diferentes soluções encontradas. Como apontando por Mannini e Morano (2006), os preços dos materiais de construção, bem como de qualquer mercadoria, são dinâmicos. Eles mudam em função do tempo, do local e até mesmo da forma como os produtos são comprados. Para contornar esse fato e tornar a análise mais simplificada, pode-se definir cada material empregado na construção das pontes a quantidade equivalente de aço com base nos seus preços.

Adotando a metodologia sugerida por Mannini e Morano (2006), foi construída a Tabela 4-2 baseada nos preços dos materiais no mês de junho de 2020 no estado de Minas Gerais constantes na tabela SINAPI, e em orçamentos de empresas do ramo. Mesmo sendo um método simplificado e aproximado, ele permite que sejam comparadas as diferentes soluções verificadas (tradicional, *composite dowel*s e *Preflex*) quanto ao custo dos materiais utilizados.

Tabela 4-2: Custos equivalentes.

Material	Aço S460 equivalente
1 kg de aço S460 f_y = 460 MPa	1 kg
1 kg de armadura de reforço f_y = 500 MPa	0,64 kg
1 m^3 de concreto f_{ck} = 50 MPa	50 kg
1 m^3 de concreto f_{ck} = 90 MPa	68 kg

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Generalidades

Neste capítulo são apresentados os resultados da aplicação dos modelos analíticos para as diferentes soluções de vigas mistas propostas no trabalho, buscando destacar as principais características de cada método. Esses resultados são comparados entre si, com o objetivo de identificar os benefícios e desvantagens de cada solução em determinadas situações.

Como explicitado no Capítulo 4, os sistemas foram dimensionados para três valores distintos de razão entre comprimento do vão e altura total da ponte (L/H): 15, 20 e 25. Para cada solução, foram determinados três comprimentos de vãos distintos: 20 m, 25 m e 30 m. Com o propósito de apresentar os resultados de forma mais clara e direta, foi proposta uma nomenclatura que relaciona as características consideradas em cada caso. Nessa nomenclatura são identificados o tipo de solução (Precobeam – PCB, Preflex – PFX e tradicional – TRA), o vão da ponte, a relação L/H e o tipo de perfil adotado (soldado ou laminado). Assim, o modelo PCB-V20-HL15-S refere-se a uma ponte com sistema de vigas mistas Precobeam, com vão biapoiado de 20 m, relação L/H de 15 e perfil soldado.

5.2 Sistema tradicional de vigas mistas com perfis I paralelos

A solução de vigamento de aço em perfil I com conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça foi adotada como solução tradicional, uma vez que, é a mais difundida no Brasil e quando aplicada em pontes e viadutos com pequenos e médios vãos, usualmente garante resultados econômicos interessantes. Dessa forma, esse sistema serve como uma base de comparação para as soluções não convencionais abordadas neste trabalho. A Figura 5-1 apresenta a geometria da seção transversal considerada nos estudos de casos.

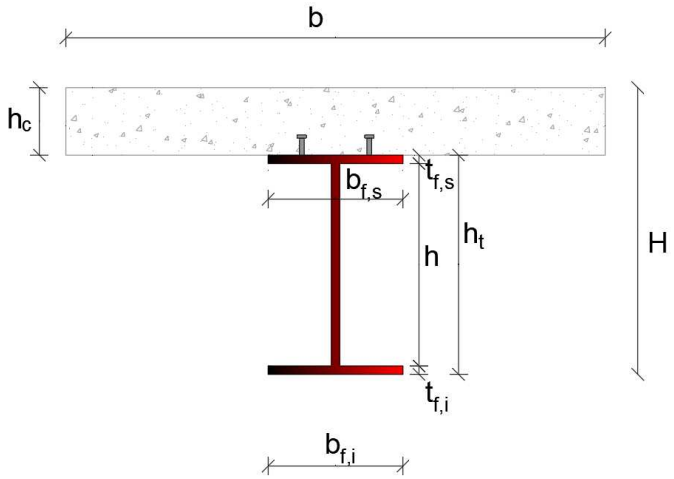


Figura 5-1: Seção transversal adotada na avaliação das vigas mistas tradicionais.

Para avaliação do sistema foram consideradas seções soldadas, uma vez que estas possibilitam uma melhor otimização das espessuras, além de ser um recurso amplamente utilizado no meio técnico nacional. As vigas laminadas dificultam a composição de seções esbeltas, tornando sua aplicação mais onerosa em termos do consumo de material. Além disso, vale ressaltar que no Brasil as seções laminadas estão limitadas a 600 mm de altura.

Para o dimensionamento das seções foi adotada a seguinte abordagem: primeiramente determinou-se a altura total da viga mista para que esta se adequasse às dimensões pré-definidas pela razão L/H. Em seguida, a espessura da alma do perfil foi estipulada de modo a atender às verificações referentes aos esforços transversais atuantes na viga. Por fim, as dimensões, a espessura da mesa e a quantidade de vigas do tabuleiro foram ajustadas para que a viga atendesse a todas as verificações de estado-limite último, de serviço e de fadiga. Na Tabela 5-1 são apresentadas as informações geométricas e construtivas obtidas a partir dos estudos de caso.

A Tabela 5-2 exibe o resultado de algumas verificações importantes para o dimensionamento da seção mista, sendo apresentadas as razões entre capacidade resistente e esforços atuantes para flexão e cisalhamento nas vigas, cisalhamento longitudinal resistido pelos conectores de cisalhamento, além das flechas obtidas para a seção. A seções foram verificadas para efeitos de curta e longa duração.

Tabela 5-1: Informações geométricas das seções obtidas - solução tradicional.

Caso	Viga de aço							*Stud bolts*		Seção mista					
	Seção	h (mm)	$b_{f,sup}$ (mm)	$t_{f,sup}$ (mm)	$b_{f,inf}$ (mm)	$t_{f,inf}$ (mm)	t_w (mm)	Nº por seção	Tipo	Nº de vigas	H (mm)	b (mm)	h_c (mm)	Peso de aço/área tabuleiro (kg/m²)	Vol. de conc./área tabuleiro (m³/m²)
TRA-V20-LH15-S	-	893	450	22,4	550	44,5	19,0	4	Ø22x150	4	1333	3167,5	440	124,24	0,44
TRA-V20-LH20-S	-	560	450	25,0	580	76,0	16,0	4	Ø22x150	6	1000	2111,7	440	232,44	0,44
TRA-V20-LH25-S	-	360	450	22,4	850	89,0	37,5	4	Ø22x150	9	800	1407,8	400	528,78	0,44
TRA-V25-LH15-S	-	1227	450	22,4	550	52,5	19,0	4	Ø22x150	4	1667	3167,5	440	150,44	0,44
TRA-V25-LH20-S	-	810	450	16,0	600	76,0	16,0	4	Ø22x150	7	1250	1810,0	440	278,16	0,44
TRA-V25-LH25-S	-	560	450	22,4	960	89,0	19,0	4	Ø22x150	10	1000	1267,0	440	643,10	0,44
TRA-V30-LH15-S	-	1560	400	25,0	550	54,0	22,4	4	Ø22x150	4	2000	3167,5	440	180,18	0,44
TRA-V30-LH20-S	-	1060	450	25,0	615	82,0	19,0	4	Ø22x150	7	1500	1810,0	440	345,22	0,44
TRA-V30-LH25-S	-	760	450	19,0	1200	89,0	16,0	4	Ø22x150	10	1200	1267,0	440	777,47	0,44

Tabela 5-2: Resultados das verificações em ELU, ELS e ELF em curta e longa duração - solução tradicional.

Caso	Curta duração							Longa duração						
	ELU			ELS		ELF		ELU			ELS		ELF	
	$M_{pl,Rd}/M_{ed}$ ou σ_{el}/σ_{Ed}	$V_{Rd}/V_{L,Rd}$	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$	Flecha (mm)	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$	$\Delta\tau_C/\lambda\phi\Delta_\tau$	$\Delta\sigma_{c,lf.}/\lambda\phi\Delta\sigma_{E,lf}$	$M_{pl,Rd}/M_{ed}$ ou σ_{el}/σ_{Ed}	$V_{Rd}/V_{L,Rd}$	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$	Flecha (mm)	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$	$\Delta\tau_C/\lambda\phi\Delta_\tau$	$\Delta\sigma_{c,lf.}/\lambda\phi\Delta\sigma_{E,lf}$
TRA-V20-LH15-S	1,63	1,52	1,40	25,46	1,48	1,49	2,93	1,50	1,38	1,30	32,50	1,47	1,47	2,69
TRA-V20-LH20-S	1,53	1,09	1,10	27,07	1,17	1,15	4,60	1,50	1,09	1,03	38,92	1,17	1,15	4,30
TRA-V20-LH25-S	1,24	1,95	1,18	27,57	1,25	1,24	8,76	1,12	1,73	1,12	47,27	1,27	1,26	8,78
TRA-V25-LH15-S	1,65	1,13	1,39	31,42	1,48	1,63	3,11	1,47	1,12	1,35	39,76	1,53	1,69	2,92
TRA-V25-LH20-S	1,54	1,44	1,31	32,16	1,39	1,48	4,92	1,46	1,35	1,27	46,28	1,44	1,54	4,71
TRA-V25-LH25-S	1,24	1,53	1,03	32,02	1,09	1,19	9,50	1,12	1,44	1,03	54,43	1,16	1,28	9,57
TRA-V30-LH15-S	1,61	1,30	1,01	38,39	1,07	1,27	3,18	1,41	1,22	1,01	48,87	1,15	1,36	3,00
TRA-V30-LH20-S	1,48	1,66	1,33	38,46	1,41	1,63	5,14	1,41	1,55	1,37	55,15	1,55	1,78	4,91
TRA-V30-LH25-S	1,19	1,61	1,42	36,05	1,50	1,79	10,95	1,06	1,51	1,45	62,51	1,63	1,95	11,13

A Tabela 5-1 apresenta a taxa de aço e de concreto, por unidade de área do tabuleiro, necessárias para as diferentes seções. Para o caso em questão, a taxa de aço apresenta maior influência no custo final da obra. Dessa forma, o quantitativo de aço consiste em um parâmetro razoável para verificação do custo-benefício das seções propostas. Como demonstra a Figura 5-2, para um mesmo vão, a solução tradicional apresenta menor taxa de aço para valores menores da razão L/H.

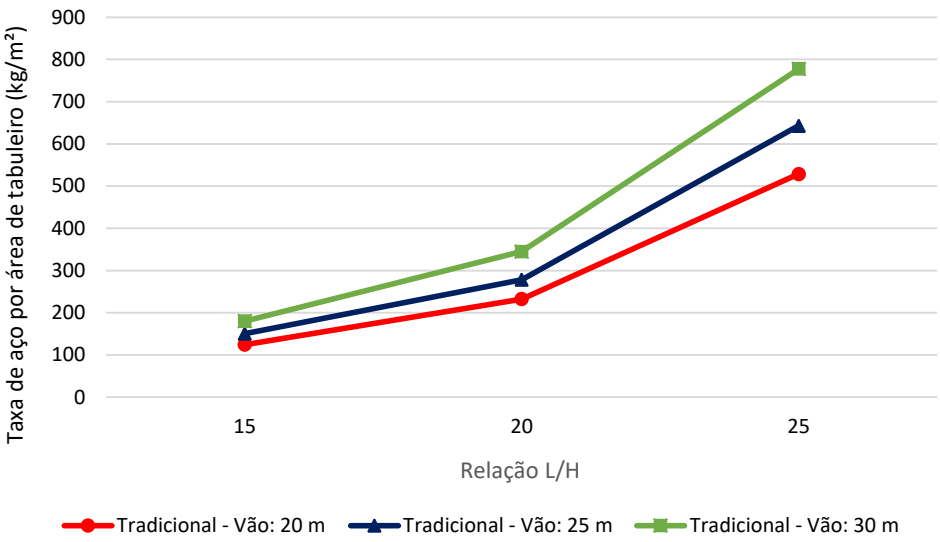


Figura 5-2: Gráfico da relação entre área de aço e razão L/H para solução tradicional.

O pico no consumo do aço exibido para razão L/H de 25 indica que a solução analisada não possui uma eficiência tão boa quando seções compactas precisam ser adotadas em função de alguma limitação de altura. Assim, um bom ponto de partida para o pré-dimensionamento dessa solução se encontra em um patamar próximo de $L/H = 15$.

A fim de exemplificar o estudo de caso, a Figura 5-3 apresenta o esquema geral da seção transversal do tabuleiro para a solução TRA-V20-LH15-S, enquanto a Figura 5-4 exibe os detalhes construtivos da seção. A verificação dessa seção é detalhada no Apêndice A, sendo apresentado trechos da planilha de cálculo desenvolvida neste projeto.

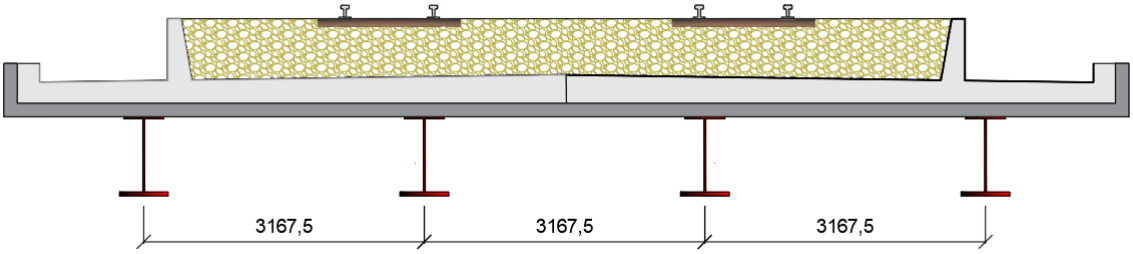


Figura 5-3: Esquema da seção transversal TRA-V20-LH15-S dimensionada (dimensões em mm).

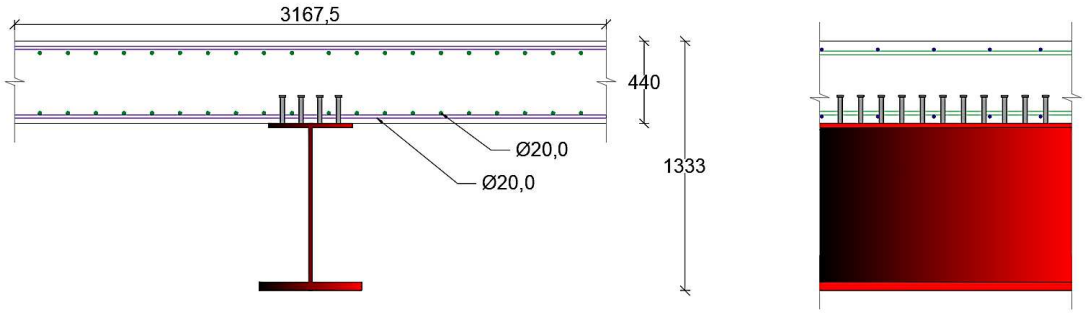


Figura 5-4: Detalhes construtivos da solução TRA-V20-LH15-S (dimensões em mm).

5.3 Sistema de vigas mistas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada

Para avaliação das vigas mistas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada foi considera uma seção composta por vigas duplas. Essa seção apresenta como diferencial um maior apelo estético e construtivo, uma vez que as vigas de aço servem como forma para concretagem da alma da seção, possibilitando economia de material e mão-de-obra. A Figura 5-5 exibe uma representação da seção transversal citada.

A partir da aplicação das diretrizes técnicas da Z-26.4-56 (2018), foram obtidas as seções mistas para os vãos propostos. A Tabela 5-3 apresenta a descrição da geometria das seções dimensionadas, enquanto a Tabela 5-4 exibe os resultados de algumas verificações para os estados-limites último, de serviço e de fadiga. As seções foram dimensionadas como perfis soldados, a fim de proporcionar melhor base comparativa com as outras soluções propostas.

Tabela 5-3: Informações geométricas das seções obtidas - solução viga mista com *composite dowels*.

Caso	Viga de aço					Conectores			Seção mista								
	Seção	h_{mr} (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	h_d (mm)	e_x (mm)	e_y (mm)	Nº de vigas	H (mm)	b (mm)	h_c (mm)	c_o (mm)	c_u (mm)	$b_{concreto}$ (mm)	Peso de aço/área tabuleiro (kg/m²)	Vol. de conc./área tabuleiro (m³/m²)
PCB-V20-LH15-S	-	713,0	300	37,5	31,5	180	450	650	3	1333	4223,3	440	440	220,0	568,5	120,64	0,58
PCB-V20-LH20-L	W 920 x 420 x 656	403,5	431	62,0	34,5	180	450	912	4	1024	3167,5	440	440	270,0	827,5	190,78	0,64
PCB-V20-LH20-S	-	380,0	400	37,5	31,5	180	450	850	4	1000	3167,5	440	440	130,0	768,5	127,52	0,60
PCB-V20-LH25-S	-	180,0	720	44,5	37,5	180	450	1490	6	800	2111,7	440	440	135,5	1402,5	275,34	0,76
PCB-V25-LH15-S	-	1047,0	500	22,4	38,0	180	450	550	4	1667	3167,5	440	440	200,0	481,0	124,91	0,65
PCB-V25-LH20-S	-	425,0	400	44,5	31,5	180	450	850	4	1250	3167,5	440	440	200,0	768,5	147,29	0,70
PCB-V25-LH25-S	-	380,0	785	37,5	25,0	180	450	1620	7	1000	1810,0	440	440	335,5	1545,0	328,83	1,11
PCB-V30-LH15-S	-	1380,0	250	25,0	22,4	180	450	550	3	2000	4223,3	440	440	220,0	477,6	135,74	0,64
PCB-V30-LH20-S	-	880,0	405	44,5	22,4	180	450	860	4	1500	3167,5	440	440	835,5	787,6	181,66	0,82
PCB-V30-LH25-S	-	580,0	825	37,5	22,4	180	450	1700	7	1200	1810,0	440	440	542,5	1627,6	372,88	1,42

Tabela 5-4: Resultados das verificações em ELU, ELS e ELF em curta e longa duração - solução viga mista com *composite dowels*.

