



Publicação IPR – 751

**ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES
SEMIPERMANENTES**

VOLUME 2 – MEMÓRIA DE CÁLCULO

1ª Edição

BRASÍLIA

2022

MINISTÉRIO DA INFRAESTRUTURA

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES

DIRETORIA-GERAL

DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA

INSTITUTO DE PESQUISAS EM TRANSPORTES

MINISTRO DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA

Tarcísio Gomes de Freitas

DIRETOR-GERAL – DNIT

Antônio Leite dos Santos Filho

DIRETOR DE PLANEJAMENTO E PESQUISA

Luiz Guilherme Rodrigues de Mello

COORDENADOR-GERAL DO IPR

Rogério Calazans Verly

**ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES
SEMIPERMANENTES**

VOLUME 2 – MEMÓRIA DE CÁLCULO

PRIMEIRA EDIÇÃO – Brasília, 2022

EQUIPE TÉCNICA:

Eng.º Allan Magalhães Machado – DNIT/DIR/CGMRR

Eng.º Alexandre Gil Batista Medeiros – DNIT/DIR/CGMRR/COMEC

Eng.º Wellington Vital da Silva – Consórcio PROARTE

Eng.º Vicente Geraldo de Oliveira Junior – Consórcio PROARTE

Eng.º Miqueias Rodrigues de Sousa – Consórcio PROARTE

Téc.º Rafael Silva Magalhães – Consórcio PROARTE

COLABORADOR TÉCNICO:

Eng.º Gabriel Aranibar Salazar – Consórcio STE-SIMEMP

COMISSÃO DE SUPERVISÃO:

Eng.ª Simoneli Fernandes Mendonça – DNIT/DPP/IPR

Eng.º Rogério Calazans Verly – DNIT/DPP/IPR

Eng.º Galileu Silva Santos – IPR/DPP/DNIT

Brasil. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria-Geral. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Instituto de Pesquisas em Transportes.

Álbum de Projetos-Tipo de Pontes Semipermanentes – 1º Edição – Brasília – DF – 2022.

2v. (Publicação IPR – 751)

v.1: Desenhos. v.2: Memória de Cálculo

1. Rodovias – Pontes – Projetos. I. Série. II. Título.

Reprodução permitida desde que citado o DNIT como fonte.

Impresso no Brasil / Printed in Brazil

MINISTÉRIO DA INFRAESTRUTURA
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA-GERAL
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS EM TRANSPORTES

Publicação IPR – 751

**ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES
SEMIPERMANENTES**

VOLUME 2 – MEMÓRIA DE CÁLCULO

1ª Edição
Brasília
2022

MINISTÉRIO DA INFRAESTRUTURA – MINFRA
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT
DIRETORIA-GERAL – DG
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA – DPP
INSTITUTO DE PESQUISAS EM TRANSPORTES – IPR

Setor de Autarquias Norte
Quadra 03 Lote A, Ed. Núcleo dos Transportes
CEP 70040-902 – Brasília – DF
Telefone: (61) 3315-4831
E-mail: ipr@dnit.gov.br

TÍTULO: ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES
– Volume 1: Desenhos
– Volume 2: Memória de Cálculo

Primeira Edição: 2022

Elaboração: Consórcio PROARTE, CGMRR e IPR

Contrato: DNIT / Consórcio PROARTE – 00951/2017-00

Aprovado pela Diretoria Colegiada do DNIT em 24/01/2022 (Relato nº. 03/2022)
Processo SEI nº 50600.000359/2021-29

APRESENTAÇÃO

O Instituto de Pesquisas em Transportes – IPR, do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT oferece à comunidade rodoviária brasileira o **ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES** – 1ª edição, publicação IPR – 751, de janeiro de 2022.

O Volume 1 da 1ª edição é composto dos seguintes capítulos:

- a) Capítulo 1 – Introdução.
- b) Capítulo 2 – Concepção do Álbum.
- c) Capítulo 3 – Módulos em Estrutura Mista de Concreto (PMC).
- d) Capítulo 4 – Módulos em Estrutura de Concreto Protendido (PCP).
- e) Capítulo 5 – Tabuleiro.
- f) Capítulo 6 – Transição entre OAE e Rodovia (Encontros).
- g) Capítulo 7 – Apoios Intermediários.
- h) Referências Bibliográficas.

O Volume 2 da 1ª edição é composto pelos capítulos:

- a) Capítulo 1 – Dimensionamento das Estruturas Mistas de Concreto (PMC).
- b) Capítulo 2 – Dimensionamento das Estruturas de Concreto Protendido (PCP) e do Tabuleiro.
- c) Capítulo 3 – Dimensionamento dos Encontros.
- d) Capítulo 4 – Dimensionamento dos Apoios Intermediários.
- e) Atestados de Responsabilidade Técnica.
- f) Referências Bibliográficas.

Solicita-se, a todos os usuários desta publicação, que colaborem na permanente atualização e aperfeiçoamento dos projetos, enviando críticas, sugestões e comentários no seguinte endereço:

Instituto de Pesquisas em Transportes – IPR, Setor de Autarquias Norte, Quadra 03 Lote A, Edifício Núcleo dos Transportes, Brasília – DF, CEP 70040-902, Telefone: (61) 3315-4831, e-mail: ipr@dnit.gov.br.

Eng.º Rogério Calazans Verly
Coordenador-Geral do IPR

LISTA DE ILUSTRAÇÕES – FIGURAS

Figura 1-1 – Vista das Pontes PMC-10; PMC-15 e PMC-20.....	2
Figura 1-2 – Disposição do Trem-tipo NBR 7188 (2013).	5
Figura 1-3 – Definição da Carga no CSiBRIDGE para PMC-10.	11
Figura 1-4 – Definição da carga no CSiBRIDGE para PCM-15.	13
Figura 1-5 – Definição da Carga no CSiBRIDGE para PCM-20.	16
Figura 1-6 – Modelos das pontes PMC10; PMC-15 e PMC-20.....	17
Figura 1-7 – Cálculo dos Esforços na Ponte PMC-10.....	24
Figura 1-8 – Geometria do perfil soldado da PMC-10.	25
Figura 1-9 – Disposição dos conectores de cisalhamento.	43
Figura 1-10 – Detalhe da Solda com Penetração Total.	47
Figura 1-11 – Esforço do diagrama devido à carga móvel combinada com vento.	51
Figura 1-12 – Modelo da Ponte PMC-15.	53
Figura 1-13 – Cálculo dos esforços na ponte PMC-15	56
Figura 1-14 – Geometria do Perfil Soldado da PMC-15	57
Figura 1-15 – Carga de 2 kN/m ² aplicado no tabuleiro da PMC-15.....	66
Figura 1-16 – Disposição dos Conectores de Cisalhamento.	75
Figura 1-17 – Detalhe da Solda com Penetração Total.	79
Figura 1-18 – Esforço do Diagrama devido à Carga Móvel Combinada com Vento.	83
Figura 1-19 – Modelo da Ponte PMC-20.	85
Figura 1-20 – Cálculo dos esforços na ponte PMC-20	88
Figura 1-21 – Geometria do Perfil Soldado da PMC-20	89
Figura 1-22 – Carga de 2 kN/m ² aplicado no tabuleiro da PMC-20.....	98
Figura 1-23 – Disposição dos Conectores de Cisalhamento.	107
Figura 1-24 – Detalhe da solda com penetração total	112
Figura 1-25 – Detalhe da Viga Transversina de Extremidade para Macaquear.....	117
Figura 1-26 – Detalhe da Viga de Apoio com Chapas de Travamento Vertical.	118
Figura 1-27 – Modelagem das Vigas com e sem Enrijecedores.	119
Figura 1-28 – Deformação da Chapa do Banzo Inferior Devido à Carga De Reação.	120
Figura 1-29 – Perfil da viga de transição com as chapas de reforço.....	121
Figura 1-30 – Modelo Numérico para Simulação da Elevação da Superestrutura.	122
Figura 2-1 – Esquema Construtivo das Obras.....	130
Figura 2-2 – Detalhes de Projeto das OAEs.....	131
Figura 2-3 – Modelos Numéricos dos Módulos PCP-10, PCP-15 e PCP-20.....	136
Figura 2-4 – PCP-10 – Seções de Cálculo.	148
Figura 2-5 – Linha Neutra na Seção Transversal no ELU.	152
Figura 2-6 – Perfil de tensões no meio do vão para o ato da protensão.	157
Figura 2-7 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação quase permanente. .	158
Figura 2-8 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação frequente.	159
Figura 2-9 – PCP-10 - Parâmetros de Cálculo da Zona de Regularização.....	160
Figura 2-10 – PCP-10 – Seção simplificada para o cálculo da estabilidade lateral.	168
Figura 2-11 – PCP-15 – Seções de Cálculo.	174
Figura 2-12 – Linha Neutra na Seção Transversal no ELU.	179
Figura 2-13 – Perfil de tensões no meio do vão para o ato da protensão.	185
Figura 2-14 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação quase permanente.	186
Figura 2-15 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação frequente.	187
Figura 2-16 – PCP-15 - Parâmetros de Cálculo da Zona de Regularização.....	188
Figura 2-17 – PCP-15 – Seção simplificada para o cálculo da estabilidade lateral.	197
Figura 2-18 – PCP-20 – Seções de Cálculo.	203
Figura 2-19 – Linha Neutra na Seção Transversal no ELU.	210
Figura 2-20 – Perfil de tensões no meio do vão para o ato da protensão.	215

Figura 2-21 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação quase permanente	216
Figura 2-22 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação frequente.	217
Figura 2-23 – PCP-20 - Parâmetros de Cálculo da Zona de Regularização.	218
Figura 2-24 – PCP-20 – Seção simplificada para o cálculo da estabilidade lateral.	227
Figura 2-25 – Cargas móveis Devido ao Trem-tipo.	233
Figura 2-26 – Modelo Numérico para Simulação da Elevação da Superestrutura.	234
Figura 2-27 – Modelo numérico do tabuleiro.	245
Figura 2-28 – Tensão máxima de tração nas barras.	251
Figura 2-29 – Variação de Tensão Máxima – Armadura Negativa.	252
Figura 2-30 – Variação de Tensão Máxima – Armadura Positiva.	252
Figura 3-1 – Estrutura dos Encontros.	254
Figura 3-2 – Modelo Numérico dos Encontros.	258
Figura 3-3 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa – E20.	290
Figura 3-4 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa – E20.	296
Figura 3-5 – Verificação da Travessa ao ELS – E20.	297
Figura 3-6 – Envoltória de Esforços Últimos dos Muros Ala – E20.	299
Figura 3-7 – Envoltória de Esforços de Serviço dos Muros Ala– E20.	303
Figura 3-8 – Verificação dos Muros Ala ao ELS – E20.	304
Figura 3-9 – Envoltória de Esforços Últimos da Cortina – E20.	306
Figura 3-10 – Envoltória de Esforços de Serviço da Cortina – E20.	309
Figura 3-11 – Verificação da Cortina ao ELS – E20.	311
Figura 3-12 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa – E15.	312
Figura 3-13 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa – E15.	318
Figura 3-14 – Verificação da Travessa ao ELS – E15.	319
Figura 3-15 – Envoltória de Esforços Últimos dos Muros Ala – E15.	321
Figura 3-16 – Envoltória de Esforços de Serviço dos Muros Ala– E15.	324
Figura 3-17 – Verificação dos Muros Ala ao ELS – E15.	326
Figura 3-18 – Envoltória de Esforços Últimos da Cortina – E15.	328
Figura 3-19 – Envoltória de Esforços de Serviço da Cortina – E15.	331
Figura 3-20 – Verificação da Cortina ao ELS – E15.	333
Figura 3-21 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa – E10.	334
Figura 3-22 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa – E10.	340
Figura 3-23 – Verificação da Travessa ao ELS – E10.	341
Figura 3-24 – Envoltória de Esforços Últimos dos Muros Ala – E10.	343
Figura 3-25 – Envoltória de Esforços de Serviço dos Muros Ala– E10.	346
Figura 3-26 – Verificação dos Muros Ala ao ELS – E10.	348
Figura 3-27 – Envoltória de Esforços Últimos da Cortina – E10.	350
Figura 3-28 – Envoltória de Esforços de Serviço da Cortina – E10.	353
Figura 3-29 – Verificação da Cortina ao ELS – E10.	355
Figura 3-30 – Pontos P1 e P2 de Apoio dos Encontros.	359
Figura 4-1 – Pilares dos Apoios Intermediários.	367
Figura 4-2 – Modelo Numérico Típico para os Apoios Intermediários.	370
Figura 4-3 – G20+15, G20 e G15.	378
Figura 4-4 – Q20 e Q15.	379
Figura 4-5 – Coeficiente de Repartição de Cargas Longitudinais.	380
Figura 4-6 – Cargas de Frenagem.	381
Figura 4-7 – Cargas do Macaco para Elevação da Superestrutura.	383
Figura 4-8 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa Tipo 1.	399
Figura 4-9 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa Tipo 1.	402
Figura 4-10 – Verificação da Travessa Tipo 1 ao ELS.	403
Figura 4-11 – Esquema de Cálculo da Viga Travessa Tipo 2.	404
Figura 4-12 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa Tipo 2.	405
Figura 4-13 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa Tipo 2.	408

Figura 4-14 – Verificação da Travessa Tipo 2 ao ELS.....	409
Figura 4-15 – Esquema de Cálculo da Viga Travessa Tipo 3.	410
Figura 4-16 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa Tipo 3.	411
Figura 4-17 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa Tipo 3.....	414
Figura 4-18 – Verificação da Travessa Tipo 3 ao ELS.....	414
Figura 4-19 – Modelo de Verificação da Seção de Engaste	415
Figura 4-20 – Pontos P1 e P2 de Apoio dos Encontros.....	417

LISTA DE TABELAS

Tabela 1-1 – Características Mecânicas dos Materiais da Estrutura Metálica.	3
Tabela 1-2 – Combinação no Estado Limite Último - ELU.....	18
Tabela 1-3 – Combinação para o Estado Limite de Serviço - ELS	19
Tabela 1-4 – Limite do deslocamento máximo na OAE	19
Tabela 1-5 – Verificação dos esforços resistentes na Fadiga.....	19
Tabela 1-6 – Combinações das ações no ELU	25
Tabela 1-7 – Combinações dos esforços para situação de construção.	34
Tabela 1-8 – Combinações das Ações no ELU.	56
Tabela 1-9 – Combinações dos esforços para situação de construção.	66
Tabela 1-10 – Combinações das Ações no ELU.	88
Tabela 1-11 – Combinações dos esforços para situação de construção.	98
Tabela 1-12 – Capacidade mínima dos macacos hidráulicos.	122
Tabela 2-1 – Módulos em concreto armado/protendido.....	126
Tabela 2-2 – Critérios para a protensão.	138
Tabela 2-3 – Propriedades dos Materiais.	139
Tabela 2-4 – Coeficientes de Ponderação das Resistências.	139
Tabela 2-5 – Propriedades das Seções Transversais	140
Tabela 2-6 – Combinações de Carregamento.	143
Tabela 2-7 – Coeficientes de Ponderação e Redução.....	143
Tabela 2-8 – Carregamento Permanentes Verticais.	144
Tabela 2-9 – Carga Móvel – NBR 6118:2013.....	146
Tabela 2-10 – Determinação do Trem-Tipo Longitudinal.	147
Tabela 2-11 – PCP-10 – Momento Fletor.	148
Tabela 2-12 – PCP-10 – Esforço Cortante.	149
Tabela 2-13 – PCA-10 – Momento Torçor.....	149
Tabela 2-14 – PCP-10 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal de Flexão.	150
Tabela 2-15 – PCP-10 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal no ELU-ATO.....	151
Tabela 2-16 – PCP-10 – Dimensionamento da Armadura de Torção.	151
Tabela 2-17 – PCP-10 – Dimensionamento da Armadura Transversal.	152
Tabela 2-18 – PCP-10 – Dimensionamento da Armadura de Interface.	153
Tabela 2-19 – Etapas de Cálculo das Tensões e Respectivas Inércias.....	155
Tabela 2-20 – PCP-10 – Perdas de Protensão.....	156
Tabela 2-21 – PCP-10 Ato da Protensão ($-18,9 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,24 \text{ MPa}$).	157
Tabela 2-22 – PCP-10 Estado-Limite de Descompressão ($\sigma_c \leq 0$).....	158
Tabela 2-23 – PCP-10 Estado-Limite de Formação de Fissura ($\sigma_c \leq 2,7 \text{ MPa}$).	159
Tabela 2-24 – PCP-10 – Dimensionamento da Zona de Regularização de Tensões.	161
Tabela 2-25 – PCP-10 – Verificação da Flecha. Deslocamento máximo.	163
Tabela 2-26 – PCP-10 – Verificação da Fadiga para Flexão.	164
Tabela 2-27 – PCP-10 – Verificação da Fadiga para o Cisalhamento.	165
Tabela 2-28 – PCA-10 – Verificação da Estabilidade Lateral.	169
Tabela 2-29 – PCP-10 – Verificação do Aparelho de Apoio.	171
Tabela 2-30 – PCP-15 – Momento Fletor.	174
Tabela 2-31 – PCP-15 – Esforço Cortante.	175
Tabela 2-32 – PCP-15 – Momento Torçor.....	175
Tabela 2-33 – PCA-15 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal.	176
Tabela 2-34 – PCP-15 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal no ELU-ATO.....	177
Tabela 2-35 – PCP-15 – Dimensionamento da Armadura Transversal – Torção.....	178
Tabela 2-36 – PCP-15 – Dimensionamento da Armadura Transversal - Cortante.....	179
Tabela 2-37 – PCP-15 – Dimensionamento da Armadura de Interface.	180

Tabela 2-38 – Etapas de Cálculo das Tensões e Respectivas Inércias.....	182
Tabela 2-39 – PCP-15 – Perdas de Protensão.....	184
Tabela 2-40 – PCP-15 Ato da Protensão ($-18,9 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,24 \text{ MPa}$).	185
Tabela 2-41 – PCP-15 Estado-Limite de Descompressão ($\sigma_c \leq 0$).	186
Tabela 2-42 – PCP-15 Estado-Limite de Formação de Fissura ($\sigma_c \leq 2,7 \text{ MPa}$).	187
Tabela 2-43 – PCP-15 – Dimensionamento da Zona de Regularização de Tensões.	189
Tabela 2-44 – PCP-15 – Verificação da Flecha. Deslocamento máximo.	191
Tabela 2-45 – PCP-15 – Verificação da Fadiga para Flexão.	192
Tabela 2-46 – PCP-15 – Verificação da Fadiga para o Cisalhamento.	194
Tabela 2-47 – PCP-15 – Verificação da Estabilidade Lateral.	197
Tabela 2-48 – PCA-15 – Verificação do Aparelho de Apoio.	200
Tabela 2-49 – PCP-20 – Momento Fletor.	204
Tabela 2-50 – PCP-20 – Esforço Cortante.	204
Tabela 2-51 – PCP-20 – Momento Torção.	205
Tabela 2-52 – PCP-20 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal.	206
Tabela 2-53 – PCP-20 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal no ELU-ATO.....	207
Tabela 2-54 – PCP-20 – Dimensionamento da Armadura Transversal – Torção.....	208
Tabela 2-55 – PCP-20 – Dimensionamento da Armadura Transversal - Cortante.....	209
Tabela 2-56 – PCP-20 – Dimensionamento da Armadura de Interface.	210
Tabela 2-57 – Etapas de Cálculo das Tensões e Respectivas Inércias.....	212
Tabela 2-58 – PCP-20 – Perdas de Protensão.....	214
Tabela 2-59 – PCP-20 Ato da Protensão ($-18,9 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,24 \text{ MPa}$).	215
Tabela 2-60 – PCP-20 Estado-Limite de Descompressão ($\sigma_c \leq 0$).	216
Tabela 2-61 – PCP-20 Estado-Limite de Formação de Fissura ($\sigma_c \leq 2,7 \text{ MPa}$).	217
Tabela 2-62 – PCP-20 – Dimensionamento da Zona de Regularização de Tensões.	219
Tabela 2-63 – PCP-20 – Verificação da Flecha.	221
Tabela 2-64 – PCP-20 – Verificação da Fadiga para Flexão.	222
Tabela 2-65 – PCP-20 – Verificação da Fadiga para o Cisalhamento.	224
Tabela 2-66 – PCP-20 – Verificação da Estabilidade Lateral.	228
Tabela 2-67 – PCP-20 – Verificação do Aparelho de Apoio.	230
Tabela 2-68 – Capacidade mínima dos macacos hidráulicos.	235
Tabela 2-69 – PCP-10 - Esforços Característicos da Transversina.	236
Tabela 2-70 – PCP-10 - Dimensionamento da Transversina.....	237
Tabela 2-71 – PCP-15 - Esforços Característicos da Transversina.	239
Tabela 2-72 – PCP-15 - Dimensionamento da Transversina.....	240
Tabela 2-73 – PCP-20 - Esforços Característicos da Transversina.	242
Tabela 2-74 – PCP-20 - Dimensionamento da Transversina.....	243
Tabela 2-75 – Carregamentos da laje do tabuleiro.	246
Tabela 2-76 – Esforços Solicitantes da Laje do Tabuleiro.	247
Tabela 2-77 – Dimensionamento ao ELU – Laje do Tabuleiro.....	248
Tabela 2-78 – Verificação da Armadura da Barreira New Jersey.	253
Tabela 3-1 – Encontros - Propriedades dos Materiais.	256
Tabela 3-2 – Coeficientes de Ponderação das Resistências.	256
Tabela 3-3 – Carregamento permanente devido à barreira New Jersey.....	259
Tabela 3-4 – Carregamento devido ao vento.	262
Tabela 3-5 – Carregamento devido à frenagem/aceleração.	266
Tabela 3-6 – Carregamento devido à variação de temperatura.	270
Tabela 3-7 – Reação permanente das longarinas.	274
Tabela 3-8 – Reação móvel das longarinas.	276
Tabela 3-9 – Empuxo de Solo.	278
Tabela 3-10 – Reações da laje de transição.	282
Tabela 3-11 – Reações dos macacos para elevação da superestrutura.	284
Tabela 3-12 – Impacto na Barreira Rígida.....	286

Tabela 3-13 – Combinações Últimas Normais para os Encontros.....	288
Tabela 3-14 – Combinações Últimas de Construção.....	288
Tabela 3-15 – Combinações Últimas Excepcionais.....	288
Tabela 3-16 – Combinações Frequentes para os Encontros.....	289
Tabela 3-17 – Armadura Longitudinal da Travessa – E20.....	291
Tabela 3-18 – Armadura Transversal da Travessa – E20.....	293
Tabela 3-19 – Armadura de Fendilhamento – E20.....	295
Tabela 3-20 – Armadura Longitudinal dos Muros Ala – E20.....	300
Tabela 3-21 – Verificação ao Cortante dos Muros Ala – E20.....	301
Tabela 3-22 – Armadura Longitudinal da Cortina – E20.....	307
Tabela 3-23 – Verificação ao Cortante da Cortina – E20.....	308
Tabela 3-24 – Armadura Longitudinal da Travessa – E15.....	313
Tabela 3-25 – Armadura Transversal da Travessa – E15.....	315
Tabela 3-26 – Armadura de Fendilhamento – E15.....	317
Tabela 3-27 – Armadura Longitudinal dos Muros Ala – E15.....	322
Tabela 3-28 – Verificação ao Cortante dos Muros Ala – E15.....	323
Tabela 3-29 – Armadura Longitudinal da Cortina – E15.....	329
Tabela 3-30 – Verificação ao Cortante da Cortina – E15.....	330
Tabela 3-31 – Armadura Longitudinal da Travessa – E10.....	335
Tabela 3-32 – Armadura Transversal da Travessa – E10.....	337
Tabela 3-33 – Armadura de Fendilhamento – E10.....	339
Tabela 3-34 – Armadura Longitudinal dos Muros Ala – E10.....	344
Tabela 3-35 – Verificação ao Cortante dos Muros Ala – E10.....	345
Tabela 3-36 – Armadura Longitudinal da Cortina – E10.....	351
Tabela 3-37 – Verificação ao Cortante da Cortina – E10.....	352
Tabela 3-38 – Dimensionamento da Laje de Transição.....	356
Tabela 3-39 – Dimensionamento do Console.....	358
Tabela 3-40 – Legenda dos Casos de Carregamento.....	360
Tabela 3-41 – Reações de Apoio do Encontro E10.....	361
Tabela 3-42 – Reações de Apoio do Encontro E15.....	362
Tabela 3-43 – Reações de Apoio do Encontro E20.....	363
Tabela 4-1 – Codificação para Identificação dos Apoios Intermediários.....	364
Tabela 4-2 – Tipos de Travessa dos Apoios Intermediários.....	365
Tabela 4-3 – Apoios Intermediários - Propriedades dos Materiais.....	369
Tabela 4-4 – Coeficientes de Ponderação das Resistências.....	369
Tabela 4-5 – Modelos Numéricos dos Apoios Intermediários.....	371
Tabela 4-6 – Grupos de Dimensionamento.....	376
Tabela 4-7 – Carregamento Devido ao Vento.....	381
Tabela 4-8 – Carregamento devido ao Escoamento da Água.....	384
Tabela 4-9 – Combinações Últimas Normais.....	385
Tabela 4-10 – Combinações Últimas de Construção.....	387
Tabela 4-11 – Combinações de Serviço Normais.....	388
Tabela 4-12 – Combinações de Serviço de Construção.....	388
Tabela 4-13 – Parâmetros de Dimensionamento dos Pilares 600 e 800.....	389
Tabela 4-14 – Armadura Longitudinal dos Pilares 800 e 600.....	391
Tabela 4-15 – Armadura Transversal dos Pilares 600 e 800.....	393
Tabela 4-16 – Parâmetros de Dimensionamento dos Pilares 200 e 400.....	395
Tabela 4-17 – Armadura Longitudinal dos Pilares 200 e 400.....	396
Tabela 4-18 – Armadura Transversal dos Pilares 200 e 400.....	398
Tabela 4-19 – Armadura Longitudinal da Travessa Tipo 1.....	400
Tabela 4-20 – Armadura Transversal da Travessa Tipo 1.....	401
Tabela 4-21 – Armadura Longitudinal da Travessa Tipo 2.....	405
Tabela 4-22 – Armadura Transversal da Travessa Tipo 2.....	406

Tabela 4-23 – Armadura Longitudinal da Travessa Tipo 3.	411
Tabela 4-24 – Armadura Transversal da Travessa Tipo 3.	412
Tabela 4-25 – Dimensionamento da Seção de Engaste como Console.	416
Tabela 4-26 – Legenda dos Casos de Carregamento.	418
Tabela 4-27 – Reações de Apoio – AI-1-800-20-20.	420
Tabela 4-28 – Reações de Apoio – AI-1-800-15-15.	421
Tabela 4-29– Reações de Apoio – AI-1-800-10-10.	422
Tabela 4-30– Reações de Apoio – AI-1-600-20-20.	423
Tabela 4-31– Reações de Apoio – AI-1-600-15-15.	424
Tabela 4-32– Reações de Apoio – AI-1-600-10-10.	425
Tabela 4-33– Reações de Apoio – AI-1-400-20-20.	426
Tabela 4-34– Reações de Apoio – AI-1-400-15-15.	427
Tabela 4-35– Reações de Apoio – AI-1-400-10-10.	428
Tabela 4-36– Reações de Apoio – AI-1-200-20-20.	429
Tabela 4-37– Reações de Apoio – AI-1-200-15-15.	430
Tabela 4-38– Reações de Apoio – AI-1-200-10-10.	431
Tabela 4-39– Reações de Apoio – AI-2-800-15-20.	432
Tabela 4-40– Reações de Apoio – AI-2-800-10-15.	433
Tabela 4-41– Reações de Apoio – AI-2-600-15-20.	434
Tabela 4-42– Reações de Apoio – AI-2-600-10-15.	435
Tabela 4-43– Reações de Apoio – AI-2-400-15-20.	436
Tabela 4-44– Reações de Apoio – AI-2-400-10-15.	437
Tabela 4-45– Reações de Apoio – AI-2-200-15-20.	438
Tabela 4-46– Reações de Apoio – AI-2-200-10-15.	439
Tabela 4-47– Reações de Apoio – AI-3-800-10-20.	440
Tabela 4-48– Reações de Apoio – AI-3-600-10-20.	441
Tabela 4-49– Reações de Apoio – AI-3-400-10-20.	442
Tabela 4-50– Reações de Apoio – AI-3-200-10-20.	443

SUMÁRIO – VOLUME 02

1	DIMENSIONAMENTO DAS PONTES MISTAS DE CONCRETO.....	1
1.1	SUPERESTRUTURA	1
1.2	MATERIAS UTILIZADOS.....	3
1.2	EFEITO DINÂMICO DA PASSAGEM DOS VEÍCULOS NA OAE	4
1.3	MODELO NUMÉRICO	8
1.3.1	DEFINIÇÃO DO TREM-TIPO PARA PMC-10	8
1.3.2	DEFINIÇÃO DO TREM-TIPO PARA PMC-15	11
1.3.3	DEFINIÇÃO DO TREM-TIPO PARA PMC-20	14
1.4	DEFINIÇÃO DA COMBINAÇÃO USADA NO PROJETO	18
1.5	DIMENSIONAMENTO DA PMC-10.....	20
1.5.1	CÁLCULO DA GEOMETRIA DO PERFIL SOLDADO PS700.....	25
1.5.2	DIMENSÕES DA SEÇÃO MISTA DA PMC-10	28
1.5.3	PROPRIEDADE DA SEÇÃO MISTA EM AÇO/CONCRETO	29
1.5.4	TENSÕES RESISTENTES DA SEÇÃO	31
1.5.5	VERIFICAÇÃO DAS INSTABILIDADES DOS PERFIS	33
1.5.6	DESLOCAMENTO MÁXIMO.....	39
1.5.7	DEFLEXÃO MÁXIMA DEVIDO À CP (QUASE PERMANENTE)	40
1.5.8	CÁLCULO DO STUD BOLT - CONECTORES DE CISALHAMENTO	42
1.5.9	CÁLCULO DO ENRIJECADOR NO APOIO DOS PERFIS PMC-10	43
1.5.10	CÁLCULO DO ENRIJECADOR TRANSVERSAL.....	44
1.5.11	CÁLCULO DO ENRIJECADOR LONGITUDINAL.....	46
1.5.12	CÁLCULO DA SOLDA.....	46
1.5.13	VERIFICAÇÃO DA FADIGA NA SOLDA.....	50
1.5.14	DIMENSIONAMENTO DO DIAFRAGMA	51
1.6	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA MISTA DA PMC-15	53
1.6.1	CÁLCULO DA GEOMETRIA DO PERFIL SOLDADO PS1000.....	57
1.6.2	DIMENSÕES DA SEÇÃO MISTA DA PMC-15	59
1.6.3	PROPRIEDADE DA SEÇÃO MISTA EM AÇO/CONCRETO	60
1.6.4	TENSÕES RESISTENTES DA SEÇÃO	62
1.6.5	VERIFICAÇÃO DAS INSTABILIDADES DOS PERFIS PS1000	64
1.6.6	DESLOCAMENTO MÁXIMO.....	72
1.6.7	DEFLEXÃO MÁXIMA DEVIDO À CP (QUASE PERMANENTE)	72
1.6.8	CÁLCULO DO STUD BOLT - CONECTORES DE CISALHAMENTO	74
1.6.9	CÁLCULO DO ENRIJECADOR NO APOIO DOS PERFIS PMC-15	76
1.6.10	CÁLCULO DO ENRIJECADOR TRANSVERSAL.....	77


1.6.11	CÁLCULO DO ENRIJECEDOR LONGITUDINAL.....	79
1.6.12	CÁLCULO DA SOLDA.....	79
1.6.13	VERIFICAÇÃO DA FADIGA NA SOLDA.....	82
1.6.14	DIMENSIONAMENTO DO DIAFRAGMA.....	83
1.7	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA MISTA DA PMC-20.....	85
1.7.1	CÁLCULO DA GEOMETRIA DO PERFIL SOLDADO PS1300.....	89
1.7.2	DIMENSÕES DA SEÇÃO MISTA DA PMC-20.....	91
1.7.3	PROPRIEDADE DA SEÇÃO MISTA EM AÇO/CONCRETO.....	92
1.7.4	TENSÕES RESISTENTES DA SEÇÃO.....	94
1.7.5	VERIFICAÇÃO DAS INSTABILIDADES DOS PERFIS PS1300.....	97
1.7.6	DESLOCAMENTO MÁXIMO.....	103
1.7.7	DEFLEXÃO MÁXIMA DEVIDO À CP (QUASE PERMANENTE).....	103
1.7.8	CÁLCULO DO STUD BOLT - CONECTORES DE CISALHAMENTO.....	105
1.7.9	CÁLCULO DO ENRIJECEDOR NO APOIO DOS PERFIS PMC-20.....	108
1.7.10	CÁLCULO DO ENRIJECEDOR TRANSVERSAL.....	109
1.7.11	CÁLCULO DO ENRIJECEDOR LONGITUDINAL.....	112
1.7.12	CÁLCULO DA SOLDA.....	112
1.7.13	VERIFICAÇÃO DA FADIGA NA SOLDA.....	115
1.7.14	DIMENSIONAMENTO DO DIAFRAGMA.....	116
1.8	CÁLCULO DO REFORÇO DAS VIGAS TRANSVERSINAS DOS APOIOS.....	117
1.8.1	LIGAÇÃO DAS TRANSVERSINAS E MANUTENÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO.....	121
2	DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO E DO TABULEIRO.....	126
2.1	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E CRITÉRIOS DE CÁLCULO.....	129
2.1.1	MODELO ESTRUTURAL.....	132
2.1.2	MODELO NUMÉRICO.....	133
2.1.3	ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO.....	137
2.1.4	ESTRUTURAS EM CONCRETO PROTENDIDO.....	138
2.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.....	139
2.3	PROPRIEDADES DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS.....	140
2.4	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS.....	143
2.4.1	DETERMINAÇÃO DO TREM-TIPO LONGITUDINAL.....	144
2.5	MÓDULO PCP-10 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DAS LONGARINAS.....	148
2.5.1	ESFORÇOS SOLICITANTES.....	148
2.5.2	ELU - ARMADURA LONGITUDINAL.....	150
2.5.3	ELU ARMADURA TRANSVERSAL.....	151

2.5.4	PROTENSÃO	155
2.5.5	PERDAS DE PROTENSÃO	156
2.5.6	ESTADO-LIMITE ÚLTIMO NO ATO DA PROTENSÃO	157
2.5.7	ESTADO-LIMITE DE DESCOMPRESSÃO (ELS-D)	158
2.5.8	ESTADO-LIMITE DE FORMAÇÃO DE FISSURA (ELS-F)	159
2.5.9	VERIFICAÇÃO DA INTRODUÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO	160
2.5.10	ELS – DEF (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS).....	163
2.5.11	ELU – FADIGA DA ARMADURA DE FLEXÃO.....	164
2.5.12	ELU – FADIGA DA ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	165
2.5.13	ESTABILIDADE LATERAL DA VIGA PRÉ-MOLDADA.....	168
2.5.14	VERIFICAÇÃO DO APARELHO DE APOIO.....	171
2.6	MÓDULO PCP-15 - DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS.....	174
2.6.1	ESFORÇOS SOLICITANTES.....	174
2.6.2	ELU – ARMADURA LONGITUDINAL.....	176
2.6.3	ELU – ARMADURA TRANSVERSAL	178
2.6.4	PROTENSÃO.....	182
2.6.5	PERDAS DE PROTENSÃO	184
2.6.6	ESTADO-LIMITE ÚLTIMO NO ATO DA PROTENSÃO	185
2.6.7	ESTADO-LIMITE DE DESCOMPRESSÃO (ELS-D)	186
2.6.8	ESTADO-LIMITE DE FORMAÇÃO DE FISSURA (ELS-F)	187
2.6.9	VERIFICAÇÃO DA INTRODUÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO	188
2.6.10	ELS – DEF (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS).....	191
2.6.11	ELU – FADIGA DA ARMADURA DE FLEXÃO.....	192
2.6.12	ELU – FADIGA DA ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	194
2.6.13	ESTABILIDADE LATERAL DA VIGA PRÉ-MOLDADA.....	197
2.6.14	VERIFICAÇÃO DO APARELHO DE APOIO.....	200
2.7	MÓDULO PCP-20 - DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS.....	203
2.7.1	ESFORÇOS SOLICITANTES.....	203
2.7.2	ELU - ARMADURA LONGITUDINAL.....	206
2.7.3	ELU ARMADURA TRANSVERSAL	208
2.7.4	PROTENSÃO.....	212
2.7.5	PERDAS DE PROTENSÃO	214
2.7.6	ESTADO-LIMITE ÚLTIMO NO ATO DA PROTENSÃO	215
2.7.7	ESTADO-LIMITE DE DESCOMPRESSÃO (ELS-D)	216
2.7.8	ESTADO-LIMITE DE FORMAÇÃO DE FISSURA (ELS-F)	217
2.7.9	VERIFICAÇÃO DA INTRODUÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO	218
2.7.10	ELS – DEF (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS).....	221

2.7.11	ELU – FADIGA DA ARMADURA DE FLEXÃO.....	222
2.7.12	ELU – FADIGA DA ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	224
2.7.13	ESTABILIDADE LATERAL DA VIGA PRÉ-MOLDADA.....	227
2.7.14	VERIFICAÇÃO DO APARELHO DE APOIO.....	230
2.8	DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS	233
2.8.1	CARREGAMENTOS	233
2.8.2	MANUTENÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO	234
2.8.3	MÓDULO PCP-10	236
2.8.4	MÓDULO PCP-15	239
2.8.5	MÓDULO PCP-20	242
2.9	DIMENSIONAMENTO DA LAJE DO TABULEIRO	245
2.9.1	MODELO DE CÁLCULO.....	245
2.9.2	CARREGAMENTOS	246
2.9.3	DIAGRAMAS DE ESFORÇOS SOLICITANTES	247
2.9.4	DIMENSIONAMENTO AO ELU.....	248
2.9.5	VERIFICAÇÃO DO ELS-W	251
2.9.6	VERIFICAÇÃO DO ELU-FADIGA.....	252
2.9.7	DIMENSIONAMENTO DAS BARREIRAS RÍGIDAS	253
3	DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS.....	254
3.1	CRITÉRIOS DE CÁLCULO	255
3.2	MATERIAIS	256
3.3	MODELO NUMÉRICO	257
3.4	CARREGAMENTOS	259
3.4.1	PESO PRÓPRIO (PP)	259
3.4.2	CARGAS PROVENIENTES DA SUPERESTRUTURA	262
3.4.3	EMPUXO DE TERRA (EG, EQ)	278
3.4.4	REAÇÕES DA LAJE DE TRANSIÇÃO (RG, RQ).....	282
3.4.5	ELEVAÇÃO DA SUPERESTRUTURA (M)	284
3.4.6	IMPACTO NA BARREIRA RÍGIDA (I).....	286
3.5	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTO	288
3.6	DIMENSIONAMENTO DA VIGA TRAVESSA – E20.....	290
3.6.1	DIMENSIONAMENTO NO ELU.....	290
3.6.2	VERIFICAÇÃO AO ELS.....	296
3.7	DIMENSIONAMENTO DOS MUROS ALA – E20.....	298
3.7.1	DIMENSIONAMENTO NO ELU.....	298
3.7.2	VERIFICAÇÃO AO ELS.....	302
3.8	DIMENSIONAMENTO DA CORTINA – E20.....	305

3.8.1	DIMENSIONAMENTO NO ELU.....	305
3.8.2	VERIFICAÇÃO AO ELS.....	309
3.9	DIMENSIONAMENTO DA VIGA TRAVESSA – E15.....	312
3.9.1	DIMENSIONAMENTO NO ELU.....	312
3.9.2	VERIFICAÇÃO AO ELS.....	318
3.10	DIMENSIONAMENTO DOS MUROS ALA – E15.....	320
3.10.1	DIMENSIONAMENTO NO ELU.....	320
3.10.2	VERIFICAÇÃO AO ELS.....	324
3.11	DIMENSIONAMENTO DA CORTINA – E15.....	327
3.11.1	DIMENSIONAMENTO NO ELU.....	327
3.11.2	VERIFICAÇÃO AO ELS.....	331
3.12	DIMENSIONAMENTO DA VIGA TRAVESSA – E10.....	334
3.12.1	DIMENSIONAMENTO NO ELU.....	334
3.12.2	VERIFICAÇÃO AO ELS.....	340
3.13	DIMENSIONAMENTO DOS MUROS ALA – E10.....	342
3.13.1	DIMENSIONAMENTO NO ELU.....	342
3.13.2	VERIFICAÇÃO AO ELS.....	346
3.14	DIMENSIONAMENTO DA CORTINA – E10.....	349
3.14.1	DIMENSIONAMENTO NO ELU.....	349
3.14.2	VERIFICAÇÃO AO ELS.....	353
3.15	DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE TRANSIÇÃO E CONSOLE DE APOIO ...	356
3.16	REAÇÕES DE APOIO	359
4	DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS INTERMEDIÁRIOS	364
4.1	CRITÉRIOS DE CÁLCULO	368
4.1.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS	368
4.2	MATERIAIS	369
4.3	MODELO NUMÉRICO	370
4.4	CARREGAMENTOS	377
4.4.1	PESO PRÓPRIO (PP)	377
4.4.2	REAÇÕES DE APOIO DA SUPERESTRUTURA	377
4.4.3	OPERAÇÃO DE TROCA DE APARELHOS DE APOIO (M).....	383
4.4.4	PRESSÃO HIDRODINÂMICA	384
4.5	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTO	385
4.6	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	389
4.6.1	PILARES 600 E 800	389
4.6.2	PILARES 200 E 400	395
4.7	DIMENSIONAMENTO DAS TRAVESSAS	399

4.7.1	TRAVESSA TIPO 1	399
4.7.2	TRAVESSA TIPO 2.....	404
4.7.3	TRAVESSA TIPO 3.....	410
4.7.4	VERIFICAÇÃO DA SEÇÃO DE ENGASTE COM O PILAR E DENTE.....	415
4.8	REAÇÕES DE APOIO	417
4.8.1	SÉRIE TRAVESSAS TIPO 1	420
4.8.2	SÉRIE TRAVESSAS TIPO 2	432
4.8.3	SÉRIE TRAVESSAS TIPO 3.....	440
5	ATESTADOS DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA	444
5.1	ATESTADO DAS ESTRUTURAS MISTAS DE CONCRETO (CAPÍTULO 3)....	444
5.2	ATESTADO DAS ESTRUTURAS CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (CAPÍTULOS 4 A 7).....	445
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	446

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 1 de 447

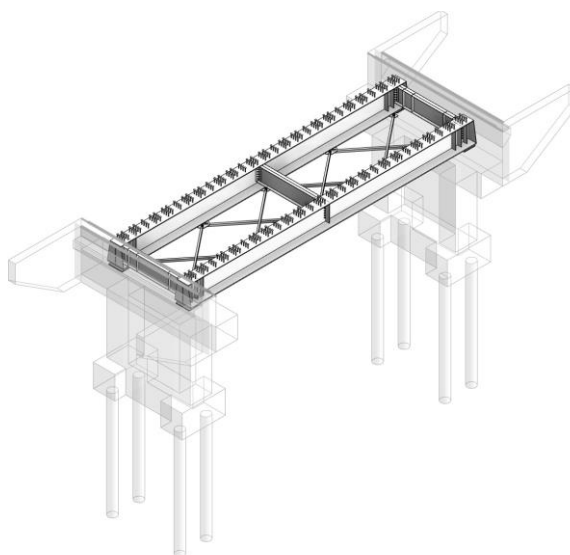
1 DIMENSIONAMENTO DAS PONTES MISTAS DE CONCRETO

Para o dimensionamento da estrutura mista de aço e concreto foi utilizado as recomendações estabelecidas nas normas ABNT NBR 16694:2020 “Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas” e AASHTO (2017) “American Association of State Highway and Transportation Officials” LRFD Steel Girder Super Structure Design Federal Highway Administration disponível em: <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/lrfd/lrfdtoc.cfm>. Também no manual da CBCA de pontes mista em aço/concreto disponível no seu Website: <https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php>.

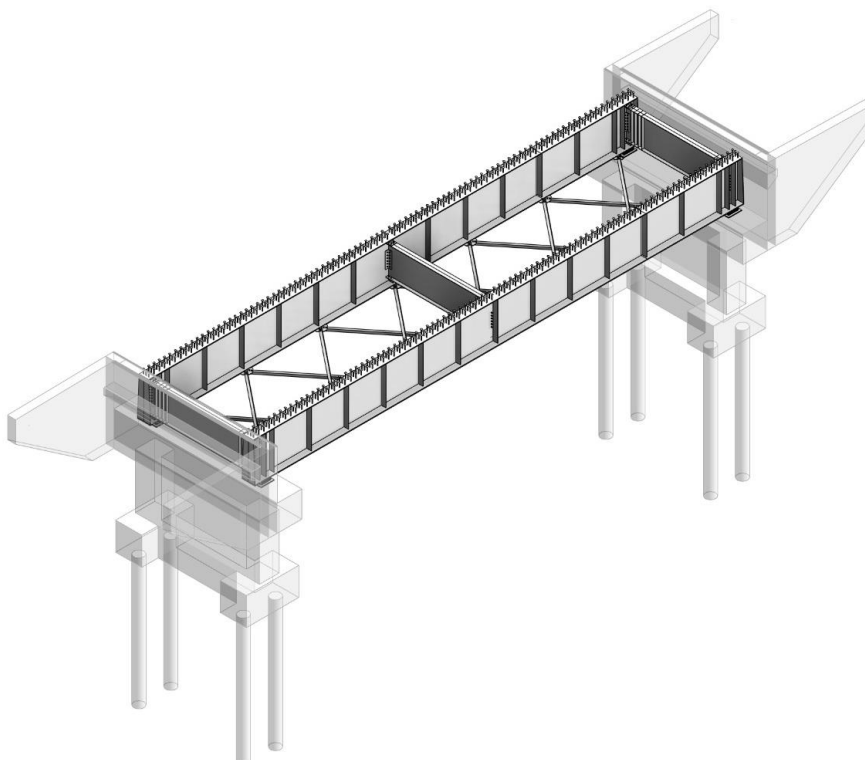
O comportamento global da estrutura foi considerado linear elástico para fins de obtenção dos esforços solicitantes internos e deslocamentos.

1.1 SUPERESTRUTURA

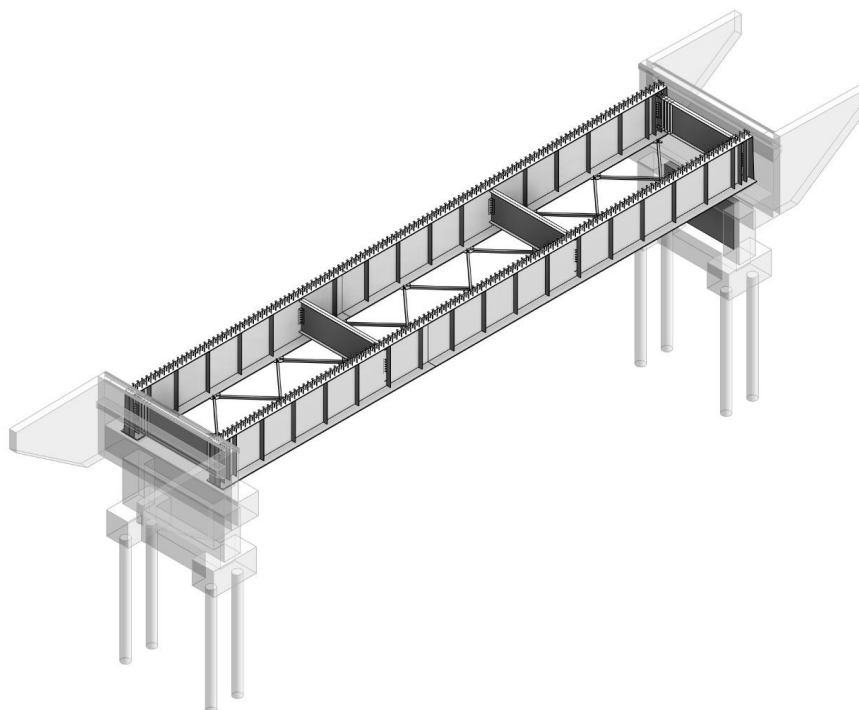
A Classe de Agressividade adotada foi moderada (CAII). Em virtude da variação de comprimento das pontes mistas de concreto (10,00 m, 15,00 m e 20,00 m). Foram definidos os seguintes nomes para cada umas pontes com os respectivos comprimentos: Pontes Mistas de Concreto – PMC-10; PMC-15 e PMC-20. Para elaboração dos projetos estruturais foram desenvolvidos três modelos estruturais: Modelo I PMC-10; Modelo II PMC-15 e Modelo III PMC-20, respectivamente. A Figura 1-1 apresenta os modelos.