Caso	Curta duração							Longa duração						
	ELU			ELS		ELF		ELU			ELS		ELF	
	$M_{pl,Rd}/M_{ed}$ ou σ_{el}/σ_{Ed}	$V_{Rd}/V_{L,Rd}$	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$	Flecha (mm)	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$	$\Delta\tau_C/\lambda\phi\Delta_\tau$	$\Delta\sigma_{c,lf.}/\lambda\phi\Delta\sigma_{E,lf}$	$M_{pl,Rd}/M_{ed}$ ou σ_{el}/σ_{Ed}	$V_{Rd}/V_{L,Rd}$	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$	Flecha (mm)	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$	$\Delta\tau_C/\lambda\phi\Delta_\tau$	$\Delta\sigma_{c,lf}/\lambda\phi\Delta\sigma_{E,lf}$
PCB-V20-LH15-S	2,17	4,93	1,02	16,61	1,26	1,55	5,50	2,17	5,00	3,79	23,51	4,68	1,14	4,25
PCB-V20-LH20-L	1,42	3,53	1,01	20,65	1,25	1,49	7,14	1,42	3,56	1,57	30,95	1,93	1,06	5,17
PCB-V20-LH20-S	1,63	3,29	1,00	26,54	1,24	1,53	5,06	1,63	3,32	2,10	39,73	2,59	1,05	3,56
PCB-V20-LH25-S	1,10	2,17	1,25	27,43	1,54	1,88	8,54	1,48	2,17	1,49	45,36	1,84	1,19	5,47
PCB-V25-LH15-S	1,94	4,70	1,56	21,45	1,92	1,70	5,19	1,94	4,74	2,74	28,21	3,39	1,09	3,67
PCB-V25-LH20-S	1,60	2,84	1,10	31,31	1,36	1,80	5,67	1,60	2,87	3,38	31,79	4,16	1,21	3,89
PCB-V25-LH25-S	1,00	3,07	1,50	31,43	1,84	1,86	9,53	1,84	3,07	8,45	34,79	10,37	1,05	5,41
PCB-V30-LH15-S	1,59	4,63	1,16	29,69	1,43	1,57	4,69	1,59	4,71	2,67	38,62	3,29	1,07	3,60
PCB-V30-LH20-S	1,46	3,56	1,50	35,39	1,85	1,66	6,35	1,46	3,59	1,44	42,96	1,77	1,06	4,40
PCB-V30-LH25-S	1,45	3,34	1,55	36,14	1,89	1,99	10,08	1,09	3,34	1,24	39,70	1,52	1,18	6,20

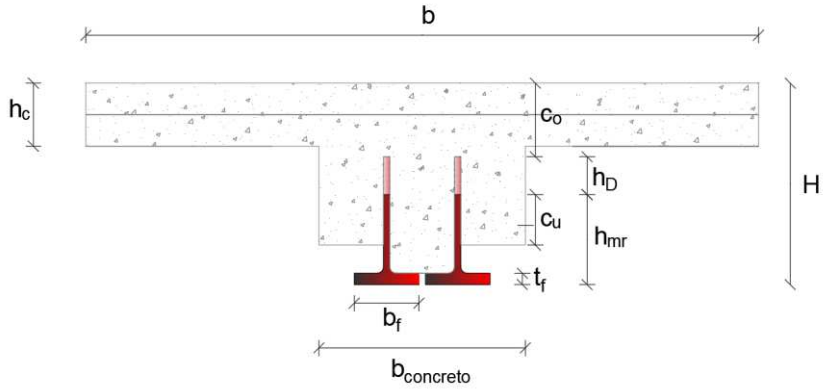


Figura 5-5: Seção transversal adotada na avaliação das vigas mistas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada.

Para fim de comparação, a seção laminada PCB-V20-LH20-L também foi analisada e com ela é possível verificar, na Tabela 5-3, que a viga otimizada com chapas soldadas, PCB-V20-LH20-S, possibilitou uma redução considerável no consumo de aço para um mesmo nível de aplicação. Outro fator adicional a essa questão é que a seção laminada escolhida nesse estudo não é produzida no Brasil, embora consista em um padrão empregado internacionalmente. Nesse sentido, para aplicações no contexto nacional, a adoção de perfis soldados consiste em alternativa interessante para as vigas com *composite dowels*. No entanto, nesses casos, é importante a verificação à fadiga da ligação entre mesa e alma do perfil de aço.

Quanto ao desempenho da estrutura, constatou-se que o modo de falha determinante para o problema foi o relacionado à fadiga do *composite dowel*. Durante o dimensionamento observou-se a importância de garantir dimensões adequadas para o cobrimento de concreto, c_o e c_u, diretamente relacionados ao surgimento da ruptura cônica do concreto (*pry-out*). Além disso, notou-se o impacto do espaçamento longitudinal entre os conectores (e_x), sendo essa dimensão limitada pela prescrição técnica entre 150 e 500 mm. Valores próximos ao limite inferior favorecem uma falha por *pry-out*, enquanto valores que se aproximam do limite superior podem contribuir para ocorrência de falha por cisalhamento.

Pela Figura 5-6 é possível observar que, entre as razões L/H de 15 e 20, a alteração no taxa de aço é pequena, caracterizando um patamar que pode ser um bom intervalo para iniciar o pré-dimensionamento dessa solução. Assim como no caso do sistema de vigas com perfis I paralelos, existe um salto no consumo de aço para a razão L/H de 25. No entanto, se comparado à solução tradicional, esse salto não é tão grande, configurando um sistema superior ao tradicional do ponto de vista econômico.

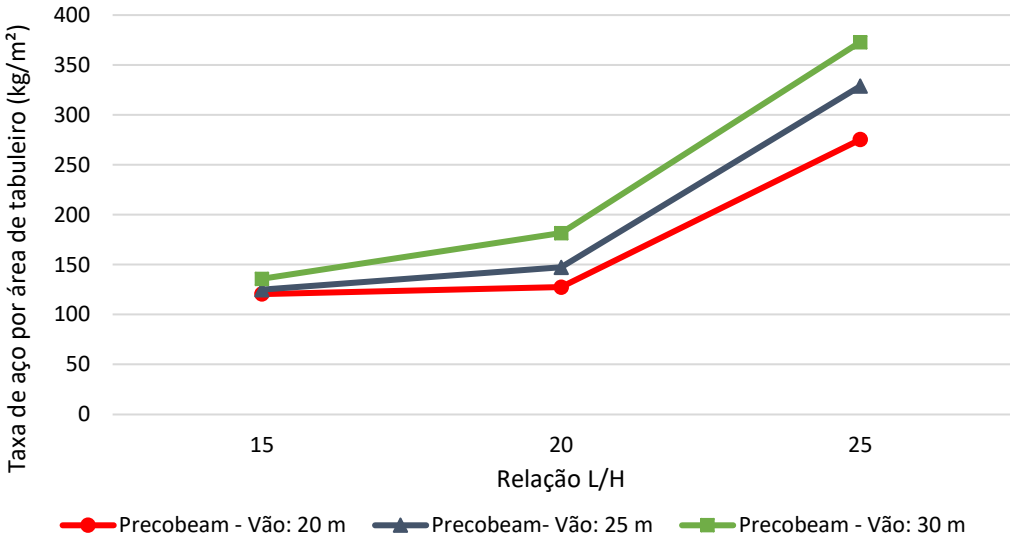


Figura 5-6: Gráfico da relação entre área de aço e razão L/H para viga com *composite dowels*.

A Figura 5-7 apresenta o esquema geral da seção transversal do tabuleiro para a solução PCB-V20-LH20-S, enquanto a Figura 5-8 exibe os detalhes construtivos da seção. A verificação dessa seção é detalhada no Apêndice B, sendo apresentado trechos da planilha de cálculo desenvolvida neste projeto.

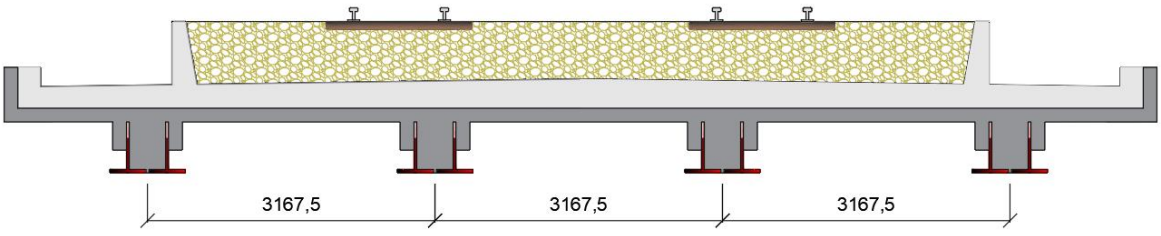


Figura 5-7: Esquema da seção transversal PCB-V20-LH20-S dimensionada (dimensões em mm).

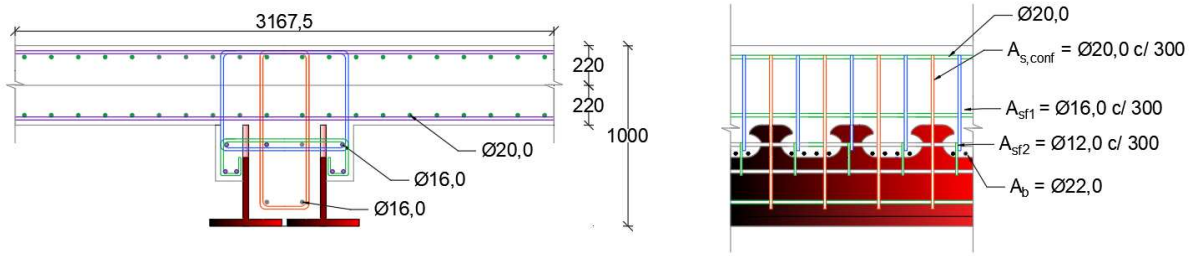


Figura 5-8: Detalhes construtivos da solução PCB-V20-LH20-S (dimensões em mm).

5.4 Sistemas de vigas mistas preflexionadas

Na Figura 5-9 é apresentada uma seção transversal típica de uma viga mista preflexionada. Foram avaliadas diferentes dimensões de perfis de aço e do concreto inferior da viga, sendo as dimensões otimizadas apresentadas na Tabela 5-5 em função do vão e da relação L/H.

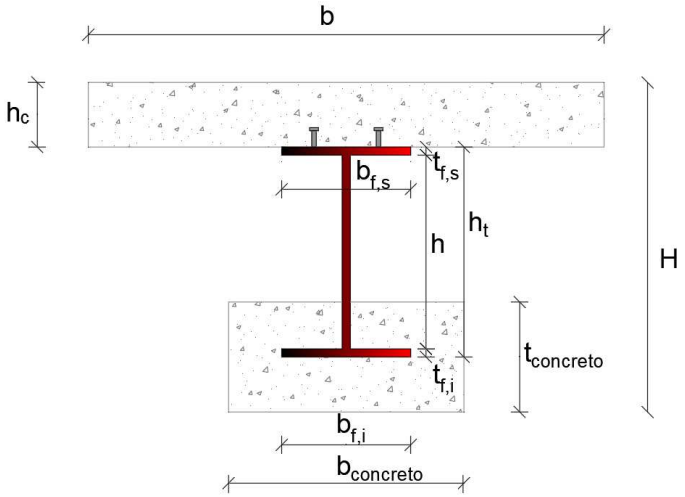


Figura 5-9: Seção transversal adotada na avaliação das vigas mistas preflexionadas.

Como apresentado pela Tabela 5-5 e pela Figura 5-10, percebe-se o aumento da taxa consumo de aço ao se passar da relação L/H de 15 para 20 é similar ao observado para a solução tradicional, sendo relativamente discreto quando comparado ao consumo constatado na relação L/H de 25. De modo geral, é possível perceber que a redução da altura da seção implica em maior consumo de aço, uma vez que se faz necessário empregar perfis mais robustos para compensar a altura limitada.

Tabela 5-5: Informações geométricas das seções obtidas - solução viga mista preflexionada.

Caso	Viga de aço							Stud bolts		Concreto mesa inferior		Seção mista					
	Seção	h (mm)	$b_{f,sup}$ (mm)	$t_{f,sup}$ (mm)	$b_{f,inf}$ (mm)	$t_{f,inf}$ (mm)	t_w (mm)	Nº por seção	Tipo	Vol. de conc./área tabuleiro (m^3/m^2)	Taxa de aço/área tabuleiro (kg/m^2)	Nº de vigas	H (mm)	b (mm)	h_c (mm)	Peso de aço/área tabuleiro (kg/m^2)	Vol. de conc./área tabuleiro (m^3/m^2)
PFX-V20-LH15-S	-	813	450	22,4	650	31,5	19,0	4	Ø22x150	0,04	2,98	4	1333	3167,5	440	111,21	0,44
PFX-V20-LH20-S	-	500	600	31,5	800	52,5	22,4	4	Ø22x150	0,03	4,97	5	1000	2534,0	440	217,01	0,44
PFX-V20-LH25-S	-	320	450	25,0	800	89,0	25,0	4	Ø22x150	0,04	6,71	9	800	1407,8	400	487,32	0,44
PFX-V25-LH15-S	-	1127	450	22,4	650	44,5	22,4	4	Ø22x150	0,04	2,24	3	1667	4223,3	440	116,36	0,44
PFX-V25-LH20-S	-	710	450	31,5	650	50,9	25,0	4	Ø22x150	0,08	4,47	6	1250	2111,7	440	233,34	0,44
PFX-V25-LH25-S	-	460	450	25,0	900	89,0	16,0	4	Ø22x150	0,13	9,94	10	1000	1267,0	440	598,86	0,44
PFX-V30-LH15-S	-	1430	450	22,4	637	44,5	22,4	4	Ø22x150,	0,07	2,98	4	2000	3167,5	440	170,50	0,44
PFX-V30-LH20-S	-	960	450	31,5	650	44,5	25,0	4	Ø22x150	0,11	5,22	7	1500	1810,0	440	282,11	0,44
PFX-V30-LH25-S	-	630	450	25,0	1100	89,0	16,0	4	Ø22x150	0,23	12,43	10	1200	1267,0	440	725,70	0,44

Tabela 5-6: Resultados das verificações em ELU, ELS e ELF em curta e longa duração - solução viga mista preflexionada.

Caso	ELU				ELS			ELF		
	$M_{pl,Rd}/M_{ed}$ ou σ_{el}/σ_{Ed}	$V_{Rd}/V_{L,Rd}$	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$ Laje	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$ C1	Flecha (mm)	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$ Laje	$V_{L,Rd}/V_{L,Rd}$ C1	$\Delta\tau_C/\lambda\phi\Delta_\tau$ Laje	$\Delta\tau_C/\lambda\phi\Delta_\tau$ C1	$\Delta\sigma_{c,lf}/\lambda\phi\Delta\sigma_{E,lf}$
PFX-V20-LH15-S	1,31	1,31	1,33	1,05	17,83	1,41	1,11	1,43	1,13	5,09
PFX-V20-LH20-S	2,35	1,05	1,18	1,07	27,22	1,26	1,14	1,26	1,14	5,33
PFX-V20-LH25-S	2,72	1,06	1,11	1,93	29,67	1,18	2,04	1,18	2,04	9,81
PFX-V25-LH15-S	1,39	1,62	1,27	1,07	31,27	1,34	1,13	1,19	1,00	3,91
PFX-V25-LH20-S	1,31	1,66	1,03	1,13	31,67	1,09	1,20	1,20	1,32	6,08
PFX-V25-LH25-S	2,40	1,01	1,19	1,10	35,21	1,26	1,16	1,43	1,32	12,69
PFX-V30-LH15-S	1,35	1,26	1,35	1,25	24,55	1,44	1,32	1,74	1,60	6,22
PFX-V30-LH20-S	1,28	2,24	1,24	1,17	35,34	1,31	1,24	1,55	1,47	6,55
PFX-V30-LH25-S	2,19	1,14	1,20	1,17	38,76	1,26	1,24	1,61	1,58	16,00

Quanto às verificações dos estados limites verifica-se que, para os vãos de 20 m e 25 m, o tipo de esforço que condiciona o dimensionamento é o cisalhante, seja no ELU ou no ELS, como disposto na Tabela 5-6. Já para o vão de 30 m, o que condiciona o dimensionamento são as flechas.

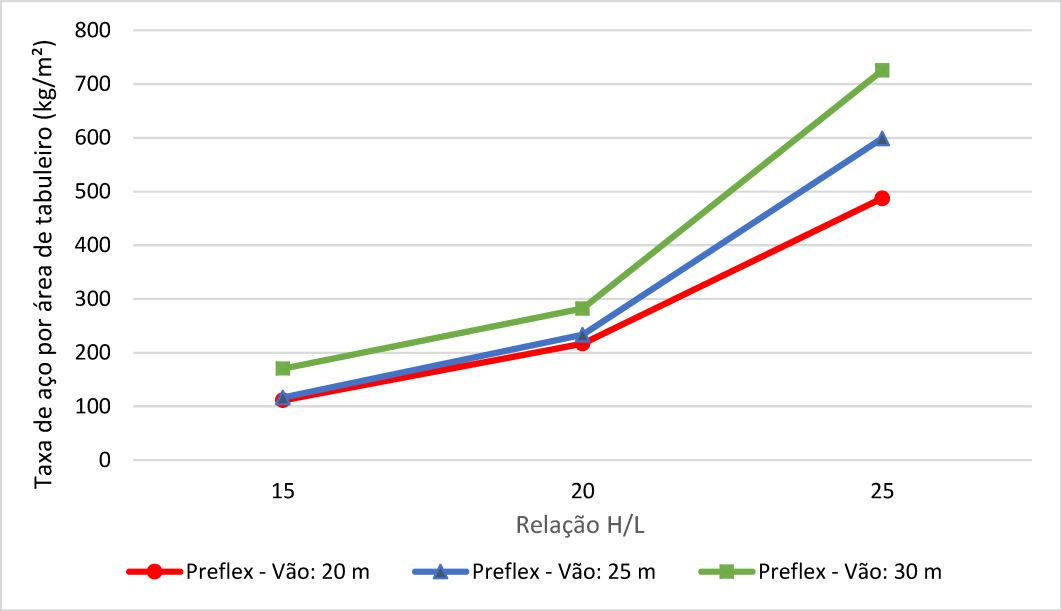


Figura 5-10: Gráfico da relação entre área de aço e razão L/H para viga mista preflexionada.

Dos casos avaliados para o sistema de vigas preflexionadas mostra-se, a título de exemplo, a seção transversal da viga (Figura 5-11) e o detalhe construtivo (Figura 5-12) da solução para vão de 20 m e relação L/H de 15, sendo constituída por perfis soldados e concreto da mesa inferior com f_{ck} de 90 MPa. A verificação dessa seção é detalhada no Apêndice C.

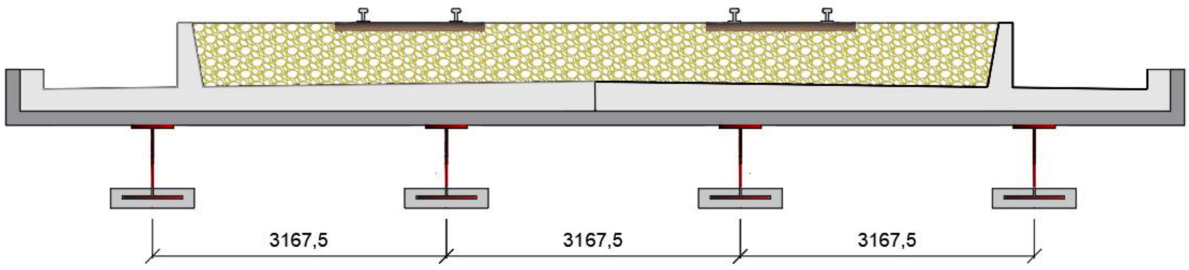


Figura 5-11: Esquema da seção transversal PFX-V20-LH15-S dimensionada (dimensões em mm).

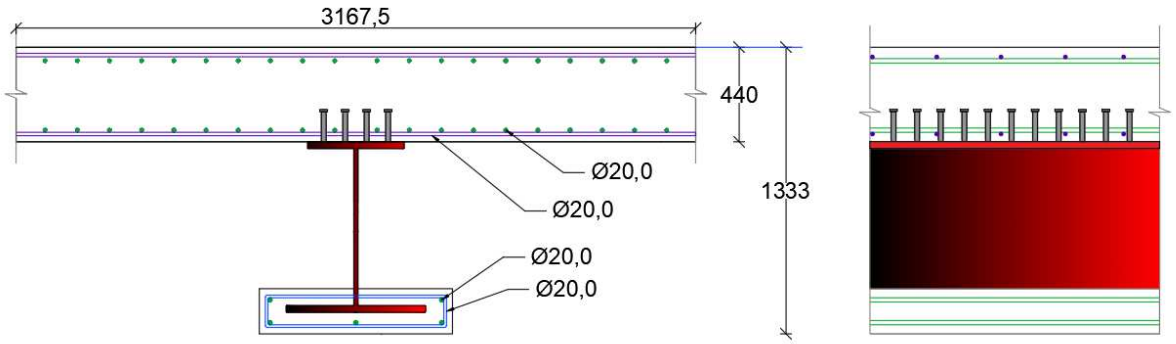


Figura 5-12: Detalhes construtivos da solução PFX-V20-LH15-S (dimensões em mm).

5.5 Comparação dos custos

O dimensionamento e execução de uma obra primam pela qualidade e segurança, de forma a garantir que a estrutura desempenhe seu papel de forma satisfatória. Além disso, outro fator importante a ser levado em consideração é o custo da solução adotada. Construções em geral envolvem investimentos vultosos, e adotar soluções construtivas mais eficientes pode conduzir a economias significativas. Assim, com a comparação de diferentes opções de pontes mistas de aço e concreto em diferentes situações (comprimento do vão e relações L/H), foi possível avaliar qual delas são mais interessantes economicamente para cada caso.

Quando não existe nenhuma restrição quanto à altura da seção mista, percebe-se que, para o vão de 20 m, a solução mais econômica é a viga mista preflexionada com a relação L/H de 15, como apresentado no gráfico da Figura 5-13. O gráfico foi traçado tomando a solução menos econômica com custo máximo de 100%, sendo a porcentagem dos demais casos baseados nesse valor. Para o vão de 25 m o padrão se repete, com a solução de viga *Preflex* apresentando o resultado mais econômico no contexto geral, como exibido na Figura 5-14.

Para os dois primeiros vãos analisados, a solução de viga mista com *composite dowels* (*Precobeam*) para relação L/H de 15 apresenta resultados próximos ao da viga *Preflex*, com diferença de cerca de 4% no custo total do sistema. Para o vão de 30 m, o sistema de vigas mistas com conectores em chapa contínua recortada apresentou o resultado mais econômico (Figura 5-15).

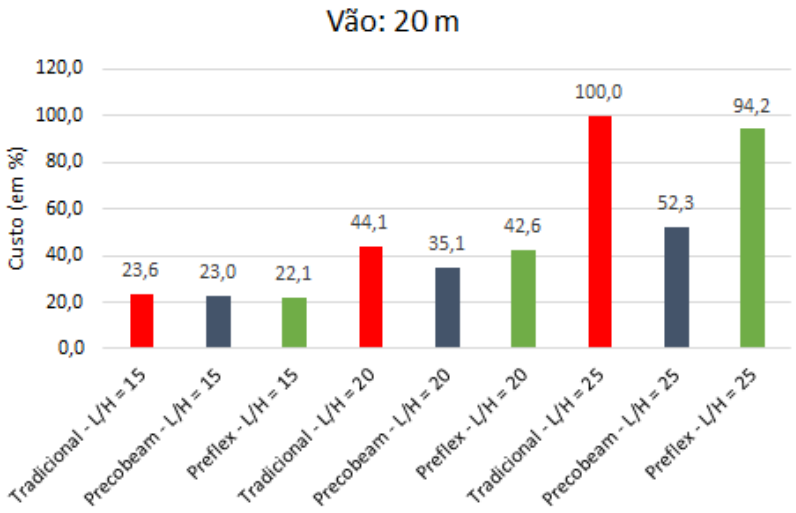


Figura 5-13: Análise do custo das seções transversais para vão de 20 metros.

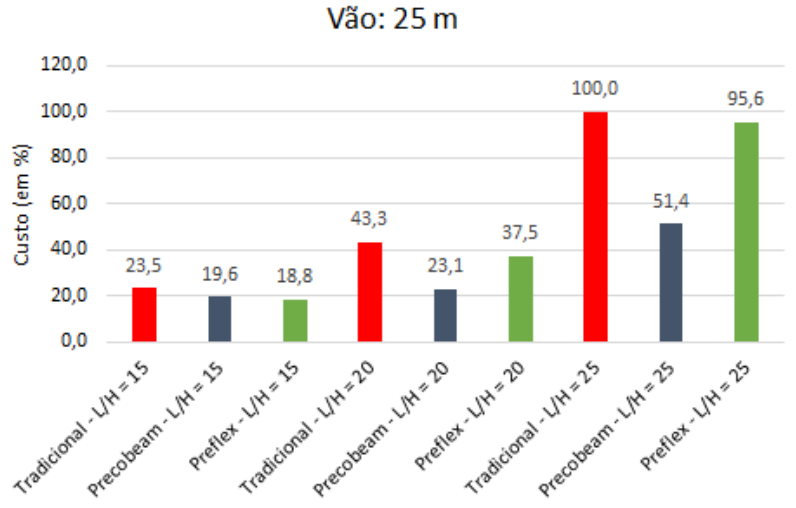


Figura 5-14: Análise do custo das seções transversais para vão de 25 metros.

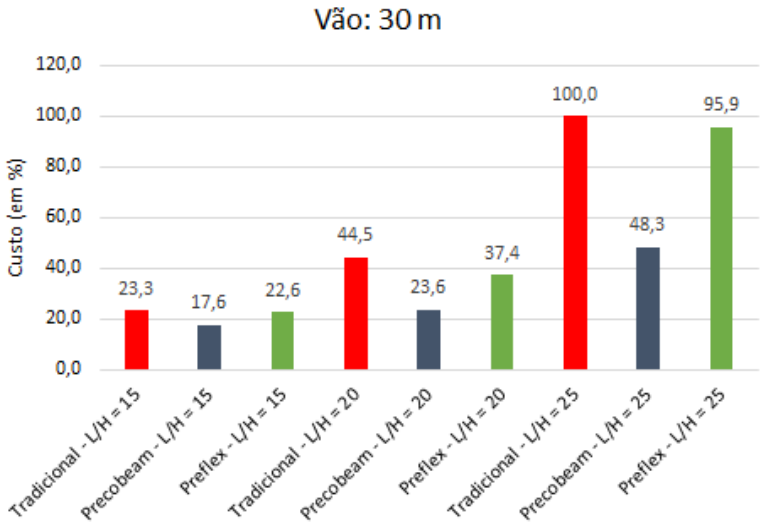


Figura 5-15: Análise do custo das seções transversais para vão de 30 metros.

Na maioria das obras de arte especiais têm-se a necessidade de limitar ou controlar a altura da seção da estrutura, seja por motivos construtivos, estéticos ou mesmo para garantir o gabarito mínimo de passagem sob a ponte. Como observado nos gráficos anteriores, os custos são maiores quando se diminui a altura da seção, uma vez que para seções com alturas menores a rigidez da estrutura é garantida pelo aumento de massa dos materiais, caracterizando assim seções mais robustas.

Pensando nos casos na qual a restrição de altura se faz necessária, a Figura 5-16, Figura 5-17 e Figura 5-18 apresentam os custos percentuais de cada uma das soluções de vigas mistas em relação à estrutura tradicional, separando-as em diferentes vãos e relações L/H. É possível notar que em todos os casos avaliados, as soluções não convencionais, ou seja, as vigas mistas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada e as vigas mistas preflexionadas apresentaram custos menores que a opção tradicional.

De modo geral, a solução de vigas mistas com *composite dowels* foi a solução mais econômica, sendo tanto mais econômica quanto menor é a altura da seção mista, ou seja, quanto maior a relação L/H. O custo chega a ser metade da solução tradicional para o caso de menor altura de seção avaliado ($L/H = 25$). Essa constatação evidencia a viga mista com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada como uma opção interessante do ponto de vista econômico em situações em que as alturas das vigas são limitadas.

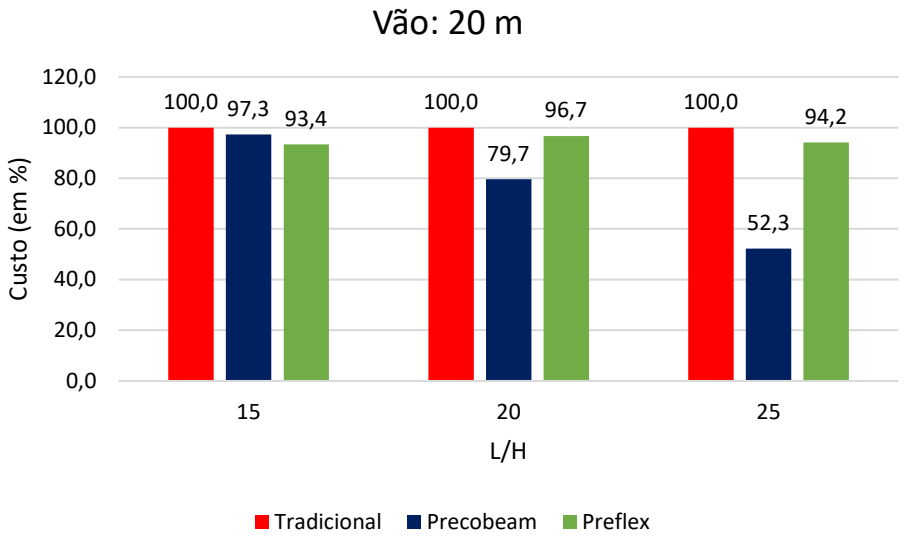


Figura 5-16: Comparativo do custo das seções transversais levando em conta a limitação de altura: vão 20 metros.

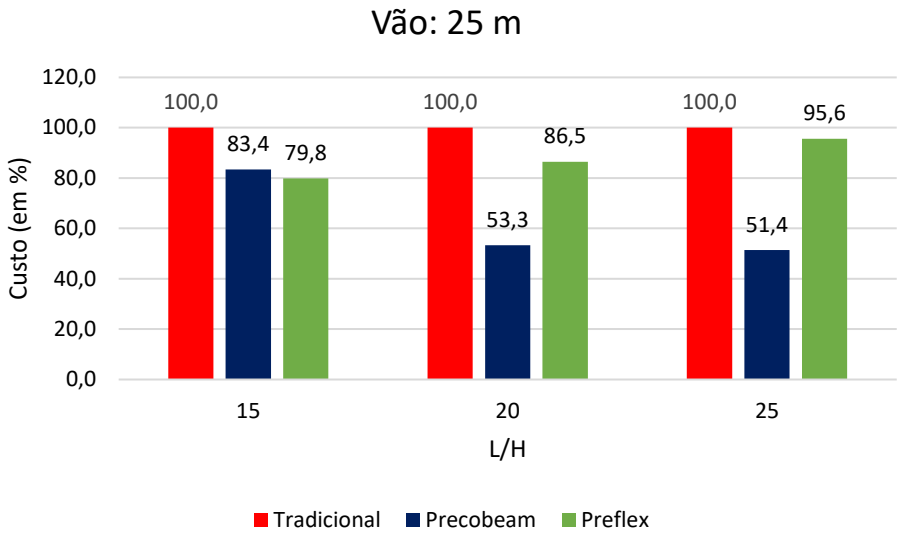


Figura 5-17: Comparativo do custo das seções transversais levando em conta a limitação de altura: vão 25 metros.

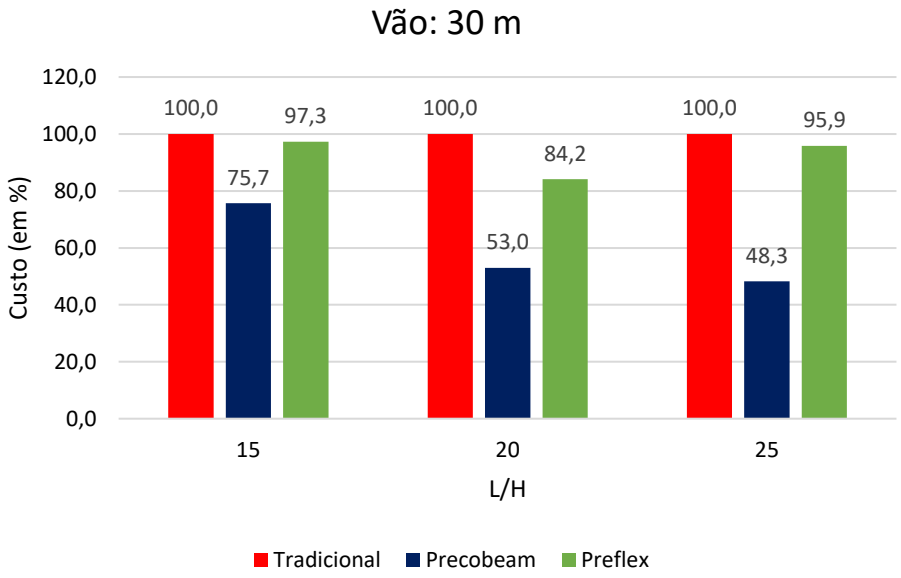


Figura 5-18: Comparativo do custo das seções transversais levando em conta a limitação de altura: vão 30 metros.

No caso das vigas mistas preflexionadas, a redução dos custos em relação à solução tradicional é pequena para os vãos de 20 m. Cabe ressaltar que para esse sistema é necessário a quantificação do investimento necessário para o sistema para aplicação dos esforços de pré-flexão nas vigas. No entanto, como supracitado, em função do grande montante de investimento envolvido nesse tipo de construção, pequenas reduções de custos podem conduzir em economias significativas. Para esse sistema, as maiores reduções de custos foram observadas para os maiores vãos (25 m e 30 m) e na relação L/H de 20, com valores na ordem de 85% dos valores da solução tradicional menos econômica. Destaque deve ser dado ao vão de 25 m (L/H de 15), onde a solução de viga Preflex foi mais econômica até mesmo que a solução de vigas mistas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada.

A análise de custo explicita as vantagens econômicas das soluções não convencionais para os casos analisados. Esse fato corrobora com as discussões da literatura, que apontam as vigas mistas com *composite dowels* e as vigas mistas prefleexionadas como alternativas viáveis para pequenos e médios vãos. Ademais, essas soluções apresentam as mesmas vantagens da solução convencional segundo os aspectos de montagem e velocidade de execução. O único ponto negativo das soluções é o transporte dos elementos estruturais que, nestes casos, fatalmente serão produzidos em ambiente controlado de fábricas e transportados, em sua forma final, para a obra. Em contrapartida, a produção em fábrica leva a menores custos devido à produção em

série, automatizada, e com aumento da confiabilidade. Além disso, as soluções de vigas mistas com *composite dowels* podem ser concretadas em um canteiro próximo à obra, resultando em economia no processo de transporte. Desse modo, justifica-se a grande disseminação desses sistemas na Europa e Ásia, e demonstram o impacto positivo que elas poderiam ter no mercado brasileiro da construção civil.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

No presente trabalho foi desenvolvido um estudo de diferentes soluções para vigas mistas de aço e concreto empregadas em obras de artes especiais, a fim de se obter indicativos de desempenho dessas soluções por meio de estudos de casos variados. Os estudos de caso propostos tiveram por objetivo avaliar a aplicabilidade dos sistemas de vigas mistas não convencionais, podendo o conteúdo ser tomado como um roteiro prático para projetos futuros no meio técnico nacional.

Para o cálculo das soluções foram desenvolvidas planilhas com base no dimensionamento proposto pela EN 1994-2:2005, nas especificações da diretriz técnica alemã Z-26.4-56 (2018) e por modelos analíticos presentes na literatura, como o estipulado por Morano e Mannini (2006) para verificação dos efeitos relativos à fluência e retração do concreto. Com base nos modelos analíticos, a aplicação das vigas mistas foi proposta para a superestrutura de uma ponte ferroviária de duas vias com vão biapoiado.

Para o caso das vigas mistas com conectores de cisalhamento em chapa de aço contínua recortada foram escolhidas seções com viga dupla em função das dimensões e dos elevados esforços atuantes no tabuleiro devido ao tráfego ferroviário. Tal solução possibilita um menor número de vigas e possui maior apelo construtivo, uma vez que as vigas podem ser empregadas como forma, reduzindo o tempo de montagem.

Foram selecionadas no dimensionamento das vigas mistas com *composite dowels* seções com perfis soldados, uma vez que essas possibilitam uma maior otimização da solução obtida, favorecendo assim o comparativo com as demais soluções propostas. Para um mesmo nível de aplicação, foi possível verificar uma redução considerável na taxa de aço necessária e,

consequentemente, na economia do sistema em relação à seção com perfil laminado. Outro fator a ser destacado é que no Brasil não produzidos perfis laminados com alturas mais elevadas. Assim, para aplicações no contexto nacional, a adoção de perfis soldados é o recomendado para as vigas mistas com conectores recortados em chapa contínua. No entanto, nesses casos, é importante a verificação à fadiga da ligação soldada entre mesa e alma do perfil de aço.

Quanto ao desempenho da estrutura, constatou-se que o modo de falha determinante para o sistema foi o relacionado à fadiga do *composite dowel*. Durante o dimensionamento observou-se a importância de se garantir dimensões adequadas para o cobrimento de concreto, c_o e c_u, diretamente relacionados ao surgimento da ruptura cônica do concreto (*pry-out*). Além disso, notou-se o impacto do espaçamento longitudinal entre os conectores (e_x), cuja adoção inadequada pode provocar uma falha do concreto da seção transversal por *pry-out* ou cisalhamento.

Foi possível verificar também que as vigas com *composite dowels* apresentam melhor eficiência para razões de vão e altura da ponte (L/H) entre 15 e 20, podendo ser considerado um bom intervalo para o pré-dimensionamento desses sistemas. E quando comparadas à solução tradicional e às vigas preflexionadas, esse sistema construtivo apresenta desempenho interessante para uma razão L/H de 25.

As vigas mistas preflexionadas apresentaram uma maior eficiência quando aplicadas nos estudados de caso com maior altura de viga, com resultados mais satisfatórios quando a razão L/H é próxima de 15. Esse valor para relação entre vão e altura da ponte pode ser considerado um bom ponto de partida para o dimensionamento desse tipo de sistema. E quando não existe limitação de altura da seção da ponte, as vigas Preflex demonstram grande competividade, sendo mais econômicas para a maioria dos vãos. Assim como a solução tradicional, esse sistema não apresenta boa aplicação quando a altura é muito limitada, como obtido nos casos para razão L/H de 25.

A partir de uma análise de custo foi possível identificar que as soluções não convencionais apresentam menor consumo de material, implicando consequentemente em menores custos quando comparadas à solução tradicional para um mesmo vão. O mesmo acontece quando se comparam as soluções para uma mesma relação entre o vão e altura da viga (L/H). Assim, quando as pontes e viadutos demandam uma menor altura de seção, seja por questões construtivas ou estéticas, as vigas mistas com conectores de cisalhamento em chapa de aço

contínua recortada e as vigas mistas preflexionadas são opções mais atraentes que as vigas mistas com perfis I paralelos. Esse fato corrobora com as discussões da literatura, que apontam as vigas mistas com *composite dowels* e as vigas mistas preflexionadas como alternativas viáveis para pequenos e médios vãos.