(a) Vista Isométrica dos Perfis Metálicos da **PMC-10**




(b) Vista Isométrica dos Perfis Metálicos da **PMC-15**



(c) Vista Isométrica dos Perfis Metálicos da **PMC-20**

Figura 1-1 – Vista das Pontes PMC-10; PMC-15 e PMC-20

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 3 de 447

1.2 MATERIAS UTILIZADOS

Os parâmetros flexionais e torcionais das vigas que compõem o tabuleiro foram calculados considerando as características estático-geométricas das seções das vigas. Considerando a contribuição resistente da laje, quando apropriado. Adotou-se um coeficiente de mola horizontal para o aparelho de neoprene calculado conforme a Equação 1.

$$K_n = G \cdot A_n / d \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

K_n – rigidez horizontal do aparelho de neoprene (kN/m);

G – módulo de elasticidade transversal do neoprene (kN/m²);

G – 1.000 kN/m²;


A_n – área em planta do neoprene (m²);

d_n – altura do neoprene, não se considera as chapas de aço de fretagem (m).

Os materiais das estruturas metálicas foram adotados conforme recomenda a norma ABNT NBR 16694:2020, mostrado na Tabela 1-1.

Tabela 1-1 – Características Mecânicas dos Materiais da Estrutura Metálica

Material	Propriedades	Coeficientes
Perfis Metálicos	<ul style="list-style-type: none"> Aço ASTM A572 Grau 50 $f_y = 345$ MPa $f_u = 450$ MPa 	$\gamma_{a1} = 1,10$ $\gamma_{a2} = 1,35$
Chapas Gusset	<ul style="list-style-type: none"> Aço ASTM A572 Grau 50 $f_y = 345$ MPa $f_u = 450$ MPa 	
Parafusos	<ul style="list-style-type: none"> Aço ASTM A325M $f_y = 560$ a 635 MPa $f_u = 725$ a 825 MPa 	
Soldas	<ul style="list-style-type: none"> E70XX $f_w = 485$ MPa 	$\gamma_w = 1,35$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 4 de 447

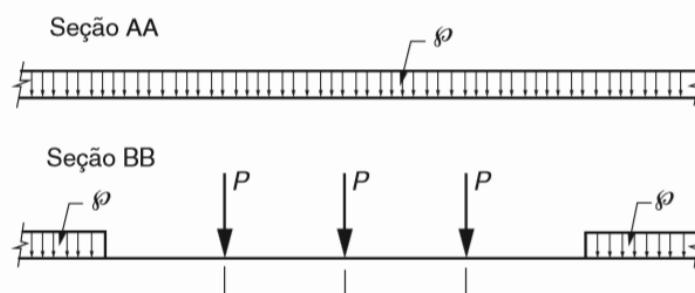
1.2 EFEITO DINÂMICO DA PASSAGEM DOS VEÍCULOS NA OAE

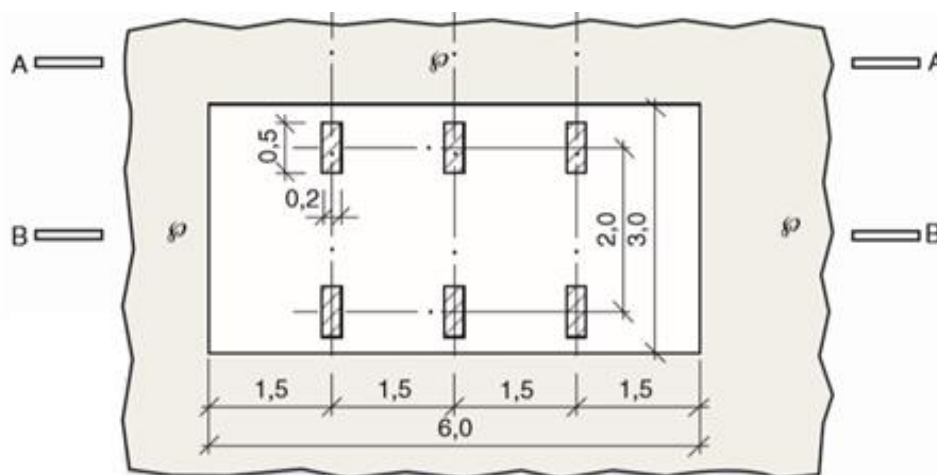
A passagem dos veículos pelas pontes representa um carregamento variável no tempo e as pontes podem responder ao tráfego de veículos pesados de forma dinâmica, ou seja, exibindo vibrações que podem majorar os esforços estáticos.

Segundo a norma AASHTO (2017), os efeitos dinâmicos resultantes da passagem de veículos pelas pontes têm duas origens: o impacto vertical dos veículos sobre a ponte, provocado pela passagem destes sobre descontinuidades, como por exemplo, ressaltos nas extremidades da ponte e irregularidades na superfície do pavimento, e a resposta dinâmica da ponte como um todo, devido ao fenômeno de ressonância, resultado da similaridade da frequência de vibração entre a ponte e o veículo, considerando a carga aplicada no tempo.

Dessa forma, a amplitude da resposta dinâmica da ponte está associada às características da ponte e dos veículos que por ela circulam. Dentre essas características podemos citar as frequências naturais da estrutura e do veículo, a geometria da ponte, a velocidade dos veículos, o nível de rugosidade do pavimento e a existência de ressaltos na cabeceira da ponte (PFEIL et al., 2007).

A norma ABNT NBR 7188:2013 define a carga móvel rodoviária por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas com $P = 75$ kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5$ kN/m², conforme Figura 1-2. Onde é realizado uma simplificação para obter os esforços amplificados pela ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento, através dos coeficientes de majoração, multiplicados pela envoltória dos esforços, através da linha de influência.



**Figura 1-2 – Disposição do Trem-tipo NBR 7188:2013**


A carga móvel adotada neste projeto seguiu as diretrizes da NBR 7188:2013, para trem-tipo 450 kN, conforme mostrado na tabela de carga móvel para trem-tipo 450 kN.

Carga móvel para trem-tipo 450 kN

Classe da Ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída		
	Peso total		P	Posição da carga	
	KN	tf	kN/m ²	Carga de pedestre	
TB 450	450	45	75	5	Carga p em todo tabuleiro

Fonte: NBR 7188:2013

Uma das propostas apresentadas na NBR 7188:2013 foi modificação do coeficiente de impacto. O coeficiente de impacto é composto por três parcelas e considera a majoração dos esforços verticais nas regiões próximas às extremidades das pontes e juntas estruturais, diferenciando as pontes em concreto das pontes em aço, além de prever um coeficiente para consideração de mais de uma pista carregada. O coeficiente parcial para majoração dos esforços na região das juntas é similar ao coeficiente adicional de amplificação dos esforços dinâmicos proposto pelo Eurocódigo (EN1991-2, 2002).

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 6 de 447

Dessa forma, a NBR 7188:2013, majora os esforços pelo coeficiente de impacto definido pela multiplicação das três expressões a ser feita através da Equação 2.

$$\varphi' = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

CIV – é o coeficiente de impacto vertical;

CNF – é o coeficiente do número de faixas;

CIA – é o coeficiente de impacto adicional.

O *CIV* tem a função de amplificar a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Porém, não simula e/ou elimina a necessidade de análise dinâmica nas estruturas sensíveis e/ou de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas ou estruturais. Este coeficiente é obtido por meio da equação mostrada na Equação 3.

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

CIV – é o coeficiente de impacto vertical;


Liv – é o vão em metros para o cálculo *CIV*, conforme o tipo de estrutura.

O *CNF* está relacionado à probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego de rodovia e não são aplicados o *CNF*. Este coeficiente é obtido por meio Equação 4.

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (N - 2) > 0,9 \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

CNF – é o coeficiente do número de faixas;

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 7 de 447

N – é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. O coeficiente n é calculado somente para a longarina, ao passo que não se aplica ao dimensionamento de elementos transversais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas, entre outros).

Já o CIA consiste em um coeficiente destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso de juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. Ele possui os seguintes valores:


$CIA = 1,25$ para obras em concreto ou mistas;

$CIA = 1,15$ para obras em aço.

As seções afastadas menos de 5,00 m desses locais deverão ser dimensionadas levando em consideração o CIA .

A implementação do Coeficiente de Impacto Adicional (CIA) tem como objetivo considerar o aumento dos efeitos dinâmicos provocados por ressaltos nas extremidades das pontes ou próximos às juntas estruturais. É uma forma de combater o efeito dos esforços gerados pelas forças inerciais dos veículos quando exercem contato abrupto na junta da ponte com desnível. A intensidade desse efeito está relacionada com a velocidade dos veículos e a existência de desníveis na cabeceira especificamente entre juntas onde os esforços são majorados até 5,00 m da junta da ponte combatendo os efeitos desses desníveis.

Porém, para o presente álbum não foi considerado o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA). Por entender que a ponte projetada será utilizada na sua maioria para substituição de pontes de madeira, ou seja, em zona rural, em local com baixa velocidade onde o efeito de impacto adicional será minimizado devido ao local e objeto da implantação das pontes em vias não pavimentadas, com laje de transição no mesmo nível do tabuleiro da ponte. Além do mais, as ações dinâmicas devido ao impacto adicional na OAE em questão, serão absorvidas inicialmente, pela laje de transição e recebendo assim, os esforços dinâmicos, servindo também, para dissipar a energia provocada pela excitação, por ser uma laje sobre base elástica, minimizando os efeitos dinâmicos na ponte ao passar pela junta entre laje de transição e tabuleiro.

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 8 de 447

1.3 MODELO NUMÉRICO

Para a determinação dos esforços internos e deslocamentos da estrutura foi elaborado um modelo estrutural segundo o Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando-se o programa CSiBRIDGE/SAP2000. Os perfis metálicos são representados por elementos tridimensionais de casca (elemento thin - *shell* do CSiBRIDGE). A laje também foi modelada com elemento de casca fina (*thin - shell*). Os contraventamentos foram considerados com elementos tipo frames da biblioteca do CSiBRIDGE/SAP2000. Os contraventamentos foram submetidos apenas às cargas de vento, mas sobretudo, contribuíram também no travamento dos perfis longitudinais.

1.3.1 Definição do Trem-tipo para PMC-10

Para o cálculo da linha de influência foi considerado a carga agindo nas duas vigas longarinas. Inicialmente, foi calculado o fator de impacto conforme recomenda a norma NBR 7188:2013. Posteriormente, foi calculado o fator da carga móvel distribuída nas duas vigas. O coeficiente de impacto da norma NBR 7188:2013 depende do L_{iv} que é o vão em metros para o cálculo.


Descrição	Formulação	Resultado
Coeficiente de impacto	$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$	1,33
Coeficiente de N° de faixas	$CNF = (1 - 0,050)(faixas - 2) < 0,90$	1,05

Para o coeficiente CIA foi considerado o valor unitário, ou seja, $CIA = 1$.

Descrição	Formulação	Resultado
Coeficiente de impacto total	$Imp = CIV \cdot CIA \cdot CNF$	1,421
Trem-tipo	$TT = 450 [kN]$	450 [kN]
Carga multidão	$p = \frac{5 [kN]}{[m][m]}$	$\frac{5 [kN]}{[m]^2}$

Comprimento da carga q_a :

Formulação	Resultado
$C_{qa} = IF \left(\frac{I_{balanço} + l - L_{nj} - L_{camín}}{[m]} < 0,0, I_{balanço} + l - L_{nj} - L_{camín} \right)$	0,350 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 9 de 447

Carga de multidão com TT:

Formulação	Resultado
$qa = \frac{pCa^2}{2l}$	$\frac{0,1225 \text{ [kN]}}{[m]}$

Excentricidade da carga pontual:

Formulação	Resultado
$exp1 = l_{balanço} - Ln_j - Eixoc$	0,600 [m]
$exp2 = IF\left(\frac{Dist_{eixo} - exp1}{[m]} \geq \frac{1}{[m]}, 0, l + l_{balanço} - (Dist_{eixo} + Eixoc + Ln_j)\right)$	1,100 [m]

Fator de distribuição de carga para as duas vigas de aço:

Formulação	Resultado
$F_1 = \frac{exp1 + l}{l}$	1,240 [m]
$F_2 = IF\left(\frac{exp2}{[m]} > 0, \frac{exp2}{l}, 0\right)$	0,440 [m]

Carga pontual do Trem-tipo TT:


Formulação	Resultado
$P = \frac{TT_1}{6} + \frac{TT \cdot F_2}{6}$	126,000 [kN]

Comprimento da varga qb:

Formulação	Resultado
$Cqa = l_{balanço} + l - Ln_j$	3,35000 [m]

Carga de multidão sem TT:

Formulação	Resultado
$qb = \frac{p \cdot Cqb^2}{2 \cdot l}$	$\frac{11,222500 \text{ [kN]}}{[m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 10 de 447

Uniformização do TT para as duas vigas metálicas:

Formulação	Resultado
$qm = qb$	$\frac{11,222500 \text{ [kN]}}{[m]}$
$P_m = \frac{p - (qb - qa) \cdot 6 \text{ [m]}}{3}$	103,800 [kN]

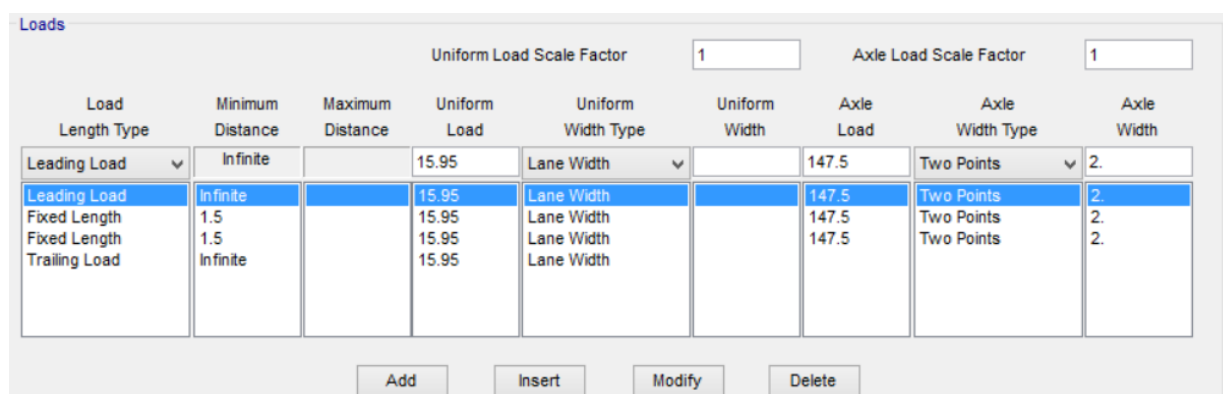
Carga de multidão com coeficiente de impacto:

Formulação	Resultado
$qmi = qm \cdot Imp$	$\frac{15,9471 \text{ [kN]}}{[m]}$

Carga do TT com coeficiente de impacto:

Formulação	Resultado
$Pmi = P_m \cdot Imp$	147,499 [kN]


A Figura 1-3 mostra o Trem-Tipo TB-450 kN para o **PMC-10** no CSiBridge.

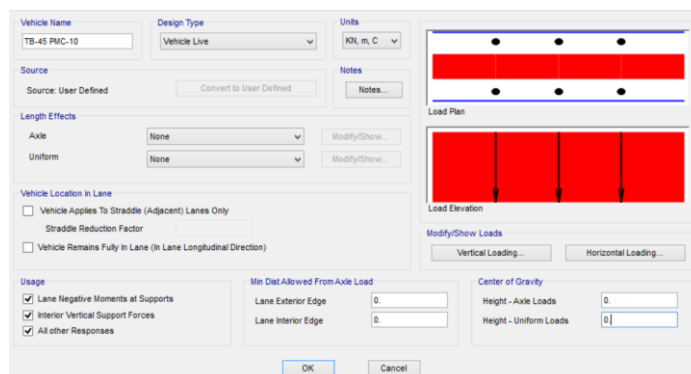


The screenshot shows the 'Loads' dialog box in CSiBridge. At the top, there are two input fields for scale factors: 'Uniform Load Scale Factor' set to 1 and 'Axle Load Scale Factor' set to 1. Below these is a table with columns: Load Length Type, Minimum Distance, Maximum Distance, Uniform Load, Uniform Width Type, Uniform Width, Axle Load, Axle Width Type, and Axle Width. The first row is highlighted in blue and represents the 'Leading Load'. The table contains data for a single load type with a minimum distance of 1.5, a maximum distance of infinite, a uniform load of 15.95, a lane width type, a uniform width of 147.5, an axle load of 147.5, and an axle width type of two points with an axle width of 2. At the bottom of the dialog are four buttons: 'Add', 'Insert', 'Modify', and 'Delete'.

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		15.95	Lane Width		147.5	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		15.95	Lane Width		147.5	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		15.95	Lane Width		147.5	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		15.95	Lane Width		147.5	Two Points	2.
Trailing Load	Infinite		15.95	Lane Width		147.5	Two Points	2.

(a) Configuração do Trem-tipo no CSiBridge.

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 11 de 447



(b) Carga Definida no Csibridge para PMC-10.

Figura 1-3 – Definição da Carga no CSiBRIDGE para PMC-10

1.3.2 Definição do Trem-tipo para PMC-15

Descrição	Formulação	Resultado
Coeficiente de impacto	$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{liv + 50} \right)$	1,3261
Coeficiente de N° de faixas	$CNF = (1 - 0,050)(faixas - 2) < 0,90$	1,05

Para o coeficiente *CIA* foi considerado o valor unitário, ou seja, *CIA* = 1.


Descrição	Formulação	Resultado
Coeficiente de impacto total	$Imp = CIV \cdot CIA \cdot CNF$	1,392
Trem-tipo	$TT = 450 \text{ [kN]}$	450 [kN]
Carga multidão	$p = \frac{5 \text{ [kN]}}{[m][m]}$	$\frac{5 \text{ [kN]}}{[m]^2}$

Comprimento da carga qa:

Formulação	Resultado
$Cqa = IF \left(\frac{I_{balanço} + l - Ln_j - Lcamin}{[m]} < 0,0, l_{balanço} + l - Ln_j - Lcamin \right)$	0,350 [m]

Carga de multidão com TT:

Formulação	Resultado
$qa = \frac{pCa^2}{2l}$	$\frac{0,1225 \text{ [kN]}}{[m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 12 de 447

Excentricidade da carga pontual:

Formulação	Resultado
$exp1 = l_{balanço} - Ln_j - Eixoc$	0,600 [m]
$exp2 = IF\left(\frac{Dist_{eixo} - exp1}{[m]} \geq \frac{1}{[m]}, 0, l + l_{balanço} - (Dist_{eixo} + Eixoc + Ln_j)\right)$	1,100 [m]

Fator de distribuição de carga para as duas vigas de aço:

Formulação	Resultado
$F_1 = \frac{exp1 + l}{l}$	1,240 [m]
$F_2 = IF\left(\frac{exp2}{[m]} > 0, \frac{exp2}{l}, 0\right)$	0,440 [m]

Carga pontual do Trem-tipo TT:

Formulação	Resultado
$P = \frac{TT_1}{6} + \frac{TT \cdot F_2}{6}$	126,000 [kN]

Comprimento da varga qb:


Formulação	Resultado
$Cqa = l_{balanço} + l - Ln_j$	3,35000 [m]

Carga de multidão sem TT:

Formulação	Resultado
$qb = \frac{p \cdot Cqb^2}{2 \cdot l}$	$\frac{11,222500 \text{ [kN]}}{[m]}$

Uniformização do TT para as duas vigas metálicas:

Formulação	Resultado
$qm = qb$	$\frac{11,222500 \text{ [kN]}}{[m]}$
$Pm = \frac{p - (qb - qa) \cdot 6 \text{ [m]}}{3}$	103,800 [kN]

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 13 de 447

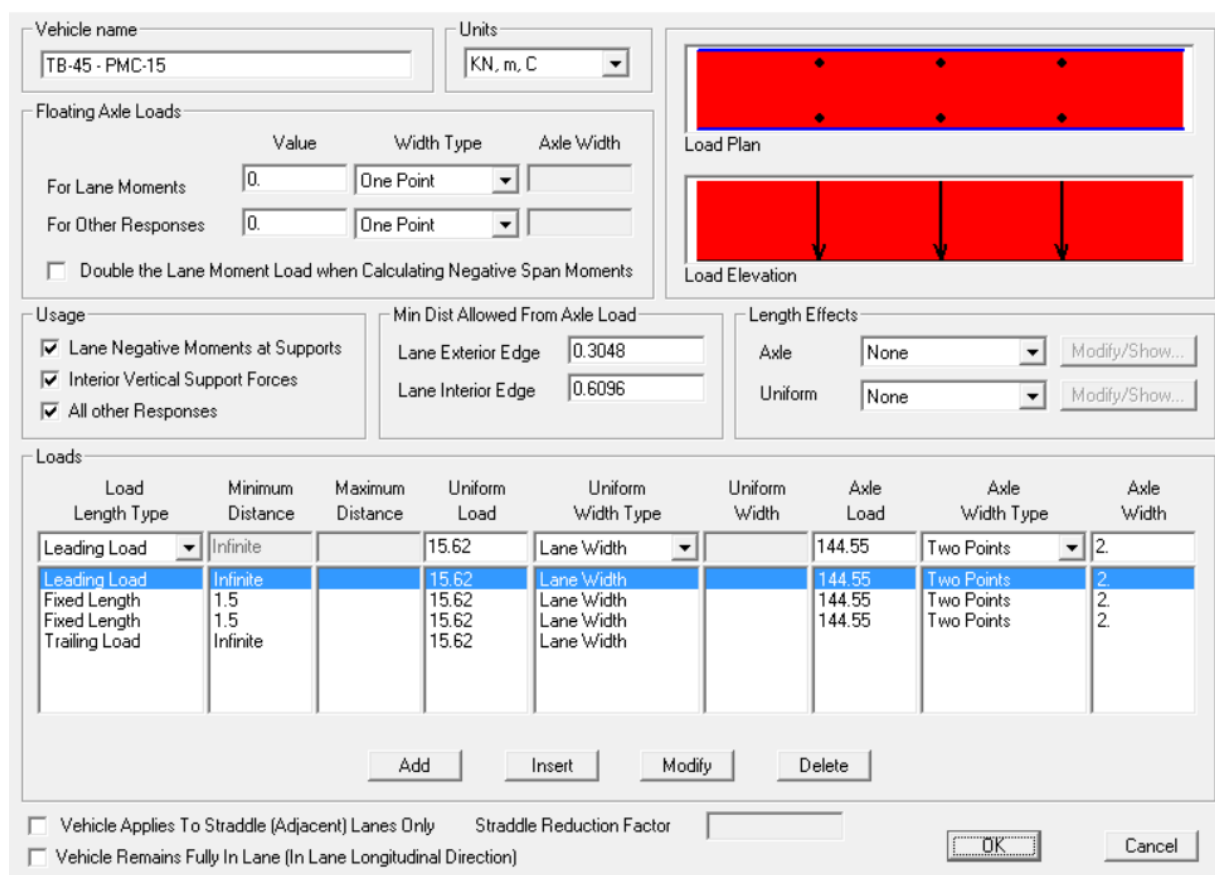
Carga de multidão com coeficiente de impacto:

Formulação	Resultado
$qmi = qm \cdot Imp$	$\frac{15,6268 \text{ [kN]}}{[m]}$

Carga do TT com coeficiente de impacto:

Formulação	Resultado
$Pmi = Pm \cdot Imp$	144,5375 [kN]

Os valores das cargas foram aplicados ao programa SCiBRIGE para obtenção da linha de influência das vigas metálicas da ponte semipermanente utilizado os coeficientes de majoração bem como, à distribuição de carga entre as duas vigas com valor de carga pontual de 144,55 [kN] aplicadas em uma distância de 1,50 m. A Figura abaixo (Figura 1-4) apresenta os valores das cargas aplicadas no modelo numérico.



Vehicle name: TB-45 - PMC-15

Units: KN, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

- ☒ Lane Negative Moments at Supports
- ☒ Interior Vertical Support Forces
- ☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

	Value
Lane Exterior Edge	0.3048
Lane Interior Edge	0.6096

Length Effects:

	Value	Modify/Show...
Axle	None	Modify/Show...
Uniform	None	Modify/Show...

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		15.62	Lane Width		144.55	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		15.62	Lane Width		144.55	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		15.62	Lane Width		144.55	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		15.62	Lane Width		144.55	Two Points	2.
Trailing Load	Infinite		15.62	Lane Width		144.55	Two Points	2.


Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figura 1-4 – Definição da carga no CSiBRIDGE para PCM-15

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 14 de 447

1.3.3 Definição do Trem-tipo para PMC-20

Descrição	Formulação	Resultado
Coeficiente de impacto	$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{\frac{v\tilde{A}o}{[m]} + 50} \right)$	1,30285
Coeficiente de N° de faixas	$CNF = (1 - 0,050)(faixas - 2) < 0,90$	1,05

Para o coeficiente *CIA* foi considerado o valor unitário, ou seja, *CIA* = 1.

Descrição	Formulação	Resultado
Coeficiente de impacto total	$Imp = CIV \cdot CIA \cdot CNF$	1,3680
Trem-tipo	$TT = 450 \text{ [kN]}$	450 [kN]
Carga multidão	$p = \frac{5 \text{ [kN]}}{[m][m]}$	$\frac{5 \text{ [kN]}}{[m]^2}$

Comprimento da carga *qa*:


Formulação	Resultado
$Cqa = IF \left(\frac{l_{balanço} + l - Ln_j - Lcamin}{[m]} < 0,0, l_{balanço} + l - Ln_j - Lcamin \right)$	0,350 [m]

Carga de multidão com TT:

Formulação	Resultado
$qa = \frac{pCa^2}{2l}$	$\frac{0,1225 \text{ [kN]}}{[m]}$

Excentricidade da carga pontual:

Formulação	Resultado
$exp1 = l_{balanço} - Ln_j - Eixoc$	0,600 [m]
$exp2 = IF \left(\frac{Dist_{eixo} - exp1}{[m]} \geq \frac{1}{[m]}, 0, l + l_{balanço} - (Dist_{eixo} + Eixoc + Ln_j) \right)$	1,100 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 15 de 447

Fator de distribuição de carga para as duas vigas de aço:

Formulação	Resultado
$F_1 = \frac{exp1 + l}{l}$	1,240 [m]
$F_2 = IF\left(\frac{exp2}{[m]} > 0, \frac{exp2}{l}, 0\right)$	0,440 [m]

Carga pontual do Trem-tipo TT:

Formulação	Resultado
$P = \frac{TT_1}{6} + \frac{TT \cdot F_2}{6}$	103,800 [kN]

Comprimento da varga qb:

Formulação	Resultado
$Cqa = l_{balanço} + l - Ln_j$	3,35000 [m]

Uniformização do Trem-Tipo TT para as duas vigas metálicas:

Formulação	Resultado
$qm = qb$	$\frac{11,222500 \text{ [kN]}}{[m]}$
$Pm = \frac{p - (qb - qa) \cdot 6 \text{ [m]}}{3}$	103,800 [kN]


Carga de multidão com coeficiente de impacto:

Formulação	Resultado
$qmi = qm \cdot Imp$	$\frac{15,352380 \text{ [kN]}}{[m]}$

Carga do TT com coeficiente de impacto:

Formulação	Resultado
$Pmi = Pm \cdot Imp$	141,99840 [kN]

Os valores das cargas foram aplicados ao programa SCiBRIGE para obtenção da linha de influência das vigas metálicas da ponte semipermanente utilizado os coeficientes de majoração bem como, à distribuição de carga entre as duas vigas com valor de carga pontual

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 16 de 447

de 142,00 [kN] aplicadas em uma distância de 1,50 m. A Figura abaixo (Figura 1-5) apresenta os valores das cargas aplicadas no modelo numérico.

Vehicle name
 TB-45 - PMC-20

Units
 KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage


☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses


Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge	0.3048
Lane Interior Edge	0.6096

Length Effects

Axle	None	Modify/Show...
Uniform	None	Modify/Show...

Load Plan
 

Load Elevation
 

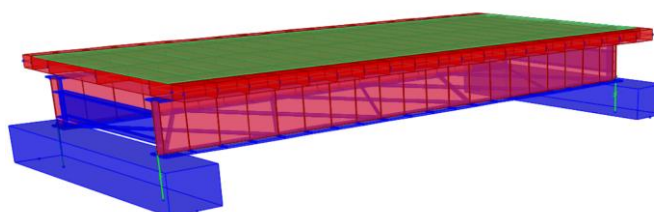
Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Trailing Load	Infinite		15.35	Lane Width				
Leading Load	Infinite		15.35	Lane Width		142	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		15.35	Lane Width		142	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		15.35	Lane Width		142	Two Points	2.
Trailing Load	Infinite		15.35	Lane Width				

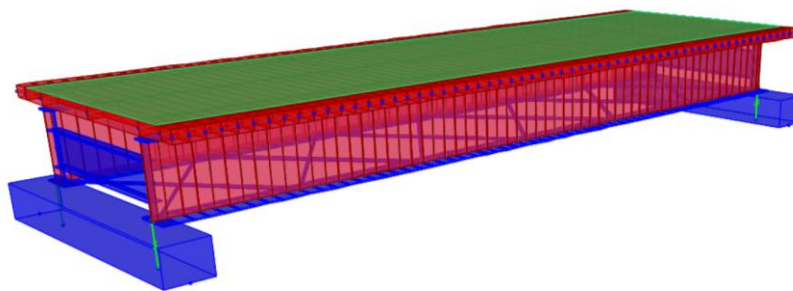
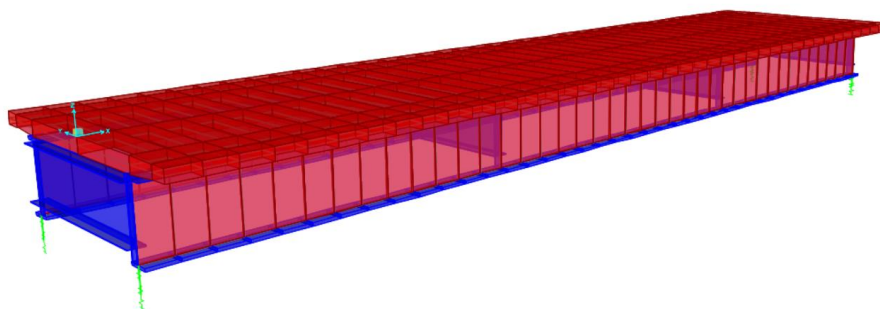
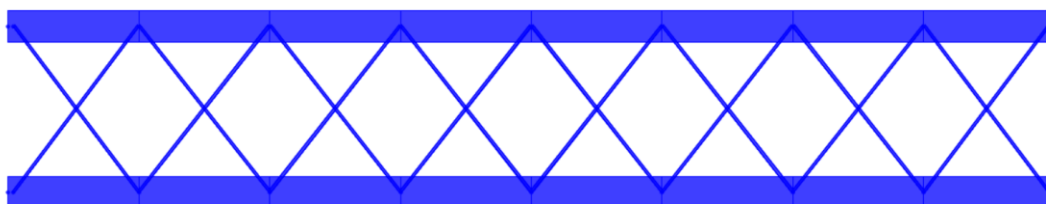
Add Insert Modify Delete


Figura 1-5 – Definição da Carga no CSiBRIDGE para PCM-20

Os modelos numéricos estão apresentados na Figura 1-6, onde cada OAE foi simulada considerando as vigas com elementos tipo SHEL com elementos de contraventamento usando elementos tipo BEAM.



(a) Modelo tridimensional da Ponte PMC-10

(c) Modelo tridimensional da ponte **PMC-15**(e) Modelo tridimensional da ponte **PMC-20**(f) Contraventamento da Ponte **PMC-20****Figura 1-6 – Modelos das pontes PMC10; PMC-15 e PMC-20**

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 18 de 447

1.4 DEFINIÇÃO DA COMBINAÇÃO USADA NO PROJETO

Para o dimensionamento da PMC-10 foi realizado a combinação das ações últimas conforme Item 5.1.3.1 da norma ABNT NBR 8681:2003 (Equação 5).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right) \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ – valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável principal;

$F_{Qj,k}$ – valores característicos das outras ações variáveis secundárias;

γ_{gi} – coeficientes de ponderação das ações permanentes;

γ_q – coeficiente de ponderação das ações variáveis;


ψ_{0j} – fator de combinação de cada uma das ações variáveis secundárias.

Para determinação do coeficiente de ponderação considerou, numa combinação, das ações permanentes diretas agrupadas por tipo de OAE conforme tabela 2 na ABNT NBR 8681:2003. Portanto, a combinação para ELU está apresentado abaixo (Tabela 1-2).

Tabela 1-2 – Combinação no Estado Limite Último - ELU

Combinação no ELU principal	Carga do Peso Próprio e tráfego normal
NBR 8681:2003 item 5.1.3.1	1,35CP + 1,50 CM

Para as combinações de utilização ELS segundo estabelece a norma brasileira ABNT NBR 8681:2003, são consideradas todas as ações permanentes, entretanto, as ações permanentes não são majoradas pelo coeficiente de ponderação sendo combinada com valor característico, já as ações variáveis são de fato minoradas pelo fator de combinação ψ_1 e ψ_2 . Seguindo as

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 19 de 447

orientações do “Anexo C” da ABNT NBR 8681:2003 para deformações como segue (Tabela 1-3).

Tabela 1-3 – Combinação para o Estado Limite de Serviço - ELS

Combinação no ELS	Serviço I - Peso próprio - deformações quase permanentes sem contraflecha
NBR 8681:2003 Item 5.1.5	$CPP < L/500$
Combinação no ELS	Serviço II - Peso próprio e tráfego normal - deformações frequentes
NBR 8681:2003 Item 5.1.5	$CPP + 0,50 \text{ CM} < L/350$

Baseado no “Anexo C da norma ABNT NBR 16694:2020, os valores dos deslocamentos-limites da flecha foram tomados com $L/800$, sendo L representa o vão entre eixos de apoios da ponte baseado na ação do Trem-Tipo “TT” conforme recomenda também a norma AASHTO (2017) mostrado na **Tabela 1-4**.


Tabela 1-4 – Limite do deslocamento máximo na OAE

Combinação no ELS	Serviço III - Tráfego normal - AASHTO
AASHTO: Item 2.5.2.6.2	$TT < L/800$

Para combinação de fadiga foi considerado as prescrições na ABNT NBR 8681:2003 e ABNT NBR 8800:2008 como segue na Tabela 1-5. Onde CM é a Carga de Multidão.

Tabela 1-5 – Verificação dos esforços resistentes na Fadiga

Combinação para Fadiga	Tráfego normal sem vento - Vida útil finita (menor que 75 anos)
AASHTO: Item 2.5.2.6.2	0,75 CM

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 20 de 447


1.5 DIMENSIONAMENTO DA PMC-10

O dimensionamento da PMC-10 considerou o peso próprio da laje; da New Jersey, da estrutura metálica. As dimensões da PMC-10 estão apresentadas nas equações abaixo.

O vão teórico de cálculo equivale a distância de centro a centro de apoio, descontando do vão total há uma distância de 30 cm em cada uma das extremidades para acomodar os pares de apoio tipo neoprene fretado.

Descrição	Formulação	Resultado
Comprimento total do vão	$V\tilde{a}o := 10 \text{ [m]}$	10,0 [m]
Comprimento teórico	$L := V\tilde{a}o - 2 \cdot 0,3 \text{ [m]}$	9,40 [m]
Largura da seção transversal	$B := 5 \text{ [m]}$	5 [m]
Distância entre vigas	$l := 2,50 \text{ [m]}$	2,50 [m]
Número de faixas	$faixas := 1$	1,00
Número de vigas	$Nvigas := 2$	2,00
Comprimento do balanço	$l_{balanço} := \frac{B - (Nvigas - 1)l}{2}$	0,95 [m]
Espessura da laje	$T_c := 0,23 \text{ [m]}$	0,23 [m]
Concreto da laje	$f_{ck} := 30000 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$30000 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Área do Guarda-rodas	$G_R := 0,25 \text{ [m][m]}$	$0,25 \text{ [m]}^2$
Peso específico do concreto	$\gamma_c := 25 \frac{[kN]}{[m][m][m]}$	$25 \frac{[kN]}{[m]^3}$

As vigas foram dimensionadas considerando três seções composta do perfil. Utilizando Momento de Inércia com Teorema dos Eixos Paralelos, para considerar os banzos e alma do perfil metálico. As vigas foram consideradas com aço tipo ASTM A572 baseado na norma NBR 16694:2020.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 21 de 447


Descrição	Formulação	Resultado
Perfil das vigas ASTM A572	$f_y := 345000 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$345000 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Perfil das vigas ASTM A572	$f_u := 485000 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$485000 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Peso específico do aço	$\gamma_a := 78,5 \frac{[kN]}{[m][m][m]}$	$78,5 \frac{[kN]}{[m]^3}$
Módulo de Elasticidade do aço ASTM A572	$E_a := 2,050 \cdot 10^8 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$2,050 \cdot 10^8 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Espessura do revestimento asfáltico	$R_{asf} := 0,00 [m]$	$R_{aslf} := 0,00 [m]$
Peso específico do revestimento asfáltico	$\gamma_{asf} := 18 \frac{[kN]}{[m][m][m]}$	$18 \frac{[kN]}{[m]^3}$
Peso do revestimento aplicado na estrutura	$q_{asf} := R_{aslf} \cdot \gamma_{asf} \cdot 4,20$	0,00

Cargas permanentes da superestrutura:

Descrição	Formulação	Resultado
Laje de concreto armado	$q_1 := T_c \cdot \frac{B}{Nvigas} \cdot \gamma_c$	$14,375 \frac{[kN]}{[m]}$
Peso da estrutura metálica	$q_2 := \frac{A_1 \cdot \gamma_a \cdot C_{seção1} + A_2 \cdot \gamma_a \cdot C_{seção2}}{vão}$	$1,9564 \frac{[kN]}{[m]}$
Barreira New Jersey	$q_3 := \frac{G_R \cdot \gamma_c \cdot 2}{Nvigas}$	$6.25000 \frac{[kN]}{[m]}$

Carga antes da cura do concreto:

Descrição	Formulação	Resultado
Carga variável CPI	$q_1 + q_2$	$16,661 \frac{[kN]}{[m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 22 de 447

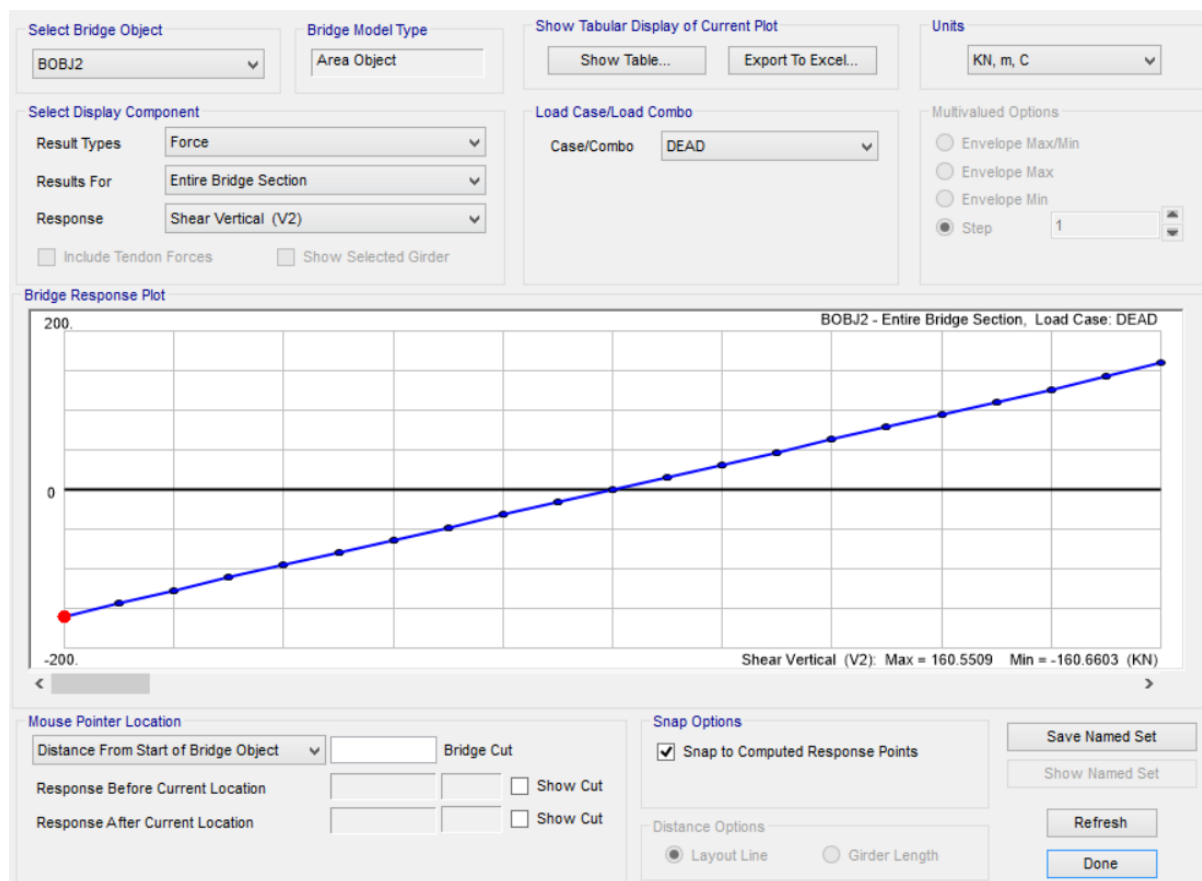
Cargas complementares:

Descrição	Formulação	Resultado
Carga variável CPII	q_3	$6.25000 \frac{[kN]}{[m]}$

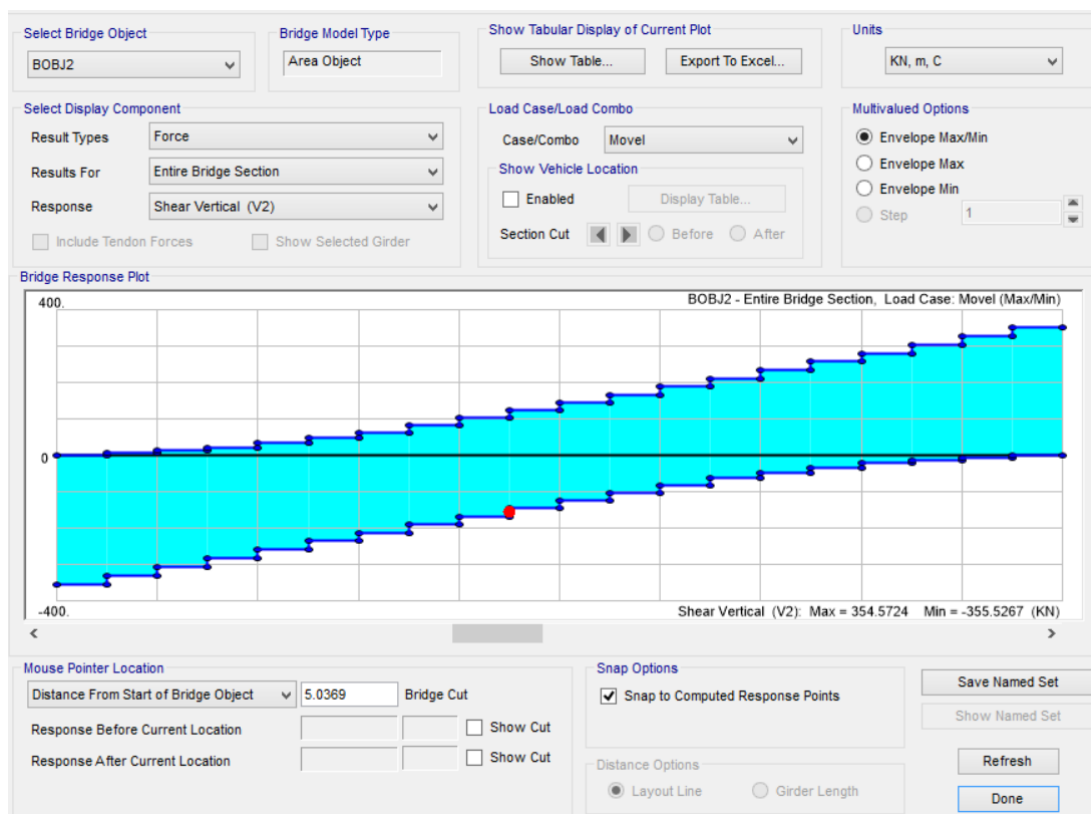
Carga permanente total:

Descrição	Formulação	Resultado
Carga total	$CPT := CPI + CPII$	$24.8014 \frac{[kN]}{[m]}$

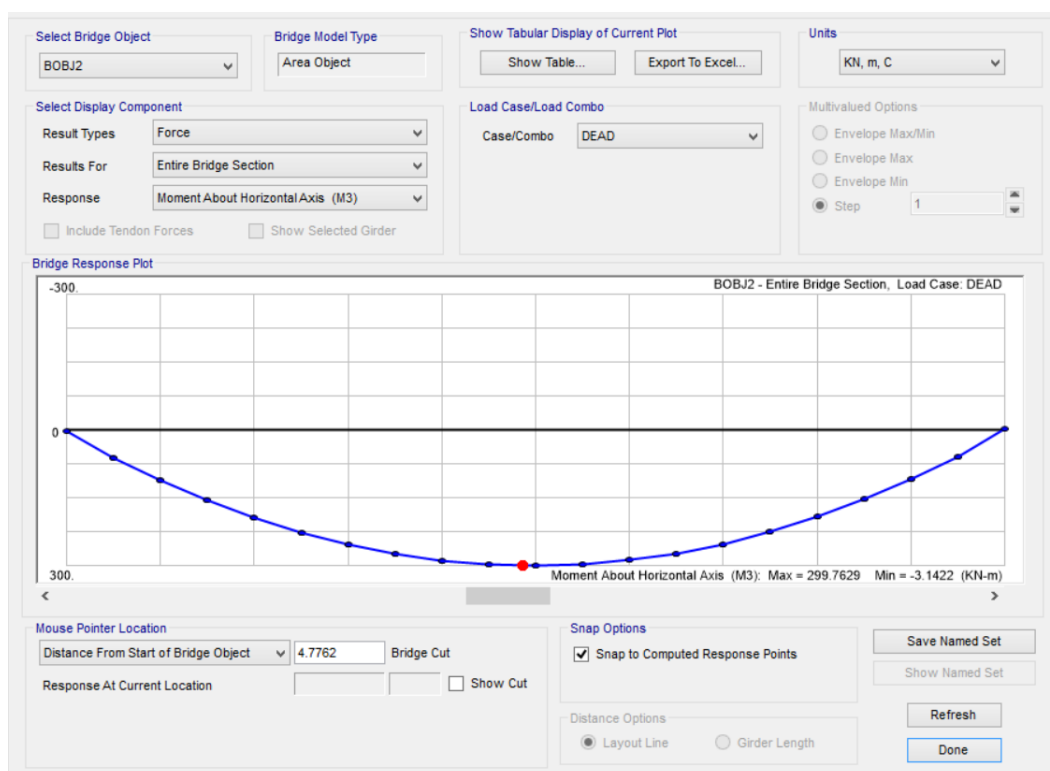
Após, determinação das cargas permanentes foram incluídas no modelo numérico para determinação dos esforços permanentes e móveis. A Figura 1-7 mostra os diagramas de esforços cortantes e momentos fletores da PMC-10.



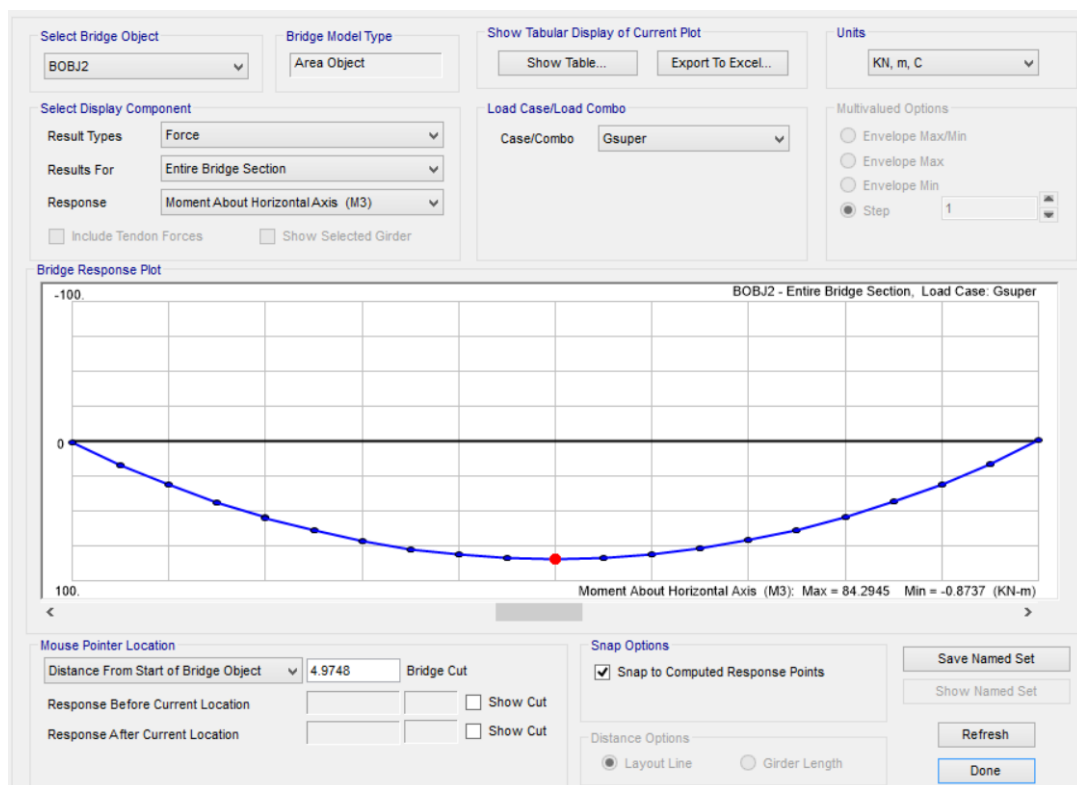
(a) Esforço Cortante Referente ao Peso Próprio VsPP = 160,55 kN.



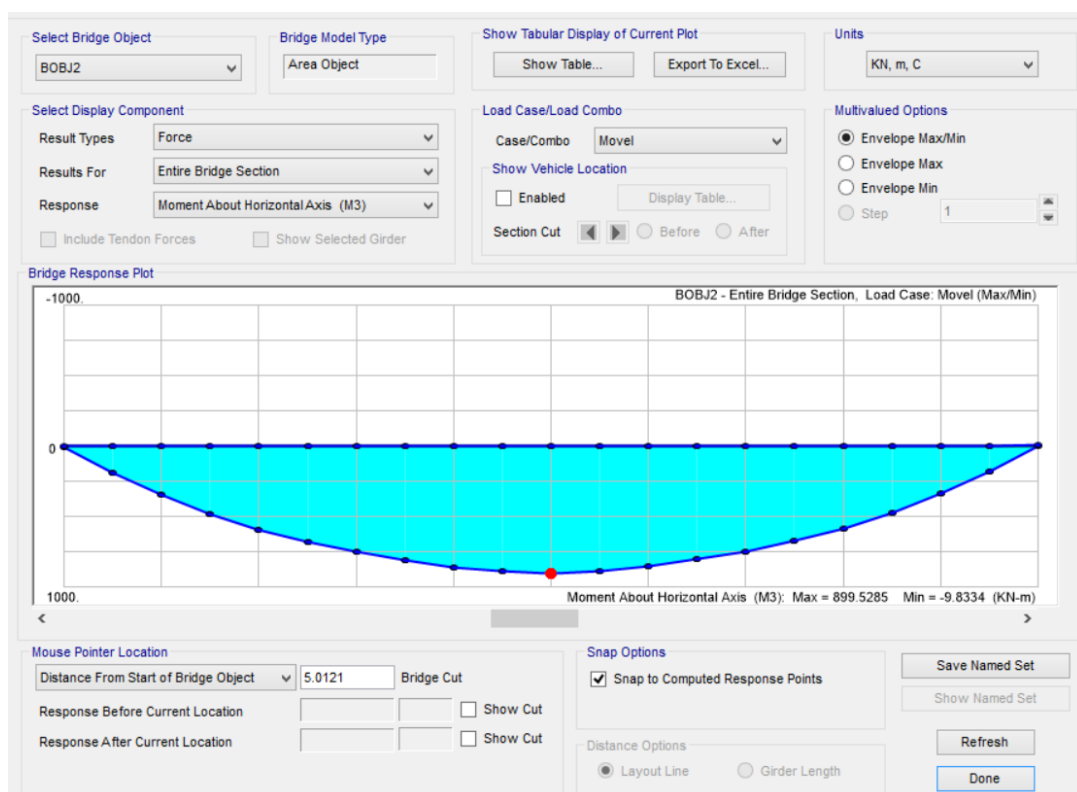
(b) Esforço cortante referente ao trem-tipo TB-450 kN, $V_{CM} = 354.57$ kN.



(c) Momento Fletor Referente ao Peso Próprio $M_{SPP} = 299.78$ kNm.




(d) Momento fletor referente ao peso próprio quase permanente $M_{spp2} = 84.29$ kNm.



(e) Momento Fletor Referente ao Trem-tipo 450 kN $M_{cm} = 899.52$ kNm.

Figura 1-7 – Cálculo dos Esforços na Ponte PMC-10

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 25 de 447

A Tabela 1-6 apresenta a combinação dos esforços para PMC-10 no ELU.

Tabela 1-6 – Combinações das ações no ELU

Esforço cortante solicitante de projeto	Combinação de Esforço para o ELU
Q=Esforço cortante	1,35CPP + 1,50 CM
$Q_{cp} = 1,35 \cdot 160,55 \Rightarrow Q_{cp} = 216,75 \text{ kN}$	
$Q_{cm} = 1,5 \cdot 354,57 \Rightarrow Q_{cm} = 531,85 \text{ kN}$	
Momento solicitante de projeto	Combinação de Esforço para o ELU
M= Momento fletor	1,35CPP + 1,50 CM
$M_{CP1} = 1,35 \cdot 299,78 \rightarrow M_{CP1} = 404,70 \approx 405 \text{ kNm}$	
$M_{CP2} = 1,35 \cdot 84,29 \rightarrow M_{CP2} = 113,79 \text{ kNm}$	
$M_{CM} = 1,5 \cdot 899,52 \rightarrow M_{CM} = 1.349,28 \approx M_{CM} = 1.350,00 \text{ kNm}$	

1.5.1 Cálculo da Geometria do Perfil Soldado PS700

Os dois perfis utilizados nas longarinas da **PMC-10** foram do tipo perfil soldado com a mesa do banzo inferior maior que o banzo superior. A geometria da seção está apresentada na Figura 1-8 sendo que o tamanho da mesa superior atende as dimensões mínimas para instalação dos **STUD BOLTS**.

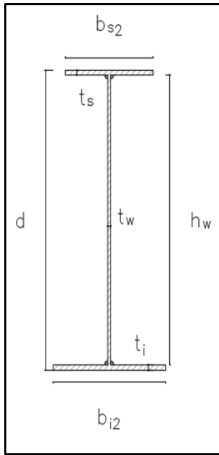

Dimensões do Perfil	
$d = 0,7000 \text{ [m]}$	
$t_w = 0,0160 \text{ [m]}$	
$t_s = 0,0200 \text{ [m]}$	
$t_i = 0,0250 \text{ [m]}$	
$b_{s1} = 0,400 \text{ [m]}$	
$b_{i1} = 0,600 \text{ [m]}$	

Figura 1-8 – Geometria do perfil soldado da PMC-10

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 26 de 447

1.5.1.1 Propriedades Geométricas do Perfil PS700

Cálculo dos parâmetros geométricos da seção do perfil soldado PS700:

Descrição	Formulação	Resultado
Comprimento da PMC-10	$C_{seção1} := 10 \text{ [m]}$	10 [m]
Altura da alma	$h_w := d - t_i - t_s$	0,6550 [m]
Área da seção do perfil	$A_1 := (b_{s1} - t_s) + (b_{i1} - t_i) + (h_w \cdot t_w)$	0,03348 [m] ²
Peso por metro	$P_{peso1} := A_1 \cdot \gamma_a$	2,628180 $\frac{[kN]}{[m]}$
Centro de Gravidade	$CG_1 := (b_{s1} \cdot t_s) \cdot \left(d - \frac{t_s}{2}\right) + h_w \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_w}{2} + t_i\right) + b_{i1} t_i \cdot \left(\frac{t_i}{2}\right)$	0,28081 [m]

Cálculo do momento de inércia em torno do eixo “x”:


Formulação	
$i_{x1} := \frac{b_{s1} \cdot t_s^3 + b_{i1} \cdot t_i^3 + h_w^3 \cdot t_w}{12} + \left(d - CG_1 - \frac{t_s}{2}\right)^2 \cdot b_{s1} \cdot t_s + \left(CG_1 - \frac{t_i}{2}\right)^2 \cdot b_{i1} \cdot t_i + \left(\frac{h_w}{2} + t_i - CG_1\right)^2 \cdot h_w \cdot t_w$	
Resultado	$i_{x1} := 0.00284893 \text{ [m]}^4$

Cálculo do momento de inércia em torno do eixo “y”:

Descrição	Formulação	Resultado
Inércia em y	$i_{y1} := \frac{b_{s1}^3 \cdot t_s + b_{i1}^3 \cdot t_i + h_w \cdot t_w^3}{12}$	0,0005568 [m] ⁴

Momento resistente “Módulo Elástico”:

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente superior da seção	$W_{s1} := \frac{i_{x1}}{(d - CG_1)}$	0,0067963 [m] ³
Momento resistente inferior da seção	$W_{i1} := \frac{i_{x1}}{CG_1}$	0,0101452 [m] ³

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 27 de 447

Momento resistente em torno do eixo y “Módulo Elástico”:

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente em y	$W_{Y1} := \frac{i_{Y1}}{\left(\frac{b_{i1}}{2}\right)}$	0,0018563 [m] ³

Raio de giração:


Descrição	Formulação	Resultado
Raio de giro em x	$R_{X1} := \sqrt{\frac{i_{X1}}{A_1}}$	0,2917082 [m]
Descrição	Formulação	Resultado
Raio de giro em y	$R_{Y1} := \sqrt{\frac{i_{Y1}}{A_1}}$	0,1289710 [m]

Módulo Resistente Plástico superior em torno do eixo x e y:

Descrição	Formulação	Resultado
Módulo plástico em x	$Z_{sx1} := b_{s1} \cdot t_s \cdot (d - t_s) + \frac{t_w \cdot h_w^2}{4}$	0,0071561 [m] ³
Módulo plástico em y	$Z_{sy1} := \frac{b_{s1}^2 \cdot t_s}{2} + \frac{t_w^2 \cdot h_w}{4}$	0,0016419 [m] ³

Módulo Resistente Plástico inferior em torno do eixo x e y:

Descrição	Formulação	Resultado
Módulo plástico em x	$Z_{ix1} := b_{i1} \cdot t_i \cdot (d - t_s) + \frac{t_w \cdot h_w^2}{4}$	0,0119161 [m] ³
Módulo plástico em y	$Z_{iy1} := \frac{b_{i1}^2 \cdot t_i}{2} + \frac{t_w^2 \cdot h_w}{4}$	0,0045419 [m] ³

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 28 de 447

1.5.2 Dimensões da Seção Mista da PMC-10

A largura efetiva da laje será o menor dos valores:

- 1/4 do vão;
- Distância entre vigas;
- 12 vezes a espessura da laje.


Formulação		
$b_c := 2 \cdot IF \left(IF \left(\frac{\frac{l}{[m]}}{8} > \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{8 \cdot [m]} \right) > \frac{l_{balanço}}{[m]}, i_{balanço}, IF \left(\frac{l}{4 \cdot [m]} > \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{2}, \frac{l}{4} \right) \right)$		
Resultado	$b_c := 1,80000 [m]$	
Descrição	Formulação	Resultado
Espessura da mísula	$e_{mísula} := 0$	0,00 [m]
Descrição	Formulação	Resultado
Espessura média	$e_c := e_{mísula} + \frac{t_c}{2}$	0,115000 [m]

De acordo com a AASHTO, para concreto com densidade normal de (2400 kg/m³), a relação $n = E_a/E_c$ pode ser tomada como:

- Para concreto com $f_{ck} < 25$ Mpa, $n = 9$;
- Para concreto com $24 \text{ MPa} < f_{ck} < 32$ Mpa, $n = 8$;
- Para concreto com $31 \text{ MPa} < f_{ck} < 42$ Mpa, $n = 9$;
- Para concreto com $41 \text{ MPa} < f_{ck}$, $n = 6$.

A relação $n=E_a/E_c$ segundo a AASHTO poder definida como:

Formulação	
$n := IF \left(\frac{f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}} > 4100,6, IF \left(\frac{f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}} > 3100,7, IF \left(\frac{f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}} > 2400,8,9 \right) \right) \right)$	
Resultado	$n := 8$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 29 de 447

Para as cargas de longa duração, foi utilizado 3 vezes a relação inicial entre os módulos de elasticidade conforme (AASHTO, 2017).

1.5.3 Propriedade da Seção Mista em Aço/Concreto

Descrição	Formulação	Resultado
Centro de gravidade inicial da seção mista	$YM_1 := \frac{\frac{b_c}{n} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A_1 \cdot CG_1}{\frac{b_c}{n} \cdot t_c + A_1}$	0,569097 [m]
Centro de gravidade para carga de longa duração da seção	$YMF_1 := \frac{\frac{b_c}{N} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A_1 \cdot CG_1}{\frac{b_c}{N} \cdot t_c + A_1}$	0,43806282 [m]

Momento de inércia inicial para seção mista em aço/concreto:


Formulação	
$IMI_1 := i_{x1} + (A_1 \cdot (YM_1 - CG_1)^2) + \left(\frac{\frac{b_c}{n} \cdot t_c^3}{12} \right) + \left(\frac{b_c}{n} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YM_1)^2 \right)$	
Resultado	$IMI_1 := 0,007706540042 [m]^4$

Momento de inércia para cargas de longa duração da seção mista em aço/concreto:

Formulação	
$IMIF_1 := i_{x1} + (A_1 \cdot (YMF_1 - CG_1)^2) + \left(\frac{\frac{b_c}{N} \cdot t_c^3}{12} \right) + \left(\frac{b_c}{N} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YMF_1)^2 \right)$	
Resultado	$IMIF_1 := 0,0054799392 [m]^4$

Momento resistente superior para carga inicial da seção mista:

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente para carga inicial	$WSM_1 := \frac{IMI_1}{(d - YM_1)}$	0,058872334 [m] ³

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 30 de 447

Momento resistente superior para cargas de longa duração da seção mista aço/concreto:

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente superior	$WSMF_1 := \frac{IMIF_1}{(d - YMF_1)}$	0,02092081 [m] ³

Momento resistente inferior para cargas inicial da seção mista aço/concreto:

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente para carga inicial inferior	$WIM_1 := \frac{IMI_1}{(YM_1)}$	0,0135416888 [m] ³

Momento resistente inferior para cargas de longa duração da seção mista aço/concreto:


Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente inferior para carga de longa duração	$WIMF_1 := \frac{IMIF_1}{(YMF_1)}$	0,012509482 [m] ³

Momento resistente da seção mista para carga de curta duração:

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente seção mista	$WC_1 := \frac{IMI_1 \cdot n}{(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YM_1)}$	0,21947938 [m] ³

Momento resistente para cargas de longa duração da seção mista:

Descrição	Formulação	Resultado
Momento para seção mista de longa duração	$WCF_1 := \frac{IMIF_1 \cdot N}{(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YMF_1)}$	0,31926844 [m] ³

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 31 de 447

1.5.4 Tensões Resistentes da Seção

A mesa comprimida de uma viga mista é considerada contida lateralmente ao longo de todo seu comprimento pela laje de concreto, através da resistência do concreto endurecido.

1.5.4.1 Compressão do Concreto

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência à compressão do concreto	$f_{ck} := \frac{0,85f_{cd}}{1,40}$	$15178,57143 \frac{kN}{[m][m]}$

1.5.4.2 Tração e Compressão do Aço

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência à tração e compressão	$f_b := 0,55 \cdot f_y$	$1,9250000 \cdot 10^5 \frac{kN}{[m][m]}$


1.5.4.3 Cisalhamento na Alma do Perfil PS700

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência ao cisalhamento	$f_v := 0,33 \cdot f_y$	$1,1150000 \cdot 10^5 \frac{kN}{[m][m]}$

1.5.4.4 Esforços Solicitantes para PMC-10 com Perfil PS700

Combinações para o Estado Limite Último – ELU.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento peso próprio I	$M_{CPI} := 113,790 [kN][m]$	$113,790 [kN][m]$
Momento peso próprio II	$M_{CPII} := 405,00 [kN][m]$	$405,00 [kN][m]$
Momento carga multidão	$M_{CM} := 1350,00 [kN][m]$	$1.350,00 [kN][m]$
Cortante carga peso-próprio	$Q_{CP} := 216,75 [kN]$	$216,75 [kN]$
Cortante carga multidão	$Q_{CM} := 531,85 [kN]$	$531,85 [kN]$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 32 de 447

Esforços com as combinações para o Estado Limite de Serviço – ELU para carga de construção da ponte.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento de construção	$M_{CONST} := 618,78 \text{ [kN][m]}$	618,78 [kN][m]
Cortante de construção	$Q_{CONST} := 565.67 \text{ [kN]}$	565.67 [kN]

1.5.4.5 Relação dos Esforços Solicitantes frente às Resistências Mecânicas

Relação de esforços na seção do perfil PS700.


Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior do perfil	$fbs1 := \frac{M_{CPI}}{W_{s1}} + \frac{M_{CPII}}{WSMF_1} + \frac{M_{CM}}{WSM_1}$	$62918,96957 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Mesa inferior do perfil	$fbi1 := \frac{M_{CPI}}{W_{i1}} + \frac{M_{CPII}}{WSMF_1} + \frac{M_{CM}}{WSM_1}$	$1,160184114 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Alma do perfil soldado	$fa1 := \frac{Q_{CP} + Q_{CM}}{h_w t_w}$	$81419,94150 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Laje de concreto	$fc1 := \frac{M_{CPII}}{WCF_1} + \frac{M_{CM}}{WC_1}$	$8461,956867 \frac{[kN]}{[m]^2}$

1.5.4.6 Verificação da Resistência da Seção do Perfil PS700 Da PMC-10

Verificação de momento e cortante.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior do perfil	$Sup := \mathbf{IF}(fbs1 \leq fb, OK!, NÃO OK)$	OK!
Mesa inferior do perfil	$Inf := \mathbf{IF}(fbi1 \leq fb, OK!, NÃO OK)$	OK!
Alma do perfil PS700	$Alma := \mathbf{IF}(fa1 \leq fv, OK!, NÃO OK)$	OK!
Laje de concreto	$Laje := \mathbf{IF}(fc1 \leq Fc, OK!, NÃO OK)$	OK!

Percentual de resistência do perfil PS700 soldado.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 33 de 447

Descrição	Formulação	Resultado
Relação da resistência na mesa superior do perfil	$Sup := \frac{fbs1}{fb}$	0,326851
Relação da resistência na mesa inferior do perfil	$Inf := \frac{fbi1}{fb}$	0,832106
Relação da resistência na alma do perfil PS700	$Alma := \frac{fa1}{fv}$	0,704934
Relação da resistência na laje de concreto	$Laje := \frac{fc1}{Fc}$	0,557493


1.5.5 Verificação das Instabilidades dos Perfis

Segundo a norma ABNT NBR 16694:2020 as vigas ou longarinas devem ser dimensionadas em duas fases diferentes: Na primeira quando as vigas de aço se referem à estrutura resistente, e outra quando o sistema se comporta de maneira mista com a laje de concreto do tabuleiro. Dessa forma, foi verificado que a seção adotada para o perfil atende às solicitações com a interação aço/concreto.

Entretanto, para verificação da resistência dos perfis antes da cura do concreto, foi verificado os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção, flambagem local da mesa e flambagem local da alma, usando a combinação de construção considerando as ações permanentes e a sobrecarga na fase de construção, tomadas a partir do valor característico mínimo de 1 kN/m², conforme ABNT NBR 16694:2020.

Segundo a norma ABNT NBR 16694:2020 o carregamento de construção é considerado apenas nas estruturas em que haja risco de ocorrência de estados limites, já durante a fase de construção. O carregamento de construção é transitório e a sua duração.

Nesse contexto, a equação para determinação da combinação última especial ou de construção, utilizada para determinação dos esforços devido à carga de construção estão apresentadas na Equação 6.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 34 de 447

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \right) \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ – valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável principal;

$F_{Qj,k}$ – valores característicos das outras ações variáveis secundárias;

γ_{gi} – coeficientes de ponderação das ações permanentes;


γ_q – coeficiente de ponderação das ações variáveis;

$\psi_{0j,ef}$ – é o fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória.

Devido ao fato de as pré-lajes serem lançadas no tabuleiro com içamento, ao valor da carga de serviço foi adotado o valor de 1 kN/m no tabuleiro da ponte, os esforços estão apresentados na Tabela 1-7.

Tabela 1-7 – Combinações dos esforços para situação de construção

Combinações últimas de construção Item 6.4.3 da ABNT NBR 8681:2003	Combinação para o caso de construção Item 6.4.5 Combinações de serviço ABNT NBR 16694:2020
Para FLM; FLT e FLA	1,25 G + 1,30 Q
$Q_{CE} = 1,25(160,55+354,57) + 1,30(38,89) \rightarrow Q_{CE} = 565,67 \text{ kN}$	
$M_{CE} = 1,25(2.99,78 + 84.2) + 1,30(106.78) \approx M_{CE} = 618,78 \text{ kNm}$	

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 35 de 447


1.5.5.1 Flambagem Local da Alma do Perfil -FLA

Descrição	Formulação	Resultado
FLA	$\lambda_{\alpha 1} := \frac{h_w}{t_w}$	40,9375000
Momento plástico	$M_{pl1} := Z_{sx1} \cdot F_y$	2504,6350 [kN][m]
Momento elástico	$M_{ra1} := W_{s1} \cdot F_y$	2378,7321 [kN][m]
Coeficiente de ponderação	$\gamma_{a1} := 1,10$	1,10

Descrição	Formulação	Resultado
Parâmetro de esbeltez	$\lambda_{pa1} := evalf\left(3,76 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	90,9977077
	$\lambda_{ra1} := evalf\left(5,70 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	137,94874

Momento resistente para carga de construção:

Formulação	
$M_{ra1} := IF\left(\lambda_{\alpha 1} \leq \lambda_{pa1}, \frac{M_{pl1}}{\gamma_{a1}}, IF\left(\lambda_{\alpha 1} \leq \lambda_{ra1}, \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl1} - (M_{pl1} - M_{ra1}) \cdot \frac{\lambda_{\alpha 1} - \lambda_{pa1}}{\lambda_{ra1} - \lambda_{pa1}}\right), Alma\ Esbelta\right)\right)$	
Resultado	$M_{ra1} := 2276,940909 [kN][m]$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 36 de 447

1.5.5.2 Flambagem Local da Mesa (FLM)


Descrição	Formulação	Resultado
FLM	$\lambda_{m1} := \frac{b_{s1}}{t_s}$	10,0000
Momento plástico	$M_{pl1} := Z_{sx1} \cdot F_y$	2504,6350 [kN][m]
Momento elástico	$M_{r1} := W_{s1} \cdot (0,60 \cdot F_y)$	1427,2392 [kN][m]
Coefficiente de ponderação	$\gamma_{a1} := 1,10$	1,10
Parâmetro de esbeltez	$\lambda_{pm1} := evalf\left(0,38 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	9,19658321
coeficiente	$k_{c1} := IF\left(0,35 \leq \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \leq 0,76, \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}}, IF\left(\frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} > 0,35, 0,76, 0,35\right)\right)$	0,625171

Coeficiente de esbeltez e momento em FLM.

Descrição	Formulação	Resultado
FLM	$\lambda_{m1} := evalf\left(0,95 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y \cdot 0,70}}\right)$	21,7278029
Momento	$M_{crm} := IF\left(\lambda_{m1} \leq \lambda_{rm1}, Não se aplica, \frac{0,90Ea \cdot k_{c1}}{\lambda_{m1}^2} \cdot W_{s1}\right)$	Não se aplica

Momento resistente em FLM:

Formulação	
$M_{rm1} := IF\left(\lambda_{m1} \leq \lambda_{pm1}, \frac{M_{pl1}}{\gamma_{a1}}, IF\left(\lambda_{m1} \leq \lambda_{rm1}, \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl1} - (M_{pl1} - M_{r1}) \cdot \frac{\lambda_{m1} - \lambda_{pm1}}{\lambda_{rm1} - \lambda_{pm1}}\right), M_{crm}\right)\right)$	
Resultado	$M_{rm1} := 2214,145517 [kN][m]$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 37 de 447

1.5.5.3 Flambagem Lateral a Torção (FLT)

Descrição	Formulação	Resultado
FLT	$Lb := h_w$	0,6550 [m]
Índice de esbeltez	$\lambda_{t1} := \frac{Lb}{R_{Y1}}$	5,07866060
Momento plástico	$M_{pl1} := Z_{sx1} \cdot F_y$	2504,6350 [kN][m]
Momento Elástico	$M_{r1} := W_{s1} \cdot (0,70 \cdot F_y)$	1665,1125 [kN][m]
Coefficiente de ponderação	$\gamma_{a1} := 1,10$	1,10
Parâmetro de esbeltez	$\lambda_{pt1} := evalf\left(1,76 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	42,5947121
momento de inércia à torção	$J_{torção1} := \frac{1}{3}(b_{i1} \cdot t_i^3 + b_{s1} \cdot t_s^3 + h_w \cdot t_w^3)$	0,000005085 [m] ⁴
Coefficiente β_1	$\beta_1 := \frac{0,70 \cdot F_y \cdot W_{i1}}{Ea \cdot J_{torção1}}$	$\frac{2,38397}{[m]}$
Constante de empenamento da seção transversa	$C_{w1} := \frac{i_{Y1} \cdot (d - t_s)^2}{4}$	0,00006437 [m] ⁶
Esbeltez	$\lambda_{rt1} := evalf\left(\frac{1,38 \cdot \sqrt{i_{Y1} \cdot J_{torção1}}}{R_{Y1} \cdot J_{torção1} \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_{w1} \cdot B_1^2}{i_{Y1}}}}\right)$	180,41770

Momento resistente.

DNIT	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 38 de 447

Para $C_b := 1,00$.

Formulação	
$M_{rt1} := IF\left(\lambda_{r1} \leq \lambda_{pt1}, \frac{M_{pl1}}{\gamma_{a1}}, IF\left(\lambda_{t1} \leq \lambda_{rt1}, \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pal1} - (M_{pl1} - M_{r1}) \cdot \frac{\lambda_{t1} - \lambda_{pt1}}{\lambda_{rt1} - \lambda_{pt1}}\right), M_{r1}\right)\right)$	
Resultado	$M_{rm1} := 2276,94090 \text{ [kN][m]}$

1.5.5.4 Verificação do Cortante

Área efetiva de cisalhamento.


Descrição	Formulação	Resultado
Área da alma do perfil	$A_w := d \cdot t_w$	$0,011200 \text{ [m]}^2$
Limite de plastificação da seção no cortante.	$V_{pl} := 0,60 \cdot A_w \cdot F_y$	$2352,00000 \text{ [kN]}$
Esbelteza	$\lambda_c := \frac{h_w}{t_w}$	$40,92750$
Sem enrijecedor	$a_e := 0$	$0,00$

Coefficiente k_v :

$K_v = 5$ para alma sem enrijecedor transversal, para $a/h > 3$ ou para $a/h > [260/\lambda_c]^2$

$K_v = 5 + 5(a/h)^2$ para outros casos.

Formulação	
$K_v := IF\left(a_e, 5, IF\left(\frac{a_e}{h_w} \geq 3, 5, IF\left(\frac{a_e}{h_w} \geq \frac{260^2}{\lambda_c}, 5, 5 + \frac{5}{\frac{a_e}{h_w}}\right)\right)\right)$	
Resultado	$K_v := 5,00$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 39 de 447

Cálculo da esbeltez da alma do perfil.

Descrição	Formulação	Resultado
Esbeltez	$\lambda_{cp} := evalf\left(1,1 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	59,52790
Esbeltez limite	$\lambda_{cr} := evalf\left(1,37 \cdot \sqrt{\frac{Kv \cdot Ea}{F_y}}\right)$	74,13929

Verificação da resistência ao cortante.


Formulação	
$Vrd := IF\left(\lambda_{cr} \leq \lambda_{cp}, \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, IF\left(\lambda_c \leq \lambda_{cr}, \frac{\lambda_{cp}}{\lambda_c} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, 1,24 \cdot \frac{\lambda_{cp}^2}{\lambda_c} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}\right)\right)$	
Resultado	$Vrd := 2138,18181 \text{ [kN]}$

Verificação do percentual da resistência do perfil: FLA; FLM e FLT.

Descrição	Formulação	Resultado
Relação do momento de construção	$\frac{M_{CONST}}{M_{rm1}}$	0,279466
Relação do cortante de construção	$\frac{Q_{CONST}}{Vrd}$	0,2645565
Resistência FLA	$FLA := IF\left(\frac{Vrd}{Q_{CONST}} \leq 1, NÃO OK, OK!\right)$	OK!
Resistência FLM e FLT	$FLA_{FLT} := IF\left(\frac{M_{CONST}}{M_{rm1}} \leq 1, NÃO OK, OK!\right)$	OK!

1.5.6 Deslocamento Máximo

Determinação da flecha máxima calculada com trem-tipo de cálculo com impacto, adotamos a inércia total das vigas de alma cheia sem os enrijecedores. A flecha máxima devido à carga móvel com impacto, preferencialmente não deve exceder a L/800, em áreas urbanas. A flecha máxima devido à CP1 foi calculada com a inércia da viga de aço isolada e para CP2 com a inércia da seção mista com N = 3n (Manual da CBCA, 2007).

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 40 de 447

1.5.7 Deflexão Máxima Devido à CP (Quase Permanente)

1.5.7.1 Deflexão Devido à Carga Permanente (CPI) Anterior à Cura do Concreto da Laje

Módulo de elasticidade do concreto:

Descrição	Formulação	Resultado
Módulo do concreto	$Ea := 2.050000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$2.050000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m][m]}$

Flecha da ponte.

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$\Delta_{CP1} := \frac{5 \cdot CPI \cdot L^4}{384 \cdot Ea \cdot i_{x1}}$	2,08934 [mm]


1.5.7.2 Carga Quase Permanente CP2 Posterior à Cura do Concreto da Laje

Carga complementares.

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$\Delta_{CP2} := \frac{5 \cdot CPII \cdot L^4}{384 \cdot Ea \cdot IMIF_1}$	0,520341 [mm]
Flecha total	$\Delta_{CPT} := \Delta_{CP1} + \Delta_{CP2}$	2,609684 [mm]
Flecha admissível	$\Delta_{adm1} := \frac{L}{500}$	18,80000 [mm]

1.5.7.3 Verificação da Flecha para Carga Quase Permanente

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$\Delta_{CP2} := \frac{5 \cdot CPII \cdot L^4}{384 \cdot Ea \cdot IMIF_1}$	0,520341 [mm]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 41 de 447

Verificação para flecha limite com carga quase permanente.

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$Verificação_Flecha := IF(\Delta CPT \leq \Delta adm1, OK!, NÃO OK)$	OK!

Serviço II – Deformação devido à carga CP + 0,50 CM (frequente).

Descrição	Formulação	Resultado
Deslocamento no ELS	$Des_{serv} := \frac{5 \cdot (CP1 + CP2) \cdot L^4}{384 \cdot EI \cdot i_{x1}}$	3,09022 [mm]


Para $\psi = 0,50$.

Descrição	Formulação	Resultado
Deslocamento no ELS	$Des_{serv2} := \frac{5 \cdot (CP1 + CP2) \cdot L^4}{384 \cdot EI \cdot i_{x1}}$	3,09022 [mm]
Formulação		
$Des_{serv2} := \frac{5 \cdot CMcomb \cdot \frac{L^4}{8} + CEcomb \cdot L^3 + \psi \cdot Pm \cdot (L - 3) \cdot (3L^2 - (L - 3)^2)}{48 \cdot Ea \cdot IMIF_{x1}}$		
Resultado	$Des_{serv2} := 9,394037 [mm]$	

Flecha admitida.

Descrição	Formulação	Resultado
Deslocamento no ELS	$\Delta adm := \frac{L}{350}$	26,857142 [mm]
Verificação da flecha	$Verif := IF(Des_{serv2} \leq \Delta adm, OK, NÃO OK!)$	OK!

Portanto, não haverá necessidade de contraflecha nos perfis de aço soldados.

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 42 de 447


1.5.8 Cálculo do Stud Bolt - Conectores de Cisalhamento

Conforme estabelece a norma ABNT NBR 16694:2020 para o cálculo dos conectores tipo Stud Bolt deve ser verificado considerando o fluxo de cisalhamento longitudinal, obtido em regime elástico. As combinações últimas devem considerar as ações permanentes totais, as ações acidentais e as cargas devidas ao tráfego dos veículos, com seus respectivos coeficientes de ponderação, adotando sempre interação completa.

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência última do perfil	$A_{\sigma} := A_1 \cdot F_y$	6029,93156 [kN]
Resistência última da laje	$L_{je} := 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_c \cdot t_c$	10557,0000 [kN]
Módulo de elasticidade do concreto	$E_c := evalf\left(4800 \cdot \sqrt{\frac{100 \cdot f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}}}\right) \cdot \frac{[kN]}{[m][m]}$	$2,62906 \cdot 10^7 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Resistência última	$Sus := evalf(0,50 \cdot A_{\sigma} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c})$	168,79780 [kN]
Resistência última do aço ASTM A108 (AASHTO)	$F_{U108} := 413685 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$413685 \frac{[kN]}{[m][m]}$
Resistência limite	$Sus1 := F_{U108} \cdot A_{\sigma}$	157,2552006 [kN]
Adotar a menor resistência	$Sus_{adotado} := IF\left(\frac{evalf(Sus)}{[kN]} \leq \frac{Sus1}{[kN]}, Sus, Sus1\right)$	157,2552006 [kN]

1.5.8.1 Distância entre Conectores de Cisalhamento

Descrição	Formulação	Resultado
Número de Stud por grupo	$m0 := \frac{b_c \cdot t_c}{n} (d + e_c - YM_1)$	0,007492 [m] ³
Resistência	$sr0 := \frac{Q_{cm} \cdot m0}{IM_{I_1}}$	$649,314486 \frac{[kN]}{[m]}$
Número de conectores por linha no perfil	$NúmeroNstud := 3$	3,00
Distância dos conectores	$d0s := \frac{NúmeroNstud}{sr0}$	0,1632429 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 43 de 447

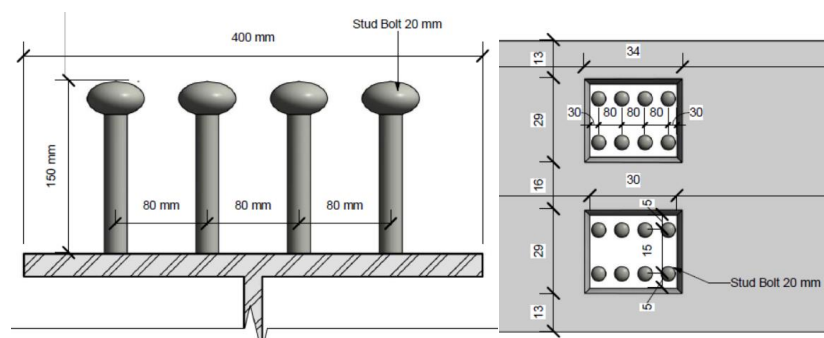


Figura 1-9 – Disposição dos conectores de cisalhamento

1.5.8.2 Número Mínimo de Conectores


Descrição	Formulação	Resultado
Número mínimo de Stud por grupo	$N_{smin} := \text{ceil} \left(\text{evalf} \left(\frac{R_{comand}}{0,85 \cdot Sus} \right) \right)$	44,00
Número de Stud	$N_{studs} := \text{ceil} \left(4 \cdot \frac{x2}{d0s} + 4 \cdot \frac{x3 - x2}{d1s} \right)$	176,00
Condições do conector	$Cond := \text{IF}(N_{studs} \geq N_{smin}, OK, N\tilde{A}O\ OK)$	OK!

Portanto, devido a processos construtivos para encaixe das pré-lajes, foram usados 42 conectores por linha. Onde foram adotados 168 conectores com espaçamento entre linha de 15,00 cm com um total de 4 linhas com espaçamento entre Stud Bolt de 0,80 cm.

1.5.9 Cálculo do Enrijecedor no Apoio dos Perfis PMC-10

O enrijecedor de apoio deve ser feito de chapas de aço em ambos os lados da alma do perfil, e calculados como coluna sub compressão. A seção da coluna será composta pelas duas chapas mais uma parte centrada da alma não maior que 18 vezes a espessura de t_w .

Descrição	Formulação	Resultado
Reação máximo de apoio	$Q_{max} := Q_{cp} + Q_{cmn}$	783,3647 [kN]
Deslocamento para 50 graus	$desl := L \cdot 0,0000012 \cdot 50$	0,005640 [m]
Largura mínima	$t_{max} := \text{evalf} \left(\frac{bsa}{12} \sqrt{\frac{F_y}{22800 [kN]}} \right) [kN]$	0,0206497 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 44 de 447

Descrição	Formulação	Resultado
Dimensão adotada	$t_{sa} := 0,010 \text{ [m]}$	0,010 [m]
Área do enrijecedor	$A_{sa} := b_{sa} \cdot t_{sa} \cdot 2 + (18 \cdot t_w) \cdot t_w$	0,00520612 [m] ²
Inércia do enrijecedor	$I_{sa} := \frac{18 \cdot t_w \cdot t_w^3 + t_{sa} \cdot (2 \cdot b_{sa})^3}{12}$	0,0000099165 [m] ⁴
Raio de giro	$r_{sa} := \sqrt{\frac{I_{sa}}{A_{sa}}}$	0,00436469 [m]


1.5.9.1 Verificações das Tensões na Chapa do Enrijecedor

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão resistente	$F_{sa} := evalf\left(\frac{F_y}{2,12} \cdot \left(\frac{\frac{d^2}{r_{sa}} F_y}{4 \cdot \pi^2 E a}\right)\right)$	$1,600404 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Tensão solicitante	$f_{sa} := \frac{Q_{max}}{A_{sa}}$	$1,437921 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação da tensão	$Relação := \frac{f_{sa}}{F_{sa}}$	0,8964

1.5.10 Cálculo do Enrijecedor Transversal

Verificação da necessidade de enrijecedor transversal e intermediário no perfil PS700.

Descrição	Formulação	Resultado
Chapa	$b_{se1} := b_{se1}$	0,114000 [m]
Espessura da chapa	$t_{se1} := T_{sa}$	0,10000 [m]
Área da chapa	$A_{se1} := b_{se1} \cdot t_{se1}$	0,00114000 [m] ²
Inércia	$I_{se1} := \frac{t_{se1} \cdot b_{se1}^3}{12}$	0,000004928 [m] ⁴
Altura	$d_{01} := 1,00 \text{ [m]}$	1,00 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 45 de 447

Descrição	Formulação	Resultado
Coeficiente	$K_0 := \left(5 + \frac{5}{\left(\frac{d_{01}}{h_w} \right)^2} \right)$	$80011,87812 \frac{[kN]}{[m]^2}$

Coeficiente C01.

Formulação	
$C01 := IF \left(\frac{h_w}{t_w} < evalf \left(\frac{160}{\sqrt{F_y}} \cdot \sqrt{k_0} \right), 1, IF \left(\frac{h_w}{t_w} < evalf \left(\frac{200\sqrt{k_0}}{F_y} \right), \frac{160\sqrt{k_0}}{t_w \cdot \sqrt{F_y}}, \frac{31000\sqrt{k_0}}{t_w^2 \cdot F_y} \right) \right)$	
Resultado	$C01 := 1$

Tensão na chapa F_{vei} .


Formulação	
$F_{vei} := IF \left(\left(\frac{505000000}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)^2} \right) \leq \frac{F_y}{3}, \left(\frac{505000000}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)^2} \right), \frac{F_y}{3} \right)$	
Resultado	$F_{vei} := 115000 \frac{[kN]}{[m]^2}$

Tensão na chapa F_{VET} .

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão	$F_{VET} := IF \left(F_{vei} \leq \frac{0,60 \cdot F_y \cdot C01}{1,10}, F_{vei}, \frac{0,60 \cdot F_y \cdot C01}{1,10} \right)$	$F_{VET} := 115000 \frac{[kN]}{[m]^2}$

Verificação.

Formulação	
$VrD := IF(F_{VET} \geq fa1, Não\ precisa\ de\ chapa\ de\ reforço, Precisa\ de\ reforço)$	
Resultado	$VrD := Não\ precisa\ de\ chapa\ de\ reforço$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 46 de 447

1.5.11 Cálculo Do Enrijecedor Longitudinal

A flambagem local é uma instabilidade localizada, ocorrendo enrugamentos na chapa que compõe os perfis metálicos. Essas imperfeições ocorrem quando uma placa está sendo comprimida e pode entrar em colapso pelo escoamento do material ou por flambagem. Uma medida preventiva é usar uma chapa longitudinal na alma do perfil a fim de enrijecer a alma do perfil. Por isso, foi verificado a necessidade do uso da chapa de reforço com enrijecedor longitudinal.

Descrição	Formulação	Resultado
Enrijecedor	$R_{enr} := IF \left(t_w \leq h_w \cdot \frac{\sqrt{fbs1}}{60000}, \text{Necessita}, \text{Não necessita} \right)$	<i>Não necessita</i>
Enrijecedor	$R_{enr} := IF \left(t_w \leq \frac{h_w}{170}, \text{Necessita}, \text{Não necessita} \right)$	<i>Não necessita</i>

1.5.12 Cálculo da Solda

A solda calcula para construção do perfil longitudinal e ligação entre as chapas gusset com perfil, foi com penetração parcial com solda de filete, usada entre banzo e alma. Já entre alma dos perfis foi utilizado, penetração total, por apresentar um melhor comportamento mecânico e de fácil execução entre chapas no mesmo plano. A Figura 1-10 mostra a solda com penetração total com chanfro em duplo V simétrico ou em X entre chapas no mesmo plano utilizada no dimensionamento. Os detalhes da solda foram baseados no *Bridge Welding Reference Manual*. (<https://www.fhwa.dot.gov/bridge/steel/pubs/hif19088.pdf>). Solda de duplo chanfro em V simétrico ou em X, teve uma face de raiz de 6,00mm à 8,00 mm.

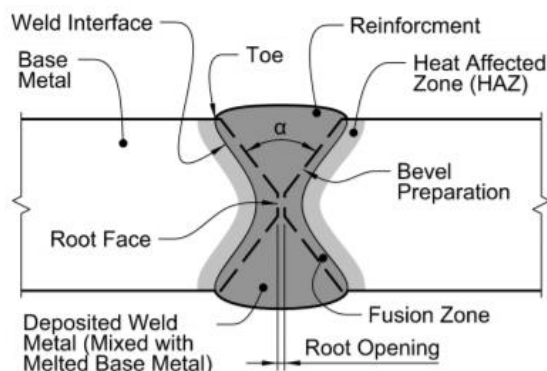


Figura 1-10 – Detalhe da Solda com Penetração Total

Solda dos perfis da PMC-10

Esforço de cisalhamento horizontal entre a alma e a mesa é dado pela **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

$$S = Q \cdot ME / I$$

Erro! Fonte de referência não encontrada.


Onde:

Q – Cortante (kN);

ME – Momento estático (m^3);

I – Inércia (m^4).

Descrição	Formulação	Resultado
Cortante máximo na chapa	$Q_{cp1} := \frac{CPI \cdot L}{2}$	62,59116 [kN]
Cortante máximo na chapa	$Q_{cp2} := \frac{CPII \cdot L}{2}$	27,02500 [kN]

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 48 de 447

Esforço na Solda.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior	$Scp1_s := \frac{Qcp1 \cdot b_{s2} \cdot t_s \cdot \left(d - CG_1 - \frac{t_s}{2}\right)}{i_{x2}}$	71,91831 $\frac{[kN]}{[m]}$
	$Scp2_s := \frac{Qcp2 \cdot (b_{s2} \cdot t_s) \cdot \left(d - YMF_1 - \frac{t_s}{2}\right) + \frac{b_c \cdot t_c}{N} \cdot (d + e_c - YM_1)}{IMI_1}$	35,90291 $\frac{[kN]}{[m]}$
	$Scpm_s := \frac{Qcm(x1) \cdot (b_{s2} \cdot t_s) \cdot \left(d - YMF_1 - \frac{t_s}{2}\right) + \frac{b_c \cdot t_c}{n} \cdot (d + e_c - YM_1)}{IMI_1}$	942,38061 $\frac{[kN]}{[m]}$

Esforço total na mesa.


Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior	$Solda_s := Scp1_s + Scp2_s + Scpm_s$	1050,20184 $\frac{[kN]}{[m]}$

Mesa inferior.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa inferior	$Scp1_{inf} := \frac{Qcp1 \cdot b_{i2} \cdot t_i \cdot \left(CG_1 - \frac{t_i}{2}\right)}{i_{x2}}$	88,42338 $\frac{[kN]}{[m]}$
	$Scp2_{inf} := \frac{Qcp2 \cdot (b_{i2} \cdot t_i) \cdot \left(YMF_1 - \frac{t_i}{2}\right)}{IMIF_1}$	34,48073 $\frac{[kN]}{[m]}$
	$Scpm_i := \frac{Qcm(x1) \cdot (b_{i2} \cdot t_i) \cdot \left(YMF_1 - \frac{t_i}{2}\right)}{IMI_1}$	740,93338 $\frac{[kN]}{[m]}$

Esforço total na mesa inferior.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa inferior	$Solda_s := Scp1_{inf} + Scp2_{inf} + Scpm_i$	860,83750 $\frac{[kN]}{[m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 49 de 447

Adota-se a máxima solicitação na solda, portanto a solicitação utilizada foi de $Sol_{max} = 1050,20184 \text{ kN/m}$.