As soluções não convencionais apresentam as mesmas vantagens da solução tradicional segundo os aspectos de montagem e velocidade de execução, apresentando como único ponto negativo o transporte dos elementos estruturais que, nestes casos, usualmente são produzidos em ambiente controlado de fábricas e transportados, em sua forma final, para a obra. Em contraponto, a produção em fábrica leva a menores custos devido à produção em série, automatizada, e com aumento da confiabilidade. Desse modo, justifica-se a grande disseminação desses sistemas na Europa e Ásia, e demonstram o impacto positivo que elas poderiam ter no mercado brasileiro da construção civil.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Neste trabalho foram pesquisadas relações geométricas ótimas e que resultassem em estruturas com menor consumo de material e, consequentemente, no menor custo. Alguns parâmetros foram fixados como a altura da viga mista e o vão vencido, tornando a comparação e exibição dos resultados mais claras. Entretanto, vale ressaltar que as soluções podem apresentar formatos e dimensões variados e para obtenção da seção mais otimizada são necessários estudos mais aprofundados, envolvendo a aplicação de algoritmos de otimização (como por exemplo, algoritmos de aprendizado máquina, algoritmos baseados em função objetivo, entre outros). Portanto, sugere-se o prosseguimento desta linha de pesquisa com a otimização das soluções estruturais em trabalhos futuros.

Outro ponto de interesse para análises futuras consiste na avaliação desses sistemas para obras de artes especiais com vãos contínuos, na análise para uma maior quantidade de vãos e razões L/H, e na avaliação desses sistemas submetidos a diferentes tipos de tráfegos, como trens de alta velocidade, por exemplo. Tais estudos colaborariam em muito para o entendimento do comportamento dos sistemas citados.

Dentro desse contexto, o estudo de um modelo genérico para cálculo de vigas mistas com conectores em chapa de aço contínua recortada que considere a ação conjunta do concreto e do perfil de aço para suportar os esforços atuantes de cisalhamento é um tema interessante na área,

uma vez que seguindo as diretrizes técnicas essas vigas acabam sendo analisadas pela capacidade resistente do perfil de aço ou do concreto.

Por fim, o estudo comparativo entre vigas mistas com conectores em chapa de aço contínua recortada e vigas de concreto armado pré-moldadas consiste em uma análise futura pertinente, a fim de determinar as vantagens que as vigas com *composite dowels* possuem frente a esse sistema construtivo muito utilizado no contexto nacional.

7 REFERÊNCIAS

ALMEIDA, R. L. J. **Análise de modelos para representação dos modos de falha de conectores de cisalhamento tipo crestbond por meio de simulação numérica**. 2018. 169 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2018.

ALVES, E. V.; ALMEIDA, S. M. F.; JUDICE, F. M. S. Métodos de Análise Estrutural de Tabuleiros de Pontes em Vigas Múltiplas de Concreto Protendido. Engevista. v. 6, n. 2, p. 48-58, 2004.

AMADIO, C; FRAGIACOMO, M. Simplified Approach to Evaluate Creep and Shrinkage Effects in Steel-Concrete Composite Beams. **Journal of Structural Engineering**, [S.L.], v. 123, n. 9, p. 1153-1162, set. 1997

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGH-WAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Washington D.C., 2002.

ANDRÄ, H. Neuartige Verbundmittel für den Anschlub von Ortbetonplatten an Stahlträger. Beton und Stahlbetonbau. Berlin, Deutschland, pp. 325-328, 1985.

ARCELORMITAL. **Elster Bridge Osendorf: A single-span PreCoBeam construction**. Disponível em: https://constructalia.arcelormittal.com/en/case_study_gallery/germany/elster-bridge-osendorf. Acesso em: 27 jul. 2020.

ARCELORMITTAL. **Bridges with rolled sections**. 2018. 52 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16694. *Projeto de pontes e viadutos rodoviários de aço e mistos de aço e concreto*. Rio de Janeiro, 2020.

BAE, D.; LEE, K. Behavior of Preflex beam in manufacturing process. **KSCE Journal of Civil Engineering**, [S.L.], v. 8, n. 1, p. 111-115, jan. 2004.

BAES L, LIPSKI A. La poutre Preflex, la décompression du béton enrobant l'aile tendue, le problème du retrait et du fluage. **Revue C (Gent)**; I–4: 29–49, 1957.

BARBOSA, D.A. *Estudo de almas de vigas de aço enrijecidas longitudinalmente*. Dissertação (Mestrado Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, 2016.

BEG, D.; KUHLMANN, U., DAVAINE, L., BRAUN, B. *Design of Plated Structures. Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1-5 – Design of Plated Structures.* 1ª edição. Mem Martins: ECCS, 2010.

BÉTON PRÉCONTRAINT ÉTATS LIMITES. **BPEL 91**: *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*. Fascicule No. 62, Titre I, Sec. II ed. Paris: Ministère del'Équipement, Transports et du Logement, 1999.

BINJOLA, A. K. **Load Distribution in Girders Bridges by Different Methods.** Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, University of Roorkee, Roorkee, 1988.

BODE, H.; KÜNZEL, R. **Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit schwalbenschwanzförmigen Stegausnehmungen als Verbundmittel**, Untersuchungsbericht 2/88, Universität Kaiserslautern, 1988.

CARDOSO, H. S.; AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H. Composite dowels as load introduction devices in concrete-filled steel tubular columns. **Engineering Structures**, [S.L.], v. 219, p. 110805, set. 2020.

COLLINGS, D. **Steel–concrete Composite Bridges**. 2. ed. London: Ice Publishing, 2013.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – CEN. EN 1990/A1:2006 – *Eurocode: Basis of structural design*. Bruxelas, 2006.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – CEN. EN 1991-2:2003 – **Eurocode 1: Actions on structures** – Part 2: Traffic loads on bridges. Bruxelas, 2003.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – CEN. EN 1992-1-1:2004 – *Eurocode 2: Design of concrete structures General rules and rules for buildings*. Bruxelas, 2004.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – CEN. EN 1993-1-1:2005 – *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.* Bruxelas, 2005.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – CEN. EN 1993-1-5:2005 – *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements.* Bruxelas, 2006.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – CEN. EN 1993-1-9:2005 – **Eurocode 3: Design of steel structures** – Part 1-9: Fatigue. Bruxelas, 2005.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – CEN. EN 1993-2:2005 – *Eurocode 3: Design of steel structures. Steel Bridges.* Bruxelas, 2005.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – CEN. EN 1994-2:2005 – *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges.* Bruxelas, 2005.

CROCETTI, R. Web breathing of full-scale slender I-girders subjected to combined action of bending and shear. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 59, p. 271-290, 2003.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK. Z-26.4-56. **Allgemeine Bauartgenehmigung der Stahl-verbundträger mit Verbunddübelleisten in Klothoiden- und Puzzleform**. Berlim, 2018.

DIAS, J.V.B. *Determinação do momento crítico elástico à flambagem lateral com distorção de vigas mistas contínuas e semicontínuas*. Dissertação (Mestrado Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, 2018.

FAKURY, R.H., CASTRO E SILVA, A.L.R, CALDAS, R.B. *Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto.* 1ª edição. São Paulo: Pearson Education, 2016.

FELDMANN, M.; KOPP, M.; PAK, D. Composite dowels as shear connectors for composite beams - background to the German technical approval. **Steel Construction**, [s.l.], v. 9, n. 2, p.80-88, maio 2016.

FERNANDES, J. P. V. B. M. **Composite Plate Girder Bridges – A State-of-the-Art Report of UK Practice**. 2016. 156 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2016.

GÜNTHER, H. -P.; KUHLMANN, U. Numerical studies on web breathing of unstiffened plate girders. **Journal of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 60, n. 3-5, p. 549-559, 2004.

HEINEMEYER, S. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Tese de Doutorado, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2011.

HENDY, C.R., JOHNSON, R.P. *Designer's Guide to EN 1994-2 EUROCODE 4: Design of Steel and Composite Structures – Part 2: General rules and rules for bridges.* 1ª edição. Londres: Thomas Telford, 2006.

KOPP, M. et al. Composite dowels as shear connectors for composite beams – Background to the design concept for static loading. **Journal of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 147, p.488-503, ago. 2018.

KOŜUCH, M.; LORENC, W. The behaviour of clothoid-shaped composite dowels: experimental and numerical investigations. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.L.], v. 167, p. 105962, abr. 2020.

KOZIOL, P. Modern design of steel-concrete composite structures. **Budownictwo 21**, Politechniki Czestochowskiej, 2015.

LEONHARDT, F. et al. Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New improved shear connector with high fatigue strength for composite structures). **Beton und Stahlbetonbau**. Berlin, Deutschland, v. 82, n. 12, p. 325 331, 1987.

LONGO, H. I. Esforços Máximos em Pontes Tipo Grelha. 1979. 217 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1979.

LORENC, W. Concrete failure of composite dowels under cyclic loading during full-scale tests of beams for the “Wierna Rzeka” bridge. **Engineering Structures**, [S.L.], v. 209, p. 110199, abr. 2020.

LORENC, W. The model for a general composite section resulting from the introduction of composite dowels. **Steel Construction**, [S.L.], v. 10, n. 2, p. 154-167, maio 2017.

LORENC, W., KOŻUCH, M, RADEMACHER, D., OCHOJSKI, W. *Advanced solutions with hot-rolled sections for more economical bridges*. Iop Conference Series: Materials Science and Engineering, [s.l.], v. 419, p.1-8, 2018.

MACHADO, W.G., NEVES, F.A., SOUSA JUNIOR, J.B.M. Parametric Modal Dynamic Analysis of Steel-Concrete Composite Beams with Deformable Shear Connection. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 14, p. 335-356, 2017.

MANNINI, Claudio. **Valutazione degli effetti di fluage e ritiro e problemi di ottimizzazione delle sezioni per impalcati ferroviari**. 2002. 301 f. Tese (Doutorado) - Curso de Ingegneria Per L’Ambiente ed il Territorio, Università Degli Studi di Firenze, Firenze, 2002.

MARCOUS, G. *Performance prediction of Bridge Deck Systems Using Markov Chains*. Journal of Performance of Constructed Facilities, v. 20, n. 2, p. 146-266, 2006.

MARTIN, B.T. Highway bridges. **Innovative Bridge Design Handbook**, [S.L.], p. 483-508, 2016.

MORANO, S. G.; MANNINI, C. Preflex Beams: a method of calculation of creep and shrinkage effects. **Journal of Bridge Engineering**, [S.L.], v. 11, n. 1, p. 48-58, jan. 2006.

NUSSBAUMER, A.; BORGES, L.; DAVAINE, L. *Fatigue Design of Steel and Composite Structures*. 1ª edição. Mem Martins: ECCS, 2010.

OLIVEIRA, C.B.L., GRECO, M., BITTENCOURT, T.N. *Analysis of the Brazilian federal bridge inventory*. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 12, n. 1, p. 1-13, 2019.

PETZEK, E.; BĂNCILĂ, R. *Efficient Solutions in Romanian Highway Bridges Construction*. Zbornik Radova Građevinskog Fakulteta, [s.l.], v. 30, n. 24, p.5-12, 2014.

PETZEK, E.; BĂNCILĂ, R. **Economical Bridge Solutions based on Innovative Composite Dowels and Integrated Abutments**. Ecobridge. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2015.

POPA, N. Demonstration of ECOnomical BRIDGE solutions based on innovative composite dowels and integrated abutments. **Economical Bridge Solutions Based on Innovative Composite Dowels and Integrated Abutments**, [S.L.], p. 11-19, 2015.

PORTELA, G., BARAJAS, U., ALBARRAN-GARCIA, J.A. ERDC/GSL TR-11-33 – *Analysis and Load Rating of Pre-flex Composite Beams*. US Army Corps of Engineers, San Antonio, 2011.

PORTELA, G., BARAJAS, U., ALBARRAN-GARCIA, J.A. **ERDC/GSL TR-11-33** – Analysis and Load Rating of Pre-flex Composite Beams. US Army Corps of Engineers, San Antonio, 2011.

ROWINSKI, S.; LORENC, W.; KOZUCH, M. Study on fatigue cracks in steel-concrete shear connectors composite dowels MCL. **Key Engineering Materials**, Vol. 598; pp. 207-212, 2014.

SAMPYO INDUSTRIAL. **Manual for Elastic Design of the Preflex Beam**. Sampyo Industrial Co., LTD.

SARRAF, R. *et al*. **Steel-concrete composite bridge design guide**. NZ Transport Agency Research Report 525, 2013. 252 p.

SCHMITT, V.; SEIDL, G.; HEVER, M.; ZAPFE, C.: Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln. **Stahlbau** 73, pp. 387–393, 2004.

SEIDL, G., VIEFHUES, E., BERTHELLEMY, J., MANGERIG, I., WAGNER, R., LORENC, W., KOZUCH, M., FRANSSEN, J-M., JANSSEN, D, IKÄHEIMONEN, J., LUNDMARK, R., HECHLER, O, POPA, N. *Preco-Beam: Prefabricated Enduring Composite Beams Based on Innovative Shear Transmission*. Research Fund for Coal and Steel – Final Report. Luxemburgo, 2013.

SEIDL, G.; MENSINGER, M.; KOCH, E.; HUGLE, F. Eisenbahnüberführung Simmerbach - Pilotprojekt in VFT-Rail-Bauweise mit externer Bewehrung. **Stahlbau**, [S.L.], v. 81, n. 2, p. 100-107, fev. 2012.

SILVA, L.S., SIMÕES, R., GERVÁSIO, H. *Design of Steel Structures. Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1-1 – General rules and rules for buildings.* 1ª edição. Mem Martins: ECCS, 2010.

SOUZA, V. J. L. **Contribuição ao projeto e dimensionamento da superestrutura de pontes rodoviárias em vigas mistas de aço e concreto**. 2012. 166 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

SSF INGENIEURE. Construção mista para pontes ferroviárias. Munique, 2012. 40 p.

STAQUET, S. et al. Field testing of a 30-year-old composite Preflex railway bridge. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Bridge Engineering**, 160(2), 89–98, 2007.

STAQUET, S., et al. Innovative Composite Precast Prestressed Precambered U-Shaped Concrete Deck for Belgium's High-Speed Railway Trains. **Pci Journal,** [s.l.], v. 49, n. 6, p.94-113, 2004.

STAQUET, S., RIGOT, G., DETANDT, H., ESPION, B. *Innovative Composite Precast Prestressed Precambered U-Shaped Concrete Deck for Belgium's High Speed Railway Trains*. Pci Journal, [s.l.], v. 49, n. 6, p.94-113, 2004.

STAQUET, S.; ESPION, B.; TOUTLEMONDE, F. Innovation for Railway Bridge Decks: a prebent steel-VHPC beam. **Structural Engineering International**, [S.L.], v. 20, n. 2, p. 134-137, maio 2010.

TROST, H. Auswirkungen des Superpositionsprinzip auf Kriech und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. ***Beton-und Stahlbetonbau***, 10, 230, 1967.

VALDES, U. B. et al. Método de análisis para vigas preflexionadas basado en estándares de Norte América. **Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil**, vol. 10, n. 2, pp. 95-105, 2010.

VAYAS, I.; ILIOPOULOS, A. **Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes**. New York: CRC Press, 2014. 549 p.

VERÍSSIMO, G. S. **Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento.** Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

WURZER, O. **Zur Tragfähigkeit von Betondübel**. Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 1997.

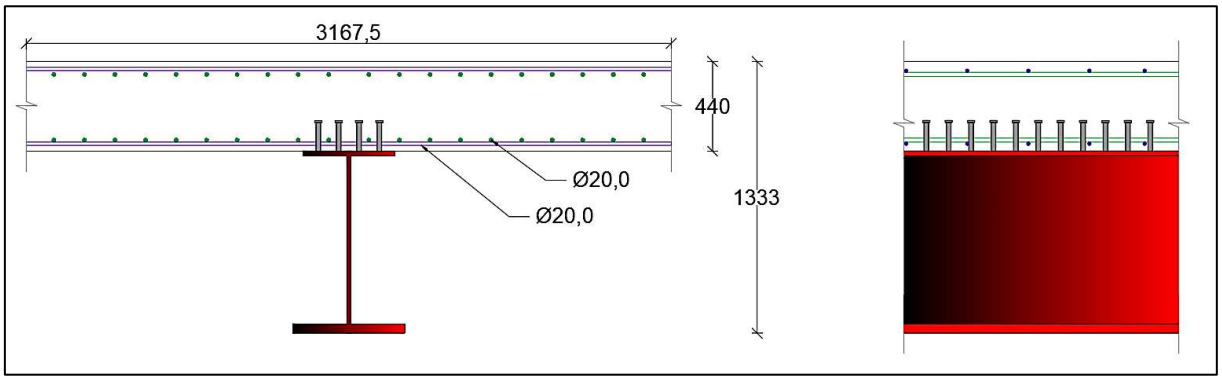
ZANON, R. et al. An Innovative Solution for Small Span Bridges – Precobeam. **Proceedings of the Innovative Steel Bridges Conference**, 2014.

ZAPFE, C. **Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte**, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 2001.

STEEL CONSTRUCTION. **River Eden Bridge**. Disponível.em: https://www.steelconstruction.info/River_Eden_Bridge. Acesso em: 27 jul. 2020.