Resistência da solda.


Descrição	Formulação	Resultado
1 cm de solda de 1mm	$R_{fil} := \frac{F_v \cdot 0,707}{0,0010}$	$8.16585 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$

Filete necessário.

Descrição	Formulação	Resultado
1 cm de solda de 1mm	$Filete := \frac{\frac{Sol_{max}}{2}}{R_{fil}}$	$0,0006430 [m]$

Para espessura de chapa menor que 19 mm, usar filete de solda de 6,0 mm.

Para espessura de chapa maior que 19 mm, usar filete de solda de 8,0 mm.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 50 de 447

1.5.13 Verificação da Fadiga na Solda

Percentual de carga média diária de tráfego $pec = 20\%$;


Número de ciclos $NC := 1.80 \cdot 10^5$

Segundo a AASHTO (2017) tabela 6.6.1.2.5-2 para figura 3.1 - Categoria B e para figura 5.1 também Categoria B.

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão resistente	$\Delta Fn := \left(\frac{3,867291360 \cdot 10^9}{NC} \right)^{\frac{1}{3}}$	$2,780000000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Solicitação	$\Delta f := \frac{0,75 \cdot M_{cm}}{WIM_1}$	$1,270704058 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação de resistência	$\frac{\Delta f}{\Delta Fn}$	0,45708

Verificação no pé da solda dos enrijecedores transversais e conectores de cisalhamento. Baseado nas figuras 4.1 e 8.1 com categoria C da Tabela 6.6.1.2.5-2 da norma AASHTO.

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão resistente	$\Delta Fn := \left(\frac{1.418507820 \cdot 10^9}{NC} \right)^{\frac{1}{3}}$	$1,990000000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Solicitação	$\Delta f_{II} := \frac{0,75 \cdot M_{cm}}{WIM_1}$	$1,270704058 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação de resistência	$\frac{\Delta f_{II}}{\Delta Fn}$	0,4570877

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 51 de 447

1.5.14 Dimensionamento do Diafragma

Cálculo da barra do diafragma obtida com a envoltória dos esforços a Figura 1-11 mostra a obtenção do esforço axial na respectiva barra do contraventamento.

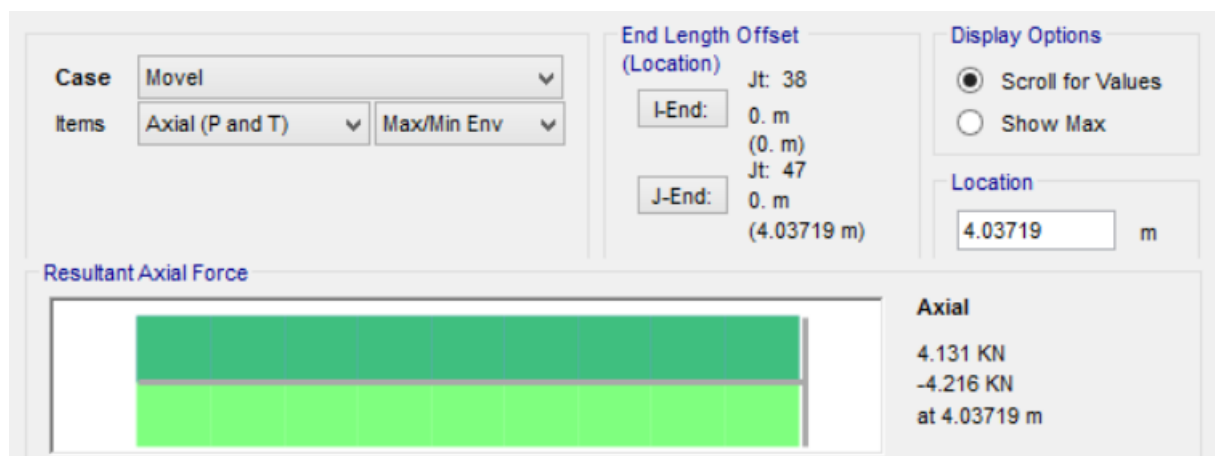




Figura 1-11 – Esforço do diagrama devido à carga móvel combinada com vento

Descrição	Formulação	Resultado
Número de diafragma	$num_{diaf} := \text{ceil}\left(\frac{L}{7,60 [m]}\right) + 1$	3,00
Espaçamento mínimo dos diafragmas	$dist_{diaf} := \frac{L}{num_{diaf}}$	3,133333 [m]
Distância adotada	$dist_{adot} := 5,00 [m]$	5,00 [m]
Esbeltez máxima	$Esb := 100$	100
Raio de giro	$RMin := \frac{l}{Esb}$	0,016000 [m]
Cantoneira adotada para contraventamento	$L127x127 \text{ com } r := 3,94 [cm]$	$r := 3,94 [cm]$
Comprimento da barra	$Ldiafragma := 2,00 [m]$	2,00 [m]
Área bruta	$Ag127x127 := 0,00233 [m]^2$	0,00233 [m] ²
Esbeltez	$\lambda_0 := \text{evalf}\left(\frac{1 \cdot 2 \cdot Ldiafragma}{RMin \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{Ea}}\right)$	3,2645457

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 52 de 447

Descrição	Formulação	Resultado
Condição	$\chi_1 := 0,658\lambda_o^2$	0,0115554
	$\chi_2 := \frac{0,887}{\lambda_o^2}$	0,0822913

Descrição	Formulação	Resultado
Resistencia da barra com Q=1	$R_{sbc} := \frac{\chi_1 \cdot Ag_{127x127} \cdot F_y}{1,10}$	8,444397 [kN]
Solicitação	$N_{sd} := 4,22 \text{ kN} < R_{sbc}$	OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 53 de 447

1.6 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA MISTA DA PMC-15


O dimensionamento da PMC-15 considerou o peso próprio da laje; da New Jersey, do revestimento asfáltico de 5,00 cm e da estrutura metálica. A Figura 1-12 apresenta o modelo 3D da PMC-15.



Figura 1-12 – Modelo da Ponte PMC-15

O vão teórico de cálculo equivale a distância de centro a centro de apoio, descontando do vão total há uma distância de 30 cm em cada uma das extremidades para acomodar os pares de apoio tipo neoprene fretado.

Descrição	Formulação	Resultado
Comprimento total do vão	$V\tilde{a}o := 15 \text{ [m]}$	15,0 [m]
Comprimento teórico	$L := V\tilde{a}o - 2 \cdot 0,3 \text{ [m]}$	14,40 [m]
Largura da seção transversal	$B := 5 \text{ [m]}$	5 [m]
Distância entre vigas	$l := 2,50 \text{ [m]}$	2,50 [m]
Número de faixas	$faixas := 1$	1,00
Número de vigas	$Nvigas := 2$	2,00
Comprimento do balanço	$l_{balanço} := \frac{B - (Nvigas - 1)l}{2}$	0,95 [m]
Espessura da laje	$T_c := 0,23 \text{ [m]}$	0,23 [m]
Concreto da laje	$f_{ck} := 30000 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$30000 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Área do Guarda-rodas	$G_R := 0,25 \text{ [m]}[m]$	$0,25 \text{ [m]}^2$
Peso específico do concreto	$\gamma_c := 25 \frac{[kN]}{[m][m][m]}$	$25 \frac{[kN]}{[m]^3}$


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 54 de 447

As vigas foram dimensionadas considerando três seções composta do perfil. Utilizando Momento de Inércia com Teorema dos Eixos Paralelos, para considerar os banzos e alma do perfil metálico. As vigas foram consideradas com aço tipo ASTM A572 baseado na norma NBR 16694:2020.

Descrição	Formulação	Resultado
Perfil das vigas ASTM A572	$f_y := 345000 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$345000 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Perfil das vigas ASTM A572	$f_u := 485000 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$485000 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Peso específico do aço	$\gamma_a := 78,5 \frac{[kN]}{[m][m][m]}$	$78,5 \frac{[kN]}{[m]^3}$
Módulo de Elasticidade do aço ASTM A572	$E_a := 2,050 \cdot 10^8 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$2,05000 \cdot 10^8 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Espessura do revestimento asfáltico	$R_{asf} := 0,00 [m]$	$R_{asf} := 0,00 [m]$
Peso específico do revestimento asfáltico	$\gamma_{asf} := 18 \frac{[kN]}{[m][m][m]}$	$18 \frac{[kN]}{[m]^3}$
Peso do revestimento	$q_{asf} := R_{asf} \cdot \gamma_{asf} \cdot 4,20$	0,00

Cargas permanentes da superestrutura.

Descrição	Formulação	Resultado
Laje de concreto armado	$q_1 := T_c \cdot \frac{B}{Nvigas} \cdot \gamma_c$	$9,37500 \frac{[kN]}{[m]}$
Peso da estrutura metálica	$q_2 := \frac{A_1 \cdot \gamma_a \cdot C_{seção1} + A_2 \cdot \gamma_a \cdot C_{seção2}}{v\tilde{a}o}$	$4,137473 \frac{[kN]}{[m]}$
Barreira New Jersey	$q_3 := \frac{G_R \cdot \gamma_c \cdot 2}{Nvigas}$	$6.25000 \frac{[kN]}{[m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 55 de 447

Carga antes da cura do concreto:

Descrição	Formulação	Resultado
Carga variável CPI	$CPI := q_1 + q_2$	$13,512473 \frac{[kN]}{[m]}$

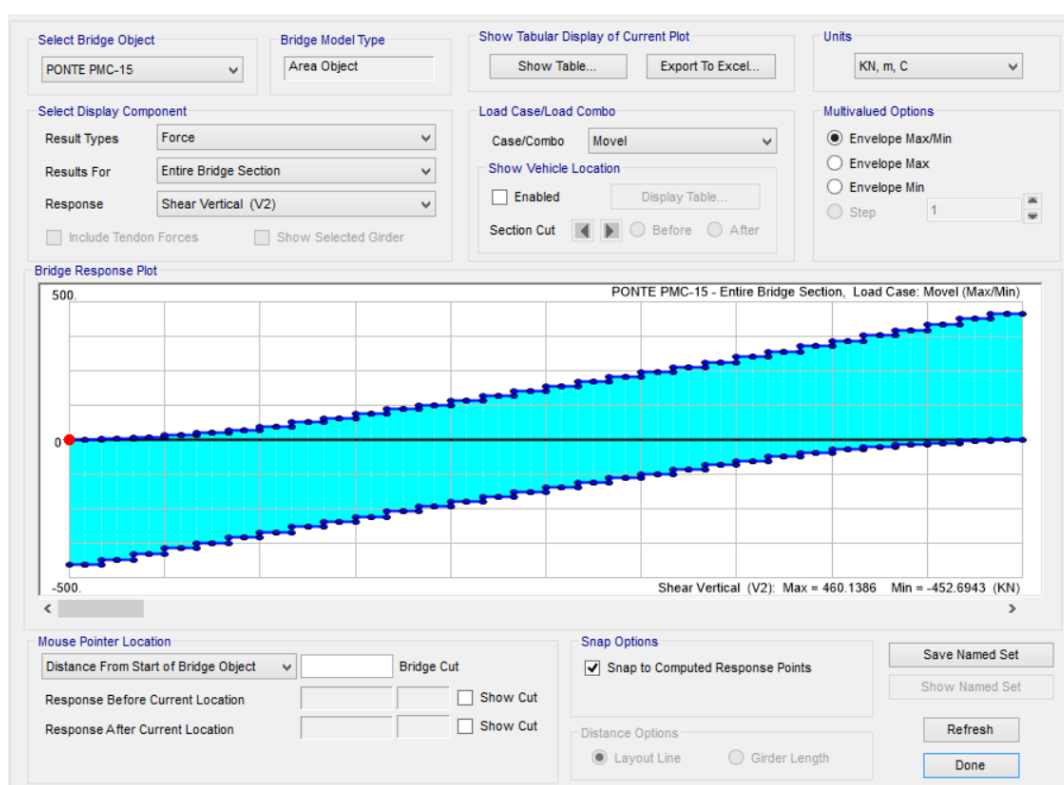
Cargas complementares.

Descrição	Formulação	Resultado
Carga variável CPII	$CPII := q_3$	$6.25000 \frac{[kN]}{[m]}$

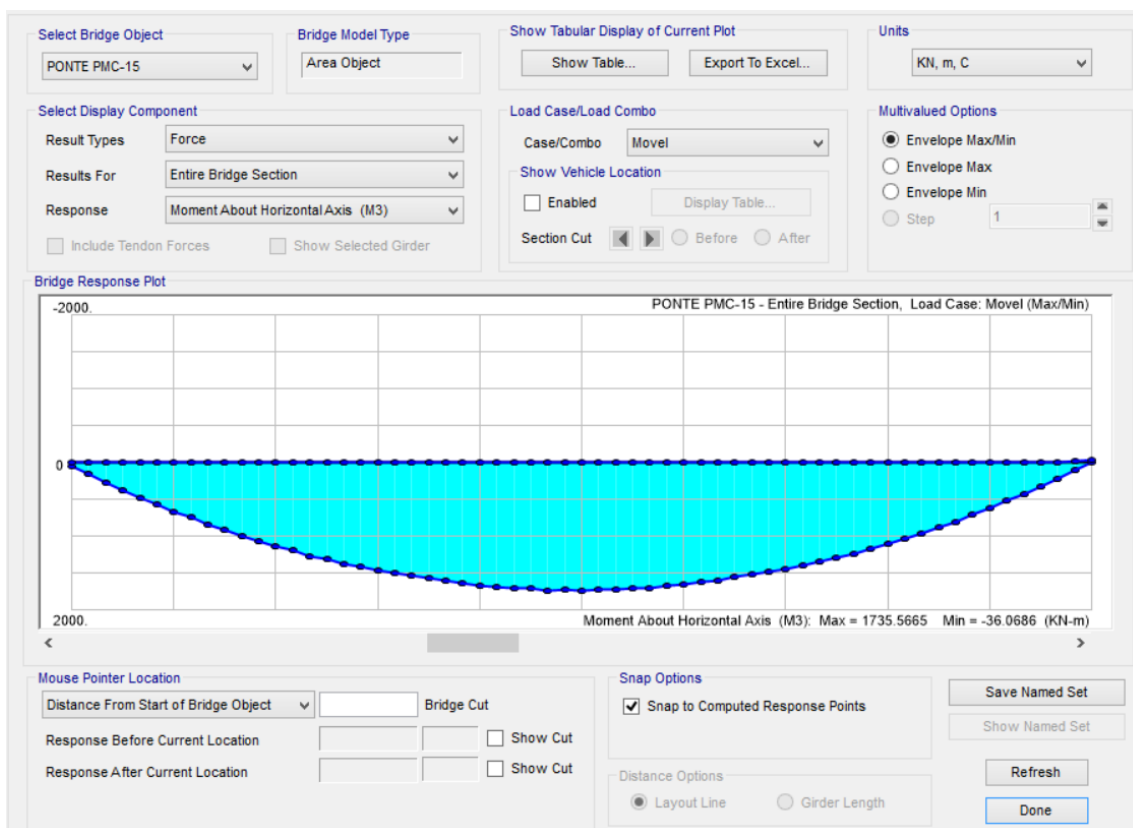
Carga permanente total.

Descrição	Formulação	Resultado
Carga total	$CPT := CPI + CPII$	$19,972473 \frac{[kN]}{[m]}$

Após, determinação das cargas permanentes foram incluídas no modelo numérico para determinação dos esforços permanentes e móveis. A **Figura 1-13** mostra os diagramas de esforços cortantes e momentos fletores da PMC-15.



(a) Esforço cortante referente ao Trem-Tipo TB - 450 kN, $V_{CM} = 460,13$ kN




(e) Momento fletor referente ao Trem-Tipo TB – 450 kN, $M_{CM} = 1735.56 \text{ kNm}$

Figura 1-13 – Cálculo dos esforços na ponte PMc-15

A Tabela 1-8 apresenta a combinação dos esforços para PMc-15 no ELU.

Tabela 1-8 – Combinações das Ações no ELU

Esforço cortante solicitante de projeto	Combinação de Esforço para o ELU
Q = Esforço Cortante	1,35CPP + 1,50 CM
$Q_{cp} = 1,5 \cdot 255,83 \Rightarrow Q_{cp} = 345,38 \text{ kN}$	
$Q_{cp} = 1,5 \cdot 460,13 = 690,15 \approx Q_{cp} = 700,00 \text{ kN}$	
Momento solicitante de projeto	Combinação de Esforço para o ELU
M = Momento Fletor	1,35CPP + 1,50 CM
$M_{CP1} = 1,35 \cdot 499,28 \rightarrow M_{CP1} = 674,0324670,00 \text{ kNm}$	
$M_{CP2} = 1,35 \cdot 116,71 \rightarrow M_{CP2} = 157,71 \text{ kNm}$	
$M_{CM} = 1,5 \cdot 1.735,56 \rightarrow M_{CM} = 2.603,34 \approx M_{CM} = 2.604,00 \text{ kNm}$	

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 57 de 447

1.6.1 Cálculo da Geometria do Perfil Soldado PS1000

Os dois perfis utilizados nas longarinas da **PMC-15** foram do tipo perfil soldado com a mesa do banzo inferior maior que o banzo superior. A geometria da seção está apresentada na Figura 1-14 sendo que o tamanho da mesa superior atende as dimensões mínimas para instalação dos **STUD BOLTS**.

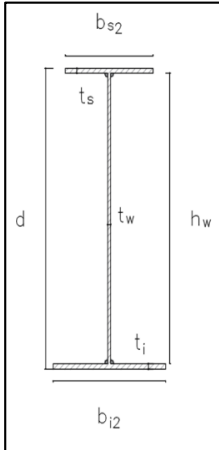

Dimensões do Perfil	
$d = 1,000 \text{ [m]}$	
$t_w = 0,0160 \text{ [m]}$	
$t_s = 0,0200 \text{ [m]}$	
$t_i = 0,0250 \text{ [m]}$	
$b_{s1} = 0,400 \text{ [m]}$	
$b_{i1} = 0,650 \text{ [m]}$	

Figura 1-14 – Geometria do Perfil Soldado da PMC-15

1.6.1.1 Propriedades Geométricas do Perfil PS1000

Cálculo dos parâmetros geométricos da seção do perfil soldado PS1000.

Descrição	Formulação	Resultado
Comprimento da PMC-15	$C_{seção1} := 15 \text{ [m]}$	15 [m]
Altura da alma	$h_w := d - t_i - t_s$	0,9550 [m]
Área da seção do perfil	$A_1 := (b_{s1} - t_s) + (b_{i1} - t_i) + (h_w \cdot t_w)$	0,039530 [m] ²
Peso por metro	$P_{peso1} := A_1 \cdot \gamma_a$	3,103105 $\frac{[kN]}{[m]}$
Centro de Gravidade	$CG_1 := (b_{s1} \cdot t_s) \cdot \left(d - \frac{t_s}{2}\right) + h_w \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_w}{2} + t_i\right) + b_{i1} t_i \cdot \left(\frac{t_i}{2}\right)$	0,399729 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 58 de 447

Cálculo do momento de inércia em torno do eixo “x”:

Formulação	
$i_{x1} := \frac{b_{s1} \cdot t_s^3 + b_{i1} \cdot t_i^3 + h_w^3 \cdot t_w}{12} + \left(d - CG_1 - \frac{t_s}{2}\right)^2 \cdot b_{s1} \cdot t_s + \left(CG_1 - \frac{t_i}{2}\right)^2 \cdot b_{i1} \cdot t_i + \left(\frac{h_w}{2} + t_i - CG_1\right)^2 \cdot h_w \cdot t_w$	
Resultado	$i_{x1} := 0.0065477965 [m]^4$

Cálculo do momento de inércia em torno do eixo “y”:

Descrição	Formulação	Resultado
Inércia em y	$i_{y1} := \frac{b_{s1}^3 \cdot t_s + b_{i1}^3 \cdot t_i + h_w \cdot t_w^3}{12}$	0,000679128 [m] ⁴

Momento resistente “Módulo Elástico”.


Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente superior da seção	$W_{s1} := \frac{i_{x1}}{(d - CG_1)}$	0,0109080 [m] ³
Momento resistente inferior da seção	$W_{i1} := \frac{i_{x1}}{CG_1}$	0,0163805 [m] ³

Momento resistente em torno do eixo y “Módulo Elástico”:

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente em y	$W_{y1} := \frac{i_{y1}}{\left(\frac{b_{i1}}{2}\right)}$	0,00208962 [m] ³

Raio de giração.

Descrição	Formulação	Resultado
Raio de giro em	$R_{x1} := \sqrt{\frac{i_{x1}}{A_1}}$	0,4069904 [m]
Descrição	Formulação	Resultado
Raio de giro em y	$R_{y1} := \sqrt{\frac{i_{y1}}{A_1}}$	0,1310727 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 59 de 447

Módulo Resistente Plástico superior em torno do eixo x e y.

Descrição	Formulação	Resultado
Módulo plástico em x	$Z_{sx1} := b_{s1} \cdot t_s \cdot (d - t_s) + \frac{t_w \cdot h_w^2}{4}$	0,0114881 [m] ³
Módulo plástico em y	$Z_{sy1} := \frac{b_{s1}^2 \cdot t_s}{2} + \frac{t_w^2 \cdot h_w}{4}$	0,0016611 [m] ³

Módulo Resistente Plástico inferior em torno do eixo x e y.


Descrição	Formulação	Resultado
Módulo plástico em x	$Z_{ix1} := b_{i1} \cdot t_i \cdot (d - t_s) + \frac{t_w \cdot h_w^2}{4}$	0,0195731 [m] ³
Módulo plástico em y	$Z_{iy1} := \frac{b_{i1}^2 \cdot t_i}{2} + \frac{t_w^2 \cdot h_w}{4}$	0,0053423 [m] ³

1.6.2 Dimensões da Seção Mista da PMC-15

A largura efetiva da laje será o menor dos valores:

- 1/4 do vão;
- Distância entre vigas;
- 12 vezes a espessura da laje.

Formulação		
$b_c := 2 \cdot IF \left(IF \left(\frac{l}{8} > \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{8 \cdot [m]} \right) > \frac{l_{balanço}}{[m]}, \text{ibalanço}, IF \left(\frac{l}{4 \cdot [m]} > \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{2}, \frac{l}{4} \right) \right)$		
Resultado	$b_c := 1,80000 [m]$	
Descrição	Formulação	Resultado
Espessura da mísula	$e_{misula} := 0$	0,00 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 60 de 447

Descrição	Formulação	Resultado
Espessura média	$e_c := e_{mísula} + \frac{t_c}{2}$	0,115000 [m]

De acordo com a AASHTO, para concreto com densidade normal de (2400kg/m³), a relação $n = E_a/E_c$ pode ser tomada como:

- Para concreto com $f_{ck} < 25$ Mpa, $n = 9$;
- Para concreto com $24 \text{ MPa} < f_{ck} < 32$ Mpa, $n = 8$;
- Para concreto com $31 \text{ MPa} < f_{ck} < 42$ Mpa, $n = 9$;
- Para concreto com $41 \text{ MPa} < f_{ck}$, $n = 6$.

A relação $n = E_a/E_c$ segundo a AASHTO poder definida como:


Formulação	
$n := IF \left(\frac{f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}} > 4100,6, IF \left(\frac{f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}} > 3100,7, IF \left(\frac{f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}} > 2400,8,9 \right) \right) \right)$	
Resultado	$n := 8$

Para as cargas de longa duração, foi utilizado 3 vezes a relação inicial entre os módulos de elasticidade conforme (AASHTO, 2017).

Nas cargas de longa duração temos: $N := 3 \cdot n = 24$

1.6.3 Propriedade da Seção Mista em Aço/Concreto

Descrição	Formulação	Resultado
Centro de gravidade inicial da seção mista	$YM_1 := \frac{\frac{b_c}{n} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A_1 \cdot CG_1}{\frac{b_c}{n} \cdot t_c + A_1}$	0,7660661 [m]
Centro de gravidade para carga de longa duração da seção	$YMF_1 := \frac{\frac{b_c}{N} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A_1 \cdot CG_1}{\frac{b_c}{N} \cdot t_c + A_1}$	0,59102891 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 61 de 447

Momento de inércia inicial para seção mista em aço/concreto.

Formulação	
$IMI_1 := i_{x1} + (A_1 \cdot (YM_1 - CG_1)^2) + \left(\frac{b_c \cdot t_c^3}{12} \right) + \left(\frac{b_c}{n} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YM_1)^2 \right)$	
Resultado	$IMI_1 := 0,01641445 [m]^4$

Momento de inércia para cargas de longa duração da seção mista em aço/concreto.

Formulação	
$IMIF_1 := i_{x1} + (A_1 \cdot (YMF_1 - CG_1)^2) + \left(\frac{b_c \cdot t_c^3}{12} \right) + \left(\frac{b_c}{N} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YMF_1)^2 \right)$	
Resultado	$IMIF_1 := 0,01168351 [m]^4$

Momento resistente superior para carga inicial da seção mista.


Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente para carga inicial	$WSM_1 := \frac{IMI_1}{(d - YM_1)}$	$0,07016700 [m]^3$

Momento resistente superior para cargas de longa duração da seção mista aço/concreto.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente superior	$WSMF_1 := \frac{IMIF_1}{(d - YMF_1)}$	$0,02856807 [m]^3$

Momento resistente inferior para cargas inicial da seção mista aço/concreto.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente para carga inicial inferior	$WIM_1 := \frac{IMI_1}{(YM_1)}$	$0,02142694 [m]^3$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 62 de 447

Momento resistente inferior para cargas de longa duração da seção mista aço/concreto.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente inferior para carga de longa duração	$WIMF_1 := \frac{IMIF_1}{(YMF_1)}$	0,01976809 [m] ³

Momento resistente da seção mista para carga de curta duração.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente seção mista	$WC_1 := \frac{IM I_1 \cdot n}{(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YM_1)}$	0,3420268 [m] ³

Momento resistente para cargas de longa duração da seção mista.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento para seção mista de longa duração	$WCF_1 := \frac{IMIF_1 \cdot N}{(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YMF_1)}$	0,5016389 [m] ³

1.6.4 Tensões Resistentes da Seção


A mesa comprimida de uma viga mista é considerada contida lateralmente ao longo de todo seu comprimento pela laje de concreto, através da resistência do concreto endurecido.

1.6.4.1 Compressão do Concreto

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência à compressão do concreto	$f_{ck} := \frac{0,85 f_{cd}}{1,40}$	15178,57143 $\frac{kN}{[m][m]}$

1.6.4.2 Tração e compressão do aço

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência à tração e compressão	$f_b := 0,55 \cdot f_y$	$1,9250000 \cdot 10^5 \frac{kN}{[m][m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 63 de 447

1.6.4.3 Cisalhamento na alma do perfil PS700

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência ao cisalhamento	$f_v := 0,33 \cdot f_y$	$1,1550000 \cdot 10^5 \frac{kN}{[m][m]}$

1.6.4.4 Esforços solicitantes para PMC-15 com perfil PS1000

Combinações para o Estado Limite Último – ELU.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento peso próprio I	$M_{CPI} := 674,03246 [kN][m]$	$674,03246 [kN][m]$
Momento peso próprio II	$M_{CPII} := 157,57815 [kN][m]$	$157,57815 [kN][m]$
Momento carga multidão	$M_{CM} := 2604,204627 [kN][m]$	$2604,204627 [kN][m]$
Cortante carga peso-próprio	$Q_{CP} := 345,389483 [kN]$	$345,389483 [kN]$
Cortante carga multidão	$Q_{CM} := 700,000 [kN]$	$700,000 [kN]$


Esforços com as combinações para o Estado Limite de Serviço – ELU para carga de construção da ponte PS1000.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento de construção	$M_{CONST} := 2327,000 [kN][m]$	$2327,000 [kN][m]$
Cortante de construção	$Q_{CONST} := 610,000 [kN]$	$610,000 [kN]$

1.6.4.5 Relação dos esforços solicitantes frente as resistências mecânicas

Relação de esforços na seção do perfil PS1000

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior do perfil	$f_{bs1} := \frac{M_{CPI}}{W_{s1}} + \frac{M_{CPII}}{W_{SMF_1}} + \frac{M_{CM}}{W_{SM_1}}$	$1,044222171 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 64 de 447

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa inferior do perfil	$f_{bi1} := \frac{M_{CPI}}{W_{i1}} + \frac{M_{CPII}}{WSMF_1} + \frac{M_{CM}}{WSM_1}$	$1,706584662 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Alma do perfil soldado	$f_{a1} := \frac{Q_{CP} + Q_{CM}}{h_w t_w}$	$61762,05991 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Laje de concreto	$f_{c1} := \frac{M_{CPII}}{WCF_1} + \frac{M_{CM}}{WC_1}$	$7928,160212 \frac{[kN]}{[m]^2}$

1.6.4.6 Verificação da resistência da seção do Perfil PS1000 da PMC-15

Verificação de momento e cortante.


Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior do perfil	$Sup := IF(fbs1 \leq fb, OK!, NÃO OK)$	OK!
Mesa inferior do perfil	$Inf := IF(fbi1 \leq fb, OK!, NÃO OK)$	OK!
Alma do perfil PS700	$Alma := IF(fa1 \leq fv, OK!, NÃO OK)$	OK!
Laje de concreto	$Laje := IF(fc1 \leq Fc, OK!, NÃO OK)$	OK!

Percentual de resistência do perfil PS1000 soldado.

Descrição	Formulação	Resultado
Relação da resistência na mesa superior do perfil	$Sup := \frac{fbs1}{fb}$	0,5424530
Relação da resistência na mesa inferior do perfil	$Inf := \frac{fbi1}{fb}$	0,8865374
Relação da resistência na alma do perfil PS1000	$Alma := \frac{fa1}{fv}$	0,53477364
Relação da resistência na laje de concreto	$Laje := \frac{fc1}{Fc}$	0,52232584

1.6.5 Verificação das Instabilidades dos Perfis PS1000

Segundo a norma ABNT NBR 16694:2020 as vigas ou longarinas devem ser dimensionadas em duas fases diferentes: Na primeira quando as vigas de aço se referem à estrutura resistente, e outra quando o sistema se comporta de maneira mista com a laje de concreto do tabuleiro. Dessa forma, foi verificado que a seção adotada para o perfil atende às solicitações com a interação aço/concreto.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 65 de 447

Entretanto, para verificação da resistência dos perfis antes da cura do concreto, foi verificado os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção, flambagem local da mesa e flambagem local da alma, usando a combinação de construção considerando as ações permanentes e a sobrecarga na fase de construção, tomadas a partir do valor característico mínimo de 1 kN/m², conforme ABNT NBR 16694:2020.

Segundo a norma ABNT NBR 16694:2020 o carregamento de construção é considerado apenas nas estruturas em que haja risco de ocorrência de estados limites, já durante a fase de construção. O carregamento de construção é transitório e a sua duração.

Nesse contexto, a equação para determinação da combinação última especial ou de construção, utilizada para determinação dos esforços devido à carga de construção estão apresentadas na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \right)$$

**Erro! Fonte de r
eferência não
encontrada.**

Onde:

$F_{Gi,k}$ – valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável principal;


$F_{Qj,k}$ – valores característicos das outras ações variáveis secundárias;

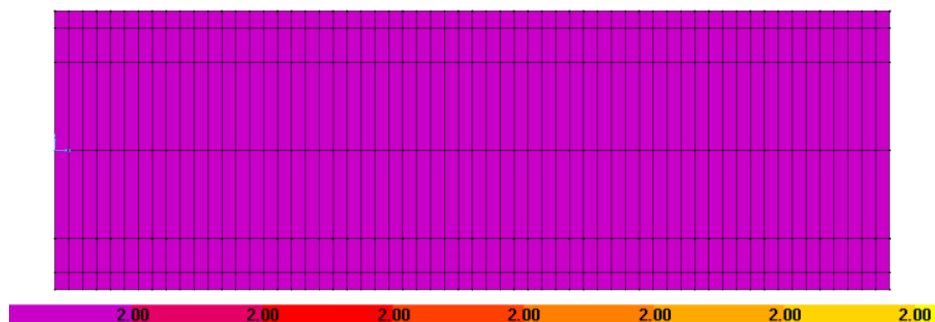
γ_{gi} – coeficientes de ponderação das ações permanentes;

γ_q – coeficiente de ponderação das ações variáveis;

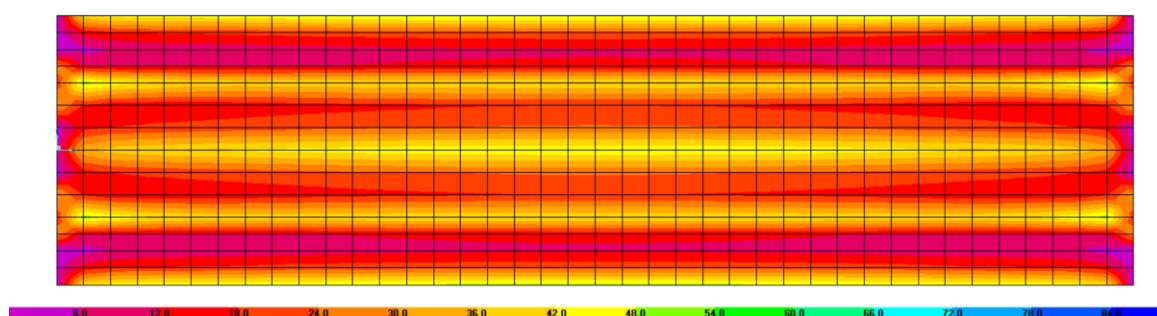
$\psi_{0j,ef}$ – é o fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória.

A Figura 1-15 mostra os detalhes da carga aplicada de trabalho de 2 kN/m².

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 66 de 447



(a) Carga de 2 kN/m² Aplicado no Tabuleiro da PMC-15



(b) Momento Fletor Devido à Sobrecarga de Construção


Figura 1-15 – Carga de 2 kN/m² aplicado no tabuleiro da PMC-15

Devido ao fato de as pré-lajes serem lançadas no tabuleiro com içamento, ao valor da carga de serviço foi adotado o valor de 2 kN/m² no tabuleiro da ponte, os esforços estão apresentados na Tabela 1-9.

Tabela 1-9 – Combinações dos esforços para situação de construção

Combinações últimas de construção Item 6.4.3 da ABNT NBR 8681:2003	Combinação para o caso de construção Item 6.4.5 Combinações de serviço ABNT NBR 16694:2020
Para FLM; FLT e FLA	1,25 G + 1,30 Q
$Q_{CE} = 1,25(255,84 + 154,24) + 1,30(74,24) \rightarrow Q_{CE} = 610,00 \text{ kN}$	
$M_{CE} = 1,25(944,0 + 628,0) + 1,30(278,46) \approx M_{CE} = 2.327,00 \text{ kNm}$	

Para tornar o projeto mais econômico foi projetado vigas em perfil soldado com variação de espessura das mesas e com variação da largura. Também em conformidade com a norma

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 67 de 447


ABNT NBR 16694:2020 a instabilidade do perfil foi verificada com a carga de construção antes da cura do concreto.

1.6.5.1 Flambagem Local da Alma do perfil -FLA

Descrição	Formulação	Resultado
FLA	$\lambda_{a1} := \frac{h_w}{t_w}$	59,687800
Momento plástico	$M_{pl1} := Z_{sx1} \cdot F_y$	4020,83500 [kN][m]
Momento elástico	$M_{ra1} := W_{s1} \cdot F_y$	3817,82964 [kN][m]
Coeficiente de ponderação	$\gamma_{a1} := 1,10$	1,10
Parâmetro de esbeltez	$\lambda_{pa1} := evalf\left(3,76 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	90,9977077
	$\lambda_{ra1} := evalf\left(5,70 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	137,94874

Momento resistente para carga de construção.

Formulação	
$M_{ra1} := IF\left(\lambda_{a1} \leq \lambda_{pa1}, \frac{M_{pl1}}{\gamma_{a1}}, IF\left(\lambda_{a1} \leq \lambda_{ra1}, \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pa1} - (M_{pl1} - M_{ra1}) \cdot \frac{\lambda_{a1} - \lambda_{pa1}}{\lambda_{ra1} - \lambda_{pa1}}\right), Alma Esbelta\right)\right)$	
Resultado	$M_{ra1} := 3655,304545 [kN][m]$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 68 de 447

1.6.5.2 Flambagem Local da Mesa (FLM)


Descrição	Formulação	Resultado
FLM	$\lambda_{m1} := \frac{\frac{b_{s1}}{2}}{t_s}$	10,00000
Momento plástico	$M_{pl1} := Z_{sx1} \cdot F_y$	4020,83500 [kN][m]
Momento elástico	$M_{r1} := W_{s1} \cdot (0,60 \cdot F_y)$	2290,69778 [kN][m]
Coeficiente de ponderação	$\gamma_{a1} := 1,10$	1,10
Parâmetro de esbeltez	$\lambda_{pm1} := evalf\left(0,38 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	9,19658321
coeficiente	$k_{c1} := IF\left(0,35 \leq \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \leq 0,76, \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}}, IF\left(\frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} > 0,35, 0,76, 0,35\right)\right)$	0,5177478

Coeficiente de esbeltez e momento em FLM.

Descrição	Formulação	Resultado
FLM	$\lambda_{m1} := evalf\left(0,95 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y \cdot 0,70 \cdot k_{c1}}}\right)$	19,77318556
Momento	$M_{crm} := IF\left(\lambda_{m1} \leq \lambda_{rm1}, \text{Não se aplica}, \frac{0,90Ea \cdot k_{c1}}{\lambda_{m1}^2} \cdot W_{s1}\right)$	Não se aplica

Momento resistente em FLM.

Formulação	
$M_{rm1} := IF\left(\lambda_{m1} \leq \lambda_{pm1}, \frac{M_{pl1}}{\gamma_{a1}}, IF\left(\lambda_{m1} \leq \lambda_{rm1}, \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl1} - (M_{pl1} - M_{r1}) \cdot \frac{\lambda_{m1} - \lambda_{pm1}}{\lambda_{rm1} - \lambda_{pm1}}\right), M_{crm}\right)\right)$	
Resultado	$M_{rm1} := 3535,828020 [kN][m]$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 69 de 447


1.6.5.3 Flambagem Lateral a torção (FLT)

Descrição	Formulação	Resultado
FLT	$Lb := h_w$	0,9550 [m]
Índice de esbeltez	$\lambda_{t1} := \frac{Lb}{R_{Y1}}$	7,286029
Momento plástico	$M_{pl1} := Z_{sx1} \cdot F_y$	4020,83500 [kN][m]
Momento Elástico	$M_{r1} := W_{s1} \cdot (0,70 \cdot F_y)$	2672,48075 [kN][m]
Coefficiente de ponderação	$\gamma_{a1} := 1,10$	1,10
Parâmetro de esbeltez	$\lambda_{pt1} := evalf\left(1,76 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	42,5947121
momento de inércia à torção	$J_{torção1} := \frac{1}{3}(b_{i1} \cdot t_i^3 + b_{s1} \cdot t_s^3 + h_w \cdot t_w^3)$	0,0000057559 [m] ⁴
Coefficiente β_1	$\beta_1 := \frac{0,70 \cdot F_y \cdot W_{i1}}{Ea \cdot J_{torção1}}$	$\frac{3,401117867}{[m]}$
Constante de empenamento da seção transversa	$C_{w1} := \frac{i_{Y1} \cdot (d - t_s)^2}{4}$	0,000163058 [m] ⁶
Esbeltez	$\lambda_{rt1} := evalf\left(\frac{1,38 \cdot \sqrt{i_{Y1} \cdot J_{torção1}}}{R_{Y1} \cdot J_{torção1} \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_{w1} \cdot B_1^2}{i_{Y1}}}}\right)$	104,81694

Momento resistente.

Para $C_b := 1,00$.

Formulação	
$M_{rt1} := IF\left(\lambda_{r1} \leq \lambda_{pt1}, \frac{M_{pl1}}{\gamma_{a1}}, IF\left(\lambda_{t1} \leq \lambda_{rt1}, \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl1} - (M_{pl1} - M_{r1}) \cdot \frac{\lambda_{t1} - \lambda_{pt1}}{\lambda_{rt1} - \lambda_{pt1}}\right), M_{r1}\right)\right)$	
Resultado	$M_{rm1} := 3655,304545 [kN][m]$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 70 de 447

1.6.5.4 Verificação do cortante

Área efetiva de cisalhamento.

Descrição	Formulação	Resultado
Área da alma do perfil	$A_w := d \cdot t_w$	0,016000 [m] ²
Limite de plastificação da seção no cortante.	$V_{pl} := 0,60 \cdot A_w \cdot F_y$	3360,00000 [kN]
Esbelteza	$\lambda_c := \frac{h_w}{t_w}$	59,687500

Coeficiente kv:


Kv = 5 para alma sem enrijecedor transversal, para a/h > 3 ou para a/h > [260/λ_c]²;

Kv = 5+5(a/h)² para outros casos.

Formulação	
$Kv := IF \left(a_e, 5, IF \left(\frac{a_e}{h_w} \geq 3, 5, IF \left(\frac{a_e}{h_w} \geq \frac{260^2}{\lambda_c}, 5, 5 + \frac{5}{\frac{a_e}{h_w}} \right) \right) \right)$	
Resultado	Kv := 5,00

Cálculo da esbeltez da alma do perfil.

Descrição	Formulação	Resultado
Esbeltez	$\lambda_{cp} := evalf \left(1,1 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}} \right)$	59,52790
Esbeltez limite	$\lambda_{cr} := evalf \left(1,37 \cdot \sqrt{\frac{Kv \cdot Ea}{F_y}} \right)$	74,13929


	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 71 de 447

Verificação da resistência ao cortante.

Formulação	
$V_{rd} := \mathbf{IF} \left(\lambda_{cr} \leq \lambda_{cp}, \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \mathbf{IF} \left(\lambda_c \leq \lambda_{cr}, \frac{\lambda_{cp}}{\lambda_c} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, 1,24 \cdot \frac{\lambda_{cp}^2}{\lambda_c} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \right) \right)$	
Resultado	$V_{rd} := 3046,378060 \text{ [kN]}$

Verificação do percentual da resistência do perfil: FLA; FLM e FLT.

Descrição	Formulação	Resultado
Relação do momento de construção	$\frac{M_{CONST}}{M_{rm1}}$	0,658120
Relação do cortante de construção	$\frac{Q_{CONST}}{V_{rd}}$	0,200237
Resistência FLA	$FLA := \mathbf{IF} \left(\frac{V_{rd}}{Q_{CONST}} \leq 1, \text{NÃO OK, OK!} \right)$	OK!
Resistência FLM e FLT	$FLA_{FLT} := \mathbf{IF} \left(\frac{M_{CONST}}{M_{rm1}} \leq 1, \text{NÃO OK, OK!} \right)$	OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 72 de 447

1.6.6 Deslocamento Máximo

Determinação da flecha máxima calculada com trem-tipo de cálculo com impacto, adotamos a inércia total das vigas de alma cheia sem os enrijecedores. A flecha máxima devido à carga móvel com impacto, preferencialmente não deve exceder a $L/800$, em áreas urbanas. A flecha máxima devido à CP1 foi calculada com a inércia da viga de aço isolada e para CP2 com a inércia da seção mista com $N = 3n$ (Manual da CBCA, 2007).

1.6.7 Deflexão Máxima Devido à CP (Quase Permanente)

1.6.7.1 Deflexão Devido à Carga Permanente (CPI). Anterior à Cura Do Concreto Da Laje

Módulo de elasticidade do concreto.

Descrição	Formulação	Resultado
Módulo do concreto	$Ea := 2.050000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$2.050000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m][m]}$


Flecha da ponte.

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$\Delta_{CP1} := \frac{5 \cdot CPI \cdot L^4}{384 \cdot Ea \cdot i_{X1}}$	15,6991 [mm]

1.6.7.2 Carga Quase Permanente CP2 Posterior à Cura Do Concreto Da Laje

Carga complementares.

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$\Delta_{CP2} := \frac{5 \cdot CPII \cdot L^4}{384 \cdot Ea \cdot IMIF_1}$	5,20341 [mm]
Flecha total	$\Delta_{CPT} := \Delta_{CP1} + \Delta_{CP2}$	20,98341 [mm]
Flecha admissível	$\Delta_{adm1} := \frac{L}{500}$	30,00000 [mm]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 73 de 447

1.6.7.3 Verificação da Flecha para Carga Quase Permanente

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$\Delta_{CP2} := \frac{5 \cdot C_{PII} \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot IMIF_1}$	5,20341 [mm]

Verificação para flecha limite com carga quase permanente.

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$Verificação_Flecha := IF(\Delta_{CPT} \leq \Delta_{adm1}, OK!, NÃO OK)$	OK!

Serviço II – Deformação devido à carga CP + 0,50 CM (frequente).

Descrição	Formulação	Resultado
Deslocamento no ELS	$Des_{serv} := \frac{5 \cdot (CP1 + CP2) \cdot L^4}{384 \cdot EI \cdot i_{x1}}$	3,09022 [mm]


Para $\psi = 0,50$.

Descrição	Formulação	Resultado
Deslocamento no ELS	$Des_{serv2} := \frac{5 \cdot (CP1 + CP2) \cdot L^4}{384 \cdot EI \cdot i_{x1}}$	3,09022 [mm]
Formulação		
$Des_{serv2} := \frac{5 \cdot CM_{comb} \cdot \frac{L^4}{8} + CE_{comb} \cdot L^3 + \psi \cdot P_m \cdot (L - 3) \cdot (3L^2 - (L - 3)^2)}{48 \cdot E_a \cdot IMIF_1}$		
Resultado	$Des_{serv2} := 18,69916 [mm]$	

Flecha admitida.

Descrição	Formulação	Resultado
Deslocamento no ELS	$\Delta_{admII} := \frac{L}{350}$	41,142857 [mm]
Verificação da flecha	$Verif := IF(Des_{serv2} \leq \Delta_{admII}, OK, NÃO OK!)$	OK!

Portanto, não haverá necessidade de contraflecha nos perfis de aço soldados.

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 74 de 447

1.6.8 Cálculo do Stud Bolt - Conectores de Cisalhamento

Conforme estabelece a norma ABNT NBR 16694:2020 para o cálculo dos conectores tipo Stud Bolt deve ser verificado considerando o fluxo de cisalhamento longitudinal, obtido em regime elástico. As combinações últimas devem considerar as ações permanentes totais, as ações acidentais e as cargas devidas ao tráfego dos veículos, com seus respectivos coeficientes de ponderação, adotando sempre interação completa.

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência última do perfil	$A_{\sigma} := A_1 \cdot F_y$	6029,93156 [kN]
Resistência última da laje	$L_{je} := 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_c \cdot t_c$	10557,0000 [kN]
Módulo de elasticidade do concreto	$E_c := evalf\left(4800 \cdot \sqrt{\frac{100 \cdot f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}}}\right) \cdot \frac{[kN]}{[m][m]}$	$2,62906 \cdot 10^7 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Resistência última	$S_{us} := evalf(0,50 \cdot A_{\sigma} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c})$	168,79780 [kN]
Resistência última do aço ASTM A108 (AASHTO)	$F_{U108} := 413685 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$413685 \frac{[kN]}{[m][m]}$
Resistência limite	$S_{us1} := F_{U108} \cdot A_{\sigma}$	157,2552006 [kN]
Adotar a menor resistência	$S_{us_{adotado}} := IF\left(\frac{evalf(S_{us})}{[kN]} \leq \frac{S_{us1}}{[kN]}, S_{us}, S_{us1}\right)$	157,2552006 [kN]

1.6.8.1 Característica dos Conectores Tipo Stud Bolt


Descrição	Formulação	Resultado
Altura do conector	$h_s := 0,150 [m]$	0,150 [m]
Diâmetro do conector	$d_s := 0,022 [m]$	0,022 [m]
Área do conector	$A_{\sigma} := evalf\left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4}\right)$	0,0003801327 [m] ²

Parâmetro α para cálculo da fadiga:

$\alpha = 9,0$ para 100.000 ciclos;

$\alpha = 7,3$ para 500.000 ciclos;

$\alpha = 5,4$ para 2.000.000 ciclos;

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 75 de 447

$\alpha = 3,8$ para mais de 2.000.000 ciclos;

Para fadiga (Tabela) utilizou-se $\alpha = 7,3$.