APÊNDICE A

SOLUÇÃO TRADICIONAL – TRA-V20_LH15-S



1 - Propriedades da seção mista

- Rigidez da seção mista

Propriedades da seção mista	
α_E (E_s/E_c)	5,633
A_{mista} (mm²)	297651,691
z_{mista} (mm)	980,918
I_y (mm^4)	36096523549,898
$W_{y,i}$ (mm^3)	36798722,866
$W_{y,s}$ (mm^3)	102523010,532
I_t (mm^6)	145377715930,515
$A_{vz,a}$ (mm²)	16331,450
Altura total (mm)	1333,000

- Rigidez da seção mista longa duração

Propriedades da seção mista - longa duração	
α_E (E_s/E_c)	12,557
A_{mista} (mm²)	161244,037
z_{mista} (mm)	869,180
I_y (mm^4)	29502908622,990
$W_{y,i}$ (mm^3)	33943371,828
$W_{y,s}$ (mm^3)	63608565,653
I_t (mm^6)	145377715930,515
$A_{vz,a}$ (mm²)	16331,450

2 - Esforços

2.1 - Dead Load

- Peso próprio do sistema (viga metálica + laje concreto)

Viga metálica P.P. (N/m)	3944,696
Viga metálica P.P. (kN/m)	3,945
Concreto P.P. (N/m)	34842,500
Concreto P.P. (kN/m)	34,843
Viga mista P.P. (N/m)	38787,196
Viga mista P.P. (kN/m)	38,787
$V_{Precobeam}$(N)	387871,957
$V_{Preflex}$(kN)	387,872
$M_{Preflex}$(N.m)	1939359,783
$M_{Preflex}$(kN.m)	1939,360

- Peso próprio mureta de proteção

Mureta P.P. (kN/m)	12,690
Mureta P.P. por viga (kN/m)	3,173
$V_{Barreira}$(kN)	31,725
$M_{Barreira}$(kN.m)	158,625

- Peso próprio Barreira Ruído

Barreira P.P. (kN/m)	8,000
Barreira P.P. por viga (kN/m)	2,000
$V_{Barreira}$(kN)	20,000
$M_{Barreira}$(kN.m)	100,000

- Peso próprio lastro, armação e impermebialização

ρ_{lastro} (kN/m^3)	18,000
Altura média (m)	0,800
Largura (m)	8,600
Lastro P.P. (N/m)	123840,000
Lastro P.P. (kN/m)	123,840
Lastro P.P. por viga (kN/m)	30,960
V_{Lastro}(kN)	309,600
M_{Lastro}(kN.m)	1548,000

- Carregamento Total Viga

$\gamma_{G,Permanente}$	1,350
$\gamma_{G,Lastro}$	1,350
γ_Q	1,450
Carreg. Perm. (kN/m)	101,142
$V_{Perm.}$(kN)	1011,416
$M_{Perm.}$(kN.m)	5057,079
x (m)	10,000
$M_{perm,x}$(kN.m)	5057,079

2.2 - Live Load

2.2.1 - Courbon's Method

Número de vigas	4,000
Distância entre trilho (mm)	1435,000
Distância entre vigas (mm)	3167,500
Momento de inércia das vigas (mm^4)	36096523549,898
Bridge axis - X (mm)	4751,250

- Carregamentos

Carregamento - Via Esquerda	
Tipo Carregamento	SW/2
α	1,000
$V_{SW/2}$ (kN)	3000,000
$\alpha * V_{SW/2}$ (kN)	3000,000
$e_{interna}$ (mm)	0,000
$e_{central}$ (mm)	2000,000
e (mm)	2000,000

Carregamento - Via Direita	
Tipo Carregamento	LM71
α	1,100
V_{LM71} (kN)	2088,000
$\alpha * V_{LM71}$ (kN)	2296,800
$e_{interna}$ (mm)	79,722
$e_{central}$ (mm)	2000,000
e (mm)	1920,278

2.3 - Live Load - Fatigue

2.3.1 - Courbon's Method

Número de vigas	4,000
Distância entre trilho (mm)	1435,000
Distância entre vigas (mm)	3167,500
Momento de inércia das vigas (mm^4)	36096523549,898

- Damage equivalent impact factor (ϕ) - Dynamic factor

Tipo de via	Ferroviária
Tipo de manutenção	Padrão
L_Φ (m)	20,000
ϕ	1,236
	OK

- Carregamentos

Carregamento - Via Esquerda	
Tipo Carregamento	LM71
α	1,100
$V_{SW/2}$ (kN)	2088,000
$\alpha * V_{SW/2}$ (kN)	2296,800
$e_{interna}$ (mm)	79,722
$e_{central}$ (mm)	2000,000
e (mm)	1920,278

2.4 - Combinações

2.4.1 - ULS

2.4.1.1 - Esforços

$\gamma_{G,Permanente}$	1,350
$\gamma_{G,Lastro}$	1,350
γ_Q	1,450
Carreg. Perm. (kN/m)	101,142
Vs (MN)	3,150
M_S(MN.m)	10,493

2.4.1.2 - Tensões elásticas

$\sigma_{s,uf,el}$ (N/mm^2)	25,558
$\sigma_{s,uw,el}$ (N/mm^2)	32,069
$\sigma_{s,lw,el}$ (N/mm^2)	272,215
$\sigma_{s,lf,el}$ (N/mm^2)	285,151
$\sigma_{c,top,el}$ (N/mm^2)	18,168
$\sigma_{reinf,ul,el}$ (N/mm^2)	82,582

2.4.2 - SLS

2.4.2.1 - Esforços

$\gamma_{G,Permanente}$	1,000
$\gamma_{G,Lastro}$	1,000
γ_Q	1,000
Carreg. Perm. (kN/m)	74,920
$V_{Perm.}$(kN)	749,197
$M_{Perm.}$(kN.m)	3745,985
x (m)	10,000
$M_{perm,x}$(kN.m)	3745,985
Vs (MN)	2,224
M_S(MN.m)	7,495

2.4.2.2 - Tensões elásticas

$\sigma_{s,uf,el}$ (N/mm^2)	18,255
$\sigma_{s,uw,el}$ (N/mm^2)	22,906
$\sigma_{s,lw,el}$ (N/mm^2)	194,436
$\sigma_{s,lf,el}$ (N/mm^2)	203,676
$\sigma_{c,top,el}$ (N/mm^2)	12,977
$\sigma_{reinf,ul,el}$ (N/mm^2)	58,986

2.4.4 - FLS

2.4.2.1 - Esforços

$\gamma_{G,Permanente}$	1,000
$\gamma_{G,Lastro}$	1,000
γ_{Q}	1,000
Carreg. Perm. (kN/m)	0,000
$V_{Perm.}$(kN)	0,000
$M_{Perm.}$(kN.m)	0,000
x (m)	10,000
$M_{perm,x}$(kN.m)	0,000
Vs (MN)	0,992
M_S(MN.m)	2,874

2.4.2.2 - Tensões elásticas

$\sigma_{s,uf,el}$ (N/mm²)	7,000
$\sigma_{s,uw,el}$ (N/mm²)	8,783
$\sigma_{s,lw,el}$ (N/mm²)	74,556
$\sigma_{s,lf,el}$ (N/mm²)	78,099
$\sigma_{c,top,el}$ (N/mm²)	4,976
$\sigma_{reinf,ul,el}$ (N/mm²)	22,618

ESTADO-LIMITE ÚLTIMO

1 - Resistência à flexão

- Tipo de momento

Momento:	Positivo
Vão (m)	20,000

- Carga de dimensionamento

Combinação de ação	ULS
M_{Ed} (MN.m)	**10,493**
V_{Ed} (MN)	**3,150**

- Momento plástico resistente ($M_{pl,Rd}$)

$M_{pl,Rd,conc}$ (N.mm)	933487573,333		
$M_{pl,Rd,uf}$ (N.mm)	920571536,931		
$M_{pl,Rd,alma}$ (N.mm)	4363405913,567		
$M_{pl,Rd,lf}$ (N.mm)	11230535798,707		
$M_{pl,Rd,r}$ (N.mm)	0,000		
$M_{pl,Rd}$ (N.mm)	17448000822,537	$M_{pl,Rd}$ (MN.m)	17,448

- VERIFICAÇÃO PLÁSTICA

$M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd}$ (N.mm)	17104881144,991	**OK**
M_{Rd} (MN.m)	17,105	
M_{Ed} (MN.m)	10,493	

Verificação Final Flexão	OK

2 - Resistência ao cisalhamento

Alma:	Não enrijecida	
$\varepsilon_{s,w}$	0,731	
$15\varepsilon t_w$ (mm)	208,282	
h_w	826,100	
t_w	19,000	
h_w/t_w	43,479	
v	0,300	
Tipo de aço	S460	
Tipo do aço é superior a S460?	Não	
Qtd. de enrij. Longitudinais	0,000	
η	1,200	
l_{sl} (mm)	0,000	
a (mm)	8000,000	
α = a/hw	9,684	
$k_{\tau sl}$	0,000	
k_τ	5,383	
Necessária verificação para flambagem local e fornecimento de enrijecedor transversal nos apoios?		NÃO

- Contribuição da alma (item 5.3, EN1993-1-5)

σ_E (Mpa)	100,401
τ_{cr} (Mpa)	540,424
λ_w	0,686
End post	Rigid end post
χ_w	1,200

$V_{bw,Rd}$ (N)	4349775,403
$V_{bw,Rd}$ (MN)	4,350

- Capacidade resistente à flambagem por cisalhamento

$V_{b,Rd}$ (N)	4349775,403
$V_{b,Rd}$ (MN)	4,350

2.2 - Resistência plástica ao cisalhamento

$\eta h_w t_w$ (mm²)	18835,080
A_v (mm²)	18835,080
$V_{pl,Rd}$ (N)	4784752,944
$V_{pl,Rd}$ (MN)	4,785

2.3 - Resistência ao esforço transversal

VERIFICAÇÃO

V_{Rd} (N)	4784752,944	**OK**
V_{Rd} (MN)	4,785	
Status	Shear Buckling is not governing	
V_{Ed} (KN)	3,150	

Verificação Final Cisalhamento	OK

3 - Flexão e cisalhamento

Verificação da interação momento e cortante é necessária?	**NÃO**

4 - Flambagem lateral com torçao (FLT)

Verificação para FLT é necessária?	**Verificação não é necessária**

5- Resistência ao cisalhamento longitudinal

Combinação de ação	ULS
M_{Ed} (MN.m)	**10,493**
V_{Ed} (MN)	**3,150**
Fhd,plástico (N)	22110396,000
Az/I	0,000905
Cálculo	Elástico
$V_{L,Ed}$ (N/mm)	2851,427714

5.1 - Conector de cisalhamento

- Propriedades do conector

Conector	Ø22x150,
Número de conector por seção	4

Propriedades do stud bolt		-
h_{sc} (mm)	150,00	-
d_0 (mm)	22,00	OK
d_1 (mm)	34,90	-
h_t (mm)	10,00	-
$f_{y,stud}$ (MPa)	350,00	-
$f_{u,stud}$ (MPa)	450,00	OK
α	1,00	-
Fórumulação para capacidade resistente deve ser verificada por ensaios?	Não	-

Modos de falha		
Falha do pino (N)	109478,221	
Ruptura do concreto (N)	153300,612	
P_{Rd} (N)	**109478,221**	
P_{Rd} (MN)	**0,109**	
Quantidade total (pinos)	**204,000**	
Distância máxima	392,157	
Seção de classe 3 ou 4, assumida ser classe 1 devido restrição dos conectores de cisalhamento	Não	
Laje	Maciça	
$S_{f,máx\text{-}restrição}$ (mm)	360,146	
$S_{f,máx}$ (mm)	800,000	
$S_{long,stud,min}$ (mm)	110,000	
$S_{f,stud}$ (mm)	392,157	
$S_{f,stud}$ (mm)	153,577	
$S_{f,stud}$ (mm)	110,000	OK
$S_{transv,stud,min}$ (mm)	55,000	
$S_{transv,edge,máx}$ (mm)	147,332	
$S_{transv,edge,stud}$ (mm)	75,000	OK
$S_{transv,stud}$ (mm)	100,000	OK
$V_{L,el,Rd}$ (N/mm)	**3981,026**	OK

ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO

1 - Deformações em pontes

1.1 - Deflexão

1.1.1 - Limite de deflexão

Nível de conforto	Muito Bom	
bv (m/s2)	1,000	
Vão (m)	20,000	
Velocidade (km/h)	160,000	
L/δ	1033,640	
Configuração da ponte	Simples ou viga contínua com dois vão	
L/δ	723,548	
L/δ	723,548	OK
$\eta_{máx}$	0,00138	

1.1.2 - Cálculo deflexão

EI (KN.m^2)	7580269,945	
q_{LL} (kN/m)	74,981	
q_{pp} (kN/m)	74,920	
$v_{\phi LM71}$ (x = L/2)	-25,463	
v_{qpp} (x = L/2)	-113,653	
Contra-flecha (mm)	113,653	OK
v_{Total} (x = L/2)	-25,463	
δ/L	0,00127	OK

2 - Fissuras no Concreto

2.1 - Armadura Mínima

2.1.2 - Área mínima

k_s	0,900
h_c	440,000
z_0	132,082
k_c	0,675
k	0,800
$f_{ct,eff}$ (N/mm²)	4,072
A_{ct} (mm²)	1393700,000
w_k (mm)	0,200
ϕ*	16,000
σ_s (N/mm²)	200,000
$A_{s,min}$ (mm²/m)	**13792,320**

2.1.2 - Verificação

$A_{s,superior}$ (mm²/m)	28305,052	
$A_{s,inferior}$ (mm²/m)	28305,052	
$A_{s,total}$ (mm²/m)	56610,103	OK

Verificação final fissuras	OK

3 - Controle de tensões

3.1 - Compressão do concreto

$\sigma_{c,Ed,slab}$	12,977	
Combinação	Característica	
k_1	0,600	**VALORES RECOMENDADOS**
k_2	0,450	**EN1992-1-1, item 7.2**
Limite de tensão (MPa)	30,000	OK

3.2 - Armadura de reforço

$\sigma_{t,Ed,reinf}$	58,986	
k_3	0,800	
k_4	1,000	
k_5	0,750	
Armadura protendida?	Não	
Tensão causada por deformação imposta?	Não	
Limite de tensão (MPa)	400,000	OK

3.3 - Aço estrutural

$\sigma_{uf,Ed,serv}$	18,255	
$\sigma_{lf,Ed,serv}$	203,676	
$\sigma_{uw,Ed,serv}$	22,906	
$\sigma_{lw,Ed,serv}$	194,436	
$\tau_{x,Ed,serv}$	141,689	
σ-$\tau_{uf,Ed,serv}$	246,480	
σ-$\tau_{bf,Ed,serv}$	313,102	
$\gamma_{M,ser}$	1,000	
Limite de tensão normal - uf (MPa)	440,000	OK
Limite de tensão normal - bf (MPa)	460,000	OK
Limite de tensão de cisalhamento (MPa)	248,261	OK
Interação normal e cisalhante - uf (MPa)	440,000	OK
Interação normal e cisalhante - bf (MPa)	460,000	OK

3.4 - Web breathing

$\sigma_{x,Ed,serv}$	194,436	
$\tau_{x,Ed,serv}$	141,689	
b/t	43,479	
L (m)	20,000	
Enrijecimento da alma	Não enrijecida	
Efeito de web breathing	Efeito de web breathing desconsiderado	
k_σ	538,374	
k_τ	5,383	
σ_E (Mpa)	100,507	
Verificação	0,288	OK

Verificação final controle de tensões	OK

4- Cisalhamento longitudinal - SLS

4.1 - Conectores de cisalhamento

Combinação de ação	SLS
M_{Ed} (MN.m)	**7,495**
V_{Ed} (MN)	**2,224**
Az/I	0,000905
$V_{L,Ed}$ (N/mm)	2013,276235

Modos de falha		
P_{Rd} (N)	109478,22	
$S_{f,stud}$ (mm)	110,00	
nc	4,00	
k_s	0,75	**Valor Recomendado**
$V_{L,Rd}$ (N/mm)	2985,77	OK

Verificação final cisalhamento longitudinal	OK

ESTADO-LIMITE DE FADIGA

1 - Verificação dos limites de tensão

1.1.1 - Tensão no conector

Combinação de ação	FLS
t_{Ld} (anos)	100
M_{Ed} (MN.m)	**2,874**
V_{Ed} (MN)	**0,992**
n	4,000
Space (mm)	110,000
Az/I	0,00091
$V_{L,Ed}$ (N/mm)	897,965
$V_{conector}$ (N)	24694,032
$\Delta\tau$ (N/mm²)	64,962

1.1.2 - Fator de dano equivalente (λv)

A) Fator λ_{v1}

L (m)	20,000
λ_{v1}	0,750

B) Fator λ_{v2}

$Q_{traffic}$ (10^6 t/ano/via)	25,000
λ_{v2}	1,000

C) Fator λ_{v3}

t_{Ld} (anos)	100,000
λ_{v3}	1,000

D) Fator λ_{v4}

n (%)	12,000
s_1	0,864
s_2	0,864
k_2	8,000
λ_{v4}	1,006

E) Fator λ_v

λ_v	0,754

1.1.3 - Variação de tensão equivalente constante ($\Delta\tau_E$)

ϕ	1,236	
λϕΔτ (N/mm²)	60,532	
$\Delta\tau_C$ (N/mm^2)	90,000	OK
$\Delta\tau_C/\lambda\phi\Delta_\tau$	1,487	

1.2 - Aço Estrutural

1.2.1 - Tensão na ligação entre alma e mesa inferior

Combinação de ação	FLS
M_{Ed} (MN.m)	**2,874**
V_{Ed} (MN)	**0,992**
Δσ (MPa)	74,556
Δτ (MPa)	63,197

1.2.2 - Fator de dano equivalente (λ)

A) Fator λ_1

L (m)	20,000
Tipo de tráfego	EC MIX
λ_1	0,670

D) Fator λ_4

n (%)	12,000
$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	0,864
λ_4	0,885

B) Fator λ_2

$Q_{traffic}$ (10^6 t/ano/via)	25,000
λ_2	1,000

E) Fator λ

$\lambda_{máx}$	1,400
λ	0,593

C) Fator λ_3

t_{Ld} (anos)	100,000
λ_3	1,000

1.2.3 - Variação de tensão equivalente constante ($\Delta\sigma_E$)

$\lambda\phi\Delta\sigma_{E,lf}$ (N/mm²)	54,627	
$\lambda\phi\Delta\sigma_{E,uf}$ (N/mm²)	6,436	
$\Delta\sigma_{c,uf}$ (N/mm²)	80,000	OK
$\Delta\sigma_{c,lf}$ (N/mm²)	160,000	OK
$\Delta\sigma_{c,uf}/\lambda\phi\Delta\sigma_{E,uf}$	12,431	
$\Delta\sigma_{c,lf}/\lambda\phi\Delta\sigma_{E,lf}$	2,929	

1.3 - Armadura de reforço

1.3.1 - Tensão na camada superior da armadura

Combinação de ação	FLS
M_{Ed} (MN.m)	**2,874**
V_{Ed} (MN)	**0,992**
Δσ (MPa)	22,618

1.3.2 - Fator de dano equivalente (λs)

A) Fator λ_{s1}

L_{cr} (m)	20,000
Tipo de tráfego	EC MIX
$\lambda_{s1,2m}$	0,900
$\lambda_{s1,20m}$	0,650
λ_{s1}	0,650

C) Fator λ_{s3}

t_{Ld} (anos)	100,000
k_2	9,000
λ_{s3}	1,000

D) Fator λ_{s4}

n (%)	12,000
$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	0,864
k_2	9,000
λ_{s4}	0,943

B) Fator λ_{s2}

$Q_{traffic}$ (10^6 t/ano/via)	25,000
Tipo de armadura	Straight and bent bars
Tipo de trafego	Long distance
Q	1,000
k_2	9,000
λ_{s2}	1,000

E) Fator λ_s

λ_s	0,613

1.3.3 - Variação de tensão equivalente constante ($\Delta\sigma_E$)

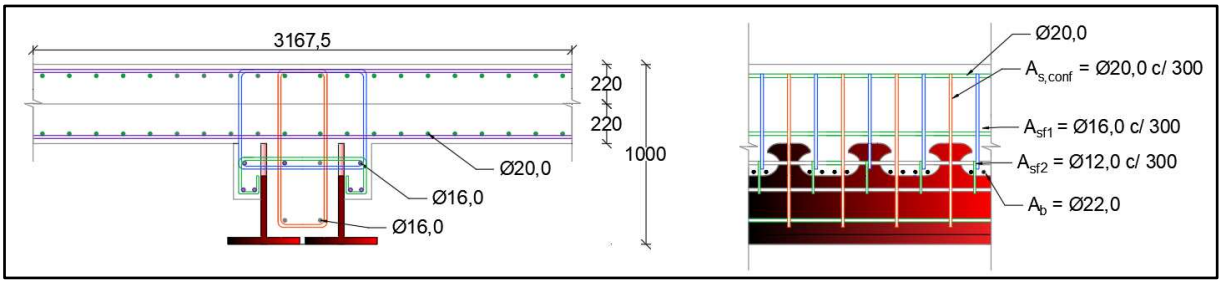
$\lambda\phi\Delta\sigma_E$ (N/mm²)	17,134	
k_{N^*}	0,926	
$\Delta\sigma_c$ (N/mm²)	163,000	OK
$\Delta\sigma_c/\lambda\phi\Delta_{\sigma E}$	8,808	

Verificação final fadiga	OK

A viga mista também foi avaliada para garantia da resistência aos efeitos de longa duração, sendo as verificações apresentadas acima repetidas utilizando as propriedades da seção mista para longa duração.