Descrição	Formulação	Resultado
Parâmetro α	$\alpha := \frac{7,30}{0,0001}$	73000,0000 $\frac{[kN]}{[m]^2}$
Resistência à fadiga do conector	$Zrs := \alpha \cdot ds^2$	35,3320000 [kN]

1.6.8.2 Distância entre Conectores de Cisalhamento

Descrição	Formulação	Resultado
Número de Stud por grupo	$m0 := \frac{b_c \cdot t_c}{n} (d + e_c - YM_1)$	0,0144812 [m] ³
Resistência	$sr0 := \frac{Q_{cm} \cdot m0}{IMI_1}$	649,521714 $\frac{[kN]}{[m]}$
Número de conectores por linha no perfil	$NúmeroNstud := 4$	4,00
Distância dos conectores	$d0s := \frac{NúmeroNstud}{sr0}$	0,21859745 [m]

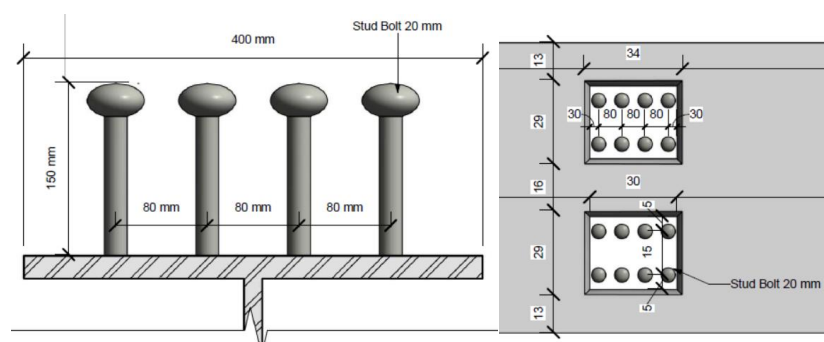



Figura 1-16 – Disposição dos Conectores de Cisalhamento

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 76 de 447

1.6.8.3 Número Mínimo de Conectores


Descrição	Formulação	Resultado
Número mínimo de Stud por grupo	$N_{smin} := \text{ceil} \left(\text{evalf} \left(\frac{R_{comand}}{0,85 \cdot Sus} \right) \right)$	64,00
Número de Stud no perfil	$N_{studs} := \text{ceil} \left(4 \cdot \frac{x2}{d0s} + 4 \cdot \frac{x3 - x2}{d1s} \right)$	256,00
Condições do conector	$Cond := \mathbf{IF}(N_{studs} \geq N_{smin}, OK, N\tilde{A}O\ OK)$	OK!

Portanto, devido a processos construtivos para encaixe das pré-lajes, foram usados 64 conectores por linha. Onde foram adotados 256 conectores com espaçamento entre linha de 15,00 cm com um total de 4 linhas com espaçamento entre Stud Bolt de 0,80 cm.

1.6.9 Cálculo do Enrijecedor no Apoio dos Perfis PMC-15

O enrijecedor de apoio deve ser feito de chapas de aço em ambos os lados da alma do perfil, e calculados como coluna sub compressão. A seção da coluna será composta pelas duas chapas mais uma parte centrada da alma não maior que 18 vezes a espessura de t_w .

Descrição	Formulação	Resultado
Reação máximo de apoio	$Q_{max} := Q_{cp} + Q_{cmn}$	783,3647 [kN]
Deslocamento para 50 graus	$desl := L \cdot 0,0000012 \cdot 50$	0,005640 [m]
Largura mínima	$t_{max} := \text{evalf} \left(\frac{bsa}{12} \sqrt{\frac{F_y}{22800 [kN]}} \right) [kN]$	0,0206497 [m]
Dimensão adotada	$t_{sa} := 0,0160 [m]$	0,0160 [m]
Área do enrijecedor	$Asa := bsa \cdot t_{sa} \cdot 2 + (18 \cdot t_w) \cdot t_w$	0,00657412 [m] ²
Inércia do enrijecedor	$I_{sa} := \frac{18 \cdot t_w \cdot t_w^3 + t_{sa} \cdot (2 \cdot bsa)^3}{12}$	0,000015842 [m] ⁴
Raio de giro	$r_{sa} := \sqrt{\frac{I_{sa}}{Asa}}$	0,0490904 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 77 de 447

1.6.9.1 Verificações das Tensões na Chapa do Enrijecedor

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão resistente	$Fsa := evalf\left(\frac{F_y}{2,12} \cdot \left(\frac{\frac{d^2}{rsa} F_y}{4 \cdot \pi^2 E a}\right)\right)$	$1,585905 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Tensão solicitante	$f_{sa} := \frac{Q_{max}}{A_{sa}}$	$1,575236 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação da tensão	$Relação := \frac{f_{sa}}{Fsa}$	0,99327


1.6.10 Cálculo do Enrijecedor Transversal

Verificação da necessidade de enrijecedor transversal e intermediário no perfil PS1000.

Descrição	Formulação	Resultado
Chapa	$b_{sa} := b_{se1}$	0,114000 [m]
Espessura da chapa	$t_{se1} := T_{sa} := 0,016000$	0,01270000 [m]
Área da chapa	$A_{se1} := b_{se1} \cdot t_{se1}$	0,00144780 [m] ²
Inércia	$I_{se1} := \frac{t_{se1} \cdot b_{se1}^3}{12}$	0,00000627186 [m] ⁴
Altura	$d_{01} := 1,140$ [m]	1,140 [m]
Coeficiente	$K_0 := \left(5 + \frac{5}{\left(\frac{d_{01}}{h_w}\right)^2}\right)$	$1.0168055 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$

Coeficiente C01.

Formulação	
$C01 := IF\left(\frac{h_w}{t_w} < evalf\left(\frac{160}{\sqrt{F_y}} \cdot \sqrt{k_0}\right), 1, IF\left(\frac{h_w}{t_w} < evalf\left(\frac{200\sqrt{k_0}}{F_y}\right), \frac{160\sqrt{k_0}}{t_w \cdot \sqrt{F_y}}, \frac{31000\sqrt{k_0}}{\frac{h_w^2}{t_w} \cdot F_y}\right)\right)$	
Resultado	$C01 := 0,95555596$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 78 de 447

Tensão na chapa F_{vei} .

Formulação	
$F_{vei} := IF \left(\left(\frac{505000000}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)^2} \right) \leq \frac{F_y}{3}, \left(\frac{505000000}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)^2} \right), \frac{F_y}{3} \right)$	
Resultado	$F_{vei} := 61114,58621 \frac{[kN]}{[m]^2}$

Tensão na chapa F_{VET} .


Descrição	Formulação	Resultado
Tensão	$F_{VET} := IF \left(F_{vei} \leq \frac{0,60 \cdot F_y \cdot C01}{1,10}, F_{vei}, \frac{0,60 \cdot F_y \cdot C01}{1,10} \right)$	$F_{VET} := 61114,58 \frac{[kN]}{[m]^2}$

Verificação.

Formulação	
$VrD := IF(F_{VET} \geq fa1, \text{Não precisa de chapa de reforço}, \text{Precisa de reforço})$	
Resultado	$VrD := \text{Precisa de chapa de reforço}$

Relação da rigidez da chapa

Descrição	Formulação	Resultado
Cálculo do coeficiente J	$J := IF \left(\left(2,5 \cdot \frac{h_w^2}{d01} - 2 \right) < 0,50, 0,50, \left(2,50 \cdot \frac{h_w^2}{d01} - 2 \right) \right)$	0,58402
Momento de inércia mínimo	$Ist := d01 \cdot t_w^3 \cdot J$	0,0000013799 [m] ⁴
Resistência crítica do enrijecedor	$Fcr := IF \left(\frac{6222}{\frac{bese1^2}{tse1}} \leq F_y, \frac{6222}{\frac{bese1^2}{tse1}}, F_y \right)$	$7,72196 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação	$\frac{f_{sa}}{Fcr}$	0,203994

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 79 de 447

1.6.11 Cálculo do Enrijecedor Longitudinal

A flambagem local é uma instabilidade localizada, ocorrendo enrugamentos na chapa que compõe os perfis metálicos. Essas imperfeições ocorrem quando uma placa está sendo comprimida e pode entrar em colapso pelo escoamento do material ou por flambagem. Uma medida preventiva é usar uma chapa longitudinal na alma do perfil a fim de enrijecer a alma do perfil. Por isso, foi verificado a necessidade do uso da chapa de reforço com enrijecedor longitudinal.

Descrição	Formulação	Resultado
Enrijecedor	$R_{enr} := IF \left(t_w \leq h_w \cdot \frac{\sqrt{fbs1}}{60000}, \text{Necessita}, \text{Não necessita} \right)$	<i>Não necessita</i>
Enrijecedor	$R_{enr} := IF \left(t_w \leq \frac{h_w}{170}, \text{Necessita}, \text{Não necessita} \right)$	<i>Não necessita</i>

1.6.12 Cálculo da Solda

A solda calcula para construção do perfil longitudinal e ligação entre as chapas gusset com perfil, foi com penetração parcial com solda de filete, usada entre banzo e alma. Já entre alma dos perfis foi utilizado, penetração total, por apresentar um melhor comportamento mecânico e de fácil execução entre chapas no mesmo plano. A Figura 1-17 mostra a solda com penetração total com chanfro em duplo V simétrico ou em X entre chapas no mesmo plano utilizada no dimensionamento. Os detalhes da solda foram baseados no *Bridge Welding Reference Manual*. (<https://www.fhwa.dot.gov/bridge/steel/pubs/hif19088.pdf>). Solda de duplo chanfro em V simétrico ou em X, teve uma face de raiz de 6,00 mm à 8,00 mm.

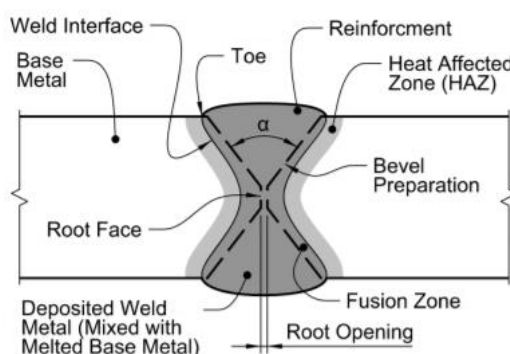



Figura 1-17 – Detalhe da Solda com Penetração Total

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 80 de 447

Solda dos perfis da PMC-15

Esforço de cisalhamento horizontal entre a alma e a mesa é dado pela Equação 11:

$$S = Q \cdot ME / I \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

Q – Cortante (kN);

ME – Momento estático (m³);

I – Inércia (m⁴).


Descrição	Formulação	Resultado
Cortante máximo na chapa	$Q_{cp1} := \frac{CPI \cdot L}{2}$	345,38 [kN]
Cortante máximo na chapa	$Q_{cp2} := \frac{CPH \cdot L}{2}$	184,00 [kN]
Cortante devido à carga de multidão	$Q_{CM} := 700,00 \text{ [kN]}$	700,00 [kN]

Esforço na Solda.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior	$Scp1_s := \frac{Q_{cp1} \cdot b_{s2} \cdot t_s \cdot \left(d - CG_1 - \frac{t_s}{2}\right)}{i_{x2}}$	194,86585 $\frac{[kN]}{[m]}$
	$Scp2_s := \frac{Q_{cp2} \cdot (b_{s2} \cdot t_s) \cdot \left(d - YMF_1 - \frac{t_s}{2}\right) + \frac{b_c \cdot t_c}{N} \cdot (d + e_c - YM_1)}{IMI_1}$	146,35125 $\frac{[kN]}{[m]}$
	$Scpm_s := \frac{Q_{cm} (x1) \cdot (b_{s2} \cdot t_s) \cdot \left(d - YMF_1 - \frac{t_s}{2}\right) + \frac{b_c \cdot t_c}{n} \cdot (d + e_c - YM_1)}{IMI_1}$	588,01879 $\frac{[kN]}{[m]}$

Esforço total na mesa.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior	$Solda_s := Scp1_s + Scp2_s + Scpm_s$	929,23586 $\frac{[kN]}{[m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 81 de 447

Mesa inferior.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa inferior	$Scp1_{inf} := \frac{Qcp1 \cdot b_{i2} \cdot t_i \cdot \left(CG_1 - \frac{t_i}{2}\right)}{i_{x2}}$	$243,55186 \frac{[kN]}{[m]}$
	$Scp2_{inf} := \frac{Qcp2 \cdot (b_{i2} \cdot t_i) \cdot \left(YMF_1 - \frac{t_i}{2}\right)}{IMIF_1}$	$100,013658 \frac{[kN]}{[m]}$
	$Scpm_i := \frac{Qcm(x1) \cdot (b_{i2} \cdot t_i) \cdot \left(YMF_1 - \frac{t_i}{2}\right)}{IMI_1}$	$929,23586 \frac{[kN]}{[m]}$

Esforço total na mesa inferior.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa inferior	$Solda_s := Scp1_{inf} + Scp2_{inf} + Scpm_i$	$1272,795 \frac{[kN]}{[m]}$

Adota-se a máxima solicitação na solda, portanto a solicitação utilizada foi de $Sol_max = 1272,795 \text{ kN/m}$.

Resistência da solda.


Descrição	Formulação	Resultado
1 cm de solda de 1mm	$R_{fil} := \frac{F_v \cdot 0,707}{0,0010}$	$1,33004 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$

Filete necessário

Descrição	Formulação	Resultado
1 cm de solda de 1mm	$Filete := \frac{\frac{Sol_max}{2}}{R_{fil}}$	$3,4921 [mm]$

Para espessura de chapa menor que 19 mm, usar filete de solda de 6,0 mm.

Para espessura de chapa maior que 19 mm, usar filete de solda de 8,0 mm.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 82 de 447

1.6.13 Verificação da Fadiga na Solda

Percentual de carga média diária de tráfego $pec = 20\%$;


Número de ciclos $NC := 1.80 \cdot 10^5$

AASHTO (2017) tabela 6.6.1.2.5-2 para Figura 3.1 - Categoria B e para Figura 5.1 também Categoria B.

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão resistente	$\Delta F_n := \left(\frac{3,867291360 \cdot 10^9}{NC} \right)^{\frac{1}{3}}$	$2,780000000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Solicitação	$\Delta f := \frac{0,75 \cdot M_{cm}}{WIM_1}$	$1,1173217 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação de resistência	$\frac{\Delta f}{\Delta F_n}$	0,4019431

Verificação no pé da solda dos enrijecedores transversais e conectores de cisalhamento. Baseado nas Figuras 4.1 e 8.1 com categoria C da Tabela 6.6.1.2.5-2 da norma AASHTO.

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão resistente	$\Delta F_n := \left(\frac{1.418507820 \cdot 10^9}{NC} \right)^{\frac{1}{3}}$	$1,11732179 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Solicitação	$\Delta f_{II} := \frac{0,75 \cdot M_{cm}}{WIM_1}$	$1,11732179 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação de resistência	$\frac{\Delta f_{II}}{\Delta F_n}$	0,4019143

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 83 de 447

1.6.14 Dimensionamento do Diafragma

Cálculo da barra do diafragma obtida com a envoltória dos esforços a Figura abaixo mostra a obtenção do esforço axial na respectiva barra do contraventamento.

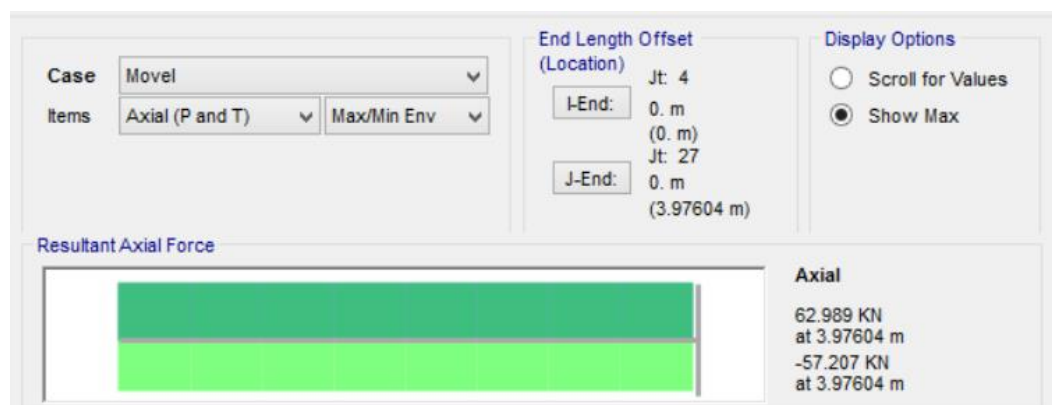



Figura 1-18 – Esforço do Diagrama devido à Carga Móvel Combinada com Vento

Com relação ao perfil adotado para transversina atendeu às recomendações da norma ABNT NBR 16694:2020. No que tange, “as longarinas com perfis tipo “I” soldadas, cuja, altura da viga transversina consiste em uma relação de 75 % da altura da seção das longarinas.

Descrição	Formulação	Resultado
Número de diafragma	$num_{diaf} := \text{ceil}\left(\frac{L}{7,60 [m]}\right) + 1$	3,00
Espaçamento mínimo dos diafragmas	$dist_{diaf} := \frac{L}{num_{diaf}}$	4,8000 [m]
Distância adotada	$dist_{adot} := 5,00 [m]$	5,00 [m]
Esbeltez máxima	$Esb := 100$	100
Raio de giro	$RMin := \frac{l}{Esb}$	0,016000 [m]
Cantoneira adotada para contraventamento	$L127x127 \text{ com } r := 3,94 [cm]$	$r := 2,8257 [cm]$
Comprimento da barra	$L_{diafragma} := 3,200 [m]$	3,200 [m]
Área bruta	$Ag_{127x127} := 0,00233 [m]^2$	0,00233 [m] ²

Descrição	Formulação	Resultado
Esbeltez	$\lambda_0 := evalf\left(\frac{1 \cdot 2 \cdot L_{diafragma}}{R_{Min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{Ea}}\right)$	1,478764
Condição	$\chi_1 := 0,658\lambda_0^2$	0,4004112
	$\chi_2 := \frac{0,887}{\lambda_0^2}$	0,4010525
Resistencia da barra com Q=1	$Rsbc := \frac{\chi_1 \cdot Ag_{127x127} \cdot F_y}{1,10}$	1934,14 [kN]
Solicitação	$Nsd := 99,56 \text{ kN} < Rsbc$	OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 85 de 447

1.7 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA MISTA DA PMC-20

O dimensionamento da PMC-20 considerou o peso próprio da laje; da New Jersey, do revestimento asfáltico de 5,00 cm e da estrutura metálica. A Figura 1-19 apresenta o modelo 3D da PMC-20.

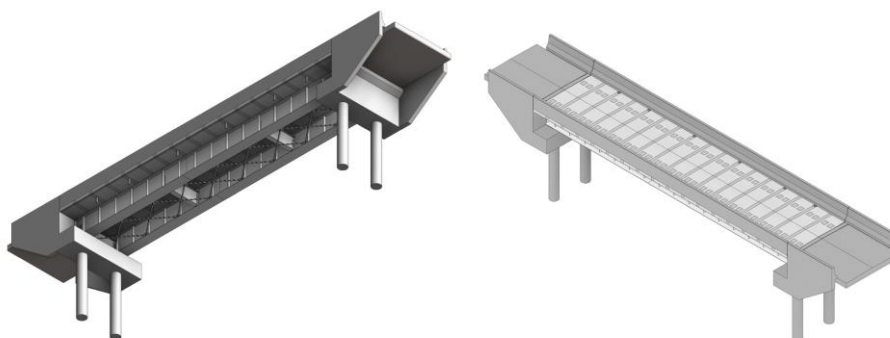



Figura 1-19 – Modelo da Ponte PMC-20

O vão teórico de cálculo equivale a distância de centro a centro de apoio, descontando do vão total há uma distância de 30 cm em cada uma das extremidades para acomodar os pares de apoio tipo neoprene fretado.

Descrição	Formulação	Resultado
Comprimento total do vão	$Vão := 20 \text{ [m]}$	15,0 [m]
Comprimento teórico	$L := Vão - 2 \cdot 0,3 \text{ [m]}$	19,40 [m]
Largura da seção transversal	$B := 5 \text{ [m]}$	5 [m]
Distância entre vigas	$l := 2,50 \text{ [m]}$	2,50 [m]
Número de faixas	$faixas := 1$	1,00
Número de vigas	$Nvigas := 2$	2,00
Comprimento do balanço	$l_{balanço} := \frac{B - (Nvigas - 1)l}{2}$	1,250000 [m]
Espessura da laje	$T_c := 0,23 \text{ [m]}$	0,23 [m]
Concreto da laje	$f_{ck} := 30000 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$30000 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Área do Guarda-rodas	$G_R := 0,25 \text{ [m]}[m]$	$0,25 \text{ [m]}^2$
Peso específico do concreto	$\gamma_c := 25 \frac{[kN]}{[m][m][m]}$	$25 \frac{[kN]}{[m]^3}$


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 86 de 447

As vigas foram dimensionadas considerando três seções composta do perfil. Utilizando Momento de Inércia com Teorema dos Eixos Paralelos, para considerar os banzos e alma do perfil metálico. As vigas foram consideradas com aço tipo ASTM A572 baseado na norma NBR 16694:2020.

Descrição	Formulação	Resultado
Perfil das vigas ASTM A572	$f_y := 345000 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$345000 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Perfil das vigas ASTM A572	$f_u := 485000 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$485000 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Peso específico do aço	$\gamma_a := 78,5 \frac{[kN]}{[m][m][m]}$	$78,5 \frac{[kN]}{[m]^3}$
Módulo de Elasticidade do aço ASTM A572	$E_a := 2,050 \cdot 10^8 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$2,05000 \cdot 10^8 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Espessura do revestimento asfáltico	$R_{asf} := 0,00 [m]$	$R_{aslf} := 0,00 [m]$
Peso específico do revestimento asfáltico	$\gamma_{asf} := 18 \frac{[kN]}{[m][m][m]}$	$18 \frac{[kN]}{[m]^3}$
Peso do revestimento	$q_{asf} := R_{aslf} \cdot \gamma_{asf} \cdot 4,20$	0,00

Cargas permanentes da superestrutura.

Descrição	Formulação	Resultado
Laje de concreto armado	$q_1 := T_c \cdot \frac{B}{Nvigas} \cdot \gamma_c$	$9,37500 \frac{[kN]}{[m]}$
Peso da estrutura metálica	$q_2 := \frac{A_1 \cdot \gamma_a \cdot C_{seção1} + A_2 \cdot \gamma_a \cdot C_{seção2}}{vão}$	$3,479905 \frac{[kN]}{[m]}$
Barreira New Jersey	$q_3 := \frac{G_R \cdot \gamma_c \cdot 2}{Nvigas}$	$6.25000 \frac{[kN]}{[m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 87 de 447

Carga antes da cura do concreto:

Descrição	Formulação	Resultado
Carga variável CPI	$CPI := q_1 + q_2$	$12,85490 \frac{[kN]}{[m]}$

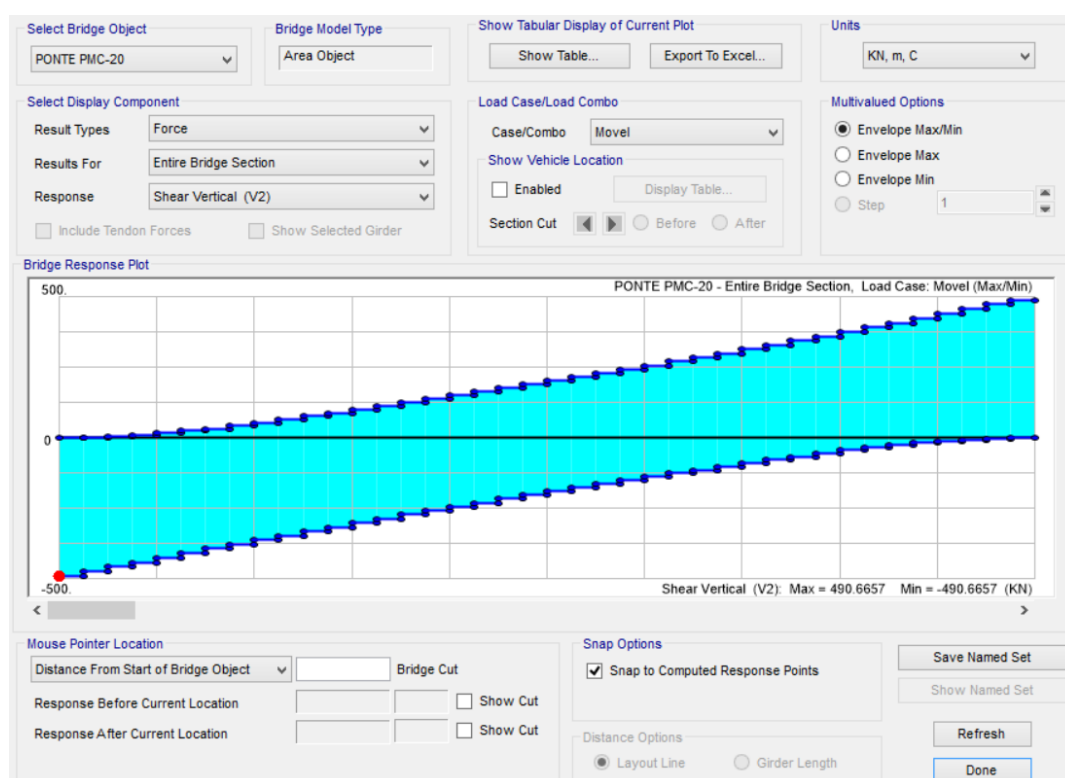
Cargas complementares.

Descrição	Formulação	Resultado
Carga variável CPII	$CPII := q_3$	$6.25000 \frac{[kN]}{[m]}$

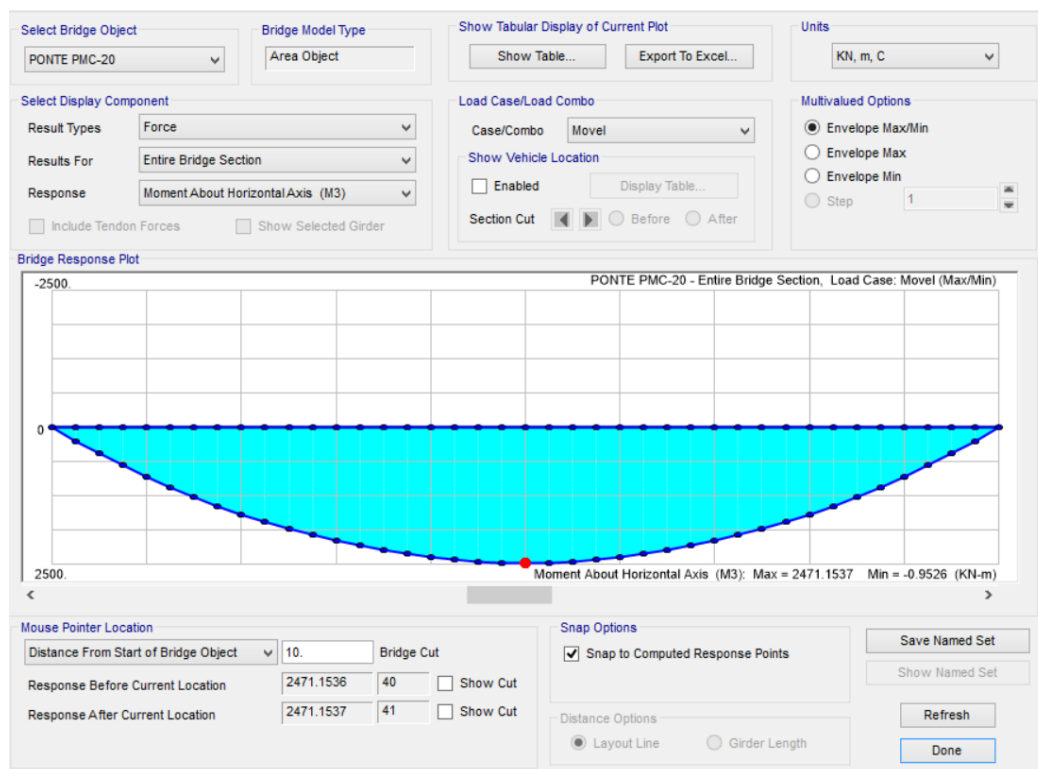
Carga permanente total.

Descrição	Formulação	Resultado
Carga total	$CPT := CPI + CPII$	$19,104950 \frac{[kN]}{[m]}$

Após, determinação das cargas permanentes foram incluídas no modelo numérico para determinação dos esforços permanentes e móveis. A Figura 1-7 mostra os diagramas de esforços cortantes e momentos fletores da PMC-20.



(a) Esforço Cortante Referente ao Trem-Tipo TB - 450 kN, $V_{CM} = 513,00$ kN




(e) Momento fletor referente ao Trem-Tipo TB – 450 kN, $M_{CM} = 2471,15 \text{ kNm}$

Figura 1-20 – Cálculo dos esforços na ponte PMc-20

A **Tabela 1-10** apresenta a combinação dos esforços para **PMc-20** no ELU.

Tabela 1-10 – Combinações das Ações no ELU

Esforço cortante solicitante de projeto	Combinação de Esforço para o ELU
$Q = \text{Esforço cortante (kN)}$	$1,35CPP + 1,50 \text{ CM}$
$Q_{cp} = 1,35 \cdot 308 \Rightarrow Q_{cp} = 415,80 \text{ kN}$	
$Q_{cm} = 1,5 \cdot 513,00 \Rightarrow Q_{cp} = 770,54 \text{ kN}$	
Momento solicitante de projeto	Combinação de Esforço para o ELU
$M = \text{Momento fletor (kNm)}$	$1,35CPP + 1,50 \text{ CM}$
$M_{CP1} = 1,35 \cdot 875,26 \rightarrow M_{CP1} \approx 1.181,611 \text{ kNm}$	
$M_{CP2} = 1,35 \cdot 208,82 \rightarrow M_{CP2} = 313,24 \text{ kNm}$	
$M_{CM} = 1,5 \cdot 2.471,15 \rightarrow M_{CM} = 3.706,72 \approx M_{CM} = 3.700,00 \text{ kNm}$	

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 89 de 447

1.7.1 Cálculo da Geometria do Perfil Soldado PS1300

Os dois perfis utilizados nas longarinas da **PMC-20** foram do tipo perfil soldado com a mesa do banzo inferior maior que o banzo superior. A geometria da seção está apresentada na Figura 1-21 sendo que o tamanho da mesa superior atende as dimensões mínimas para instalação dos **STUD BOLTS**.

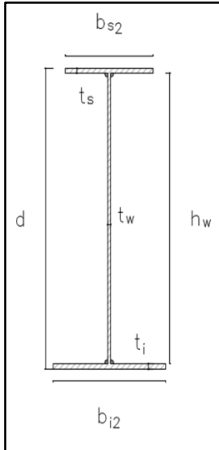

Dimensões do Perfil	
$d = 1,300 \text{ [m]}$	
$t_w = 0,0160 \text{ [m]}$	
$t_s = 0,0200 \text{ [m]}$	
$t_i = 0,0250 \text{ [m]}$	
$b_{s1} = 0,400 \text{ [m]}$	
$b_{i1} = 0,650 \text{ [m]}$	

Figura 1-21 – Geometria do Perfil Soldado da PMC-20

1.7.1.1 Propriedades Geométricas do Perfil PS1300

Cálculo dos parâmetros geométricos da seção do perfil soldado PS1300.

Descrição	Formulação	Resultado
Comprimento da PMC-20	$C_{seção1} := 20 \text{ [m]}$	20 [m]
Altura da alma	$h_w := d - t_i - t_s$	1,2550 [m]
Área da seção do perfil	$A_1 := (b_{s1} - t_s) + (b_{i1} - t_i) + (h_w \cdot t_w)$	0,0404330 [m] ²
Peso por metro	$P_{peso1} := A_1 \cdot \gamma_a$	3,479990 $\frac{[kN]}{[m]}$
Centro de Gravidade	$CG_1 := (b_{s1} \cdot t_s) \cdot \left(d - \frac{t_s}{2}\right) + h_w \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_w}{2} + t_i\right) + b_{i1} t_i \cdot \left(\frac{t_i}{2}\right)$	0,5329421 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 90 de 447

Cálculo do momento de inércia em torno do eixo “x”:

Formulação	
$i_{x1} := \frac{b_{s1} \cdot t_s^3 + b_{i1} \cdot t_i^3 + h_w^3 \cdot t_w}{12} + \left(d - CG_1 - \frac{t_s}{2}\right)^2 \cdot b_{s1} \cdot t_s + \left(CG_1 - \frac{t_i}{2}\right)^2 \cdot b_{i1} \cdot t_i + \left(\frac{h_w}{2} + t_i - CG_1\right)^2 \cdot h_w \cdot t_w$	
Resultado	$i_{x1} := 0,01191024819 [m]^4$

Cálculo do momento de inércia em torno do eixo “y”:

Descrição	Formulação	Resultado
Inércia em y	$i_{y1} := \frac{b_{s1}^3 \cdot t_s + b_{i1}^3 \cdot t_i + h_w \cdot t_w^3}{12}$	0,000679230 [m] ⁴

Momento resistente “Módulo Elástico”.


Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente superior da seção	$W_{s1} := \frac{i_{x1}}{(d - CG_1)}$	0,01552718 [m] ³
Momento resistente inferior da seção	$W_{i1} := \frac{i_{x1}}{CG_1}$	0,02234810 [m] ³

Momento resistente em torno do eixo y “Módulo Elástico”:

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente em y	$W_{y1} := \frac{i_{y1}}{\left(\frac{b_{i1}}{2}\right)}$	0,00208993 [m] ³

Raio de giração.

Descrição	Formulação	Resultado
Raio de giro em x	$R_{x1} := \sqrt{\frac{i_{x1}}{A_1}}$	0,518661 [m]
Descrição	Formulação	Resultado
Raio de giro em y	$R_{y1} := \sqrt{\frac{i_{y1}}{A_1}}$	0,123782 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 91 de 447

Módulo Resistente Plástico superior em torno do eixo x e y.

Descrição	Formulação	Resultado
Módulo plástico em x	$Z_{sx1} := b_{s1} \cdot t_s \cdot (d - t_s) + \frac{t_w \cdot h_w^2}{4}$	0,01654010 [m] ³
Módulo plástico em y	$Z_{sy1} := \frac{b_{s1}^2 \cdot t_s}{2} + \frac{t_w^2 \cdot h_w}{4}$	0,00168032 [m] ³

Módulo Resistente Plástico inferior em torno do eixo x e y.


Descrição	Formulação	Resultado
Módulo plástico em x	$Z_{ix1} := b_{i1} \cdot t_i \cdot (d - t_s) + \frac{t_w \cdot h_w^2}{4}$	0,0271001 [m] ³
Módulo plástico em y	$Z_{iy1} := \frac{b_{i1}^2 \cdot t_i}{2} + \frac{t_w^2 \cdot h_w}{4}$	0,0053615 [m] ³

1.7.2 Dimensões da Seção Mista da PMC-20

A largura efetiva da laje será o menor dos valores:

- 1/4 do vão;
- Distância entre vigas;
- 12 vezes a espessura da laje.

Formulação		
$b_c := 2 \cdot IF \left(IF \left(\frac{\frac{l}{[m]}}{8} > \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{8 \cdot [m]} \right) > \frac{l_{balanço}}{[m]}, i_{balanço}, IF \left(\frac{l}{4 \cdot [m]} > \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{2 \cdot [m]}, \frac{l}{2}, \frac{l}{4} \right) \right)$		
Resultado	$b_c := 2,500000 [m]$	
Descrição	Formulação	Resultado
Espessura da mísula	$e_{mísula} := 0$	0,00 [m]
Descrição	Formulação	Resultado
Espessura média	$e_c := e_{mísula} + \frac{t_c}{2}$	0,075000000 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 92 de 447

De acordo com a AASHTO, para concreto com densidade normal de (2400kg/m³), a relação $n = E_a/E_c$ pode ser tomada como:

- Para concreto com $f_{ck} < 25$ Mpa, $n = 9$;
- Para concreto com $24 \text{ MPa} < f_{ck} < 32$ Mpa, $n = 8$;
- Para concreto com $31 \text{ MPa} < f_{ck} < 42$ Mpa, $n = 9$;
- Para concreto com $41 \text{ MPa} < f_{ck}$, $n = 6$.

A relação $n = E_a/E_c$ segundo a AASHTO poder definida como:


Formulação	
$n := \text{IF} \left(\frac{f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}} > 4100,6, \text{IF} \left(\frac{f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}} > 3100,7, \text{IF} \left(\frac{f_{ck}}{\frac{[kN]}{[m][m]}} > 2400,8,9 \right) \right) \right)$	
Resultado	$n := 8$

Para as cargas de longa duração, foi utilizado 3 vezes a relação inicial entre os módulos de elasticidade conforme (AASHTO, 2017).

Nas cargas de longa duração temos: $N := 3 \cdot n = 24$

1.7.3 Propriedade da Seção Mista em Aço/Concreto

Descrição	Formulação	Resultado
Centro de gravidade inicial da seção mista	$YM_1 := \frac{\frac{b_c}{n} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A_1 \cdot CG_1}{\frac{b_c}{n} \cdot t_c + A_1}$	0,96571953 [m]
Centro de gravidade para carga de longa duração da seção	$YMF_1 := \frac{\frac{b_c}{N} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A_1 \cdot CG_1}{\frac{b_c}{N} \cdot t_c + A_1}$	0,7523926 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 93 de 447

Momento de inércia inicial para seção mista em aço/concreto.

Formulação	
$IMI_1 := i_{x1} + (A_1 \cdot (YM_1 - CG_1)^2) + \left(\frac{\frac{b_c}{n} \cdot t_c^3}{12} \right) + \left(\frac{b_c}{n} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YM_1)^2 \right)$	
Resultado	$IMI_1 := 0,02815303 [m]^4$

Momento de inércia para cargas de longa duração da seção mista em aço/concreto.

Formulação	
$IMIF_1 := i_{x1} + (A_1 \cdot (YMF_1 - CG_1)^2) + \left(\frac{\frac{b_c}{N} \cdot t_c^3}{12} \right) + \left(\frac{b_c}{N} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YMF_1)^2 \right)$	
Resultado	$IMIF_1 := 0,020131286 [m]^4$

Momento resistente superior para carga inicial da seção mista.


Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente para carga inicial	$WSM_1 := \frac{IMI_1}{(d - YM_1)}$	0,084219809 [m] ³

Momento resistente superior para cargas de longa duração da seção mista aço/concreto.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente superior	$WSMF_1 := \frac{IMIF_1}{(d - YMF_1)}$	0,03676226 [m] ³

Momento resistente inferior para cargas inicial da seção mista aço/concreto.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente para carga inicial inferior	$WIM_1 := \frac{IMI_1}{(YM_1)}$	0,029152395 [m] ³

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 94 de 447

Momento resistente inferior para cargas de longa duração da seção mista aço/concreto.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente inferior para carga de longa duração	$WIMF_1 := \frac{IMIF_1}{(YMF_1)}$	0,026756357 [m] ³

Momento resistente da seção mista para carga de curta duração.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento resistente seção mista	$WC_1 := \frac{IM I_1 \cdot n}{(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YM_1)}$	0,46506996 [m] ³

Momento resistente para cargas de longa duração da seção mista.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento para seção mista de longa duração	$WCF_1 := \frac{IMIF_1 \cdot N}{(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YMF_1)}$	0,69258289 [m] ³

1.7.4 Tensões Resistentes da Seção


A mesa comprimida de uma viga mista é considerada contida lateralmente ao longo de todo seu comprimento pela laje de concreto, através da resistência do concreto endurecido.

1.7.4.1 Compressão do Concreto

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência à compressão do concreto	$f_{ck} := \frac{0,85 f_{cd}}{1,40}$	15178,57143 $\frac{kN}{[m][m]}$

1.7.4.2 Tração e Compressão do Aço

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência à tração e compressão	$f_b := 0,55 \cdot f_y$	$1,9250000 \cdot 10^5 \frac{kN}{[m][m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 95 de 447

1.7.4.3 Cisalhamento na Alma do Perfil PS700

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência ao cisalhamento	$f_v := 0,33 \cdot f_y$	$1,1550000 \cdot 10^5 \frac{kN}{[m][m]}$


1.7.4.4 Esforços Solicitantes para PMC-20 com Perfil PS1300

Combinações para o Estado Limite Último – ELU.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento peso próprio I	$M_{CPI} := 1181,611470 [kN][m]$	1181,611470 [kN][m]
Momento peso próprio II	$M_{CPII} := 313,244197 [kN][m]$	313,244197 [kN][m]
Momento carga multidão	$M_{CM} := 3700.000 [kN][m]$	3700.000 [kN][m]
Cortante carga peso-próprio	$Q_{CP} := 415,800 [kN]$	415,800 [kN]
Cortante carga multidão	$Q_{CM} := 770,548740 [kN]$	770,548740 [kN]

Esforços com as combinações para o Estado Limite de Serviço – ELU para carga de construção da ponte PS1300.

Descrição	Formulação	Resultado
Momento de construção	$M_{CONST} := 3500,000 [kN][m]$	3500,000 [kN][m]
Cortante de construção	$Q_{CONST} := 734,000 [kN]$	734,000 [kN]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 96 de 447

1.7.4.5 Relação dos Esforços Solicitantes Frente às Resistências Mecânicas

Relação de esforços na seção do perfil PS1300

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior do perfil	$fbs1 := \frac{M_{CPI}}{W_{s1}} + \frac{M_{CPII}}{WSMF_1} + \frac{M_{CM}}{WSM_1}$	$1.28553001 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Mesa inferior do perfil	$fbi1 := \frac{M_{CPI}}{W_{i1}} + \frac{M_{CPII}}{WSMF_1} + \frac{M_{CM}}{WSM_1}$	$1,914995262 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Alma do perfil soldado	$fa1 := \frac{Q_{CP} + Q_{CM}}{h_w t_w}$	$53723,42913 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Laje de concreto	$fc1 := \frac{M_{CPII}}{WCF_1} + \frac{M_{CM}}{WC_1}$	$8408,076357 \frac{[kN]}{[m]^2}$


1.7.4.6 Verificação da Resistência da Seção do Perfil PS1000 Da PMC-20

Verificação de momento e cortante.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior do perfil	$Sup := IF(fbs1 \leq fb, OK!, NÃO OK)$	OK!
Mesa inferior do perfil	$Inf := IF(fbi1 \leq fb, OK!, NÃO OK)$	OK!
Alma do perfil PS700	$Alma := IF(fa1 \leq fv, OK!, NÃO OK)$	OK!
Laje de concreto	$Laje := IF(fc1 \leq Fc, OK!, NÃO OK)$	OK!

Percentual de resistência do perfil PS1000 soldado.

Descrição	Formulação	Resultado
Relação da resistência na mesa superior do perfil	$Sup := \frac{fbs1}{fb}$	0,667807
Relação da resistência na mesa inferior do perfil	$Inf := \frac{fbi1}{fb}$	0,994802
Relação da resistência na alma do perfil PS1000	$Alma := \frac{fa1}{fv}$	0,465137
Relação da resistência na laje de concreto	$Laje := \frac{fc1}{Fc}$	0,553943

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 97 de 447

1.7.5 Verificação das Instabilidades dos Perfis PS1300

Segundo a norma ABNT NBR 16694:2020 as vigas ou longarinas devem ser dimensionadas em duas fases diferentes: Na primeira quando as vigas de aço se referem à estrutura resistente, e outra quando o sistema se comporta de maneira mista com a laje de concreto do tabuleiro. Dessa forma, foi verificado que a seção adotada para o perfil atende às solicitações com a interação aço/concreto. Entretanto, para verificação da resistência dos perfis antes da cura do concreto, foi verificado os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção, flambagem local da mesa e flambagem local da alma, usando a combinação de construção considerando as ações permanentes e a sobrecarga na fase de construção, tomadas a partir do valor característico mínimo de 1 kN/m², conforme ABNT NBR 16694:2020.

Segundo a norma ABNT NBR 16694:2020 o carregamento de construção é considerado apenas nas estruturas em que haja risco de ocorrência de estados limites, já durante a fase de construção. O carregamento de construção é transitório e a sua duração.

Nesse contexto, a equação para determinação da combinação última especial ou de construção, utilizada para determinação dos esforços devido à carga de construção estão apresentadas na Equação 1110.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \right) \quad \text{Equação 1110}$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ – valor característico das ações permanentes;


$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável principal;

$F_{Qj,k}$ – valores característicos das outras ações variáveis secundárias;

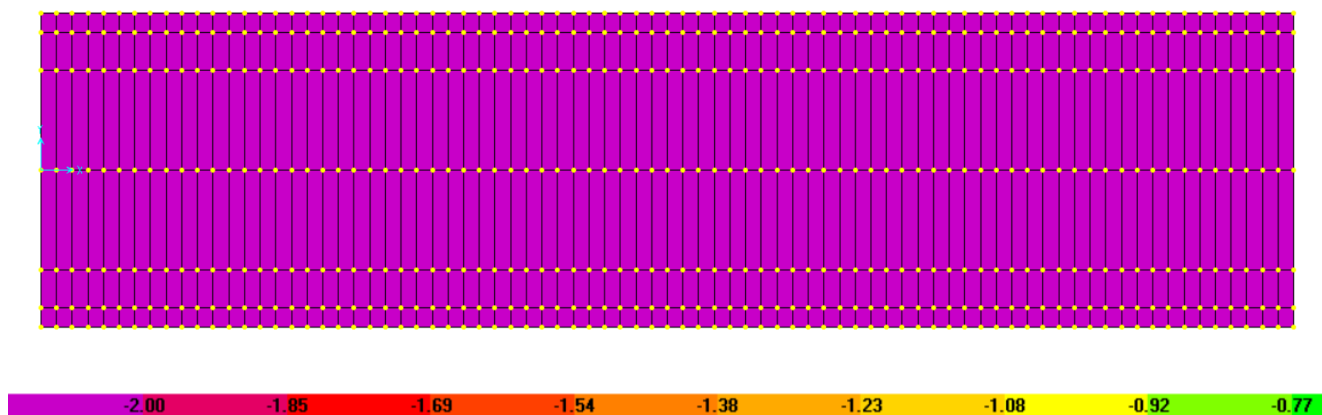
γ_{gi} – coeficientes de ponderação das ações permanentes;

γ_q – coeficiente de ponderação das ações variáveis;

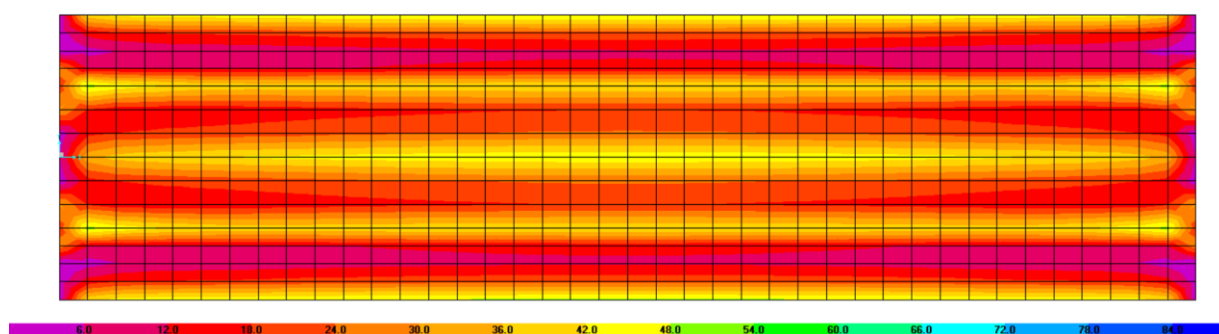
$\psi_{0j,ef}$ – é o fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 98 de 447

A **Figura 1-22** mostra os detalhes da carga aplicada de trabalho de 2 kN/m².



(a) Carga De 2 kN/m² Aplicado no Tabuleiro Da PMC-20



(b) Momento Fletor Devido à Sobrecarga de Construção


Figura 1-22 – Carga de 2 kN/m² aplicado no tabuleiro da PMC-20

Devido ao fato de as pré-lajes serem lançadas no tabuleiro com içamento, ao valor da carga de serviço foi adotado o valor de 2 kN/m² no tabuleiro da ponte, os esforços estão apresentados na **Tabela 1-11**.

Tabela 1-11 – Combinações dos esforços para situação de construção

Combinações últimas de construção Item 6.4.3 da ABNT NBR 8681:2003	Combinação para o caso de construção Item 6.4.5 Combinações de serviço ABNT NBR 16694:2020
Para FLM; FLT e FLA	1,25 G + 1,30 Q
$Q_{CE} = 1,25(154,24) + 1,30(416,30) \rightarrow Q_{CE} = 734,00 \text{ kN}$	
$M_{CE} = 1,25(2.287,0) + 1,30(492.75) \approx M_{CE} = 3.500,00 \text{ kNm}$	

Para tornar o projeto mais econômico foi projetado vigas em perfil soldado com variação de espessura das mesas e com variação da largura. Também em conformidade com a norma

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 99 de 447

ABNT NBR 16694:2020 a instabilidade do perfil foi verificada com a carga de construção antes da cura do concreto.

1.7.5.1 Flambagem Local da Alma do perfil -FLA


Descrição	Formulação	Resultado
FLA	$\lambda_{\alpha 1} := \frac{h_w}{t_w}$	78,43750
Momento plástico	$M_{pl1} := Z_{sx1} \cdot F_y$	5789,03500 [kN][m]
Momento elástico	$M_{ra1} := W_{s1} \cdot F_y$	5434,51423 [kN][m]
Coeficiente de ponderação	$\gamma_{\alpha 1} := 1,10$	1,10
Parâmetro de esbeltez	$\lambda_{pa1} := evalf\left(3,76 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	90,9977077
	$\lambda_{ra1} := evalf\left(5,70 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	137,94874

Momento resistente para carga de construção.

Formulação	
$M_{ra1} := IF\left(\lambda_{\alpha 1} \leq \lambda_{pa1}, \frac{M_{pl1}}{\gamma_{\alpha 1}}, IF\left(\lambda_{\alpha 1} \leq \lambda_{ra1}, \frac{1}{\gamma_{\alpha 1}} \cdot \left(M_{pa1} - (M_{pl1} - M_{ra1}) \cdot \frac{\lambda_{\alpha 1} - \lambda_{pa1}}{\lambda_{ra1} - \lambda_{pa1}}\right), Alma\ Esbelta\right)\right)$	
Resultado	$M_{ra1} := 5262,759091 [kN][m]$

1.7.5.2 Flambagem Local da Mesa (FLM)

Descrição	Formulação	Resultado
FLM	$\lambda_{m1} := \frac{\frac{b_{s1}}{2}}{t_s}$	10,00000
Momento plástico	$M_{pl1} := Z_{sx1} \cdot F_y$	5789,0350 [kN][m]
Momento elástico	$M_{r1} := W_{s1} \cdot (0,60 \cdot F_y)$	3260,70852 [kN][m]
Coeficiente de ponderação	$\gamma_{\alpha 1} := 1,10$	1,10

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 100 de 447

Descrição	Formulação	Resultado
Parâmetro de esbeltez	$\lambda_{pm1} := evalf\left(0,38 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	9,19658321
coeficiente	$k_{c1} := IF\left(0,35 \leq \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \leq 0,76, \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}}, IF\left(\frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} > 0,35, 0,76, 0,35\right)\right)$	0,4516459

Coeficiente de esbeltez e momento em FLM.


Descrição	Formulação	Resultado
FLM	$\lambda_{m1} := evalf\left(0,95 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y \cdot 0,70 \cdot k_{c1}}}\right)$	18,467859
Momento	$M_{crm} := IF\left(\lambda_{m1} \leq \lambda_{rm1}, \text{Não se aplica}, \frac{0,90Ea \cdot k_{c1} \cdot W_{s1}}{\lambda_{m1}^2}\right)$	Não se aplica

Momento resistente em FLM.

Formulação	
$Mrm_1 := IF\left(\lambda_{m1} \leq \lambda_{pm1}, \frac{Mpl1}{\gamma_{a1}}, IF\left(\lambda_{m1} \leq \lambda_{rm1}, \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(Mpal1 - (Mpl1 - Mr1) \cdot \frac{\lambda_{m1} - \lambda_{pm1}}{\lambda_{rm1} - \lambda_{pm1}}\right), M_{crm}\right)\right)$	
Resultado	$Mrm_1 := 5063,58086 [kN][m]$

1.7.5.3 Flambagem Lateral a Torção (FLT)

Descrição	Formulação	Resultado
FLT	$Lb := h_w$	1,2550 [m]
Índice de esbeltez	$\lambda_{t1} := \frac{Lb}{R_{Y1}}$	10,13874
Momento plástico	$Mpl1 := Z_{sx1} \cdot F_y$	5789,0350 [kN][m]
Momento Elástico	$Mr1 := W_{s1} \cdot (0,70 \cdot F_y)$	3804,1599 [kN][m]
Coeficiente de ponderação	$\gamma_{a1} := 1,10$	1,10

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 101 de 447

Descrição	Formulação	Resultado
Parâmetro de esbeltez	$\lambda_{pt1} := evalf\left(1,76 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}}\right)$	42,5947121
momento de inércia à torção	$J_{torção1} := \frac{1}{3}(b_{i1} \cdot t_i^3 + b_{s1} \cdot t_s^3 + h_w \cdot t_w^3)$	0,0000061655 [m] ⁴
Coeficiente β_1	$\beta_1 := \frac{0,70 \cdot F_y \cdot W_{i1}}{Ea \cdot J_{torção1}}$	$\frac{4,33190}{[m]}$
Constante de empenamento da seção transversa	$C_{w1} := \frac{i_{Y1} \cdot (d - t_s)^2}{4}$	0,0002782127 [m] ⁶
Esbeltez	$\lambda_{rt1} := evalf\left(\frac{1,38 \cdot \sqrt{i_{Y1} \cdot J_{torção1}}}{R_{Y1} \cdot J_{torção1} \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_{w1} \cdot B_1^2}{i_{Y1}}}}\right)$	106,1435

Momento resistente.


Para $C_b := 1,00$.

Formulação	
$M_{rt1} := IF\left(\lambda_{r1} \leq \lambda_{pt1}, \frac{M_{pl1}}{\gamma_{a1}}, IF\left(\lambda_{t1} \leq \lambda_{rt1}, \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl1} - (M_{pl1} - M_{r1}) \cdot \frac{\lambda_{t1} - \lambda_{pt1}}{\lambda_{rt1} - \lambda_{pt1}}\right), M_{r1}\right)\right)$	
Resultado	$M_{rm1} := 5262,759091 [kN][m]$

1.7.5.4 Verificação do Cortante

Área efetiva de cisalhamento.

Descrição	Formulação	Resultado
Área da alma do perfil	$A_w := d \cdot t_w$	0,020800 [m] ²
Limite de plastificação da seção no cortante.	$V_{pl} := 0,60 \cdot A_w \cdot F_y$	4368,00000 [kN]
Esbelteza	$\lambda_c := \frac{h_w}{t_w}$	78,43750

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 102 de 447

Coeficiente kv:

$K_v = 5$ para alma sem enrijecedor transversal, para $a/h > 3$ ou para $a/h > [260/\lambda_c]^2$

$K_v = 5+5(a/h)^2$ para outros casos.


Formulação	
$K_v := IF \left(a_e, 5, IF \left(\frac{a_e}{h_w} \geq 3, 5, IF \left(\frac{a_e}{h_w} \geq \frac{260^2}{\lambda_c}, 5, 5 + \frac{5}{\frac{a_e}{h_w}} \right) \right) \right)$	
Resultado	$K_v := 5,00$

Cálculo da esbeltez da alma do perfil.

Descrição	Formulação	Resultado
Esbeltez	$\lambda_{cp} := evalf \left(1,1 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{F_y}} \right)$	59,52790
Esbeltez limite	$\lambda_{cr} := evalf \left(1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot Ea}{F_y}} \right)$	74,13929

Verificação da resistência ao cortante.

Formulação	
$V_{rd} := IF \left(\lambda_{cr} \leq \lambda_{cp}, \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, IF \left(\lambda_c \leq \lambda_{cr}, \frac{\lambda_{cp}}{\lambda_c} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, 1,24 \cdot \frac{\lambda_{cp}^2}{\lambda_c} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \right) \right)$	
Resultado	$V_{rd} := 2835,9941 [kN]$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 103 de 447

Verificação do percentual da resistência do perfil: FLA; FLM e FLT.

Descrição	Formulação	Resultado
Relação do momento de construção	$\frac{M_{CONST}}{M_{rm1}}$	0,691210
Relação do cortante de construção	$\frac{Q_{CONST}}{V_{rd}}$	0,32933
Resistência FLA	$FLA := IF\left(\frac{V_{rd}}{Q_{CONST}} \leq 1, NÃO OK, OK!\right)$	OK!
Resistência FLM e FLT	$FLA_{FLT} := IF\left(\frac{M_{CONST}}{M_{rm1}} \leq 1, NÃO OK, OK!\right)$	OK!

1.7.6 Deslocamento Máximo

Determinação da flecha máxima calculada com trem-tipo de cálculo com impacto, adotamos a inércia total das vigas de alma cheia sem os enrijecedores. A flecha máxima devido à carga móvel com impacto, preferencialmente não deve exceder a L/800, em áreas urbanas. A flecha máxima devido à CP1 foi calculada com a inércia da viga de aço isolada e para CP2 com a inércia da seção mista com N = 3n (Manual da CBCA, 2007).

1.7.7 Deflexão Máxima Devido à CP (Quase Permanente)


1.7.7.1 Deflexão Devido à Carga Permanente (CPI) anterior à Cura Do Concreto da Laje

Módulo de elasticidade do concreto.

Descrição	Formulação	Resultado
Módulo do concreto	$Ea := 2.050000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$2.050000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m][m]}$

Flecha da ponte.

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$\Delta_{CP1} := \frac{5 \cdot CPI \cdot L^4}{384 \cdot Ea \cdot i_{x1}}$	$16,67 \frac{[kN]}{[m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 104 de 447

1.7.7.2 Carga Quase Permanente CP2 Posterior à Cura do Concreto da Laje

Carga complementares.

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$\Delta_{CP2} := \frac{5 \cdot C_{PII} \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot IMIF_1}$	6.89 [mm]
Flecha total	$\Delta_{CPT} := \Delta_{CP1} + \Delta_{CP2}$	20,98341 [mm]
Flecha admissível	$\Delta_{adm1} := \frac{L}{500}$	38,00000 [mm]

1.7.7.3 Verificação da Flecha para Carga Quase Permanente

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$\Delta_{CP2} := \frac{5 \cdot C_{PII} \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot IMIF_1}$	6,89 [mm]


Verificação para flecha limite com carga quase permanente.

Descrição	Formulação	Resultado
Flecha limite	$Verificação_Flecha := IF(\Delta_{CPT} \leq \Delta_{adm1}, OK!, NÃO OK)$	OK!

Serviço II – Deformação devido à carga CP+0,50CM (frequente).

Descrição	Formulação	Resultado
Deslocamento no ELS	$Des_{serv} := \frac{5 \cdot (CP1 + CP2) \cdot L^4}{384 \cdot EI \cdot i_{x1}}$	18,585717 [mm]

Para $\psi = 0,50$.

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 105 de 447

Descrição	Formulação	Resultado
Deslocamento no ELS	$Des_{serv2} := \frac{5 \cdot (CP1 + CP2) \cdot L^4}{384 \cdot EI \cdot i_{X1}}$	3,09022 [mm]
Formulação		
$Des_{serv2} := \frac{5 \cdot CMcomb \cdot \frac{L^4}{8} + EComb \cdot L^3 + \psi \cdot Pm \cdot (L - 3) \cdot (3L^2 - (L - 3)^2)}{48 \cdot Ea \cdot IMIF_1}$		
Resultado	$Des_{serv2} := 32,787198 \text{ [mm]}$	

Flecha admitida.


Descrição	Formulação	Resultado
Deslocamento no ELS	$\Delta_{admII} := \frac{L}{350}$	55,42857 [mm]
Verificação da flecha	$Verif := IF(Des_{serv2} \leq \Delta_{admII}, OK, NÃO OK!)$	OK!

Portanto, não haverá necessidade de contraflecha nos perfis de aço soldados.

1.7.8 Cálculo do Stud Bolt - Conectores de Cisalhamento

Conforme estabelece a norma ABNT NBR 16694:2020 para o cálculo dos conectores tipo Stud Bolt deve ser verificado considerando o fluxo de cisalhamento longitudinal, obtido em regime elástico. As combinações últimas devem considerar as ações permanentes totais, as ações acidentais e as cargas devidas ao tráfego dos veículos, com seus respectivos coeficientes de ponderação, adotando sempre interação completa.

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência última do perfil	$Aço := A_1 \cdot F_y$	13106,20500 [kN]
Resistência última da laje	$Lje := 0,85 \cdot fck \cdot b_c \cdot t_c$	10557,0000 [kN]
Módulo de elasticidade do concreto	$Ec := evalf\left(4800 \cdot \sqrt{\frac{100 \cdot fck}{\frac{[kN]}{[m]}}}\right) \cdot \frac{[kN]}{[m][m]}$	$2,62906 \cdot 10^7 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Resistência última	$Sus := evalf(0,50 \cdot Asc \cdot \sqrt{fck \cdot Ec})$	168,79780 [kN]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 106 de 447

Descrição	Formulação	Resultado
Resistência última do aço ASTM A108 (AASHTO)	$F_{U108} := 413685 \frac{[kN]}{[m][m]}$	$413685 \frac{[kN]}{[m][m]}$
Resistência limite	$Sus1 := F_{U108} \cdot Asc$	$157,2552006 [kN]$
Adotar a menor resistência	$Sus_{adotado} := IF\left(\frac{evalf(Sus)}{[kN]} \leq \frac{Sus1}{[kN]}, Sus, Sus1\right)$	$157,2552006 [kN]$

1.7.8.1 Característica dos Conectores Tipo Stud Bolt

Descrição	Formulação	Resultado
Altura do conector	$hs := 0,150 [m]$	$0,150 [m]$
Diâmetro do conector	$ds := 0,022 [m]$	$0,022 [m]$
Área do conector	$Asc := evalf\left(\frac{\pi \cdot ds^2}{4}\right)$	$0,0003801327 [m]^2$

Parâmetro α para cálculo da fadiga:

$\alpha = 9,0$ para 100.000 ciclos;


$\alpha = 7,3$ para 500.000 ciclos;

$\alpha = 5,4$ para 2.000.000 ciclos;

$\alpha = 3,8$ para mais de 2.000.000 ciclos;

Para fadiga (Tabela) utilizou-se $\alpha = 7,3$.

Descrição	Formulação	Resultado
Parâmetro α	$\alpha := \frac{7,30}{0,0001}$	$73000,0000 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Resistência à fadiga do conector	$Zrs := \alpha \cdot ds^2$	$35,3320000 [kN]$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 107 de 447

1.7.8.2 Distância entre Conectores de Cisalhamento

Descrição	Formulação	Resultado
Número de Stud por grupo	$m0 := \frac{b_c \cdot t_c}{n} (d + e_c - YM_1)$	0,0191850 [m] ³
Resistência	$sr0 := \frac{Q_{cm} \cdot m0}{IMI_1}$	525,0941601 $\frac{[kN]}{[m]}$
Número de conectores por linha no perfil	$NúmeroNstud := 4$	4,00
Distância dos conectores	$d0s := \frac{NúmeroNstud}{sr0}$	0,1618875 [m]

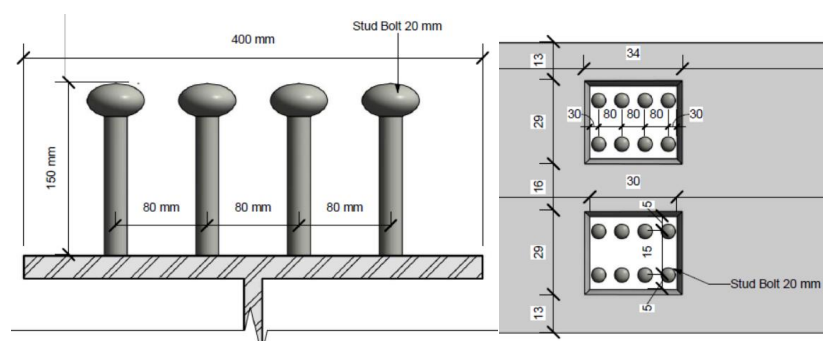



Figura 1-23 – Disposição dos Conectores de Cisalhamento

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 108 de 447

1.7.8.3 Número Mínimo de Conectores


Descrição	Formulação	Resultado
Número mínimo de Stud por grupo	$N_{smin} := \text{ceil} \left(\text{evalf} \left(\frac{R_{comand}}{0,85 \cdot Sus} \right) \right)$	84,00
Número de Stud no perfil	$N_{studs} := \text{ceil} \left(4 \cdot \frac{x2}{d0s} + 4 \cdot \frac{x3 - x2}{d1s} \right)$	336,00
Condições do conector	$Cond := \mathbf{IF}(N_{studs} \geq N_{smin}, OK, N\tilde{A}O\ OK)$	OK!

Portanto, devido a processos construtivos para encaixe das pré-lajes, foram usados 84 conectores por linha. Onde foram adotados 336 conectores com espaçamento entre linha de no máximo 15,00 cm com um total de 4 linhas de Stud Bolt para encaixar as lajes.

1.7.9 Cálculo do Enrijecedor no Apoio dos Perfis PMC-20

O enrijecedor de apoio deve ser feito de chapas de aço em ambos os lados da alma do perfil, e calculados como coluna sub compressão. A seção da coluna será composta pelas duas chapas mais uma parte centrada da alma não maior que 18 vezes a espessura de t_w .

Descrição	Formulação	Resultado
Reação máximo de apoio	$Q_{max} := Q_{cp} + Q_{cmn}$	1.185,81 [kN]
Deslocamento para 50 graus	$desl := L \cdot 0,0000012 \cdot 50$	0,005640 [m]
Largura mínima	$t_{max} := \text{evalf} \left(\frac{bsa}{12} \sqrt{\frac{F_y}{22800 [kN]}} \right) [kN]$	0,0206497 [m]
Dimensão adotada	$t_{sa} := 0,0160 [m]$	0,0160 [m]
Área do enrijecedor	$A_{sa} := bsa \cdot t_{sa} \cdot 2 + (18 \cdot t_w) \cdot t_w$	0,00657412 [m] ²
Inércia do enrijecedor	$I_{sa} := \frac{18 \cdot t_w \cdot t_w^3 + t_{sa} \cdot (2 \cdot bsa)^3}{12}$	0,000015842 [m] ⁴
Raio de giro	$r_{sa} := \sqrt{\frac{I_{sa}}{A_{sa}}}$	0,0490904 [m]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 109 de 447


1.7.9.1 Verificações das Tensões na Chapa do Enrijecedor

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão resistente	$Fsa := evalf\left(\frac{F_y}{2,12} \cdot \left(\frac{\frac{d^2}{rsa} F_y}{4 \cdot \pi^2 E a}\right)\right)$	$1,585905 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Tensão solicitante	$f_{sa} := \frac{Q_{max}}{A_{sa}}$	$1,575236 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação da tensão	$Relação := \frac{f_{sa}}{F_{sa}}$	0,9978

1.7.10 Cálculo do Enrijecedor Transversal

Verificação da necessidade de enrijecedor transversal e intermediário no perfil PS1300.

Descrição	Formulação	Resultado
Chapa	$b_{sa} := b_{se1}$	0,010000 [m]
Espessura da chapa	$t_{se1} := T_{sa} := 0,016000$	0,010000 [m]
Área da chapa	$A_{se1} := b_{se1} \cdot t_{se1}$	$0,0014500 [m]^2$
Inércia	$I_{se1} := \frac{t_{se1} \cdot b_{se1}^3}{12}$	$0,00000101620 [m]^4$
Altura	$d_{01} := 1,140 [m]$	1,140 [m]
Coeficiente	$K_0 := \left(5 + \frac{5}{\left(\frac{d_{01}}{h_w}\right)^2}\right)$	$1,207423 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 110 de 447

Coeficiente C01.

Formulação	
$C01 := IF \left(\frac{h_w}{t_w} < evalf \left(\frac{160}{\sqrt{F_y}} \cdot \sqrt{k0} \right), 1, IF \left(\frac{h_w}{t_w} < evalf \left(\frac{200\sqrt{k0}}{F_y} \right), \frac{160\sqrt{k0}}{t_w \cdot \sqrt{F_y}}, \frac{31000\sqrt{k0}}{t_w^2 \cdot F_y} \right) \right)$	
Resultado	C01 := 0,8900016

Tensão na chapa F_{vei} .


Formulação	
$F_{vei} := IF \left(\left(\frac{505000000}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)^2} \right) \leq \frac{F_y}{3}, \left(\frac{505000000}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)^2} \right), \frac{F_y}{3} \right)$	
Resultado	$F_{vei} := 44647,00887 \frac{[kN]}{[m]^2}$

Tensão na chapa F_{VET} .

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão	$F_{VET} := IF \left(F_{vei} \leq \frac{0,60 \cdot F_y \cdot C01}{1,10}, F_{vei}, \frac{0,60 \cdot F_y \cdot C01}{1,10} \right)$	$F_{VET} := 44647,00 \frac{[kN]}{[m]^2}$


Verificação.

Formulação	
$VrD := IF(F_{VET} \geq fa1, Não\ precisa\ de\ chapa\ de\ reforço, Precisa\ de\ reforço)$	
Resultado	$VrD := Precisa\ de\ chapa\ de\ reforço$

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 111 de 447

Relação da rigidez da chapa

Descrição	Formulação	Resultado
Cálculo do coeficiente J	$J := IF \left(\left(2,5 \cdot \frac{h_w^2}{d01} - 2 \right) < 0,50, 0,50, \left(2,50 \cdot \frac{h_w^2}{d01} - 2 \right) \right)$	0,537119
Momento de inércia mínimo	$Ist := d01 \cdot t_w^3 \cdot J$	0,0000036319 [m] ⁴
Resistência crítica do enrijecedor	$Fcr := IF \left(\frac{6222}{\frac{bese1^2}{tse1}} \leq F_y, \frac{6222}{\frac{bese1^2}{tse1}}, F_y \right)$	$2,95933 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação	$\frac{f_{sa}}{Fcr}$	0,535695

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 112 de 447

1.7.11 Cálculo do Enrijecedor Longitudinal

A flambagem local é uma instabilidade localizada, ocorrendo enrugamentos na chapa que compõe os perfis metálicos. Essas imperfeições ocorrem quando uma placa está sendo comprimida e pode entrar em colapso pelo escoamento do material ou por flambagem. Uma medida preventiva é usar uma chapa longitudinal na alma do perfil a fim de enrijecer a alma do perfil. Por isso, foi verificado a necessidade do uso da chapa de reforço com enrijecedor longitudinal.

Descrição	Formulação	Resultado
Enrijecedor	$R_{enr} := IF\left(t_w \leq h_w \cdot \frac{\sqrt{fbs1}}{60000}, \text{Necessita}, \text{Não necessita}\right)$	Não necessita
Enrijecedor	$R_{enr} := IF\left(t_w \leq \frac{h_w}{170}, \text{Necessita}, \text{Não necessita}\right)$	Não necessita

1.7.12 Cálculo da Solda

A solda calcula para construção do perfil longitudinal e ligação entre as chapas gusset com perfil, foi com penetração parcial com solda de filete, usada entre banzo e alma. Já entre alma dos perfis foi utilizado, penetração total, por apresentar um melhor comportamento mecânico e de fácil execução entre chapas no mesmo plano. A **Figura 1-24** mostra a solda com penetração total com chanfro em duplo V simétrico ou em X entre chapas no mesmo plano utilizada no dimensionamento. Os detalhes da solda foram baseados no *Bridge Welding Reference Manual*. (<https://www.fhwa.dot.gov/bridge/steel/pubs/hif19088.pdf>). Solda de duplo chanfro em V simétrico ou em X, teve uma face de raiz de 6,00 mm à 8,00 mm.

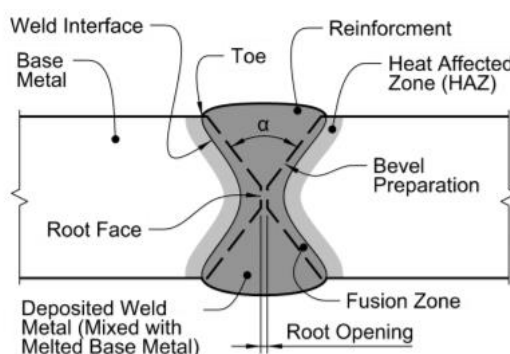



Figura 1-24 – Detalhe da solda com penetração total

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 113 de 447

Solda dos perfis da PMC-20

Esforço de cisalhamento horizontal entre a alma e a mesa é dado pela Equação 11.

$$S = Q \cdot ME / I \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

S – Esforço de cisalhamento horizontal entre a mesa e a alma (kN/m);

Q – Cortante (kN);


ME – Momento estático (m³);

I – Inércia (m⁴).

Descrição	Formulação	Resultado
Cortante máximo na chapa	$Q_{cp1} := \frac{CPI \cdot L}{2}$	141,57018 [kN]
Cortante máximo na chapa	$Q_{cp2} := \frac{CPII \cdot L}{2}$	55,7751 [kN]
Cortante devido à carga de multidão	$Q_{CM} := 770,55800 \text{ [kN]}$	770,55800 [kN]

Esforço na Solda.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior	$Scp1_s := \frac{Q_{cp1} \cdot b_{s2} \cdot t_s \cdot \left(d - CG_1 - \frac{t_s}{2}\right)}{i_{x2}}$	71,9889 $\frac{[kN]}{[m]}$
	$Scp2_s := \frac{Q_{cp2} \cdot (b_{s2} \cdot t_s) \cdot \left(d - YMF_1 - \frac{t_s}{2}\right) + \frac{b_c \cdot t_c}{N} \cdot (d + e_c - YM_1)}{IMI_1}$	38,8685 $\frac{[kN]}{[m]}$
	$Scpm_s := \frac{Q_{cm}(x1) \cdot (b_{s2} \cdot t_s) \cdot \left(d - YMF_1 - \frac{t_s}{2}\right) + \frac{b_c \cdot t_c}{n} \cdot (d + e_c - YM_1)}{IMI_1}$	596,09862 $\frac{[kN]}{[m]}$

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 114 de 447

Esforço total na mesa.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa superior	$Solda_s := Scp1_s + Scp2_s + Scpm_s$	$706,95674 \frac{[kN]}{[m]}$

Mesa inferior.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa inferior	$Scp1_{inf} := \frac{Qcp1 \cdot b_{i2} \cdot t_i \cdot \left(CG_1 - \frac{t_i}{2}\right)}{i_{x2}}$	$100,52558 \frac{[kN]}{[m]}$
	$Scp2_{inf} := \frac{Qcp2 \cdot (b_{i2} \cdot t_i) \cdot \left(YMF_1 - \frac{t_i}{2}\right)}{IMIF_1}$	$33,31118 \frac{[kN]}{[m]}$
	$Scpm_i := \frac{Qcm(x1) \cdot (b_{i2} \cdot t_i) \cdot \left(YMF_1 - \frac{t_i}{2}\right)}{IMI_1}$	$423,9563 \frac{[kN]}{[m]}$

Esforço total na mesa inferior.

Descrição	Formulação	Resultado
Mesa inferior	$Solda_s := Scp1_{inf} + Scp2_{inf} + Scpm_i$	$557,7931 \frac{[kN]}{[m]}$

Adota-se a máxima solicitação na solda, portanto a solicitação utilizada foi de $Sol_max = 706,9567 \text{ kN/m}$.


Resistência da solda.

Descrição	Formulação	Resultado
1 cm de solda de 1mm	$R_{fil} := \frac{F_v \cdot 0,707}{0,0010}$	$8,16585 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$

Filete necessário

Descrição	Formulação	Resultado
1 cm de solda de 1mm	$Filete := \frac{\frac{Sol_max}{2}}{R_{fil}}$	$4,32521 [mm]$

Para espessura de chapa menor que 19 mm, usar filete de solda de 6,0 mm.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 115 de 447

Para espessura de chapa maior que 19 mm, usar filete de solda de 8,0 mm.

1.7.13 Verificação da Fadiga na Solda

Percentual de carga média diária de tráfego $pec = 20 \%$;


Número de ciclos $NC := 1.80 \cdot 10^5$

AASHTO (2017) tabela 6.6.1.2.5-2 para Figura 3.1 - Categoria B e para Figura 5.1 também Categoria B.

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão resistente	$\Delta Fn := \left(\frac{3,867291360 \cdot 10^9}{NC} \right)^{\frac{1}{3}}$	$2,780000000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Solicitação	$\Delta f := \frac{0,75 \cdot M_{cm}}{WIM_1}$	$93378,799 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação de resistência	$\frac{\Delta f}{\Delta Fn}$	0,3358

Verificação no pé da solda dos enrijecedores transversais e conectores de cisalhamento. Baseado nas Figuras 4.1 e 8.1 com categoria C da Tabela 6.6.1.2.5-2 da norma AASHTO.

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão resistente	$\Delta Fn := \left(\frac{1.418507820 \cdot 10^9}{NC} \right)^{\frac{1}{3}}$	$1.990000000 \cdot 10^5 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Solicitação	$\Delta f_{II} := \frac{0,75 \cdot M_{cm}}{WIM_1}$	$93378,799 \frac{[kN]}{[m]^2}$
Relação de resistência	$\frac{\Delta f_{II}}{\Delta Fn}$	0,335894

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 116 de 447

1.7.14 Dimensionamento do Diafragma

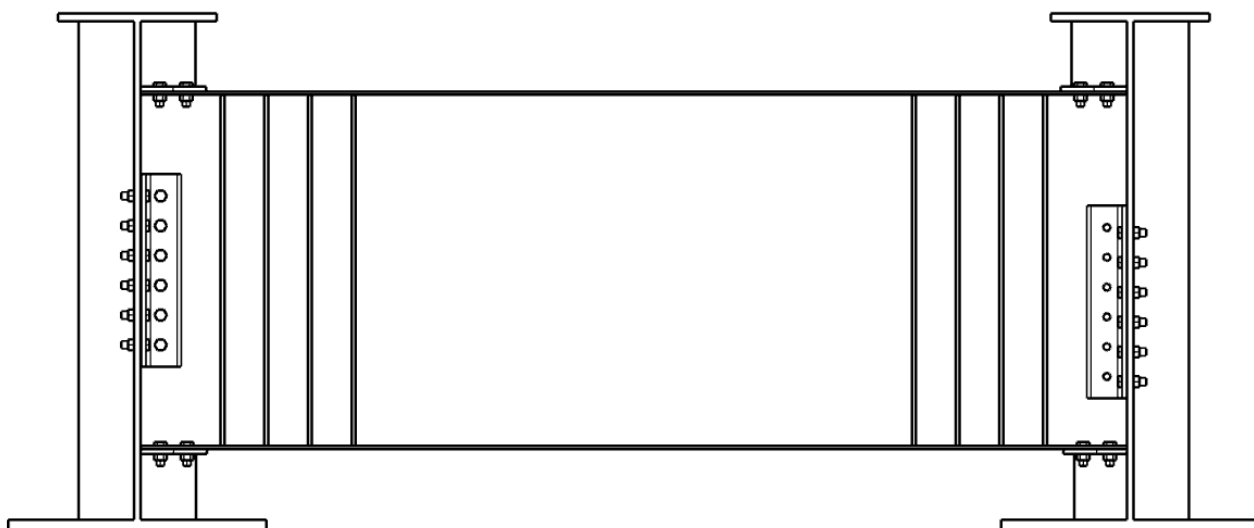
Cálculo da barra do diafragma obtida com a envoltória dos esforços axiais na respectiva barra do contraventamento.

Com relação ao perfil adotado para transversina atendeu às recomendações da norma ABNT NBR 16694:2020. No que tange, “as longarinas com perfis tipo “I” soldadas, cuja, altura da viga transversina consiste em uma relação de 75 % da altura da seção das longarinas.

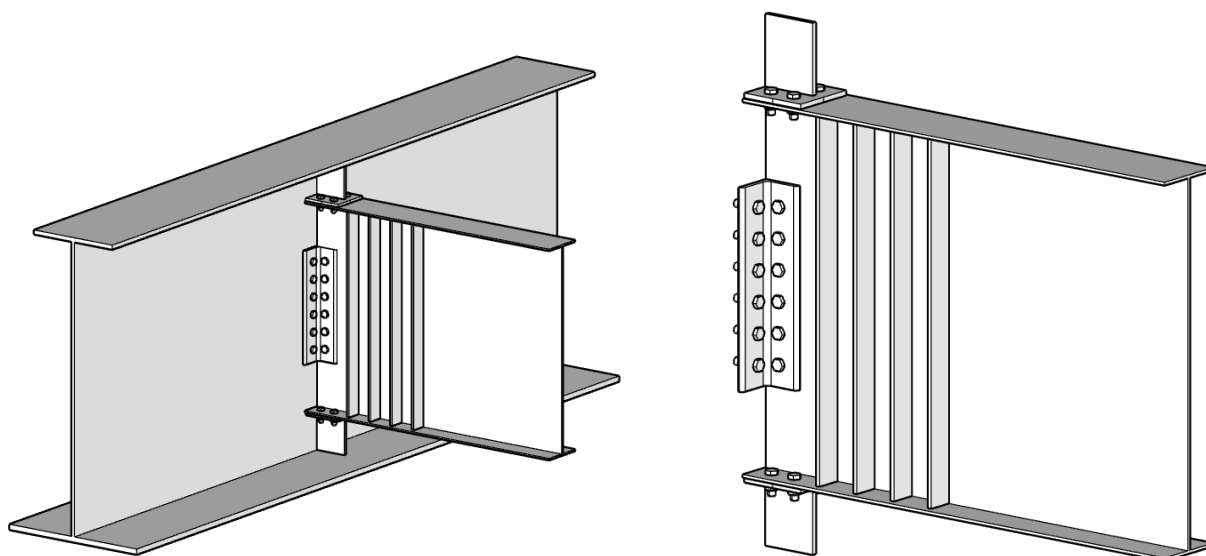
Descrição	Formulação	Resultado
Número de diafragma	$num_{diaf} := \text{ceil}\left(\frac{L}{7,60 [m]}\right) + 1$	4,00
Espaçamento mínimo dos diafragmas	$dist_{diaf} := \frac{L}{num_{diaf}}$	4,85000 [m]
Distância adotada	$dist_{adot} := 5,00 [m]$	5,00 [m]
Esbeltez máxima	$Esb := 100$	100
Raio de giro	$RMin := \frac{l}{Esb}$	0,016000 [m]
Cantoneira adotada para contraventamento	$L127x127 \text{ com } r := 3,94 [cm]$	$r := 2,8257 [cm]$
Comprimento da barra	$Ldiafragma := 3,200 [m]$	3,200 [m]
Área bruta	$Ag127x127 := 0,00233 [m]^2$	$0,00233 [m]^2$
Esbeltez	$\lambda_0 := \text{evalf}\left(\frac{1 \cdot 2 \cdot Ldiafragma}{RMin \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{Ea}}\right)$	1,5499173
Condição	$\chi_1 := 0,658\lambda_0^2$	0,366229
	$\chi_2 := \frac{0,887}{\lambda_0^2}$	0,36622995
Resistencia da barra com Q=1	$Rsbrc := \frac{\chi_1 \cdot Ag127x127 \cdot F_y}{1,10}$	1944,77 [kN]
Solicitação	$Nsd := 99,56 \text{ kN} < Rsbrc$	OK!

1.8 CÁLCULO DO REFORÇO DAS VIGAS TRANSVERSINAS DOS APOIOS

A viga transversina dos apoios servem também como reação para ser macaqueada à superestrutura para troca dos aparelhos de apoio. A altura da viga transversina equivale a 75 % da altura das vigas longarinas conforme recomenda a norma ABNT NBR 16694:2020.



(a) Vista da Transversina do Apoio



(b) Detalhe da Ligação Parafusada com Dupla Cantoneira e Duplo T-Stub

Figura 1-25 – Detalhe da Viga Transversina de Extremidade para Macaquear

Dessa forma, nas transversinas de extremidade foi colocado com chapas de travamento vertical próximo ao apoio da viga, de modo a diminuir a concentração de tensões devido ao

macaqueamento da viga a Figura 1-26 mostra a viga de travamento com as chapas de reforço na ligação com T-Sub.

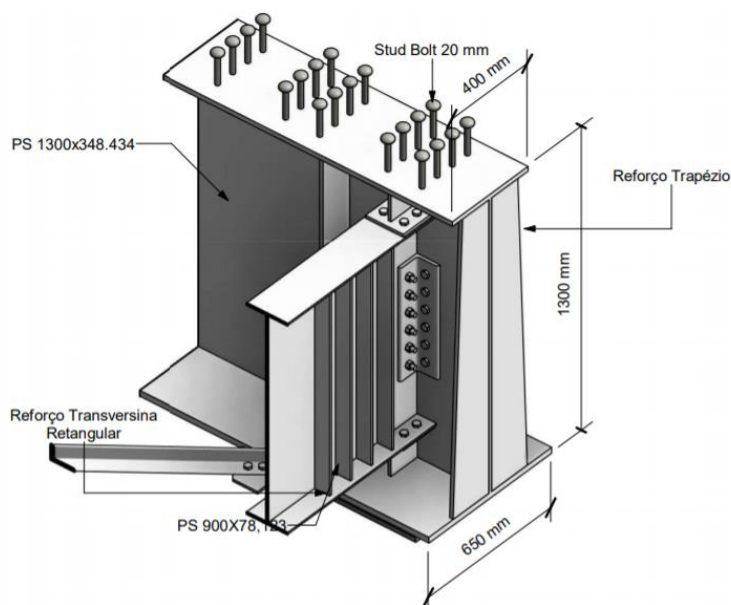
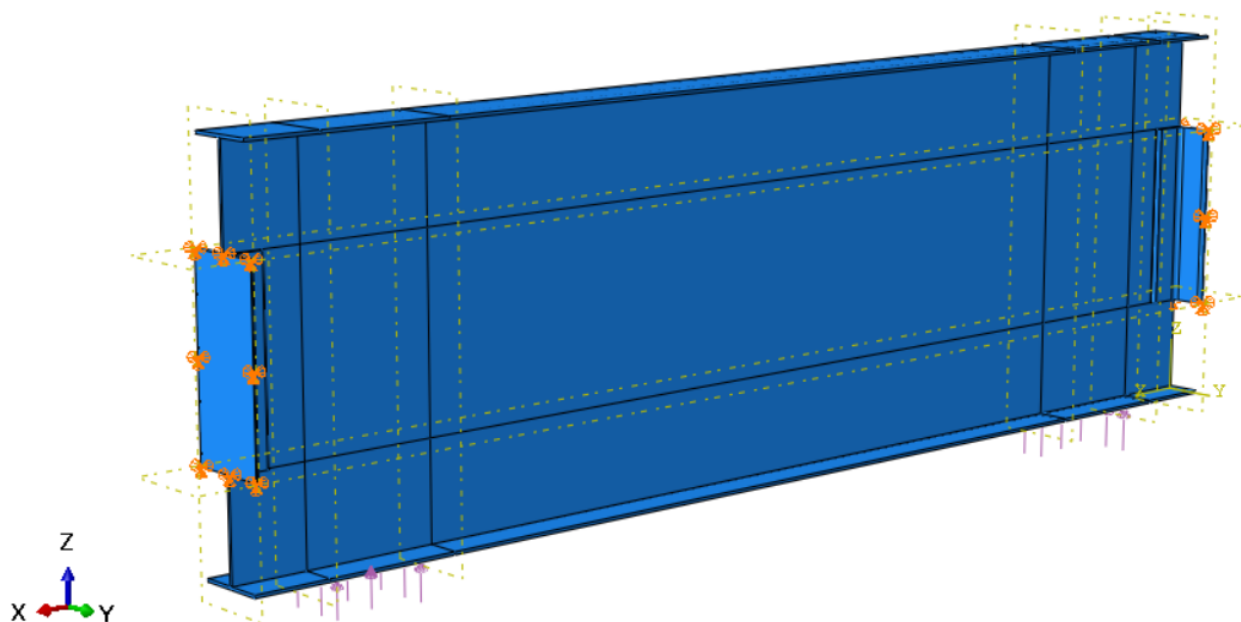
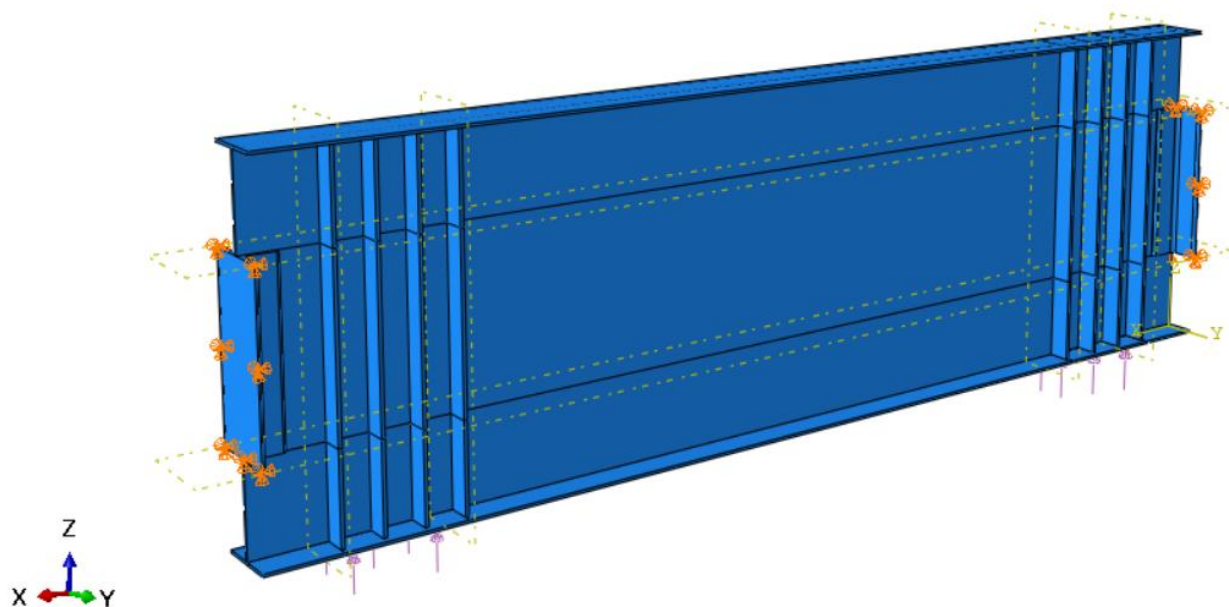


Figura 1-26 – Detalhe da Viga de Apoio com Chapas de Travamento Vertical

Para avaliar o comportamento da transversina do apoio dos modelos foram simulados. No primeiro modelo considerou a viga sem o travamento. Enquanto, que no segundo modelo considerou 4 chapas de aço com 10 mm de espessura fazendo o reforço na região onde será realizado o macaqueamento da viga conforme mostra abaixo na Figura 1-27.




(a) Modelo da viga sem a chapa de reforço para macaqueamento



(b) Modelo da viga com as 4 chapas de reforço para macaqueamento

Figura 1-27 – Modelagem das Vigas com e sem Enrijecedores

As tensões na chapa devido à carga para macaquear a estrutura estão apresentadas abaixo como segue:

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 120 de 447

Dimensões adotadas:

Descrição	Formulação	Resultado
Chama de reforço	$t_{sa} := 0,010 \text{ [m]}$	0,010 [m]
Área do enrijecedor	$A_{sa} := b_{sa} \cdot t_{sa} \cdot 2 + (18 \cdot t_w) \cdot t_w$	0,0058261250 [m] ²
Inércia do Enrijecedor	$I_{sa} := \frac{18 \cdot t_w t_w^3 + t_{sa} \cdot (18 \cdot t_w) \cdot t_w}{12}$	0,00002036380 [m] ⁴
Raio de Giração	$r_{sa} := \sqrt{\frac{I_{sa}}{A_{sa}}}$	0,05912070 [m]
Tensão solicitante	$f_{sa} := 205,87 \text{ [MPa]}$	205,87 [MPa]

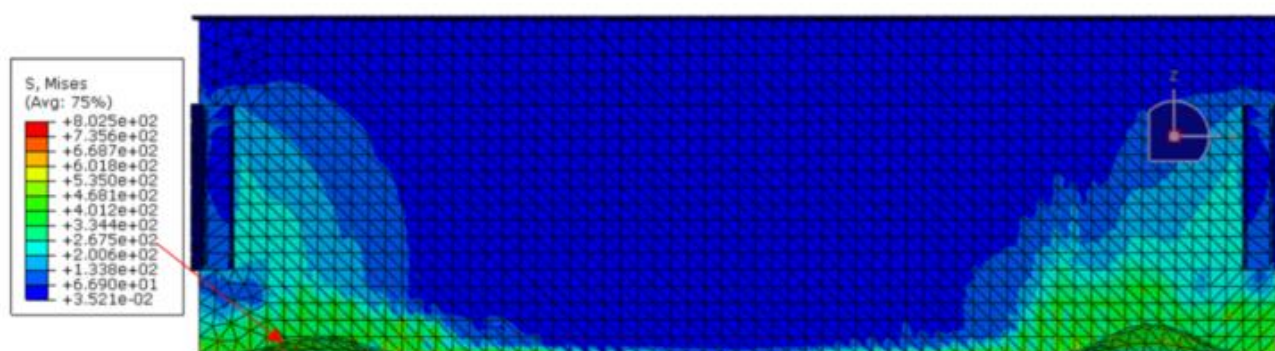



Figura 1-28 – Deformação da Chapa do Banzo Inferior Devido à Carga De Reação

As tensões de Von Mises na chapa do banzo inferior do perfil de aço soldado apresentou valor entre 200 MPa e 267 MPa. Por outro lado, a viga com a chapa de reforço apresentou tensões resistentes próximas ao local de macaqueamento com valor analítico de 158 MPa.

Descrição	Formulação	Resultado
Tensão resistente	$F_{sa} := evalf\left(\frac{F_y}{2,12} \cdot \left(\frac{\frac{d^2}{r_{sa}} F_y}{4 \cdot \pi \cdot E_a}\right)\right)$	$\frac{1,588457 \cdot 10^5 \text{ [kN]}}{[m]^2}$
Área do enrijecedor	$F_{sa} := 158,84 \text{ [MPa]}$	158,84 [MPa]

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 121 de 447

O valor obtido na modelagem ficou com tensão de 125 MPa, ou seja, atendeu à capacidade resistente devido à aplicação da chapa de reforço vertical.