APÊNDICE B

SOLUÇÃO DE VIGA COM *COMPOSITE DOWELS* – PCR-V20_LH20-S



1 - Propriedades da seção mista

- Rigidez da seção mista

Propriedades da seção mista	
Tipo seção	Double Precobeam
α_E (E_s/E_c)	5,633
A_{mista} (mm^2)	392269,043
z (mm)	581,8679268
I_y (mm^4)	34634814505,484
$W_{y,i}$ (mm^3)	59523498,218
$W_{y,s}$ (mm^3)	82832235,859
y (mm)	0,000
I_z (mm^4)	347103232380,910
W_z (mm^3)	-
I_t (mm^6)	8068017927,871
$A_{vz,a}$ (mm^2)	43155,000
Altura total	1000,000

- Rigidez da seção mista longa duração

Propriedades da seção mista	
Tipo seção	Double Precobeam
α_E (E_s/E_c)	12,874
A_{mista} (mm^2)	170575,114
z (mm)	567,4809824
I_y (mm^4)	23142460071,727
$W_{y,i}$ (mm^3)	40781031,943
$W_{y,s}$ (mm^3)	53506225,465
y (mm)	0,000
I_z (mm^4)	281662134202,173
W_z (mm^3)	-
I_t (mm^6)	8068017927,871
$A_{vz,a}$ (mm^2)	43155,000

2 - Esforços

2.1 - Dead Load

- Peso próprio viga Precobeam (Viga metálica + laje concreto)

Viga metálica P.P. (N/m)	4048,834
Viga metálica P.P. (kN/m)	4,049
Concreto P.P. (N/m)	47981,031
Concreto P.P. (kN/m)	47,981
Viga Precobeam P.P (N/m)	52029,865
Viga Precobeam P.P (kN/m)	52,030
$V_{Precobeam}$(N)	520298,650
$V_{Precobeam}$(kN)	520,299
$M_{Precobeam}$(N.m)	2601493,250
$M_{Precobeam}$(kN.m)	2601,493

- Peso próprio lastro, armação e impermebialização

ρ_{lastro} (kN/m^3)	18,000
Altura média (m)	0,800
Largura (m)	8,600
Lastro P.P. (N/m)	123840,000
Lastro P.P. (kN/m)	123,840
Lastro P.P. por viga (kN/m)	30,960
V_{Lastro}(kN)	309,600
M_{Lastro}(kN.m)	1548,000

- Peso próprio mureta de proteção

Mureta P.P. (kN/m)	12,690
Mureta P.P. por viga (kN/m)	3,173
$V_{Barreira}$(kN)	31,725
$M_{Barreira}$(kN.m)	158,625

- Peso próprio Barreira Ruído

Barreira P.P. (kN/m)	8,000
Barreira P.P. por viga (kN/m)	2,000
$V_{Barreira}$(kN)	20,000
$M_{Barreira}$(kN.m)	100,000

- Carregamento Total Viga

$\gamma_{G,Permanente}$	1,350
$\gamma_{G,Lastro}$	1,350
γ_Q	1,450
Carreg. Perm. (kN/m)	119,019
$V_{Perm.}$(kN)	1190,192
$M_{Perm.}$(kN.m)	5950,960
x (m)	10,000
$M_{perm,x}$(kN.m)	5950,960

2.2 - Live Load

2.2.1 - Courbon's Method

Número de vigas	4,000
Distância entre trilho (mm)	1435,000
Distância entre vigas (mm)	3167,500
Momento de inércia das vigas (mm^4)	34634814505,484

- Carregamentos

Carregamento - Via Esquerda	
Tipo Carregamento	SW/2
α	1,000
$V_{SW/2}$ (kN)	3000,000
$\alpha * V_{SW/2}$ (kN)	3000,000
$e_{interna}$ (mm)	0,000
$e_{central}$ (mm)	2000,000
e (mm)	2000,000

Carregamento - Via Direita	
Tipo Carregamento	LM71
α	1,100
V_{LM71} (kN)	2088,000
$\alpha * V_{LM71}$ (kN)	2296,800
$e_{interna}$ (mm)	79,722
$e_{central}$ (mm)	2000,000
e (mm)	1920,278

2.3 - Live Load - Fatigue

2.3.1 - Courbon's Method

Número de vigas	4,000
Distância entre trilho (mm)	1435,000
Distância entre vigas (mm)	3620,000
Momento de inércia das vigas (mm^4)	34634814505,484

- Damage equivalent impact factor (ϕ) - Dynamic factor

Tipo de via	Ferroviária
Tipo de manutenção	Padrão
L_Φ (m)	20,000
ϕ	1,236

OK

- Carregamentos

Carregamento - Via Esquerda	
Tipo Carregamento	LM71
α	1,100
$V_{SW/2}$ (kN)	2088,000
$\alpha * V_{SW/2}$ (kN)	2296,800
$e_{interna}$ (mm)	79,722
$e_{central}$ (mm)	2000,000
e (mm)	1920,278

2.4 - Combinações

2.4.1 - ULS

2.3.1.1 - Esforços

$\gamma_{G,Permanente}$	1,350
$\gamma_{G,Lastro}$	1,350
γ_Q	1,450
Carreg. Perm. (kN/m)	119,019
Vs (MN)	**3,329**
M_S(MN.m)	**11,387**

2.4.1.2 - Tensões elásticas

$\sigma_{s,dowel,el}$ (N/mm^2)	66,369
$\sigma_{s,lw,el}$ (N/mm^2)	178,975
$\sigma_{s,lf,el}$ (N/mm^2)	191,304
$\sigma_{c,top,el}$ (N/mm^2)	24,403
$\sigma_{reinf,ul,el}$ (N/mm^2)	115,115

2.4.2 - SLS

2.4.2.1 - Esforços

$\gamma_{G,Permanente}$	1,000
$\gamma_{G,Lastro}$	1,000
γ_Q	1,000
Carreg. Perm. (kN/m)	88,162
$V_{Perm.}$(kN)	881,624
$M_{Perm.}$(kN.m)	4408,118
x (m)	10,000
$M_{perm,x}$(kN.m)	4408,118
Vs (MN)	**2,356**
M_S(MN.m)	**8,157**

2.4.2.2 - Tensões elásticas

$\sigma_{s,uw,el}$ (N/mm^2)	47,544
$\sigma_{s,lw,el}$ (N/mm^2)	128,209
$\sigma_{s,lf,el}$ (N/mm^2)	137,041
$\sigma_{c,top,el}$ (N/mm^2)	17,481
$\sigma_{reinf,ul,el}$ (N/mm^2)	82,463

2.4.3 - Deflexão - Informações

Fator.R_i (kN)	0,432
ϕ	1,236

2.4.3 - Deflexão - Informações

Fator.R_i (kN)	0,432
ϕ	1,236

2.4.4 - FLS

2.4.2.1 - Esforços

$\gamma_{G,Permanente}$	1,000
$\gamma_{G,Lastro}$	1,000
γ_Q	1,000
Carreg. Perm. (kN/m)	0,000
$V_{Perm.}$(kN)	0,000
$M_{Perm.}$(kN.m)	0,000
x (m)	10,000
$M_{perm,x}$(kN.m)	0,000
Vs (MN)	0,992
M_S(MN.m)	2,874

2.4.2.2 - Tensões elásticas

$\sigma_{s,uw,el}$ (N/mm²)	16,751
$\sigma_{s,lw,el}$ (N/mm²)	45,171
$\sigma_{s,lf,el}$ (N/mm²)	48,282
$\sigma_{c,top,el}$ (N/mm²)	6,159
$\sigma_{reinf,ul,el}$ (N/mm²)	29,053

ESTADO-LIMITE ÚLTIMO

1 - Resistência à flexão

- Tipo de momento

Momento	Positivo
Vão (m)	20,000

- Carga de dimensionamento

Combinação de ação	ULS
M_{Ed} (MN.m)	**11,387**
V_{Ed} (MN)	**3,329**

- Momento plástico resistente ($M_{pl,Rd}$)

$M_{pl,Rd,conc}$ (N.m)	5005217793,297		
$M_{pl,Rd,uf}$ (N.m)	0,000		
$M_{pl,Rd,alma}$ (N.m)	5111426033,775		
$M_{pl,Rd,lf}$ (N.m)	9614605538,790		
$M_{pl,Rd}$ (N.mm)	19731249365,862	$M_{pl,Rd}$ (MN.m)	19,731

- VERIFICAÇÃO PLÁSTICA

$M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd}$ (N.mm)	18513387810,105	**OK**
M_{Rd} (MN.m)	18,513	
M_{Ed} (MN.m)	11,387	

Verificação Final Flexão	OK

2 - Resistência ao cisalhamento

Alma:	Não enrijecida
$\varepsilon_{s,w}$	0,731
$15\varepsilon t_w$ (mm)	690,620
h_w	342,500
t_w	63,000
h_w/t_w	5,437
v	0,300
Tipo de aço	S460
Tipo do aço é superior a S460?	Não
Qtd. de enrij. Longitudinais	0,000
η	1,200
l_{sl}	0,000
a (mm)	36000,000
α = a/hw	105,109
k_{tsl}	0,000
k_τ	5,340

Necessária verificação para flambagem local e fornecimento de enrijecedor transversal nos apoios?	NÃO

- Contribuição da alma (item 5.3, EN1993-1-5)

σ_E (Mpa)	6421,794
τ_{cr} (Mpa)	34294,703
λ_w	0,0861
End post	Rigid end post
χ_w	1,200

$V_{bw,Rd}$ (N)	5979732,208
$V_{bw,Rd}$ (MN)	5,980

- Capacidade resistente à flambagem por cisalhamento

$V_{b,Rd}$ (N)	5979732,208
$V_{b,Rd}$ (MN)	5,980

2.2 - Resistência plástica ao cisalhamento

$\eta h_w t_w$ (mm²)	25893,000
A_v (mm²)	43155,000
$V_{pl,Rd}$ (N)	10962842,381
$V_{pl,Rd}$ (MN)	10,963

2.3 - Resistência ao cisalhamento final do aço

$V_{Rd,aço}$ (N)	10962842,381
$V_{Rd,aço}$ (MN)	10,963

2.4 - Resistência ao cisalhamento da alma de concreto

V_{Ed} (N)	3328572,412
$V_{ed,min}$ (N)	3245556,525
Núm. de Estribos	2,000
ϕ (mm)	20,000
A_{sw} (mm²)	628,319
s_{calc} (mm)	18,787
s_{adot} (mm)	15,000
A_{sw}/s (mm²/mm)	41,888

θ (°)	45,000
A_{sw}/s (mm²/m)	41,888
fywd	347,826
z (mm)	279,000
$V_{Rd,s}$ (N)	4064947,712
$V_{Rd,max}$ (N)	2278122,188
$V_{conc,Rd}$ (N)	2278122,188

2.5 - Resistência ao esforço transversal

VERIFICAÇÃO

V_{Rd} (N)	10962842,381	OK
V_{Rd} (MN)	10,963	
V_{Ed} (MN)	3,329	

Verificação Final Cisalhamento	OK

3 - Flexão e cisalhamento

Verificação da interação momento e cortante é necessária?		NÃO
ρ	0,154	
$f_{y,red}$ (MPa)	67,872	

4 - Flambagem lateral com torçao (FLT)

Verificação para FLT é necessária?	Verificação não é necessária

5- Resistência ao cisalhamento longitudinal

Combinação de ação	ULS
M_{Ed} (MN.m)	**11,387**
V_{Ed} (MN)	**3,329**
Az/I	0,0007
$V_{L,Ed}$ (N/mm)	2397,2856
$V_{L,Ed}$ (N/dowel)	1078778,5037

5.1 - Conector de cisalhamento

- Propriedades dos conectores

Solução Viga	Double Precobeam	
Tipo Conector	Chlotoidal	
e_x (mm)	450	OK
e_y (mm)	850	OK
e_y (mm)	850	OK
t_w (mm)	31,5	OK
h_d (mm)	180	-
t_w/h_d	0,175	OK
c_o (mm)	440	OK
c_u (mm)	130	OK
h_c (mm)	750	-
w_{cd} (mm)	315	-
w_{sd} (mm)	135	-
b_c (mm)	768,5	OK
A_D (mm²)	40500	-
$A_{D,i}$ (mm²)	337500	-
A_b (mm²)	1350	OK
A_t (mm²)	502,75	OK
A_{sf} (mm²)	1852,75	-

Modos de falha		
1) Cisalhamento do concreto		
η_D (mm)	0,500	
ρ_D	0,188	
$P_{sh,k}$ (N/dowel)	**850385,149**	
2) Ruptura cônica do concreto (pry-out)		
$\rho_{D,i}$	0,031	
h_{po} (mm)	188,500	
χ_x	0,531	
χ_y	0,751	
$P_{po,k}$ (N/dowel)	**676036,474**	
3) Falha do aço do conector		
$P_{pl,k}$ (N/dowel)	**1559250,000**	
Capacidade Resistente		
P_{Rk} (N/dowel)	676036,474	
γ_v	1,250	
P_{Rd} (N/dowel)	**540829,179**	
$V_{L,Ed}$ (N/dowel)	539389,252	OK

DETALHES CONSTRUTIVOS		
Estribos mínimos - Pry-out		
ϕ (mm)	8,000	
Espaçamento mín. (mm)	300,000	
ϕ_{adot} (mm)	16,000	OK
$S_{f,adot}$ (mm)	300,000	OK
Estribos de confinamento para vigas - Uplift		
P (N)	1078778,504	
f_{sd} (N/mm²)	400,000	
$A_{s,conf}$ (mm²)	809,084	
Espaçamento mín. (mm)	300,000	
Δ (mm)	67,500	
$\phi_{ad,conf}$ (mm)	20,000	OK
$A_{sconf,adot}$ (mm²)	942,478	OK
$S_{f,uplif,adot}$ (mm)	300,000	OK
Δ_{adot} (mm)	100,000	OK
Armadura longitudinal mínima		
ϕ_{min} (mm)	12,000	
$A_{s,min}$ (mm²)	113,097	
ϕ_{adot} (mm)	16,000	OK
$A_{s,adot}$ (mm²)	402,124	OK
Armadura mínima do dowel ($A_{b,min}$)		
P (N)	1078778,504	
$A_{b,min}$ (mm²)	1348,473	OK
ϕ_{adot} (mm)	22,000	
As	1520,531	

ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO

1 - Deformações em pontes

1.1 - Deflexão

1.1.1 - Limite de deflexão

Nível de conforto	Muito Bom	
bv (m/s2)	1,000	
Vão (m)	20,000	
Velocidade (km/h)	160,000	
L/δ	1033,640	
Configuração da ponte	Simples ou viga contínua com dois vão	
L/δ	723,548	
L/δ	723,548	OK
$\eta_{máx}$	0,00138	

1.1.2 - Cálculo deflexão

Vs (MN)	1,870	
M_S(MN.m)	12,626	
EI (KN.m^2)	7273311,046	
q_{LL} (kN/m)	74,981	
q_{pp} (kN/m)	88,162	
v_{qLL} (x = L/2)	-26,537	
v_{qpp} (x = L/2)	-39,876	
Contra-flecha (mm)	39,876	OK
v_{Total} (x = L/2)	-26,537	
δ/L	0,00133	OK

Verificação final deformação pontes	OK

2 - Fissuras no Concreto

2.1 - Armadura Mínima

2.1.2 - Área mínima

k_s	0,900
h_c	440,000
z_0	198,132
k_c	0,774
k	0,800
$f_{ct,eff}$ (N/mm²)	4,072
A_{ct} (mm²)	1393700,000
w_k (mm)	0,200
ϕ*	20,000
σ_s (N/mm²)	200,000
$A_{s,min}$ (mm²/m)	15808,722

2.1.2 - Verificação

$A_{s,superior}$ (mm²/m)	11056,661	
$A_{s,inferior}$ (mm²/m)	11056,661	
$A_{s,total}$ (mm²/m)	22113,322	OK

Verificação final fissuras	OK

3 - Controle de tensões

3.1 - Compressão do concreto

$\sigma_{c,Ed,slab}$	17,481	
Combinação	Quasi-permanet	
k_1	0,600	VALORES RECOMENDADOS
k_2	0,400	
Limite de tensão (MPa)	30,000	OK

3.2 - Armadura de reforço

$\sigma_{t,Ed,reinf}$	82,463	
k_3	0,800	
k_4	1,000	VALORES RECOMENDADOS
k_5	0,750	
Armadura protendida?	Não	
Tensão causada por deformação imposta?	Não	
Limite de tensão (MPa)	400,000	OK

3.3 - Aço estrutural

$\sigma_{lf,Ed,serv}$	137,041	
$\sigma_{uw,Ed,serv}$	47,544	
$\sigma_{lw,Ed,serv}$	128,209	
$\tau_{x,Ed,serv}$	109,205	
σ-$\tau_{lf,Ed,serv}$	228,505	
$\gamma_{M,ser}$	1,000	
Limite de tensão normal - lf (MPa)	440,000	OK
Limite de tensão de cisalhamento (MPa)	254,034	OK
Interação normal e cisalhante - lf (MPa)	440,000	OK

3.4 - Web breathing

$\sigma_{x,Ed,serv}$	128,209	
$\tau_{x,Ed,serv}$	109,205	
b/t	5,437	
L (m)	20,000	
Enrijecimento da alma	Não enrijecida	
Efeito de web breathing	Efeito de web breathing desconsiderado	
k_σ	17,214	
k_τ	5,340	
σ_E (Mpa)	6428,558	
Verificação	0,004	OK

Verificação final controle de tensões	OK

3- Cisalhamento longitudinal - SLS

Combinação de ação	SLS
M_{Ed} (MN.m)	**8,157**
V_{Ed} (MN)	**2,356**
Az/I	0,0007
$V_{L,Ed}$ (N/mm)	1697,0906
$V_{L,Ed}$ (N/dowel)	763690,7678

VERIFICAÇÃO ELS		
1) Cisalhamento do concreto		
$P_{sh,k}$ (N/dowel)	850385,149	
$P_{po,k}$ (N/dowel)	676036,474	
0,7*Mín(Psh,k;Ppo,k)	473225,532	
2) Capacidade resistência à cargas cíclicas		
P_{cyc} (N/dowel)	878850,000	
3)Capacidade Resistente - Serviço		
P_{Rk} (N/dowel)	473225,532	
γ_v	1,000	
P_{Rd} (N/dowel)	946451,063	OK

Verificação final cisalhamento longitudinal	OK

ESTADO-LIMITE DE FADIGA

1 - Verificação dos limites de tensão

1.1 - Conector de cisalhamento

1.1.1 - Tensão no conector

Combinação de ação	FLS
t_{Ld} (anos)	100
M_{Ed} (MN.m)	**2,874**
V_{Ed} (MN)	**0,992**
S_y (mm^3)	25753646,121
I_y (mm^4)	34634814505,484
z_d (mm)	201,868
K_{fL}	7,300
K_{fG}	1,500
$\Delta\sigma_d$ (N/mm²)	170,955

1.1.2 - Fator de dano equivalente (λv)