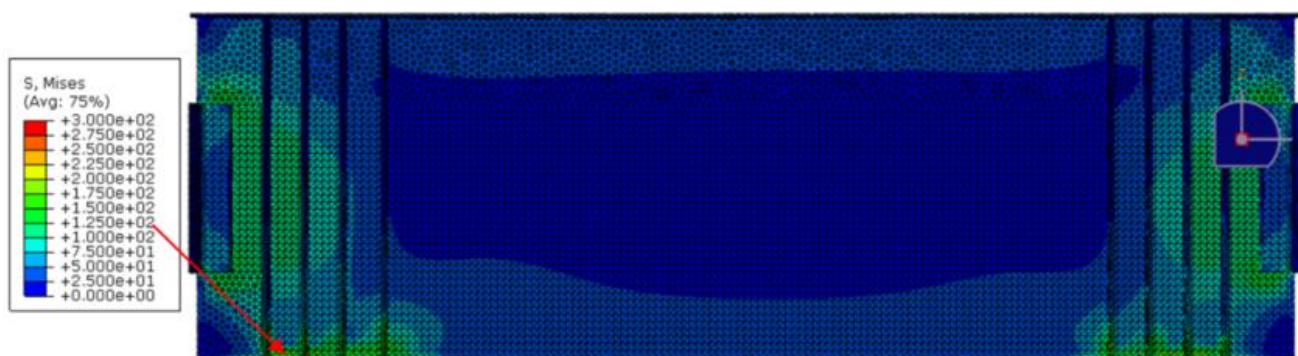


Figura 1-29 – Perfil da viga de transição com as chapas de reforço

Uma consideração aceitável de cálculo é que todo o cortante seja transmitido pela ligação da alma e que todo o momento seja transferido pelos flanges da mesa. Sendo assim, os parafusos da cantoneira dupla de ligação da alma estão submetidos somente a esforço cortante. O esforço no perfil “T” de ligação dos flanges é dado pelo binário, obtido da divisão do momento pela altura do perfil. Os parafusos de ligação do perfil “T” à mesa da viga estão submetidos a esforço de corte, enquanto, que os parafusos de ligação do perfil “T” com a mesa da coluna estão submetidos a esforço de tração.

1.8.1 Ligação das Transversinas e Manutenção dos Aparelhos de Apoio

A manutenção dos aparelhos de apoio é realizada pela elevação da superestrutura por meio de macacos hidráulicos. No contexto deste álbum, a viga transversina, além de sua função estrutural, serve como apoio para o macaco hidráulico elevar a superestrutura. Supõe-se que a manutenção do aparelho de apoio ocorra sem tráfego na rodovia.

O ponto de apoio considerado dista 75 cm dos eixos da longarina, considerando-se operação simultânea de dois macacos (um para cada longarina) para que não sejam transferidos esforços de torção adicionais para a superestrutura. Dessa forma, o modelo numérico é modificado fazendo os pontos de macaqueamento apoios tipo simples e o carregamento permanente da superestrutura é transferido na extremidade dos balanços conforme ilustrado na Figura 1-30.

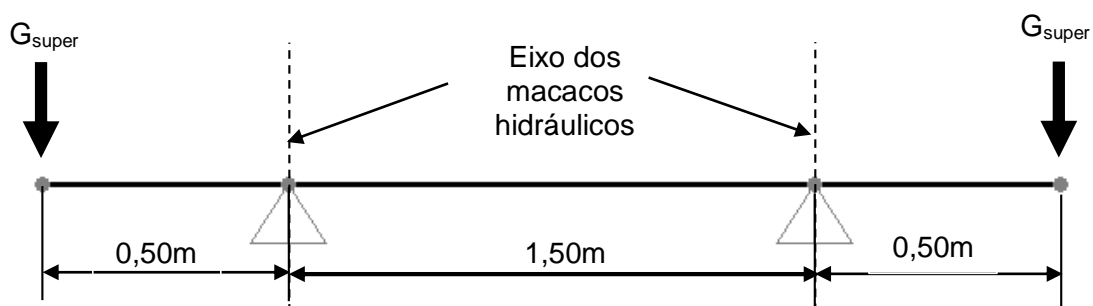


Figura 1-30 – Modelo Numérico para Simulação da Elevação da Superestrutura

Para fins de dimensionamento estrutural considera-se a operação de macaqueamento da estrutura como uma combinação de carregamentos especial ou de construção. A **Tabela 1-12** mostra a capacidade mínima dos macacos hidráulicos para a operação simultânea de dois por apoio.

Tabela 1-12 – Capacidade mínima dos macacos hidráulicos

Módulo do Álbum	Capacidade mínima do Macaco Hidráulico (Dois por apoio)	Reação da Carga móvel nas vigas	Máximo cortante nos parafusos
PMC-10	216,75 kN	636,53 kN	853,28 kN
PMC-15	345,38 kN	700,00 kN	1045,38 kN
PMC-20	415,80 kN	770,54 kN	1186,34 kN

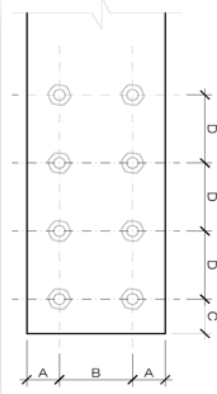
Ligação PMC-10

OBS.: A utilização desta ferramenta e as atitudes tomadas a partir dos resultados advindas desta, são de responsabilidade do Profissional que inseriu as informações e as utilizou.

R6 *powered by CS*

Parafusos	
$\phi =$	15.9mm 5/8 in
quant. =	10
aço	ASTM A325
$f_y =$	635 MPa 6.48 tf/cm ²
$f_u =$	825 MPa 8.41 tf/cm ²
planos	3
cisalhamento	
$\gamma_{a2} =$	1.35 tabela 3
$A_b =$	1.98 cm ² item 6.3.2.2
$A_{be} =$	1.48 cm ²
deformação não limita ligação	
Esforços	
$V_d =$	85.00 tf
$N_d =$	6.65 tf
$F_{sd} =$	85.26 tf

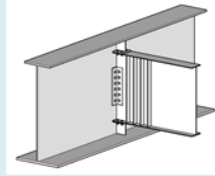
Geometria ligação (Chapa)	
A =	80 mm
B =	75 mm
C =	80 mm
D =	75 mm
esp. =	3.18 mm 1/8 in
aço	ASTM A572 gr.50
$f_y =$	345 MPa 3.52 tf/cm ²
$f_u =$	450 MPa 4.59 tf/cm ²
furo padrão	
Elemento Ligado	
esp. =	6.4 mm 1/4 in
aço	ASTM A572 gr.50
$f_y =$	345 MPa 3.52 tf/cm ²
$f_u =$	450 MPa 4.59 tf/cm ²



OBS.:

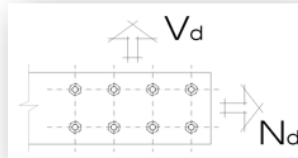
considerando $g = 9.80665 \text{ m/s}^2$

Ligação do perfil da PMC-10 com cantoneira L



	F_{sd}	F_{Rd}
NBR8800	85.26 tf	< 102.79 tf
		ligação a 82.94%
AISC 14th	85.26 tf	< 104.08 tf
TIA-222-G		ligação a 81.92%

SEÇÃO BRUTA DAS TALAS OK!
COLAPSO POR RASGAMENTO OK!



Espeçura do perfil é o limitante!
considerado como esp. Total 6.4mm
total e fu para a chapa 4.6tf/cm²

NBR 8800 / 2008

6.3.3.2 Cisalhamento 3 planos de corte

- a) Rosca no plano de corte $F_{v,Rd} = 14.80 \text{ tf}$ $F_{v,Rd} = \frac{0.4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$
- b) Rosca fora do plano de corte $F_{v,Rd} = 18.50 \text{ tf}$ $F_{v,Rd} = \frac{0.5 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$

6.3.3.3 Pressão de contato em furos

AISC 2010 - 14ª Edição

$\phi = 0.75$ (LRFD)

section J3.6 - Tensile and Shear strength

- a) Threads are not excluded from shear plan
LRFD $\phi R_n = 16.57 \text{ tf}$ $0.450 F_u$
- b) Threads are excluded from shear plan
LRFD $\phi R_n = 20.35 \text{ tf}$ $0.563 F_u$

3 shear plans

section J3.10 - Bearing Strength

section J3.10 - Bearing Strength

a.i) connected material

$$\phi R_n = 12.85 \text{ tf} \quad R_n = 1.2 l_c t F_u$$

3 shear plans

a.i) bolt

$$\phi R_n = 6.24 \text{ tf} \quad R_n = 2.4 d t F_u$$

a.i) connected material

$$\phi R_n = 16.06 \text{ tf} \quad R_n = 1.5 l_c t F_u$$

3 shear plans

a.i) bolt

$$\phi R_n = 7.81 \text{ tf} \quad R_n = 3.0 d t F_u$$

b) long slotted holes - connected material

$$\phi R_n = 10.58 \text{ tf} \quad R_n = 1.0 l_c t F_u$$

3 shear plans

b) long slotted material - bolt

$$\phi R_n = 5.20 \text{ tf} \quad R_n = 2.0 d t F_u$$

deformação dos furos é LIMITANTE ao projeto	6.3.3.3 Pressão de contato em furos	
	a) furo padrão - chapa	$F_{c,Rd} = 12.35 \text{ tf}$ $F_{c,Rd} = \frac{1.2 l_c t f_u}{\gamma_{a2}}$
	considerado 3 planos de corte	
deformação dos furos NÃO é LIMITANTE ao projeto	a) furo padrão - parafuso	$F_{c,Rd} = 6.17 \text{ tf}$ $F_{c,Rd} = 2.4 d_b t f_u / \gamma_{a2}$
	a) furo padrão - chapa	$F_{c,Rd} = 15.43 \text{ tf}$ $F_{c,Rd} = \frac{1.5 l_c t f_u}{\gamma_{a2}}$
	considerado 3 planos de corte	
FUROS ALONGADOS perpendiculares ao esforço	a) furo padrão - parafuso	$F_{c,Rd} = 7.71 \text{ tf}$ $F_{c,Rd} = 3.0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$
	b) furo alongados perpendicular à força - chapa	$F_{c,Rd} = 10.05 \text{ tf}$ $F_{c,Rd} = \frac{1.0 l_c t f_u}{\gamma_{a2}}$
	considerado 3 chapas	
	b) furo alongados perpendicular à força - parafuso	$F_{c,Rd} = 5.14 \text{ tf}$ $F_{c,Rd} = 2.0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$

Ligação PMC-15

OBS.: A utilização desta ferramenta e as atitudes tomadas a partir dos resultados advindas desta, são de responsabilidade do Profissional que inseriu as informações e as utilizou.

Parafusos

$\phi = 19.1\text{mm}$ 3/4 in
 quant. = 10
 aço ASTM A325
 $f_y = 635\text{ MPa}$ 6.48 tf/cm²
 $f_u = 825\text{ MPa}$ 8.41 tf/cm²
 planos cisalhamento 3
 $\gamma_{a2} = 1.35$ tabela 3
 $A_b = 2.85\text{ cm}^2$ item 6.3.2.2
 $A_{se} = 2.14\text{ cm}^2$
 deformação não limita ligação

Esforços

$V_d = 104.50\text{ tf}$
 $N_d = 10.10\text{ tf}$
 $F_{sd} = 104.99\text{ tf}$

Geometria ligação (Chapa)

A = 80 mm
 B = 75 mm 8
 C = 80 mm
 D = 75 mm 2
 esp. = 3.18 mm 1/8 in
 aço ASTM A572 gr.50
 $f_y = 345\text{ MPa}$ 3.52 tf/cm²
 $f_u = 450\text{ MPa}$ 4.59 tf/cm²
 furo padrão

Elemento Ligado

esp. = 6.4 mm 1/4 in
 aço ASTM A572 gr.50
 $f_y = 345\text{ MPa}$ 3.52 tf/cm²
 $f_u = 450\text{ MPa}$ 4.59 tf/cm²

Ligação do perfil da PMC-15 com cantoneira L

OBS.: considerando $g = 9.80665\text{ m/s}^2$

F_{sd} **F_{Rd}**

NBR8800 **104.99 tf** < **123.35 tf**
 ligação a 85.11%

AISC 14th **104.99 tf** < **124.89 tf**
 TIA-222-G ligação a 84.06%

SEÇÃO BRUTA DAS TALAS OK!
COLAPSO POR RASGAMENTO OK!

NBR 8800 / 2008

6.3.3.2 Cisalhamento **3 planos de corte**

a) Rosca no plano de corte $F_{v,Rd} = \frac{0.4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$
 $F_{v,Rd} = 21.31\text{ tf}$

b) Rosca fora do plano de corte $F_{v,Rd} = \frac{0.5 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$
 $F_{v,Rd} = 26.64\text{ tf}$

6.3.3.3 Pressão de contato em furos

AISC 2010 - 14ª Edição
 $\phi = 0.75$ (LRFD)

section J3.6 - Tensile and Shear strength

a) Threads are not excluded from shear plan
 LRFD $\phi R_n = 23.86\text{ tf}$ 0.450 F_u

b) Threads are excluded from shear plan
 LRFD $\phi R_n = 29.31\text{ tf}$ 0.563 F_u

3 shear plans

section J3.10 - Bearing Strength

$R_n = F_u A_b$

deformação dos furos é LIMITANTE ao projeto

a) furo padrão - chapa $F_{c,Rd} = \frac{1.2 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}}$
 $F_{c,Rd} = 17.35\text{ tf}$
 considerado 3 planos de corte

a) furo padrão - parafuso $F_{c,Rd} = 2.4 d_b t f_u / \gamma_{a2}$
 $F_{c,Rd} = 9.87\text{ tf}$

deformação dos furos NÃO é LIMITANTE ao projeto

a) furo padrão - chapa $F_{c,Rd} = \frac{1.5 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}}$
 $F_{c,Rd} = 21.68\text{ tf}$
 considerado 3 planos de corte

a) furo padrão - parafuso $F_{c,Rd} = 3.0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$
 $F_{c,Rd} = 12.34\text{ tf}$

FUROS ALONGADOS perpendicular à força

b) furo alongados perpendicular à força - chapa $F_{c,Rd} = \frac{1.0 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}}$
 $F_{c,Rd} = 14.13\text{ tf}$
 considerado 3 chapas

b) furo alongados perpendicular à força - parafuso $F_{c,Rd} = 2.0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$
 $F_{c,Rd} = 8.22\text{ tf}$

a.i) connected material
 $\phi R_n = 18.02\text{ tf}$ $R_n = 1.2 l_c t F_u$
 3 shear plans

a.i) bolt
 $\phi R_n = 9.99\text{ tf}$ $R_n = 2.4 d t F_u$

a.i) connected material
 $\phi R_n = 22.53\text{ tf}$ $R_n = 1.5 l_c t F_u$
 3 shear plans

a.i) bolt
 $\phi R_n = 12.49\text{ tf}$ $R_n = 3.0 d t F_u$

b) long slotted holes - connected material
 $\phi R_n = 14.86\text{ tf}$ $R_n = 1.0 l_c t F_u$
 3 shear plans

b) long slotted material - bolt
 $\phi R_n = 8.33\text{ tf}$ $R_n = 2.0 d t F_u$

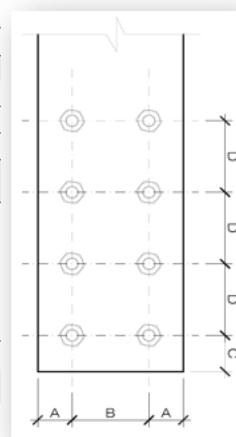
Ligação PMC-20

OBS.: A utilização desta ferramenta e as atitudes tomadas a partir dos resultados advindas desta, são de responsabilidade do Profissional que inseriu as informações e as utilizou.

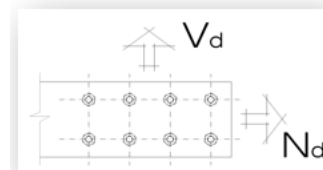
R6 por 11/11/2015

Parafusos	
$\phi = 19.1\text{mm}$	3/4 in
quant. = 10	
aço	ASTM A325
$f_y = 635\text{ MPa}$	6.48 tf/cm ²
$f_u = 825\text{ MPa}$	8.41 tf/cm ²
planos de cisalhamento	3
$\gamma_{a2} = 1.35$	tabela 3
$A_b = 2.85\text{ cm}^2$	Item 6.3.2.2
$A_{be} = 2.14\text{ cm}^2$	
deformação não limita ligação	
Esforços	
$V_d = 118.60\text{ tf}$	
$N_d = 11.87\text{ tf}$	
$F_{Sd} = 119.19\text{ tf}$	

Geometria ligação (Chapa)	
A = 80 mm	
B = 75 mm	8
C = 80 mm	
D = 75 mm	2
esp. = 3.18 mm	1/8 in
aço	ASTM A572 gr.50
$f_y = 345\text{ MPa}$	3.52 tf/cm ²
$f_u = 450\text{ MPa}$	4.59 tf/cm ²
furo padrão	
Elemento Ligado	
esp. = 6.4 mm	1/4 in
aço	ASTM A572 gr.50
$f_y = 345\text{ MPa}$	3.52 tf/cm ²
$f_u = 450\text{ MPa}$	4.59 tf/cm ²



OBS.:	considerando $g = 9.80665\text{ m/s}^2$
Ligação do perfil da PMC-20 com cantoneira L	
F_{Sd}	F_{Rd}
NBR8800	119.19 tf < 123.35 tf
	ligação a 96.63%
AISC 14th	119.19 tf < 124.89 tf
TIA-222-G	ligação a 95.43%
SEÇÃO BRUTA DAS TALAS OK!	
COLAPSO POR RASGAMENTO OK!	



Espeçura do perfil é o limitante!
considerado como esp. Total 6.4mm
total e fu para a chapa 4.6tf/cm²

NBR 8800 / 2008

6.3.3.2 Cisalhamento 3 planos de corte

- a) Rosca no plano de corte $F_{v,Rd} = 21.31\text{ tf}$ $F_{v,Rd} = \frac{0.4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$
- b) Rosca fora do plano de corte $F_{v,Rd} = 26.64\text{ tf}$ $F_{v,Rd} = \frac{0.5 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$

6.3.3.3 Pressão de contato em furos

AISC 2010 - 14ª Edição

section J3.6 - Tensile and Shear strength

- a) Threads are not excluded from shear plan
LRFD $\phi R_n = 23.86\text{ tf}$ $0.450 F_u$
- b) Threads are excluded from shear plan
LRFD $\phi R_n = 29.31\text{ tf}$ $0.563 F_u$

section J3.10 - Bearing Strength

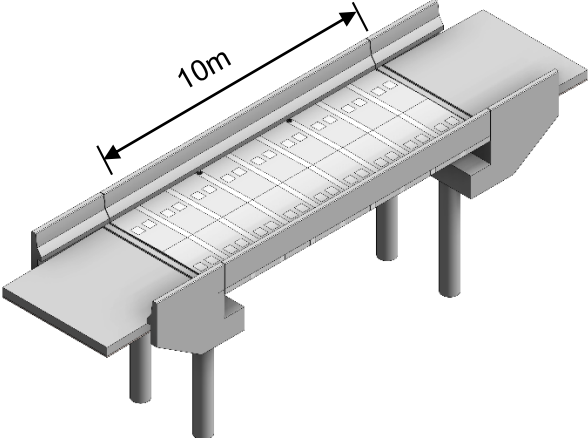

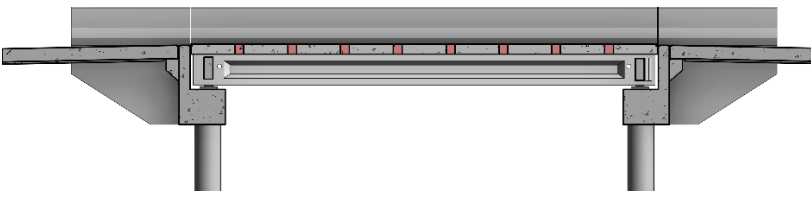
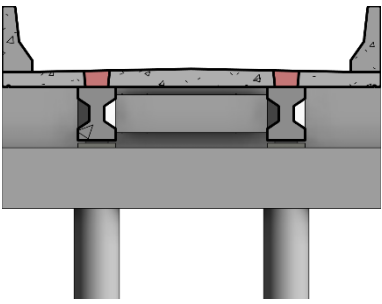
deformação dos furos é LIMITANTE ao projeto	a) furo padrão - chapa	$F_{c,Rd} = 17.35\text{ tf}$	$F_{c,Rd} = \frac{1.2 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}}$
		considerado 3 planos de corte	
deformação dos furos NÃO é LIMITANTE ao projeto	a) furo padrão - parafuso	$F_{c,Rd} = 9.87\text{ tf}$	$F_{c,Rd} = 2.4 d_b t f_u / \gamma_{a2}$
	a) furo padrão - chapa	$F_{c,Rd} = 21.68\text{ tf}$	$F_{c,Rd} = \frac{1.5 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}}$
Furos alongados perpendiculares ao esforço	a) furo padrão - parafuso	$F_{c,Rd} = 12.34\text{ tf}$	$F_{c,Rd} = 3.0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$
	b) furo alongados perpendicular à força - chapa	$F_{c,Rd} = 14.13\text{ tf}$	$F_{c,Rd} = \frac{1.0 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}}$
		considerado 3 chapas	
	b) furo alongados perpendicular à força - parafuso	$F_{c,Rd} = 8.22\text{ tf}$	$F_{c,Rd} = 2.0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$

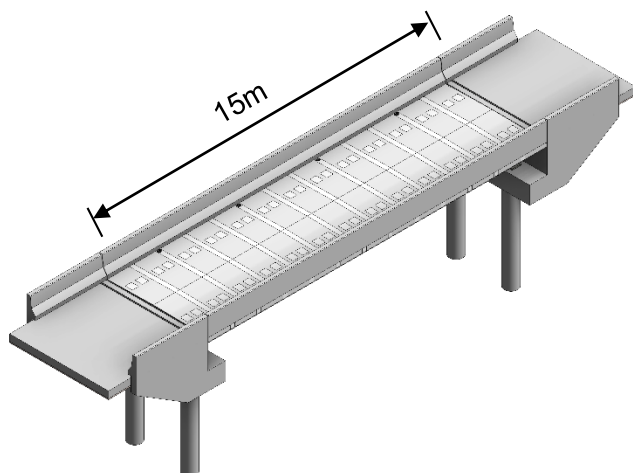
a.i) connected material	$\phi R_n = 18.02\text{ tf}$	$R_n = 1.2 l_c t F_u$
	3 shear plans	
a.i) bolt	$\phi R_n = 9.99\text{ tf}$	$R_n = 2.4 d t F_u$
a.i) connected material	$\phi R_n = 22.53\text{ tf}$	$R_n = 1.5 l_c t F_u$
	3 shear plans	
a.i) bolt	$\phi R_n = 12.49\text{ tf}$	$R_n = 3.0 d t F_u$
b) long slotted holes - connected material	$\phi R_n = 14.86\text{ tf}$	$R_n = 1.0 l_c t F_u$
	3 shear plans	
b) long slotted material - bolt	$\phi R_n = 8.33\text{ tf}$	$R_n = 2.0 d t F_u$

2 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO E DO TABULEIRO

Apresenta-se, nesta seção, o dimensionamento da superestrutura dos módulos em concreto protendido. Este do álbum de projetos-tipo fornece 3 (três) módulos com 10 m, 15 m e 20 m de comprimento. A **Tabela 2-1** ilustra as estruturas abordadas neste documento, assim como sua denominação, exemplificando um caso de único vão.

Tabela 2-1 – Módulos em concreto armado/protendido

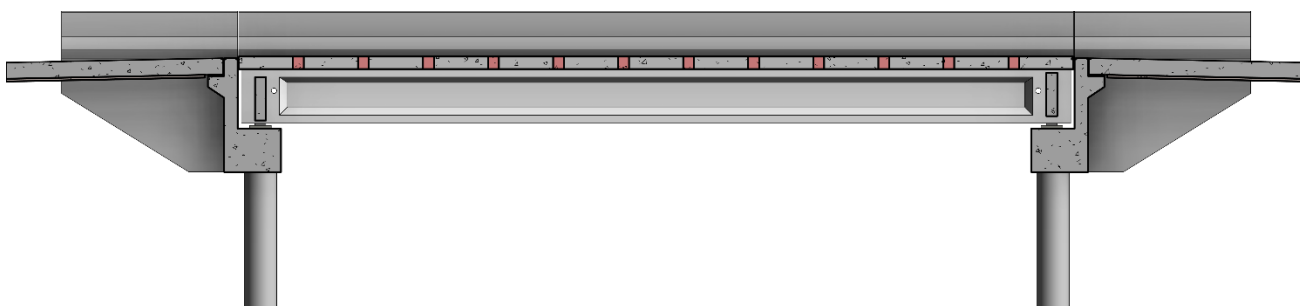
MÓDULO PCP-10 – CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO	
 <p>(a) Vista Isométrica Superior.</p>	 <p>(b) Vista Isométrica do Corte Longitudinal.</p>
 <p>(c) Perfil Longitudinal.</p>	 <p>(d) Seção Transversal.</p>

MÓDULO PCP-15 – CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO

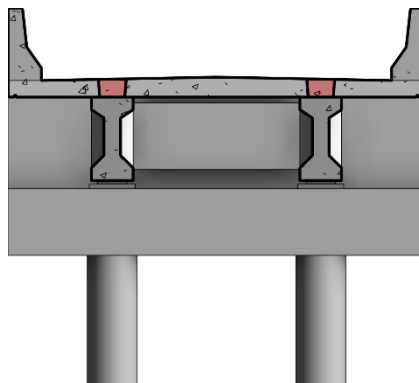
(a) Vista Isométrica Superior.



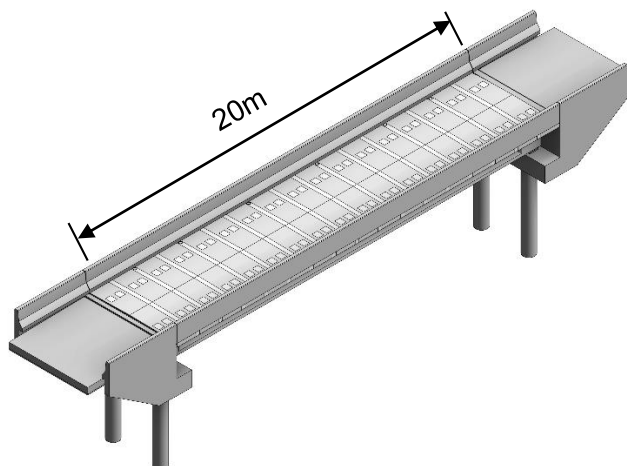
(b) Vista Isométrica do Corte Longitudinal.



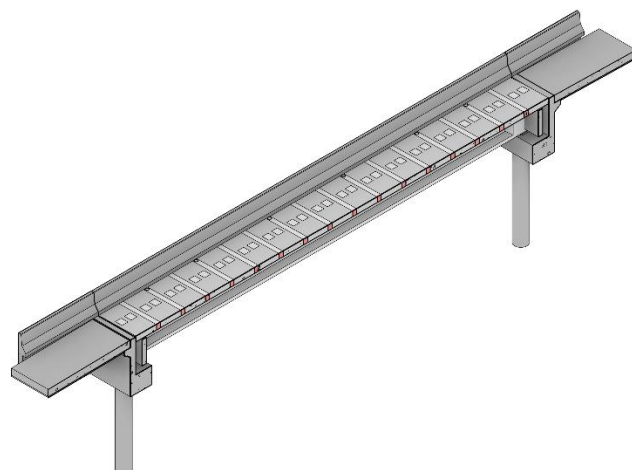
(c) Perfil Longitudinal.



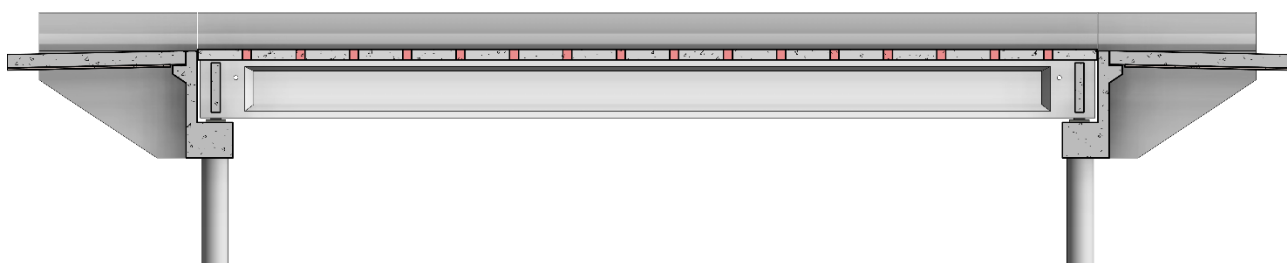
(d) Seção Transversal.

MÓDULO PCP-20 – CONCRETO PRÉ-MOLDADO PROTENDIDO

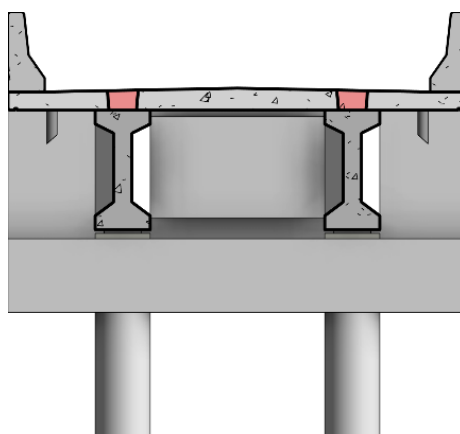
(a) Vista Isométrica.



(b) Vista Isométrica do Corte Parcial.



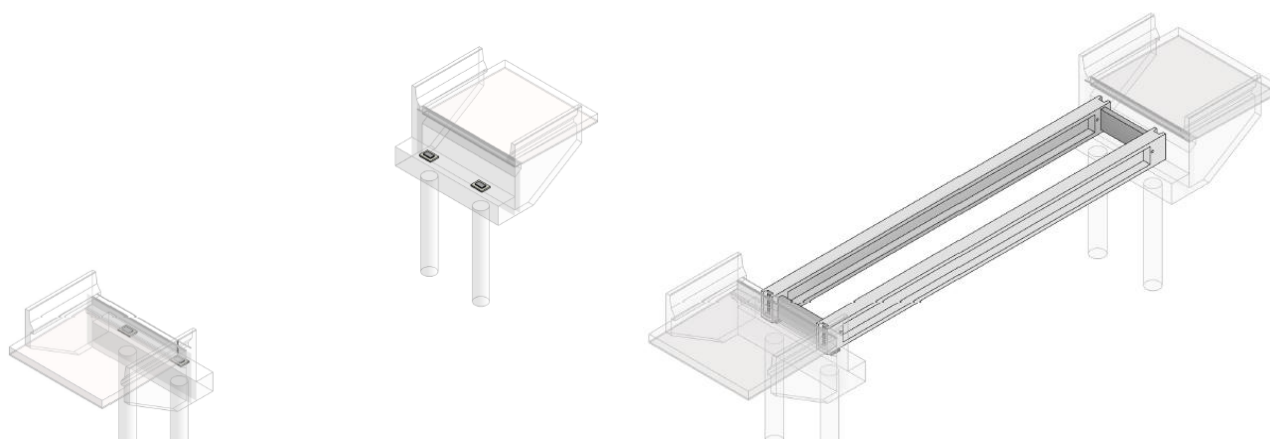
(c) Perfil Longitudinal.



(d) Seção Transversal.

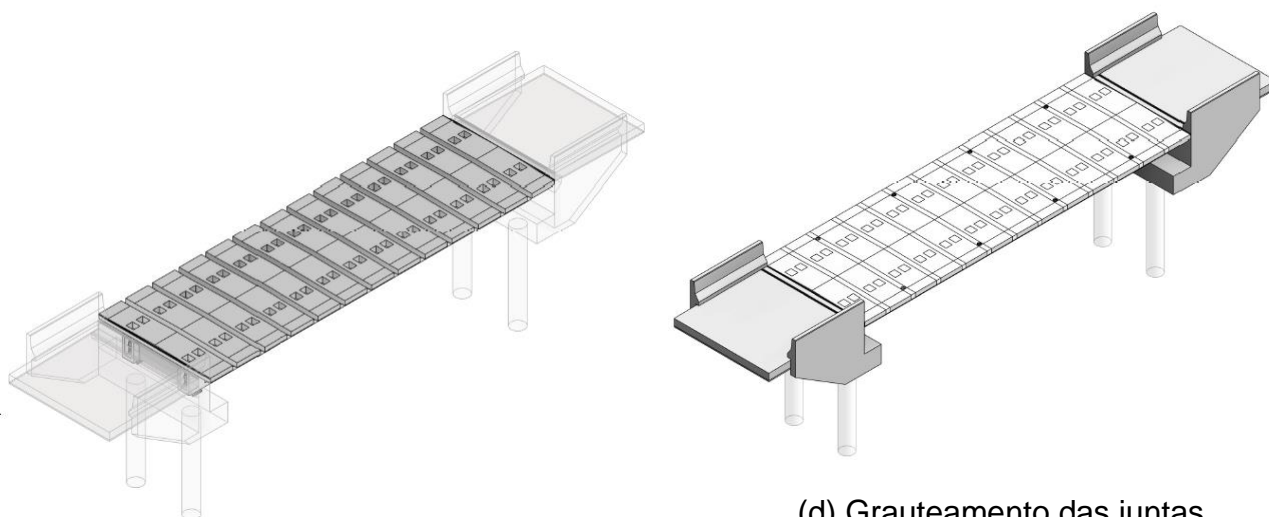
2.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E CRITÉRIOS DE CÁLCULO

A concepção estrutural das pontes foi orientada pelos princípios do ABC (*Accelerated Bridge Construction*) em que se preconiza a utilização de materiais, métodos construtivos e de planejamento com o objetivo de reduzir o impacto das obras no tráfego e ambiente, reduzir o tempo de entrega, melhorar a segurança para os trabalhadores e usuários, racionalizar o canteiro de obras, dentre outras vantagens. A **Figura 2-1** ilustra esquematicamente o processo construtivo idealizado.




(a) Construção dos encontros e instalação dos aparelhos de apoio

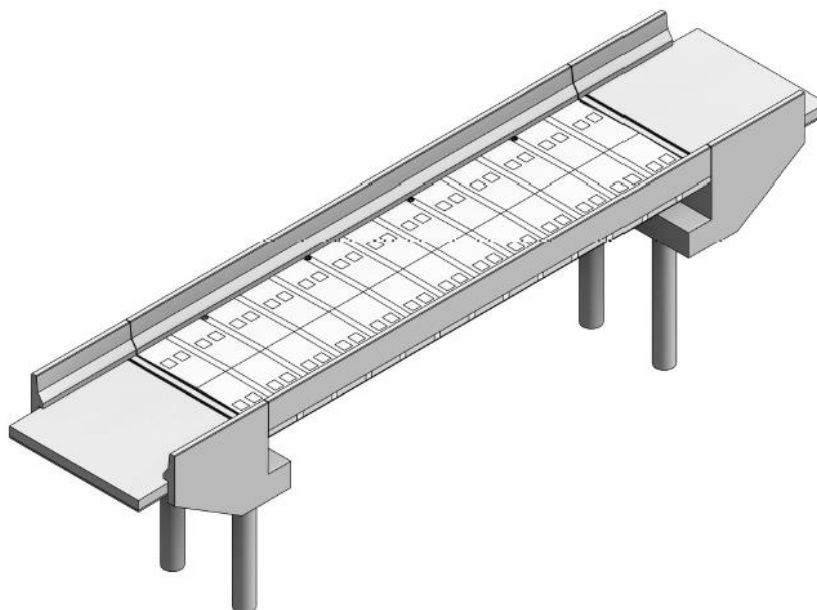
(b) Içamento das longarinas em sua posição final e concretagem das transversinas



(c) Instalação das lajes pré-moldadas

(d) Grauteamento das juntas transversais e dos nichos de cisalhamento (lajes removidas para visualização)

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 130 de 447

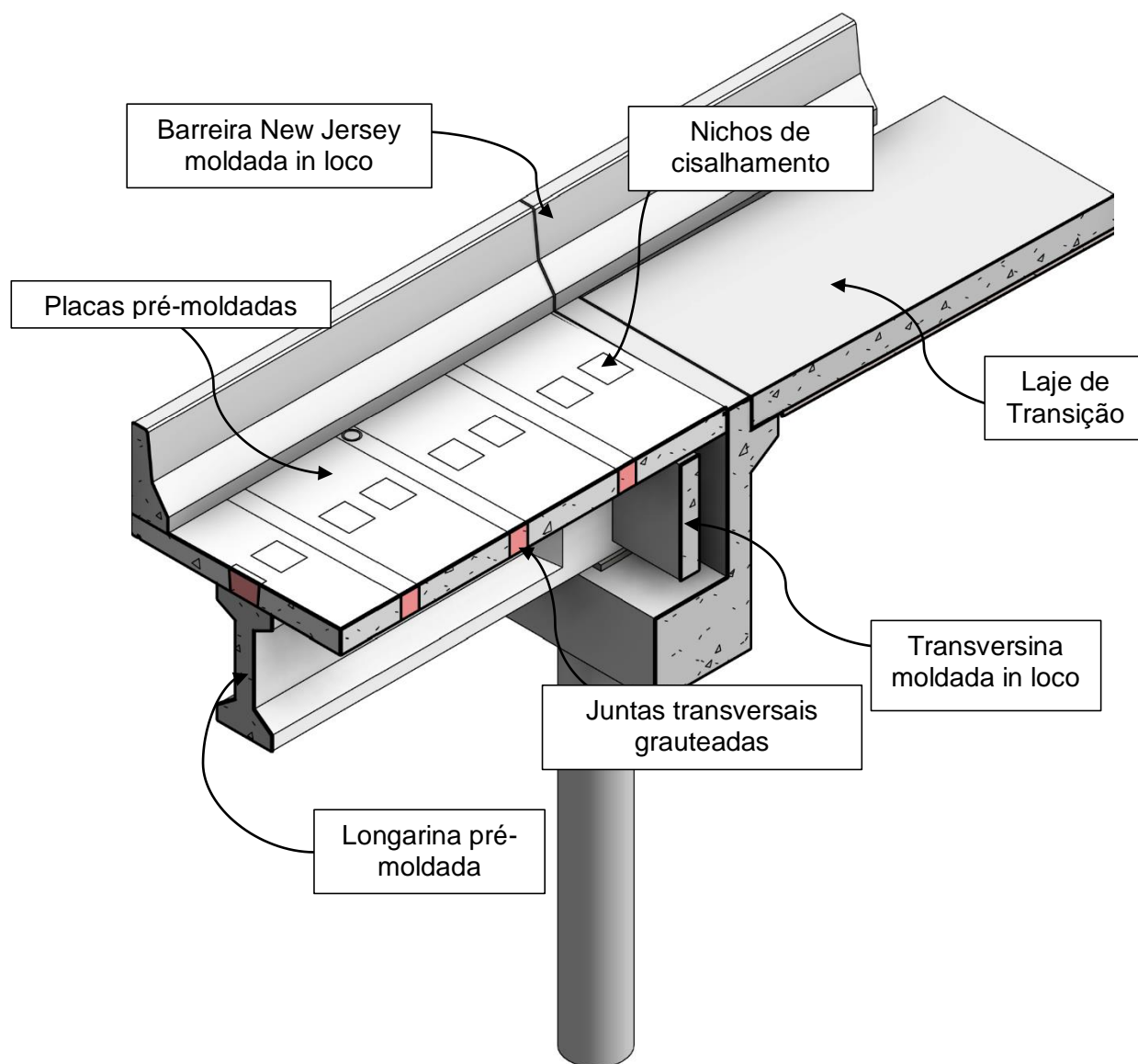



(e) Concretagem das barreiras tipo New Jersey e finalização da obra

Figura 2-1 – Esquema Construtivo das Obras

A superestrutura das pontes é composta por vigas pré-moldadas que podem ser içadas em sua posição final a partir dos encabeçamentos da obra. O tabuleiro é formado pela associação de lajes pré-moldadas conectadas às longarinas por meio de nichos de cisalhamento que são preenchidos com microconcreto estrutural. As lajes são dispostas respeitando um espaço de 20 cm entre painéis justapostos que posteriormente é grauteado com o objetivo de garantir a continuidade do tabuleiro. Os únicos elementos concretados em campo são as transversinas e as barreiras rígidas.

Com a utilização desta solução evita-se a necessidade de construção de cimbramentos e escoramentos no leito do corpo d'água vencido e reduz-se significativamente o volume de concretagem in loco. A **Figura 2-1** ilustra esquematicamente o processo construtivo idealizado para as pontes que compõem este álbum. A **Figura 2-2** mostra alguns detalhes construtivos exemplificativos.

**Figura 2-2 – Detalhes de Projeto das OAEs**

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 132 de 447

2.1.1 Modelo Estrutural

Adota-se, para o dimensionamento do vigamento, análise simplificada da estrutura pela decomposição no sentido transversal e longitudinal, prática corrente na análise e dimensionamento de pontes na engenharia brasileira. Ou seja, o trem-tipo longitudinal é obtido a partir da linha de influência da seção transversal e a análise das longarinas e do tabuleiro são conduzidas de forma independente. O comportamento global da estrutura é considerado linear elástico para fins de obtenção dos esforços solicitantes internos e deslocamentos. O dimensionamento é assistido pelo programa V-PRO (Projeto de Vigas Protendidas).

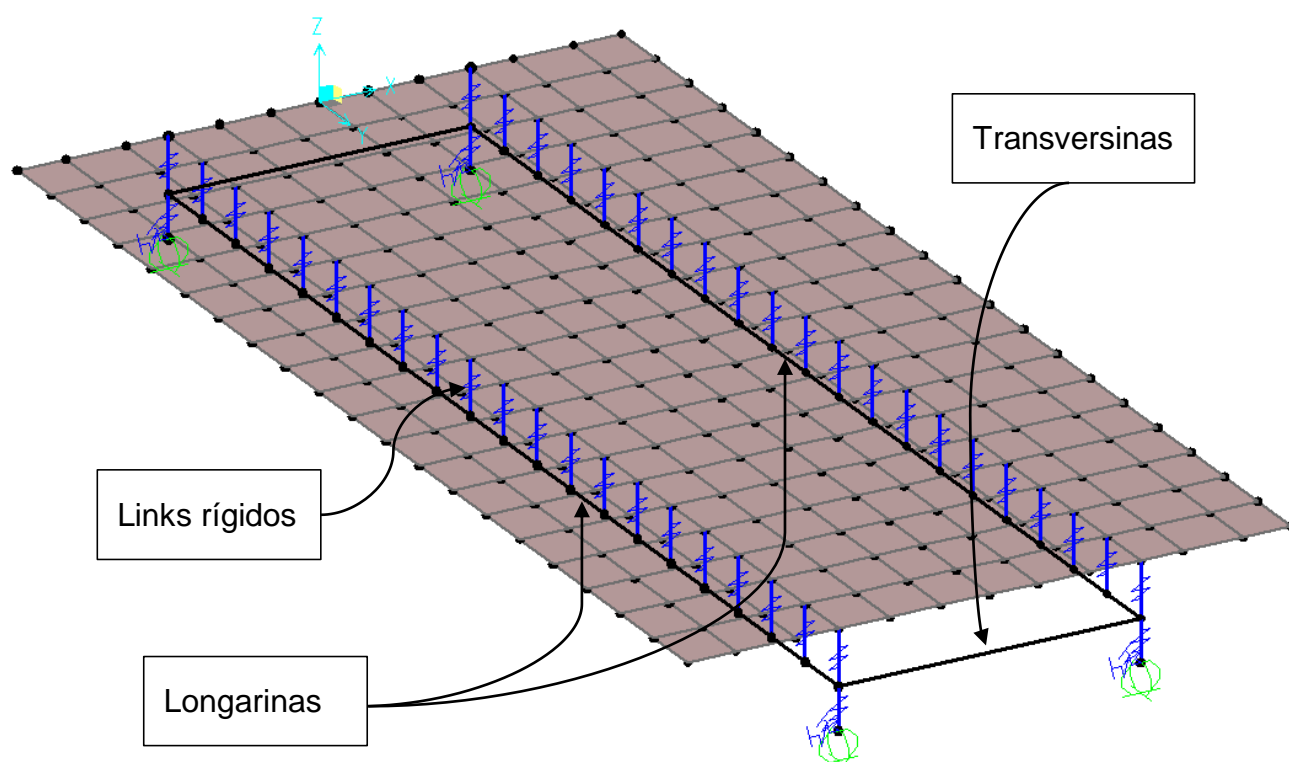
Como a concepção estrutural das pontes de concreto protendido prevê a incorporação de transversinas apenas nas seções apoio, tem-se que considerar o esforço torção no dimensionamento das longarinas. Estes esforços são obtidos a partir de um modelo segundo o Método dos Elementos Finitos (MEF) em que toda a estrutura é discretizada com o objetivo de se obter uma representação mais precisa do comportamento estrutural. Estes modelos também são utilizados para o cálculo das transversinas.

A análise e dimensionamento da laje do tabuleiro é feita por meio de modelo numérico elaborado segundo o Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando-se o programa SAP2000, conforme descrito na seção 2.9.