A) Fator λ_{v1}

L (m)	20,000
λ_{v1}	0,750

B) Fator λ_{v2}

$Q_{traffic}$ (10^6 t/ano/via)	25,000
λ_{v2}	1,000

C) Fator λ_{v3}

t_{Ld} (anos)	100,000
λ_{v3}	1,000

D) Fator λ_{v4}

n (%)	12,000
s_1	0,864
s_2	0,864
k_2	8,000
λ_{v4}	1,006

E) Fator λ_v

λ_v	0,754

1.1.3 - Variação de tensão equivalente constante ($\Delta\sigma_{dowel}$)

ϕ	1,236	
$\lambda\phi\Delta\tau$ (N/mm²)	159,297	
Cutting class	4,000	
$\Delta\sigma_C$ (N/mm^2)	140,000	OK
$\Delta\tau_C/\lambda\phi\Delta_\tau$	1,528	

1.2 - Aço Estrutural

1.2.1 - Tensão na ligação entre alma e mesa inferior

Combinação de ação	FLS
M_{Ed} (MN.m)	**2,874**
V_{Ed} (MN)	**0,992**
$\Delta\sigma$ (MPa)	45,171
$\Delta\tau$ (MPa)	45,970

1.2.2 - Fator de dano equivalente (λ)

A) Fator λ_1

L (m)	20,000
Tipo de tráfego	EC MIX
λ_1	0,640

B) Fator λ_2

$Q_{traffic}$ (10^6 t/ano/via)	25,000
λ_2	1,000

C) Fator λ_3

t_{Ld} (anos)	100,000
λ_3	1,000

D) Fator λ_4

n (%)	12,000
$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	0,864
λ_4	0,885

E) Fator λ

$\lambda_{máx}$	1,400
λ	0,566

1.2.3 - Variação de tensão equivalente constante ($\Delta\sigma_E$)

$\lambda\phi\Delta\sigma_E$ (N/mm²)	31,615	
$\Delta\sigma_c$ (N/mm²)	160,000	OK
$\Delta\sigma_c/\lambda\phi\Delta\sigma_E$	5,061	

1.3 - Armadura de reforço

1.3.1 - Tensão na camada superior da armadura

Combinação de ação	FLS
M_{Ed} (MN.m)	**2,874**
V_{Ed} (MN)	**0,992**
$\Delta\sigma$ (MPa)	29,053

1.3.2 - Fator de dano equivalente (λs)

A) Fator λ_{s1}

L_{cr} (m)	20,000
Tipo de tráfego	EC MIX
$\lambda_{s1,2m}$	0,900
$\lambda_{s1,20m}$	0,650
λ_{s1}	0,650

B) Fator λ_{s2}

$Q_{traffic}$ (10^6 t/ano/via)	25,000
Tipo de armadura	Straight and bent bars
Tipo de trafego	Long distance
Q	1,000
k_2	9,000
λ_{s2}	1,000

C) Fator λ_{s3}

t_{Ld} (anos)	100,000
k_2	9,000
λ_{s3}	1,000

D) Fator λ_{s4}

n (%)	12,000
$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	0,864
k_2	9,000
λ_{s4}	0,943

E) Fator λ_s

λ_s	0,613

1.3.3 - Variação de tensão equivalente constante ($\Delta\sigma_E$)

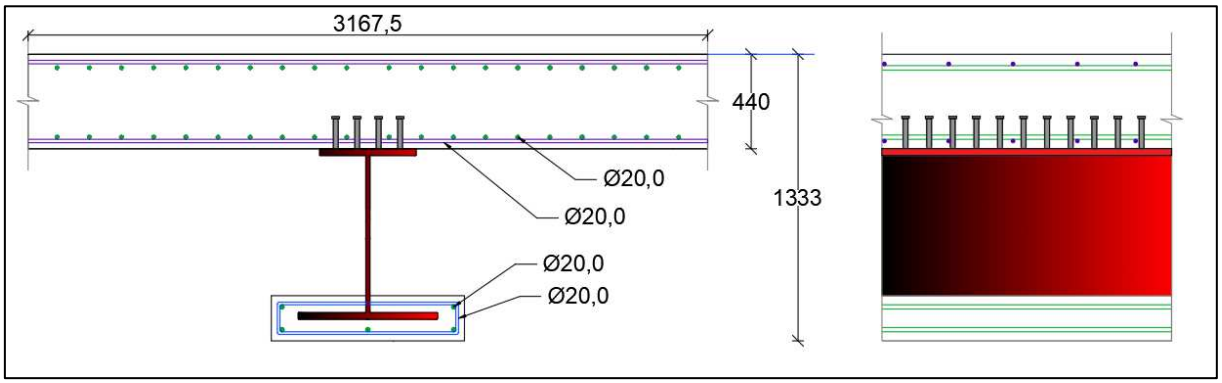
$\lambda\phi\Delta\sigma_E$ (N/mm²)	22,009	
k_{N*}	0,926	
$\Delta\sigma_c$ (N/mm²)	163,000	OK
$\Delta\sigma_c/\lambda\phi\Delta_{\sigma E}$	6,857	

Verificação final fadiga	OK

A viga mista também foi avaliada para garantia da resistência aos efeitos de longa duração, sendo as verificações apresentadas acima repetidas utilizando as propriedades da seção mista para longa duração.

APÊNDICE C

SOLUÇÃO DE VIGA PREFLEXIONADA – PFX-V20_LH20-S



1 - Propriedades da seção mista

- Propriedades da seção mista

Estágio 3 - Concreto c1 - 28 dias (1ª fase de concretagem: Mesa inf.)

A_{c1} (mm²)	167033,500
α_E (E_s/E_c)	4,813
A_{mista} (mm²)	84794,417
z_i (mm)	200,229
$z_{i,t}$ (mm)	592,771
$z_{i,base_conc}$ (mm)	300,229
$z_{i,t,base_conc}$ (mm)	592,771
I_y (mm⁴)	8119569037,751
$W_{y,i}$ (mm³)	40551454,984
$W_{y,s}$ (mm³)	13697644,206
$W_{y,i,base_conc}$ (mm³)	130169556,244
$W_{y,i,topo_conc}$ (mm³)	433128343,201

Seção mista completa (concreto c1 e c2 t > 28 dias)

$\alpha_{E,c1}$ (E_s/E_c)	4,813
$\alpha_{E,c2}$ (E_s/E_c)	5,633
A_{mista} (mm²)	332195,208
z_i (mm)	805,536
$z_{i,t}$ (mm)	-12,536
$z_{i,base_conc}$ (mm)	905,536
$z_{i,t,base_conc}$ (mm)	-12,536
I_y (mm⁴)	53827826932,418
$W_{y,i}$ (mm³)	66822351,315
$W_{y,s}$ (mm³)	478315408,296
$W_{y,i,base_conc,c1}$(mm³)	286107863,013
$W_{y,i,top_conc,c1}$(mm³)	372491067,926
$W_{y,i,top_conc,c2}$ (mm³)	709374841,067

2 - Esforços

2.1 - Dead Load

- Peso próprio viga Preflex (viga de aço + concreto c1)

Preflex P.P. (N/m)	7984,658
Preflex P.P. (kN/m)	7,985
$V_{Preflex}$(N)	79846,575
$V_{Preflex}$(kN)	79,847
$M_{Preflex}$(N.m)	399232,875
$M_{Preflex}$(kN.m)	399,233

- Peso próprio laje superior (concreto c2)

Laje P.P. (N/m)	34842,500
Laje P.P. (kN/m)	34,843
$V_{Preflex}$(N)	348425,000
V_{Laje}(kN)	348,425
M_{Laje}(N.m)	1742125,000
M_{Laje}(kN.m)	1742,125

- Peso próprio Barreira Ruído

Barreira P.P. (kN/m)	8,000
Barreira P.P. por viga (kN/m)	2,000
$V_{Barreira}$(kN)	20,000
$M_{Barreira}$(kN.m)	100,000

- Peso próprio lastro, armação e impermebialização

ρ_{lastro} (kN/m³)	18,000
Altura média (m)	0,800
Largura (m)	8,600
Lastro P.P. (N/m)	123840,000
Lastro P.P. (kN/m)	123,840
Lastro P.P. por viga (kN/m)	30,960
V_{Lastro}(kN)	309,600
M_{Lastro}(kN.m)	1548,000

- Peso próprio mureta de proteção

Mureta P.P. (kN/m)	12,690
Mureta P.P. por viga (kN/m)	3,173
V_{Mureta}(kN)	31,725
M_{Mureta}(kN.m)	158,625

- Carregamento Total Viga

$\gamma_{G,Permanente}$	1,350
$\gamma_{G,Lastro}$	1,350
γ_{Q}	1,450
Carreg. Perm. (kN/m)	106,596
$V_{Perm.}$(kN)	1065,955
$M_{Perm.}$(kN.m)	5329,777
x (m)	10,000
$M_{perm,x}$(kN.m)	5329,777

2.2 - Live Load

2.2.1 - Courbon's Method

Número de vigas	4,000
Distância entre trilho (mm)	1435,000
Distância entre vigas (mm)	3167,500
Momento de inércia das vigas (mm^4)	53827826932,418
Bridge axis - X (mm)	4751,250

Distribuição Carregamento		
Tipo do carregamento	LM71	SW/2
a (m)	6,800	20,000
c (m)	6,400	0,000
a' (m)	6,800	0,000
q_{vk} (kN/m)	80,000	150,000
Q_{vk} (kN)	250,000	0,000

- Carregamentos

Carregamento - Via Esquerda	
Tipo Carregamento	SW/2
α	1,000
$V_{esquerda}$ (kN)	3000,000
$\alpha*V_{SW/2}$ (kN)	3000,000
$e_{interna}$ (mm)	0,000
$e_{central}$ (mm)	2000,000
e (mm)	2000,000

Carregamento - Via Direita	
Tipo Carregamento	LM71
α	1,100
V_{LM71} (kN)	2088,000
$\alpha*V_{LM71}$ (kN)	2296,800
$e_{interna}$ (mm)	79,722
$e_{central}$ (mm)	2000,000
e (mm)	1920,278

2.3 - Live Load - Fatigue

2.3.1 - Courbon's Method

Número de vigas	4,000
Distância entre trilho (mm)	1435,000
Distância entre vigas (mm)	3167,500
Momento de inércia das vigas (mm^4)	53827826932,418
Bridge axis - X (mm)	4751,250

Distribuição Carregamento		
Tipo do carregamento	LM71	SW/2
a (m)	6,8000	20,000
c (m)	6,400	0,000
a' (m)	6,800	0,000
q_{vk} (kN/m)	80,000	150,000
Q_{vk} (kN)	250,000	0,000

- Damage equivalent impact factor (ϕ) - Dynamic factor

Tipo de via	Ferroviária	
Tipo de manutenção	Padrão	
L_Φ (m)	20,000	
ϕ	1,236	OK

- Carregamentos

Carregamento - Via Esquerda	
Tipo Carregamento	LM71
α	1,100
$V_{SW/2}$ (kN)	2088,000
$\alpha * V_{SW/2}$ (kN)	2296,800
$e_{interna}$ (mm)	79,722
$e_{central}$ (mm)	2000,000
e (mm)	1920,278

2.4 - Combinações

2.4.1 - ULS

2.4.1.1 - Esforços

$\gamma_{G,Permanente}$	1,350
$\gamma_{G,Lastro}$	1,350
γ_Q	1,450
Carreg. Perm. (kN/m)	106,596
Vs (MN)	**3,204**
M_S(MN.m)	**10,766**

2.4.1.2 - Tensões elásticas

$\sigma_{s,uf,el}$ (N/mm²)	2,507
$\sigma_{s,uw,el}$ (N/mm²)	8,808
$\sigma_{s,lw,el}$ (N/mm²)	154,812
$\sigma_{s,lf,el}$ (N/mm²)	161,112
$\sigma_{c,c1,bottom,el}$ (N/mm²)	7,818
$\sigma_{c,c1,top,el}$ (N/mm²)	6,005
$\sigma_{c,c2,top,el}$ (N/mm²)	2,694
$\sigma_{reinf,ul,el}$ (N/mm²)	71,895

2.4.2 - SLS

2.4.2.1 - Esforços

$\gamma_{G,Permanente}$	1,000
$\gamma_{G,Lastro}$	1,000
γ_Q	1,000
Carreg. Perm. (kN/m)	78,960
Carreg. Perm. Red. PP (kN/m)	70,975
$V_{Perm.}$(kN)	789,597
$M_{Perm.}$(kN.m)	3947,983
x (m)	10,000
$M_{perm,x}$(kN.m)	3947,983
Vs (MN)	**2,264**
M_S(MN.m)	**7,697**

2.4.2.2 - Tensões elásticas

$\sigma_{s,uf,el}$ (N/mm²)	1,793
$\sigma_{s,uw,el}$ (N/mm²)	6,297
$\sigma_{s,lw,el}$ (N/mm²)	110,682
$\sigma_{s,lf,el}$ (N/mm²)	115,186
$\sigma_{c,c1,bottom,el}$ (N/mm²)	5,589
$\sigma_{c,c1,top,el}$ (N/mm²)	4,293
$\sigma_{c,c2,top,el}$ (N/mm²)	1,926
$\sigma_{reinf,ul,el}$ (N/mm²)	51,401

2.4.3 - FLS

2.4.3.1 - Esforços

$\gamma_{G,Permanente}$	1,000
$\gamma_{G,Lastro}$	1,000
γ_Q	1,000
Carreg. Perm. (kN/m)	0,000
$V_{Perm.}$(kN)	0,000
$M_{Perm.}$(kN.m)	0,000
x (m)	10,000
$M_{perm,x}$(kN.m)	0,000
Vs (MN)	0,992
M_S(MN.m)	2,874

2.4.3.2 - Tensões elásticas

$\sigma_{s,uf,el}$ (N/mm²)	0,669
$\sigma_{s,uw,el}$ (N/mm²)	2,351
$\sigma_{s,lw,el}$ (N/mm²)	41,327
$\sigma_{s,lf,el}$ (N/mm²)	43,008
$\sigma_{c,c1,bottom,el}$ (N/mm²)	2,087
$\sigma_{c,c1,top,el}$ (N/mm²)	1,603
$\sigma_{c,c2,top,el}$ (N/mm²)	0,719
$\sigma_{reinf,ul,el}$ (N/mm²)	19,192

ESTADO-LIMITE ÚLTIMO

1 - Resistência à flexão da seção

- Tipo de momento

Momento:	Positivo
Vão (m)	20,000

- Carga de dimensionamento

Combinação de ação	ULS
M_{Ed} (MN.m)	**10,766**
V_{Ed} (MN)	**3,204**

- VERIFICAÇÃO ELÁSTICA

- Tensões elásticas

	σ (N/mm²)	fi/γ_{M0}	Razão	Verificação
$\sigma_{s,uf,el}$ (N/mm²)	2,507	419,048	167,129	OK
$\sigma_{s,uw,el}$ (N/mm²)	8,808	419,048	47,578	OK
$\sigma_{s,lw,el}$ (N/mm²)	154,812	419,048	2,707	OK
$\sigma_{s,lf,el}$ (N/mm²)	161,112	419,048	2,601	OK
$\sigma_{c,c1,bottom,el}$ (N/mm²)	7,818	60,000	7,675	OK
$\sigma_{c,c1,top,el}$ (N/mm²)	6,005	60,000	9,992	OK
$\sigma_{c,c2,top,el}$ (N/mm²)	2,694	33,333	12,373	OK
$\sigma_{reinf,ul,el}$ (N/mm²)	71,895	373,913	5,201	OK

Verificação Final Flexão	OK

2 - Resistência da seção à pré-fabricação

2.1 - Carregamento de Pré-flexão

- Limitação de tensão do aço para estágio de aplicação do carregamento de pré-flexão

Adotar especificação de:	Mannini
$\sigma_{allow,max}$ (MPa)	325,926

- Peso próprio da viga

Carregamento P.P. (N/m)	3808,820
Momento P.P. (N.m)	190441,000
Momento P.P. (MN.m)	0,190
$\sigma_{s,sup}$ (MPa)	-15,375
$\sigma_{s,inf}$ (MPa)	11,966

- Liberação da carga de pré-flexão

% Liberação - 3 dias	25,000
$F_{pref,3d}$ (MN)	0,137
$\Delta M_{pref,3d}$ (MN.m)	-1,237
$\Delta\sigma_{pref,3d}$ (MN.m)	-99,843
$F_{pref,5d}$ (MN)	0,412
$\Delta M_{pref,5d}$ (MN.m)	-3,710

- Carregamento de pré-flexão máximo

$\sigma_{pref,sup}$ (MPa)	310,551
$\sigma_{pref,inf}$ (MPa)	313,960
M_{pref} (N.mm)	4996629651,076
M_{pref} (MN.m)	4,997
$F_{pref,máx}$ (N)	999325,930
$F_{pref,máx}$ (MN)	0,999
Parcela carga máxima (%)	55,000
$F_{pref,máx}$ (MN)	0,550

Efeito no perfil metálico

Limitação tensão do aço ($\sigma_{s,allow} < 0.8f_y$)

$\sigma_{s,allow,lf}$	325,926
$\sigma_{s,allow,uf}$	325,926

Estágio	Carregamento	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)	
Estágio 1: Pefil metálico soziho	**Peso próprio perfil metálico**	0,190	-15,375	11,966	
	Pré-flexão	2,748	-221,873	172,678	
	Pré-flexão + P.P.	2,939	**-237,248**	**184,644**	OK
Estágio 2: Liberação parcela da carga (3 dias)	**Peso próprio concreto c1**	0,209	-15,331	5,524	
	Liberação esforço de pré-flexão	1,237	90,807	-32,721	
	Total final da liberação:	-	**-161,772**	**157,448**	OK
Estágio 2: Liberação restante da carga (5 dias)	**Liberação esforço de pré-flexão**	3,710	271,898	-95,915	
	Total final da liberação:	-	**110,126**	**61,533**	OK

Efeito no concreto c1

Limitação tensão à compressão do concreto ($\sigma_{c,allow} < f_{ck}/Gama_c$)

$\sigma_{c,allow}$ (3 dias)	49,924
$\sigma_{c,allow}$ (5 dias)	68,233

Estágio	Carregamento	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)	
Estágio 2: Liberação 20% da carga (3 dias)	**Peso próprio**	0,399	0,924	2,864	
	Liberação esforço de pré-flexão	1,237	-2,863	-8,871	
	Total final da liberação:	-	**-1,938**	**-6,007**	OK
Estágio 2: Liberação 80% da carga (5 dias)	**Liberação esforço de pré-flexão**	3,710	-8,593	-27,237	
	Total final da liberação:	-	**-10,532**	**-33,244**	OK

Deformações - Fase de Pré-fabricação

	x	x (mm)	P (MN)	M (MN.m)	δ (mm)
Preflexão	L/4	5000,000	0,550	2,891	93,721
	L/2	10000,000	0,550	2,939	125,303
Estágio 2: Liberação 20% da carga (3 dias)	L/4	5000,000	0,412	2,361	53,470
	L/2	10000,000	0,412	2,460	71,793
Estágio 2: Liberação 80% da carga (5 dias)	L/4	5000,000	0,000	0,299	7,056
	L/2	10000,000	0,000	0,399	9,903

2.2 - Carregamento adicional laje superior

- Peso próprio da laje superior

Carregamento P.P. (N/m)	34842,500
Momento P.P. (N.m)	1742125,000
Momento P.P. (MN.m)	1,742

Efeito no perfil metálico

Limitação tensão do aço ($\sigma_{s,allow} < 0.8f_y$)

$\sigma_{s,allow,lf}$	325,926
$\sigma_{s,allow,uf}$	325,926

Estágio	Carregamento	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)	
Estágio 3: Adição laje superior (antes da cura)	**Pesó próprio concreto c2**	1,742	-127,677	45,039	
	Sobrecarga antes da cura	0,000	0,000	0,000	
	Total	-	**-17,551**	**106,572**	OK

Efeito no concreto c1

Limitação tensão à compressão do concreto ($\sigma_{c,allow} < f_{ck}/Gama_c$)

$\sigma_{c,allow,5d}$ **(MPa)**	49,924

Estágio	Carregamento	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)	
Estágio 3: Adição laje superior (antes da cura)	**Pesó próprio concreto c2**	1,742	4,035	12,790	
	Sobrecarga antes da cura	0,000	0,000	0,000	
	Total	-	**-6,496**	**-20,454**	OK

2.3 - Sobrecargas de utilização

Carregamento (N/m)	36132,500
Momento (N.m)	1806625,000
Momento (MN.m)	1,807

Efeito no perfil metálico

Limitação tensão do aço ($\sigma_{s,allow} < 0.8f_y$)

$\sigma_{s,allow,lf}$	325,926
$\sigma_{s,allow,uf}$	325,926

Estágio	Carregamento	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)	
Estágio 4: Seção completa	**Sobrecarga antes da cura**	1,807	-3,777	27,036	
	Total	-	**-21,328**	**133,608**	OK

Efeito no concreto c1

Limitação tensão à compressão do concreto ($\sigma_{c,allow} < f_{ck}/Gama_c$)

$\sigma_{c,allow,5d}$ **(MPa)**	67,500

Estágio	Carregamento	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)	
Estágio 4: Seção completa	**Sobrecarga antes da cura**	1,807	4,850	6,314	
	Total	-	-1,646	-14,140	OK

2.4 - Solicitação Live Load (0.6*Live Load)

Momento (N.m)	2174438,969
Momento (MN.m)	2,174

Efeito no perfil metálico

Limitação tensão do aço ($\sigma_{s,allow} < 0.8f_y$)

$\sigma_{s,allow,lf}$	325,926
$\sigma_{s,allow,uf}$	325,926

Estágio	Carregamento	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)	
Estágio 4: Seção completa	**Carregamento trem-tipo**	2,174	-4,546	32,541	
	Total	-	**-25,874**	**166,149**	OK

Efeito no concreto c1

Limitação tensão à compressão do concreto ($\sigma_{c,allow} < f_{ck}/Gama_c$)

$\sigma_{c,allow,5d}$ (MPa)	67,500

Estágio	Carregamento	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)	
Estágio 4: Seção completa	**Carregamento trem-tipo**	2,174	5,838	7,600	
	Total	-	4,191	-6,540	Tração

		$\sigma_{c,allow,tração}$ (MPa)	
Verificação Final Pré-fabricação	OK	2,018	OK

3 - Resistência da seção aos efeitos de fluência e retração

3.1 - FASE 1 - Fase de pré-fabricação e montagem

Tempo inicial (t_0)	3,000
Tempo final (t)	31,000
Momento Atuante (MN.m):	-4,547

Efeito no perfil metálico

Limitação tensão do aço ($\sigma_{s,allow} < 0.8f_y$)

$\sigma_{s,allow}$	325,926

Estágio	Carregamento	ΔN(N)	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)
Fluência e retração - Fase 1	**Fase de pré-fabricação (item 3.1)**	-	-	110,126	61,533
	Fluência	-3068262,882	-0,050	42,405	-40,034
	Retração	-3264466,980	-0,056	45,303	-42,660
	Total	-	-	197,834	-21,161

Efeito no concreto c1

Limitação tensão à compressão do concreto ($\sigma_{c,allow} < f_{ck}/Gama_c$)

$\sigma_{c,allow,5d}$ (MPa)	68,233

Estágio	Carregamento	ΔN(N)	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)
Fluência e retração - Fase 1	**Fase de pré-fabricação (item 3.1)**	-	-	-10,532	-33,244
	Fluência	-3068262,882	-0,050	-7,231	-7,482
	Retração	-3264466,980	-0,056	-7,699	-7,979
	Total	-	-	-25,462	-48,706

3.2 - FASE 2 - Peso laje concreto sem consideração do concreto c2 pra rigidez da seção

Tempo inicial (t_0)	31,000
Tempo final (t)	59,000
Momento Atuante (MN.m):	-2,805

Efeito no perfil metálico

Limitação tensão do aço ($\sigma_{s,allow} < 0.8f_y$)

$\sigma_{s,allow}$	325,926

Estágio	Carregamento	ΔN(N)	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)
Estágio 3: Adição laje superior (antes da cura)	**Fluência**	-2131775,883	-0,038	25,662	-26,510
	Retração	-2205349,639	-0,040	26,550	-27,453
	Total	-	-	250,046	-75,124

Efeito no concreto c1

Limitação tensão à compressão do concreto ($\sigma_{c,allow} < f_{ck}/Gama_c$)

$\sigma_{c,allow,5d}$ (MPa)	72,397

Estágio	Carregamento	ΔN(N)	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)
Estágio 3: Adição laje superior (antes da cura)	**Fluência**	-2131775,883	-0,038	-5,418	-5,620
	Retração	-2205349,639	-0,040	-5,608	-5,823
	Total	-	-	-36,488	-60,148

3.3 - FASE 3 - Ação mista completa

Tempo inicial (t_0)	59,000
Tempo final (t)	40000,000
Momento Atuante (MN.m):	1,176

Efeito no perfil metálico

Limitação tensão do aço ($\sigma_{s,allow} < 0.8f_y$)

$\sigma_{s,allow}$	325,926

Estágio	Carregamento	ΔN(N)	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)
Estágio 4: Seção mista completa	**Fluência**	785593,904	0,013	-10,283	9,552
	Retração	840467,168	0,014	-11,062	10,231
	Total	-	-	228,701	-55,341

Efeito no concreto c1

Limitação tensão à compressão do concreto ($\sigma_{c,allow} < f_{ck}/Gama_c$)

$\sigma_{c,allow,5d}$ (MPa)	72,397

Estágio	Carregamento	ΔN(N)	ΔM(MN.m)	$\Delta\sigma_{s,sup}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{s,inf}$ (MPa)
Estágio 3: Seção mista completa	**Fluência**	785593,904	0,013	2,017	2,027
	Retração	840467,168	0,014	2,160	2,172
	Total	-	-	-32,310	-55,949

Verificação Final Fluência e Retração	OK

4 - Resistência da seção ao cisalhamento

4.1 - Verificação flambagem local da alma (for uncased steel web)

Alma:	Não enrijecida
$\varepsilon_{s,w}$	0,731
$15\varepsilon t_w$ (mm)	208,282
h_w	730,000
t_w	19,000
h_w/t_w	38,421
v	0,300
Tipo de aço	S460
Tipo do aço é superior a S460?	Não
Qtd. de enrij. Longitudinais	0,000
η	1,200
l_{sl} (mm)	0,000
a (mm)	8000,000
a (mm)	20000,000
α = a/hw	27,397
$k_{\tau sl}$	0,000
k_τ	5,345
Necessária verificação para flambagem local e fornecimento de enrijecedor transversal nos apoios?	NÃO

- Contribuição da alma (item 5.3, EN1993-1-5)

σ_E (Mpa)	128,575
τ_{cr} (Mpa)	687,278
λ_w	0,608
End post	Rigid end post
χ_w	1,200

$V_{bw,Rd}$ (N)	3843767,152
$V_{bw,Rd}$ (MN)	3,844

- Contribuição da mesa (item 5.4, EN1993-1-5)

a (m)	20000,000
c (m)	7038,380
$V_{bf,Rd}$ (N)	21661,277

Deseja levar em conta contribuição da flange para shear buckling	Sim
$V_{bf,Rd}$ (N)	21661,27652
$V_{bf,Rd}$ (MN)	0,022

- Capacidade resistente à flambagem por cisalhamento (Criteria for Shear Buckling)

$V_{b,Rd}$ (N)	3843767,152
$V_{b,Rd}$ (MN)	3,844

4.2 - Resistência plástica ao cisalhamento

$\eta h_w t_w$ (mm²)	16644,000
A_v (mm²)	16644,000
$V_{pl,Rd}$ (N)	4026803,683
$V_{pl,Rd}$ (MN)	4,027

4.3 - Resistência ao esforço transversal

VERIFICAÇÃO

V_{Rd} (N)	4026803,683	OK
V_{Rd} (MN)	4,027	
Status	Shear Buckling is not governing	
V_{Ed} (KN)	3,204	

Verificação Final Cisalhamento	OK

5 - Flexão e cisalhamento

Verificação da interação momento e cortante é necessária?	NÃO

6 - Flambagem lateral com torçao (FLT)

Verificação para FLT é necessária?	Verificação não é necessária

7- Resistência ao cisalhamento longitudinal

7.1 - Conector de cisalhamento - Laje Superior

Combinação de ação	ULS		
M_{Ed} (MN.m)	**10,766**		
V_{Ed} (MN)	**3,204**	A_{se} (mm²)	1336,268
Fhd (MN)	20,332		
Az/I	0,001		
$V_{L,Ed,elástico}$ (N/mm)	3055,445		
Cálculo	Elástico		
$V_{L,Ed}$ (N/mm)	3055,445		

- Propriedades do conector

Conector	Ø22x150,
Número de conector por seção	4

- Conectores laje superior

Modos de falha		
Falha do pino (N)	109478,22	
Ruptura do concreto (N)	153300,61	
P_{Rd} (N)	**109478,22**	
P_{Rd} (MN)	**0,109**	
Quantidade total (pinos)	**188,00**	
Distância máxima	**425,53**	
Seção de classe 3 ou 4, assumida ser classe 1 devido restrição dos conectores de cisalhamento	Não	
Laje	Maciça	
$S_{f,máx\text{-}restrição}$ (mm)	506,45	
$S_{f,máx}$ (mm)	800,00	
$S_{long,stud,min}$ (mm)	110,00	
$S_{f,stud}$ (mm)	425,53	
$S_{f,stud}$ (mm)	143,32	
$S_{f,stud}$ (mm)	110,00	OK
$S_{transv,stud,min}$ (mm)	55,00	
$S_{transv,edge,máx}$ (mm)	207,19	
$S_{transv,edge,stud}$ (mm)	75,00	OK
$S_{transv,stud}$ (mm)	100,00	OK
$V_{L,Rd}$ (N/mm)	3981,03	OK

7.2 - Conector de cisalhamento - Flange inferior

Combinação de ação	ULS
M_{Ed} (MN.m)	**10,766**
V_{Ed} (MN)	**3,204**
Fhd (MN)	8,519
Az/I	0,001
$V_{L,Ed,elástico}$ (N/mm)	1877,127
$V_{L,Ed}$ (N/mm)	1877,127

- Propriedades do conector

Conector	Ø22x75,
Número de conector por seção	4

- Conectores flange inferior

Modos de falha		
Falha do pino (N)	109478,22	
Ruptura do concreto (N)	222510,16	
P_{Rd} (N)	109478,22	
P_{Rd} (MN)	0,109	
Quantidade total (pinos)	80,00	
Distância máxima	1000,00	
Seção de classe 3 ou 4, assumida ser classe 1 devido restrição dos conectores de cisalhamento	Não	
Tipo concreto	Maciça	
$S_{f,máx\text{-}restrição}$ (mm)	506,45	
$S_{f,máx}$ (mm)	800,00	
$S_{long,stud,min}$ (mm)	110,00	
$S_{f,stud}$ (mm)	1000,00	
$S_{f,stud}$ (mm)	233,29	
$S_{f,stud}$ (mm)	200,00	OK
$S_{transv,stud,min}$ (mm)	55,00	
$S_{transv,edge,máx}$ (mm)	207,19	
$S_{transv,edge,stud}$ (mm)	75,00	OK
$S_{transv,stud}$ (mm)	100,00	OK
$V_{L,Rd}$ (N/mm)	2189,56	OK

ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO

1 - Deformações em pontes

1.1 - Deflexão

1.1.1 - Limite de deflexão

Nível de conforto	Muito Bom	
bv (m/s2)	1,000	
Vão (m)	20,000	
Velocidade (km/h)	160,000	
L/δ	1033,640	
Configuração da ponte	Simples ou viga contínua com dois vão	
L/δ	723,548	
L/δ	723,548	OK
$\eta_{máx}$	0,00138	

1.1.2 - Cálculo deflexão

Vs (MN)	2,264	
M_S(MN.m)	7,697	
EI (KN.m^2)	11303843,656	
q_{LL} (kN/m)	74,981	
q_{pp} (kN/m)	78,960	
$v_{\phi LM71}$ (x = L/2)	-17,075	
v_{qpp} (x = L/2)	-96,474	
$v_{preflex}$ (x = L/2)	-9,903	
Contra-flecha (mm)	96,474	OK
v_{Total} (x = L/2)	-26,978	
δ/L	0,00135	OK

2 - Fissuras no Concreto

2.1 - Armadura Mínima Laje

2.1.2 - Área mínima

k_s	0,900
h_c	440,000
z_0	207,464
k_c	0,785
k	0,800
$f_{ct,eff}$ (N/mm²)	4,072
A_{ct} (mm²)	1393700,000
w_k (mm)	0,200
ϕ*	20,000
σ_s (N/mm²)	200,000
$A_{s,min}$ (mm²/m)	16043,366

2.1.2 - Verificação

$A_{s,superior}$ (mm²/m)	44226,643	
$A_{s,inferior}$ (mm²/m)	44226,643	
$A_{s,total}$ (mm²/m)	88453,286	OK

Verificação final fissuras	OK

3 - Controle de tensões

3.1 - Compressão do concreto

3.1.1 - Concreto laje superior

$\sigma_{c,Ed,slab}$	1,926	
Combinação	Characteristic	
k_1	0,600	**VALORES**
k_2	0,400	**RECOMENDADOS**
Limite de tensão (MPa)	30,000	OK

3.1.2 - Concreto mesa inferior - c1 (tracionado)

$\sigma_{c,Ed,slab}$	5,589	
Combinação	Characteristic	
k_1	0,600	**VALORES**
k_2	0,400	**RECOMENDADOS**
Limite de tensão (MPa)	54,586	OK

3.2 - Armadura de reforço

$\sigma_{t,Ed,reinf}$	51,401	
k_3	0,800	
k_4	1,000	
k_5	0,750	
Armadura protendida?	Não	
Tensão causada por deformação imposta?	Não	
Limite de tensão (MPa)	344,000	OK

3.3 - Aço estrutural

$\sigma_{uf,Ed,serv}$	1,793	
$\sigma_{lf,Ed,serv}$	115,186	
$\sigma_{uw,Ed,serv}$	6,297	
$\sigma_{lw,Ed,serv}$	110,682	
$\tau_{x,Ed,serv}$	163,255	
σ-$\tau_{uf,Ed,serv}$	282,835	
σ-$\tau_{bf,Ed,serv}$	303,656	
$\gamma_{M,ser}$	1,000	
Limite de tensão normal - uf (MPa)	440,000	OK
Limite de tensão normal - bf (MPa)	460,000	OK
Limite de tensão de cisalhamento (MPa)	254,034	OK
Interação normal e cisalhante - uf (MPa)	440,000	OK
Interação normal e cisalhante - bf (MPa)	460,000	OK

Web breathing

$\sigma_{x,Ed,serv}$	110,682	
$\tau_{x,Ed,serv}$	163,255	
b/t	38,421	
L (m)	20,000	
Enrijecimento da alma	Não enrijecida	
Efeito de web breathing	Efeito de web breathing desconsiderado	
k_σ	2063,783	
k_τ	5,345	
σ_E (Mpa)	128,711	
Verificação	0,261	OK

Verificação final controle de tensões	OK

4- Cisalhamento longitudinal - SLS

4.1 - Conector de cisalhamento - Laje Superior

Combinação de ação	SLS
M_{Ed} (MN.m)	**7,697**
V_{Ed} (MN)	**2,264**
Az/I	0,00095
$V_{L,Ed}$ (N/mm)	2159,128

Modos de falha		
P_{Rd} (N)	109478,221	
$S_{f,stud}$ (mm)	110,000	
nc	4,000	
k_s	0,750	**Valor Recomendado**
$V_{L,Rd}$ (N/mm)	2985,770	OK

4.2 - Conector de cisalhamento - Flange Inferior

Combinação de ação	SLS
M_{Ed} (MN.m)	**7,697**
V_{Ed} (MN)	**2,264**
Az/I	0,000586
$V_{L,Ed}$ (N/mm)	1326,471

Modos de falha		
P_{Rd} (N)	109478,221	
$S_{f,stud}$ (mm)	200,000	
nc	4,000	
k_s	0,750	**Valor Recomendado**
$V_{L,Rd}$ (N/mm)	1642,173	OK

Verificação final cisalhamento longitudinal	OK

ESTADO-LIMITE DE FADIGA

1 - Verificação dos limites de tensão

1.1 - Conector de cisalhamento

1.1.1 - Variação de tensão equivalente constante ($\Delta\tau_E$)

A) Conector - Laje Superior

ϕ	1,236	
$\lambda\phi\Delta\tau$ (N/mm²)	63,759	
$\Delta\tau_C$ (N/mm^2)	90,000	OK
$\Delta\tau_C/\lambda\phi\Delta_\tau$	1,412	

B) Conector - Flange Inferior

ϕ	1,236	
$\lambda\phi\Delta\tau$ (N/mm²)	71,219	
$\Delta\tau_C$ (N/mm^2)	90,000	OK
$\Delta\tau_C/\lambda\phi\Delta_\tau$	1,264	

1.2 - Aço Estrutural

1.2.1 - Tensão na ligação entre alma e mesa inferior

Combinação de ação	FLS
M_{Ed} (MN.m)	**2,874**
V_{Ed} (MN)	**0,992**
$\Delta\sigma$ (MPa)	41,327
$\Delta\tau$ (MPa)	71,516

1.2.2 - Variação de tensão equivalente constante ($\Delta\sigma_E$)

$\lambda\phi\Delta\sigma_{E,lf}$ (N/mm²)	28,925	
$\lambda\phi\Delta\sigma_{E,uf}$ (N/mm²)	1,646	
$\Delta\sigma_{c,uf}$ (N/mm²)	80,000	OK
$\Delta\sigma_{c,lf}$ (N/mm²)	160,000	OK
$\Delta\sigma_{c,uf}/\lambda\phi\Delta\sigma_{E,uf}$	48,615	
$\Delta\sigma_{c,lf}/\lambda\phi\Delta\sigma_{E,lf}$	5,532	

1.3 - Armadura de reforço

1.3.1 - Tensão na camada superior da armadura

Combinação de ação	FLS
M_{Ed} (MN.m)	2,874
V_{Ed} (MN)	0,992
Δσ (MPa)	19,192

1.3.2 - Variação de tensão equivalente constante ($\Delta\sigma_E$)

$\lambda\phi\Delta\sigma_E$ (N/mm²)	14,539	
k_{N*}	0,926	
$\Delta\sigma_c$ (N/mm²)	163,000	OK
$\Delta\sigma_c/\lambda\phi\Delta_{\sigma E}$	10,380	

Verificação final fadiga	OK