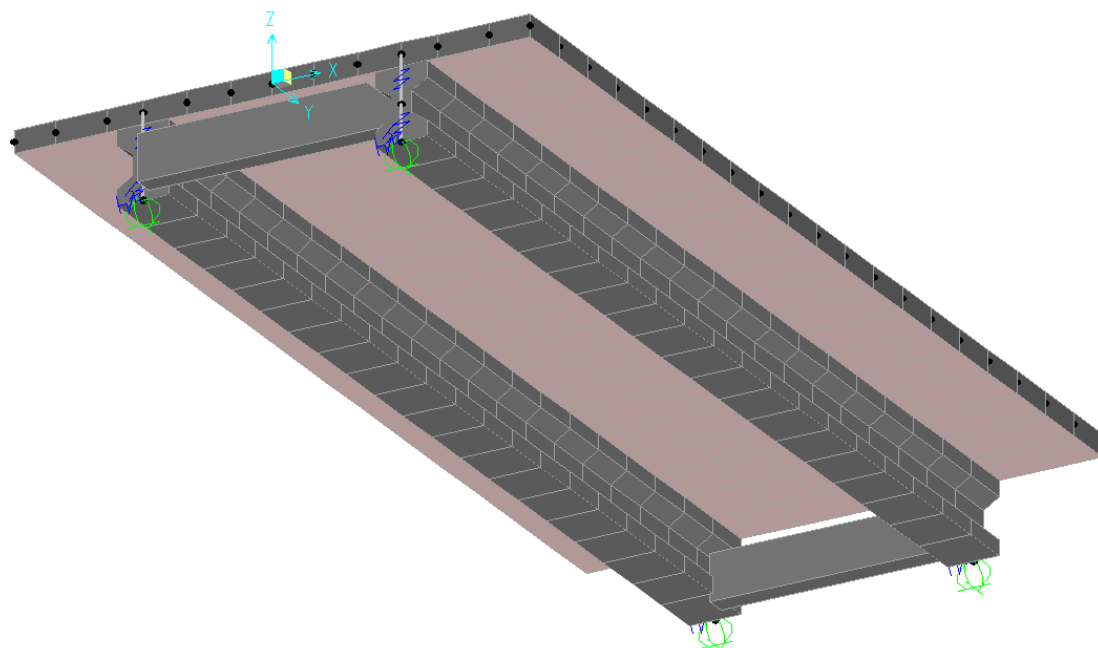
2.1.2 Modelo Numérico

O modelo numérico utilizado para obter os esforços de torção e dimensionamento das transversinas é mostrado nas imagens a seguir (

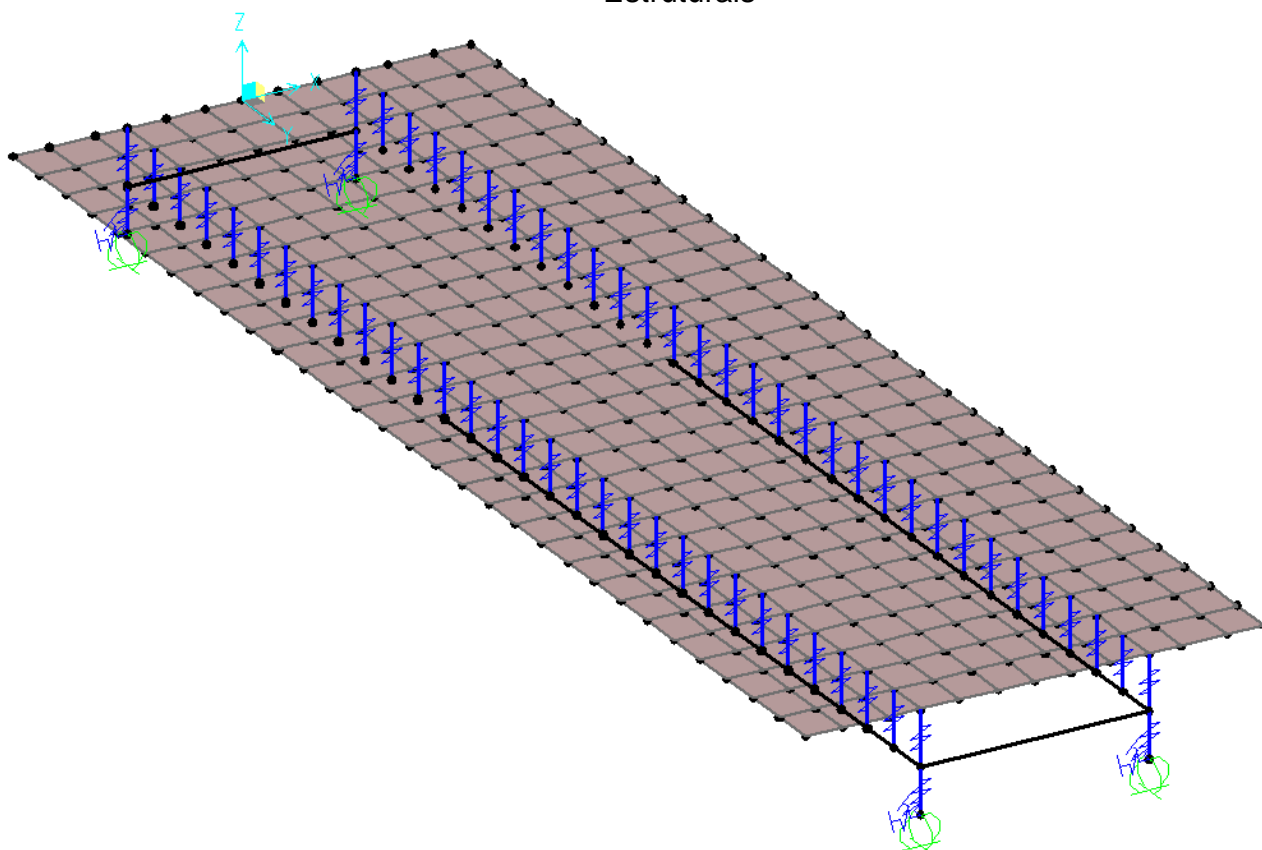
Figura 2-3). A laje do tabuleiro e as longarinas foram modeladas de forma que seu centro geométrico coincida com a posição espacial de fato, ou seja, os elementos estão contidos em planos distintos e são conectados por meio de barras rígidas. As longarinas e transversinas são representadas por meio de elementos de pórtico espacial e a laje é modelada utilizando-se elementos de placa. Nos apoios, a rigidez do neoprene é incorporada por meio de molas nas direções horizontais.



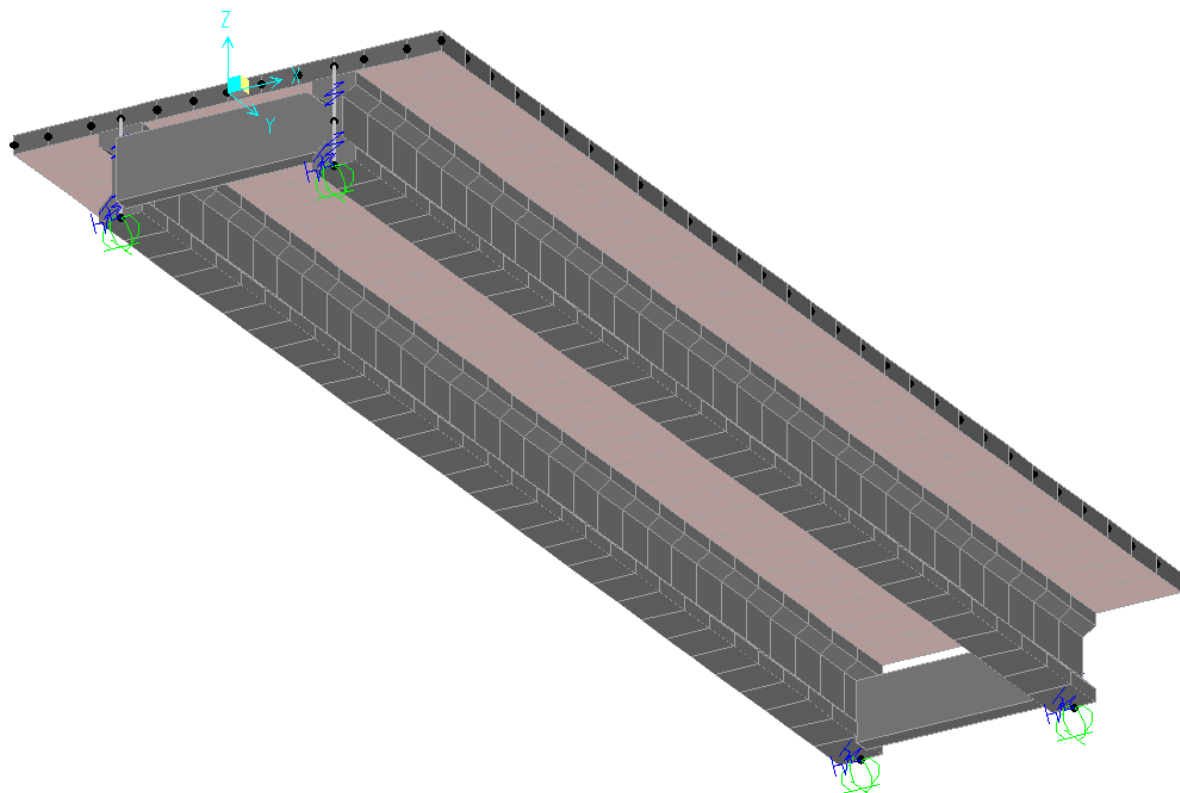
(a) PCP-10 - Vista Isométrica Inferior



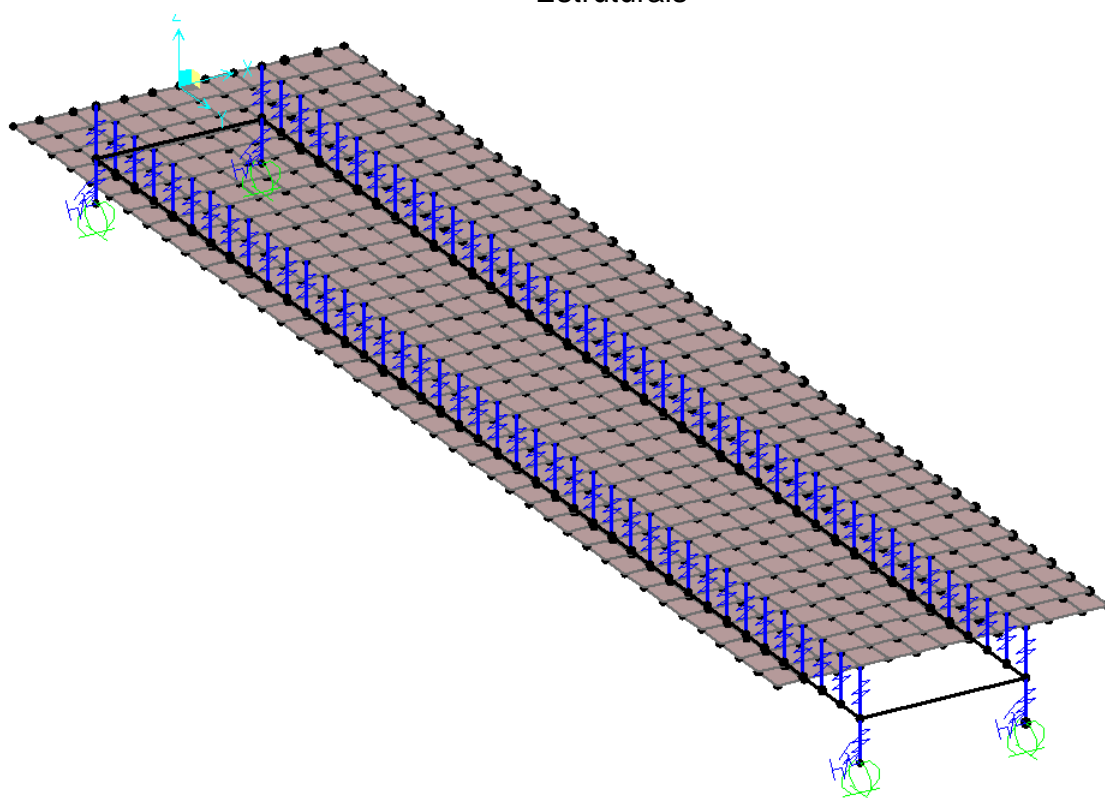
(b) PCP-10 - Vista Isométrica Inferior com Representação 3D dos Elementos Estruturais



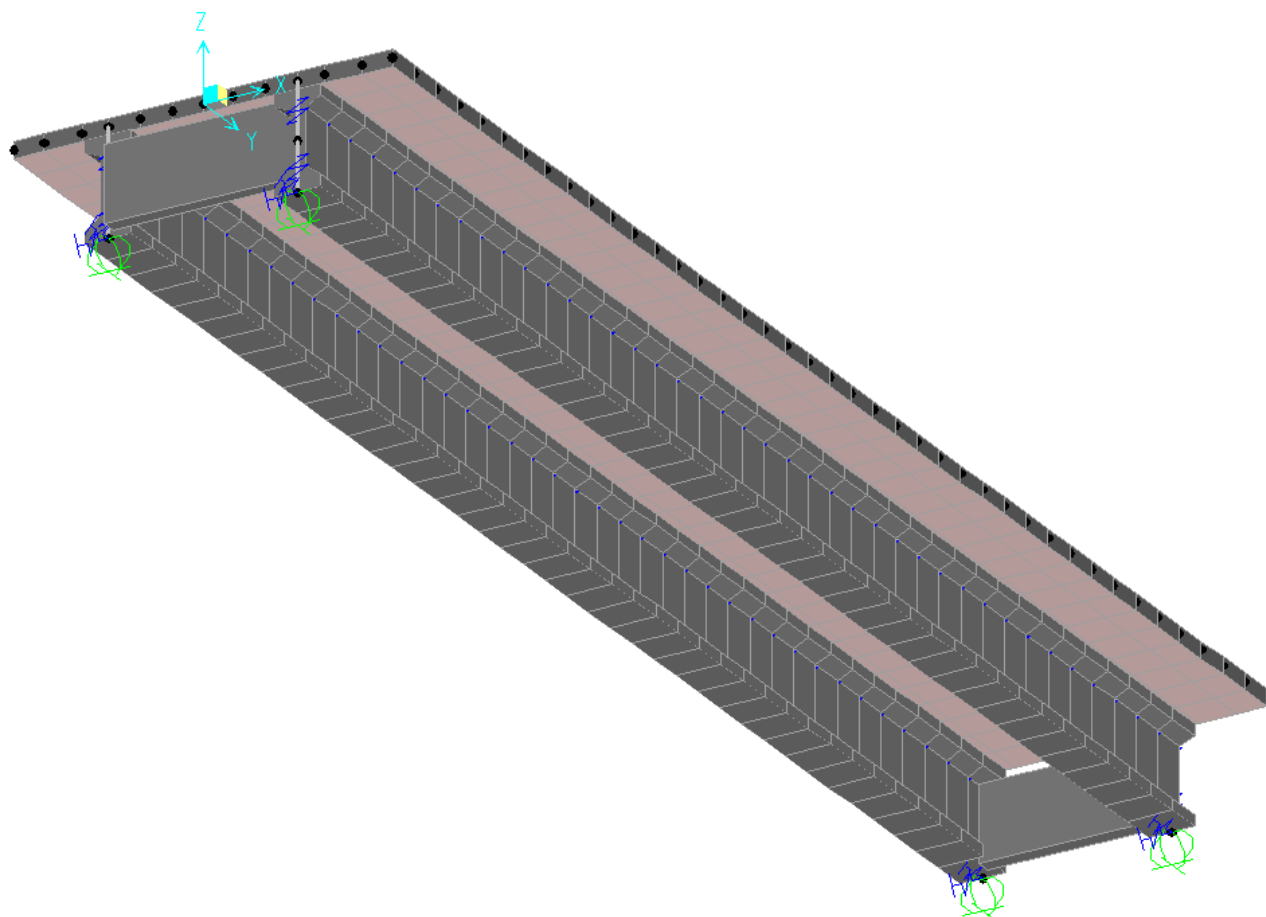
(c) PCP-15 - Vista Isométrica Inferior



(d) PCP-15 - Vista Isométrica Inferior com Representação 3D dos Elementos Estruturais




(e) PCP-20 - Vista Isométrica Inferior



(f) PCP-20 - Vista Isométrica Inferior

Figura 2-3 – Modelos Numéricos dos Módulos PCP-10, PCP-15 e PCP-20


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 137 de 447

2.1.3 Estruturas em Concreto Armado

Os critérios de cálculo para as estruturas de concreto armado seguem as prescrições da ABNT NBR 6118:2014, especificamente seu Item 17.2.2. As estruturas são verificadas para atender aos seguintes estados-limites e as respectivas combinações de carregamento consideradas.

- Estado-limite último de ruína estrutural (ELU): combinação última normal, de construção e excepcional;
- Estado-limite último de fadiga (ELU): combinação frequente;
- Estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W): combinação frequente;
- Estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF): combinação quase permanente.

Quanto ao aspecto de durabilidade das estruturas de concreto, adota-se classe de agressividade igual a II (moderada), pois não é possível definir com precisão o local de implantação das pontes e esse nível de proteção atende a maior parte do território nacional.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 138 de 447

2.1.4 Estruturas em Concreto Protendido

Os critérios de cálculo para as estruturas de concreto protendido, aplicáveis ao módulo PCP-20, seguem as prescrições da ABNT NBR 6118:2014. A Tabela 2-2 resume os parâmetros da protensão adotados neste álbum. Cabe ao usuário verificar a aplicabilidade destes parâmetros para o caso particular de aplicação do álbum.

Tabela 2-2 – Critérios para a protensão

Parâmetro	Descrição
Tipo	Pós-tração aderente formada por cabos de 6 cordoalhas 12,7mm e bainha corrugada.
Nível de protensão	Nível 2 (protensão limitada). Verificar: <ul style="list-style-type: none"> Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F): combinação frequente; Estado-limite de descompressão (ELS-D): combinação quase permanente.
Perdas por atrito	$\mu = 0,2$ e $k = 0,002$.
Perdas por encunhamento	Recuo do cabo igual a 6 mm.
Perda por encurtamento elástico	Item 9.6.3.3.2 NBR 6118:2014.
Perdas progressivas	Considerando que não é possível saber com precisão o local de implantação da ponte, adota-se os parâmetros de fluência e retração que representem a maior parte do território brasileiro e que, ao mesmo tempo, não impactem sobremaneira no custo das obras. Da Tabela 8.2 da NBR 6118:2014, tem-se que: <ul style="list-style-type: none"> $\phi(t_{\infty}, t) = 2,8$ $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t) = -036$ Para uma umidade média do ambiente de 75% e t_0 igual a 10 dias (interpolado linearmente).

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 139 de 447

2.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

A Tabela 2-3 resume as propriedades dos materiais utilizados nas estruturas que formam as pontes deste álbum.

Tabela 2-3 – Propriedades dos Materiais

Material	Propriedades
Concreto (lajes e longarinas)	<ul style="list-style-type: none"> • $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ • $E_{cs} = 29,4 \text{ GPa}$ • $G_c = 12,3 \text{ GPa}$ • $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
Concreto Armado (transversinas, pilares e encontros)	<ul style="list-style-type: none"> • $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ • $E_{cs} = 26,8 \text{ GPa}$ • $G_c = 11,2 \text{ GPa}$ • $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
Armadura passiva	<ul style="list-style-type: none"> • Aço CA-50 • $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ • $E_s = 210 \text{ GPa}$ • $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$
Armadura ativa	<ul style="list-style-type: none"> • Aço CP-190RB • $f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$ • $f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$ • $E_p = 200 \text{ GPa}$
Neoprene fretado	<ul style="list-style-type: none"> • Dureza Shore A 60 • $G = 10 \text{ kgf/cm}^2$

Para os materiais elencados nesta seção, a ABNT NBR 6118:2014 define os coeficientes de ponderação da resistência listados na **Tabela 2-4**.

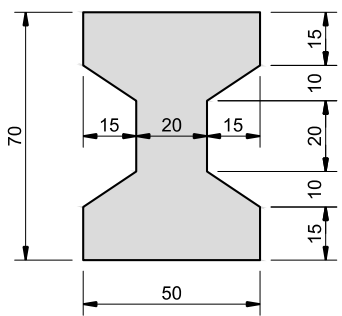
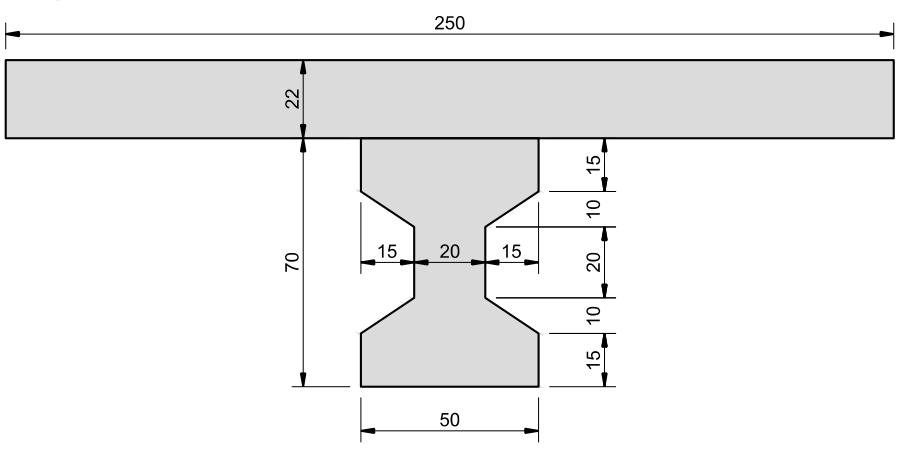
Tabela 2-4 – Coeficientes de Ponderação das Resistências

Combinação	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normal	1,4	1,15
Construção	1,2	1,15
Excepcional	1,2	1

2.3 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

As propriedades geométricas das seções transversais, para cada módulo previsto neste álbum, são apresentadas na **Tabela 2-5** a seguir. Considera-se, para fins de cálculo, a espessura média da laje do tabuleiro.

Tabela 2-5 – Propriedades das Seções Transversais

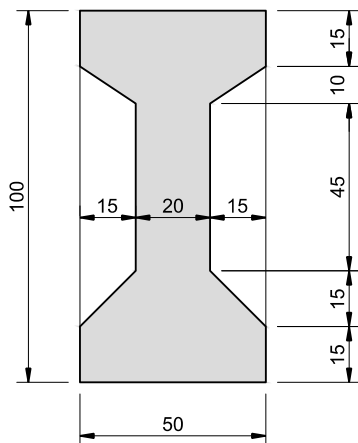
PCP-10	
Geometria	Propriedades
<p>1ª Etapa:</p> 	$A = 0,267 \text{ m}^2$ $I = 0,014 \text{ m}^4$ $y_i = y_s = 0,35 \text{ m}$ $W_i = W_s = 0,04 \text{ m}^3$
<p>2ª Etapa:</p> 	$A = 0,817 \text{ m}^2$ $I = 0,055 \text{ m}^4$ $y_i = 0,657 \text{ m}$ $y_s = 0,262 \text{ m}$ $W_i = 0,084 \text{ m}^3$ $W_s = 0,211 \text{ m}^3$

PCP-15

Geometria

Propriedades

1ª Etapa:



$$A = 0,328 \text{ m}^2$$

$$I = 0,037 \text{ m}^4$$

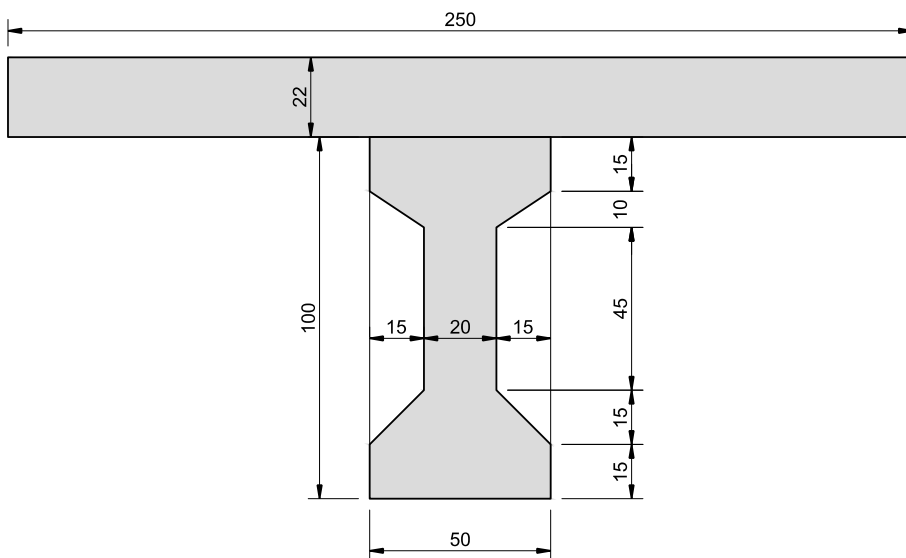
$$y_i = 0,494 \text{ m}$$

$$y_s = 0,506 \text{ m}$$

$$W_i = 0,074 \text{ m}^3$$

$$W_s = 0,072 \text{ m}^3$$

2ª Etapa:



$$A = 0,890 \text{ m}^2$$

$$I = 0,118 \text{ m}^4$$

$$y_i = 0,885 \text{ m}$$

$$y_s = 0,340 \text{ m}$$

$$W_i = 0,134 \text{ m}^3$$

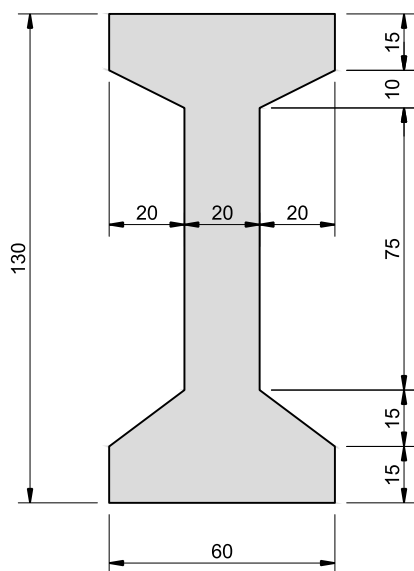
$$W_s = 0,348 \text{ m}^3$$

PCP-20

Geometria

Propriedades

1ª Etapa:



$$A = 0,430 \text{ m}^2$$

$$I = 0,0870 \text{ m}^4$$

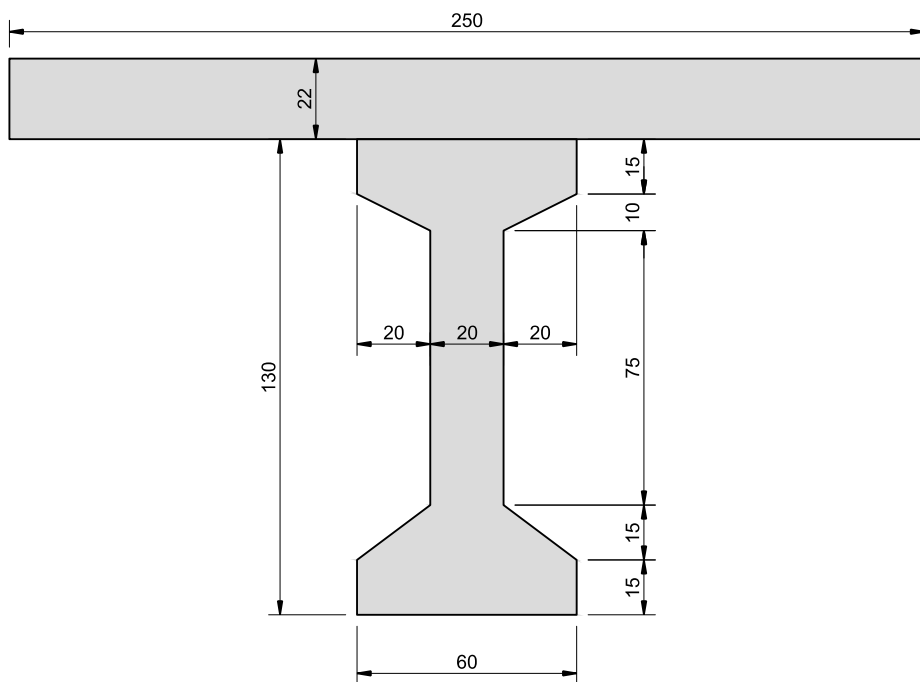
$$y_i = 0,640 \text{ m}$$

$$y_s = 0,660 \text{ m}$$

$$W_i = 0,136 \text{ m}^3$$

$$W_s = 0,132 \text{ m}^3$$

2ª Etapa:



$$A = 0,992 \text{ m}^2$$


$$I = 0,235 \text{ m}^4$$

$$y_i = 1,078 \text{ m}$$

$$y_s = 0,447 \text{ m}$$

$$W_i = 0,218 \text{ m}^3$$

$$W_s = 0,525 \text{ m}^3$$

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 143 de 447

2.4 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

As combinações de carregamentos seguem as prescrições da ABNT NBR 8681:2004. Considera-se as ações permanentes e variáveis agrupadas. A Tabela 2-6 lista as combinações pertinentes a este trabalho.


Tabela 2-6 – Combinações de Carregamento

Combinações últimas	
Normal	$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right)$
Construção	$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \right)$
Excepcional	$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k}$
Combinações em serviço	
Quase permanente	$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$
Frequente	$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$

A Tabela 2-7 lista os coeficientes de ponderação e redução para cada combinação aplicável.

Tabela 2-7 – Coeficientes de Ponderação e Redução

Combinação	γ_g	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Normal	1,35	1,5	0,7	-	-
Construção	1,25	1,3	0,7	-	-
Excepcional	1,15	1,0	0,7	-	0,3
Quase per.	1,0	-	-	-	0,3
Frequente	1,0	-	-	0,5	0,3
Fadiga	1,0	-	-	0,8 (laje) 0,7 (transversina) 0,5 (longarina)	0,3

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 144 de 447

2.4.1 Determinação do trem-tipo longitudinal

2.4.1.1 Cargas Permanentes

As cargas permanentes são aplicadas diretamente nas longarinas, partindo-se a carga igualmente devido à simetria da estrutura. Como o álbum se destina à substituição de pontes em vias não pavimentadas, não é considerado a camada de revestimento asfáltico nem o recapeamento previsto na ABNT NBR 7187:2003.

Tabela 2-8 – Carregamento Permanentes Verticais

Peso próprio da longarina – PCP-10	G0 = $0,267 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6,68 \text{ kN/m}$
Peso próprio da longarina – PCP-15	G0 = $0,328 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 8,19 \text{ kN/m}$
Peso próprio da longarina – PCP-20	G0 = $0,430 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 10,75 \text{ kN/m}$
Peso próprio da laje	G1 = $(5 \text{ m}/2) \times 0,22 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 13,75 \text{ kN/m}$
Peso próprio da Barreira NJ	G2 = $0,23 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 5,8 \text{ kN/m}$

2.4.1.2 Cargas Móveis

Considera-se a disposição e cargas do trem-tipo TB-450 conforme preconizado pela ABNT NBR 7188:2013, assim como os respectivos coeficientes de impacto. A **Tabela 2-9** e


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 145 de 447

Tabela 2-10 resumem os parâmetros utilizados no projeto.

Tabela 2-9 – Carga Móvel – NBR 6118:2013

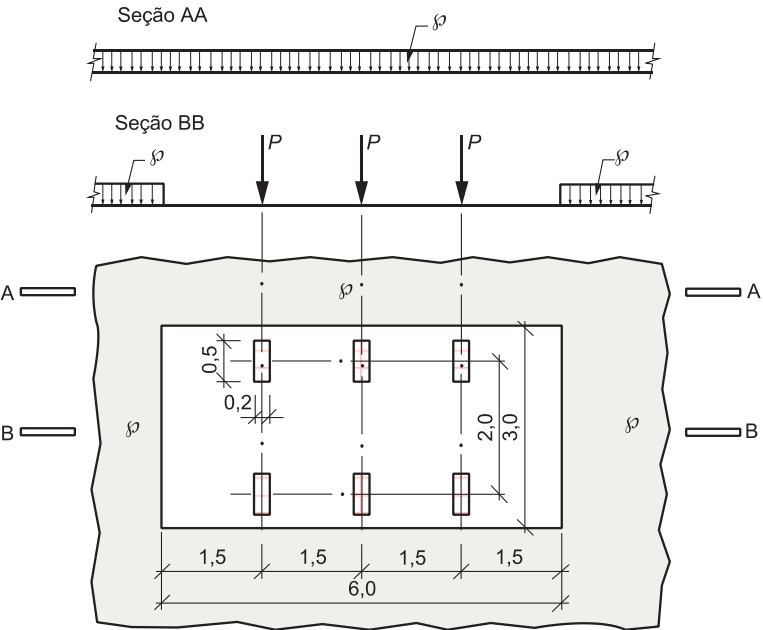
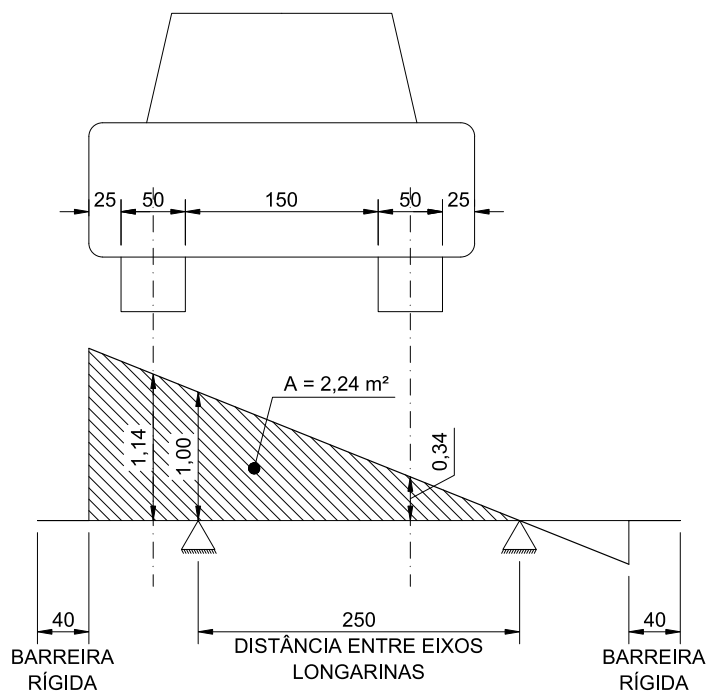
	<p>$P = 75 \cdot \text{kN}$</p> <p>$p = 5 \cdot \text{kN/m}^2$</p> <p>$\text{CIV} = \begin{cases} 1,35 \text{ (PCP-10)} \\ 1,33 \text{ (PCP-15)} \\ 1,30 \text{ (PCP-20)} \end{cases}$</p> <p>$\text{CNF} = 1,05$</p> <p>Considerado uma faixa para todos os módulos.</p>
--	---

Tabela 2-10 – Determinação do Trem-Tipo Longitudinal

Linha de Influência Transversal:

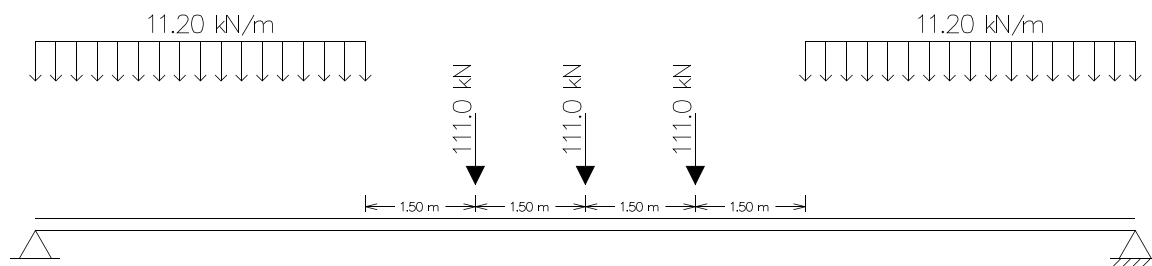


$$P = 75 \cdot (1,14 + 0,34) = 111 \text{ kN}$$

$$p_{\text{int}} = 5 \cdot (2,24) = 11,2 \text{ kN/m}$$

$$p_{\text{ext}} \cong 0$$

Trem-Tipo Longitudinal:



2.5 MÓDULO PCP-10 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DAS LONGARINAS

2.5.1 Esforços Solicitantes

Os esforços solicitantes, obtidos pelo programa LIP, são apresentados para as seções transversais indicadas na **Figura 2-4**.

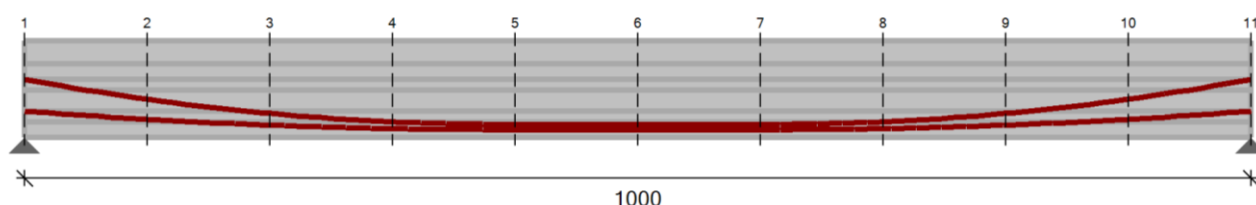


Figura 2-4 – PCP-10 – Seções de Cálculo

As tabelas a seguir listam os esforços internos da longarina mais solicitada a cada metro no sentido longitudinal da OAE. Para o esforço torçor, as solicitações permanentes são agrupadas, visto que esta verificação só é pertinente para a configuração final da estrutura em serviço. Os esforços decorrentes das cargas móveis já estão majorados pelos coeficientes de impacto.

Tabela 2-11 – PCP-10 – Momento Fletor


Seção	x (m)	M_{G0} (kN.m)	M_{G1} (kN.m)	M_{G2} (kN.m)	M_{Qmax} (kN.m)
S1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S2	1,00	29,25	61,88	26,10	371,01
S3	2,00	52,00	110,00	46,40	636,24
S4	3,00	68,25	144,37	60,90	808,22
S5	4,00	78,00	165,00	69,60	932,49
S6	5,00	81,25	171,87	72,50	978,22
S7	6,00	78,00	165,00	69,60	932,49
S8	7,00	68,25	144,37	60,90	808,22
S9	8,00	52,00	110,00	46,40	636,24
S10	9,00	29,25	61,88	26,10	371,01
S11	10,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 2-12 – PCP-10 – Esforço Cortante

Seção	x (m)	V _{G0} (kN.m)	V _{G1} (kN.m)	V _{G2} (kN.m)	V _{Qmin} (kN.m)	V _{Qmax} (kN.m)
S1	0,00	32,50	68,75	29,00	0,00	426,29
S2	1,00	26,00	55,00	23,20	-15,77	371,01
S3	2,00	19,50	41,25	17,40	-39,43	317,32
S4	3,00	13,00	27,50	11,60	-70,98	265,23
S5	4,00	6,50	13,75	5,80	-118,30	214,73
S6	5,00	0,00	0,00	0,00	-165,82	165,82
S7	6,00	-6,50	-13,75	-5,80	-214,73	118,30
S8	7,00	-13,00	-27,50	-11,60	-265,23	70,98
S9	8,00	-19,50	-41,25	-17,40	-317,32	39,43
S10	9,00	-26,00	-55,00	-23,20	-371,01	15,77
S11	10,00	-32,50	-68,75	-29,00	-426,29	0,00

Tabela 2-13 – PCA-10 – Momento Torçor

Seção	x (m)	T _G (kN.m)	T _{Q,max} (kN.m)	T _{Q,min} (kN.m)
S1	0	-2,21	-2,32	-5,64
S2	1	-1,26	-2,24	-4,95
S3	2	-0,62	-1,91	-4,41
S4	3	-0,37	-0,77	-3,71
S5	4	-0,19	0,68	-2,79
S6	5	-0,04	1,49	-1,77
S7	6	0,11	2,49	-0,87
S8	7	0,27	3,48	-0,08
S9	8	0,48	4,29	1,39
S10	9	0,82	4,77	2,08
S11	10	2,21	5,65	2,32

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 150 de 447

2.5.2 ELU - Armadura Longitudinal

A Tabela 2-14 mostra o dimensionamento da armadura longitudinal de flexão para cada seção de cálculo. A armadura apresentada corresponde à área de aço passivo complementar necessária ao equilíbrio da seção no ELU. Nota-se que a armadura adotada se refere à armadura mínima conforme Item 17.3.5.2.1 da ABNT NBR 6118:2014. Prevê-se a armadura de tração no apoio conforme item 18.3.2.4 da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 2-14 – PCP-10 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal de Flexão

Seção	x (m)	d (cm)	Msd (kN.m)	As,cal (cm²)	Armadura adotada
S1	0,00	87	0,01	0	7 ϕ 16mm
S2	1,00	87	714,77	0	7 ϕ 16mm
S3	2,00	87	1235,7	0	7 ϕ 16mm
S4	3,00	87	1581,59	4,753	7 ϕ 16mm
S5	4,00	87	1820,74	10,406	7 ϕ 16mm
S6	5,00	87	1906,92	12,856	7 ϕ 16mm
S7	6,00	87	1820,74	10,406	7 ϕ 16mm
S8	7,00	87	1581,59	4,753	7 ϕ 16mm
S9	8,00	87	1235,7	0	7 ϕ 16mm
S10	9,00	87	714,77	0	7 ϕ 16mm
S11	10,00	87	0,01	0	7 ϕ 16mm

A **Tabela 2-15** resume o cálculo da armadura para equilibrar as tensões de tração correspondente ao ELU do ato da protensão conforme item 17.2.4.3.2, alínea “c”, da ABNT NBR 6118:2014.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 151 de 447

Tabela 2-15 – PCP-10 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal no ELU-ATO

Seção	x (m)	$\gamma_p P_0$ (kN)	$\gamma_p M_0$ (kN)	M_{G0} (kN)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	R_{td}	A_s	Armadura adotada
S1	0,00	1555,14	71,35	0,00	-4,00	-7,64	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S2	1,00	1573,46	-130,03	29,25	-8,46	-3,29	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S3	2,00	1587,80	-277,32	52,00	-11,59	-0,15	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S4	3,00	1602,22	-368,46	68,25	-13,41	1,68	32,60	1,30	4 ϕ 10mm
S5	4,00	1619,06	-402,16	78,00	-14,02	2,20	52,28	2,09	4 ϕ 10mm
S6	5,00	1622,99	-403,13	81,25	-13,98	2,13	49,23	1,97	4 ϕ 10mm
S7	6,00	1619,06	-402,16	78,00	-14,02	2,20	52,28	2,09	4 ϕ 10mm
S8	7,00	1602,22	-368,46	68,25	-13,41	1,68	32,60	1,30	4 ϕ 10mm
S9	8,00	1587,80	-277,32	52,00	-11,59	-0,15	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S10	9,00	1573,46	-130,03	29,25	-8,46	-3,29	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S11	10,00	1555,14	71,35	0,00	-4,00	-7,64	0,00	0,00	4 ϕ 10mm

2.5.3 ELU Armadura Transversal

A **Tabela 2-16** mostra o dimensionamento ao esforço torçor para as seções de cálculo considerando a seção da viga pré-moldada, em consonância com o esquema do modelo numérico adotado.

Tabela 2-16 – PCP-10 – Dimensionamento da Armadura de Torção

Seção	x (m)	b_w (cm)	h (cm)	T_{Sd} (kN)	A_e (cm ²)	u_e (cm)	h_e (cm)	T_{Rd2} (kN.m)	A_{90} (cm ²)	A_{st} (cm ²)	T_{Sd}/T_{Rd2}
S1	0	50	70	-11,44	1963	181,67	14,58	307,7	0,67	1,22	0,04
S2	1	20	70	-9,13	760,5	148,9	7,78	63,59	1,38	2,06	0,14
S3	2	20	70	-7,44	760,5	148,9	7,78	63,59	1,13	1,68	0,12
S4	3	20	70	-6,06	760,5	148,9	7,78	63,59	0,91	1,35	0,10
S5	4	20	70	-4,44	760,5	148,9	7,78	63,59	0,67	1	0,07
S6	5	20	70	-2,70	760,5	148,9	7,78	63,59	0,4	0,61	0,04
S7	6	20	70	3,89	760,5	148,9	7,78	63,59	0,59	0,88	0,06
S8	7	20	70	5,59	760,5	148,9	7,78	63,59	0,85	1,26	0,09
S9	8	20	70	7,08	760,5	148,9	7,78	63,59	1,06	1,58	0,11
S10	9	20	70	8,25	760,5	148,9	7,78	63,59	1,25	1,86	0,13
S11	10	50	70	11,45	1963	181,67	14,58	307,7	0,67	1,22	0,04

A **Tabela 2-17** apresenta o dimensionamento à força cortante para cada seção de cálculo, já considerando a soma das armaduras verticais de cisalhamento e torção, sendo que a armadura de torção da **Tabela 2-17** é para uma perna do estribo.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 152 de 447

Tabela 2-17 – PCP-10 – Dimensionamento da Armadura Transversal

Seção	x (m)	b _{w,min} (cm)	d (cm)	V _{Sd} (kN)	V _{pd} (kN)	V _{Rd2} (kN)	V _c (kN)	A _{sw} (cm²/m)	A _{g0} (cm²/m)	A _{sw,total}	V _{Sd} /V _{Rd2} + T _{Sd} /T _{Rd2}	Armadura adotada
S1	0	47,5	87	815,27	-153,5	2398,9	416,34	7,21	0,67	8,55	0,38	φ 10 c/ 15
S2	1	17,5	87	697,18	-113,2	883,81	70,23	15,091	1,38	17,85	0,93	φ 12,5 c/ 12,5
S3	2	17,5	87	581,49	-74,28	883,81	88,21	12,308	1,13	14,57	0,78	φ 10 c/ 10
S4	3	17,5	87	468,18	-36,85	883,81	105,98	9,557	0,91	11,38	0,62	φ 10 c/ 12,5
S5	4	17,5	87	357,26	0	883,81	123,33	6,871	0,67	8,211	0,47	φ 10 c/ 15
S6	5	17,5	87	-248,73	0	883,81	148,75	2,937	0,4	3,737	0,32	φ 10 c/ 15
S7	6	17,5	87	-357,26	0	883,81	123,33	6,871	0,59	8,051	0,47	φ 10 c/ 15
S8	7	17,5	87	-468,18	36,85	883,81	105,98	9,557	0,85	11,26	0,62	φ 10 c/ 12,5
S9	8	17,5	87	-581,49	74,28	883,81	88,21	12,308	1,06	14,43	0,77	φ 10 c/ 10
S10	9	17,5	87	-697,18	113,21	883,81	70,23	15,091	1,25	17,59	0,92	φ 12,5 c/ 12,5
S11	10	47,5	87	-815,27	153,5	2398,9	416,34	7,21	0,67	8,55	0,38	φ 10 c/ 15

A protensão é considerada no dimensionamento, tanto na parcela V_c , quanto a componente vertical no sentido contrário ao cortante (V_p). A armadura longitudinal de torção será distribuída ao longo do perímetro da seção transversal juntamente com armadura de pele.

A armadura de interface é calculada para que se garanta o comportamento monolítico entre a laje e as longarinas. Verifica-se dois casos de solicitações (Araújo, 2002), a saber, a tensão cisalhante na interface obtida a partir do esforço cortante e a tensão normal de cálculo no ELU. Utiliza-se a formulação da ABNT NBR 9062:2017, Item 6.3.3, para a definição da tensão cisalhante resistente na interface. A **Tabela 2-18** mostra a marcha de dimensionamento da armadura de interface.

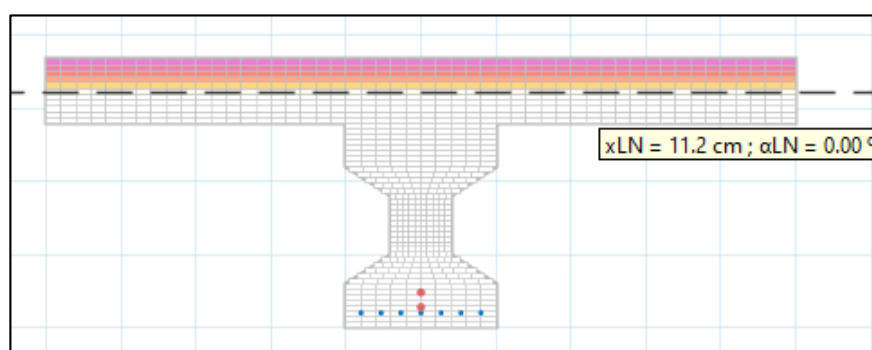


Figura 2-5 – Linha Neutra na Seção Transversal no ELU

Considera-se, a favor da segurança, o valor constante das tensões do ELU no meio do vão. A **Figura 2-5** mostra a profundidade da linha neutra calculada no programa SECC.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 153 de 447

Tabela 2-18 – PCP-10 – Dimensionamento da Armadura de Interface

Dados de Entrada	
$n := 18$	Número de nichos de cisalhamento ao longo da viga
$L_T := 30\text{cm}$ $L_L := 25\text{cm}$	Dimensões em planta (longitudinal e transversal) dos nichos
$b_{ef} := 250\text{cm}$	Largura da mesa colaborante
$x_d := 11.2\text{cm}$	Profundidade da L.N. na seção de momento máximo
$f_{ck} := 35\text{MPa}$	Resistência à compressão do concreto
$f_{yk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento característica do aço
$n_\phi := 6$	Número de barras na interface por nicho
$\phi := 12.5\text{mm}$	Bitola da armadura de interface
$f_{ctd} := \frac{f_{ctk\inf}}{1.4} = 1.605 \cdot \text{MPa}$	Tensão de tração de cálculo do concreto
$d := 87\text{cm}$	Altura útil da seção composta
Resultados	
$A_n := L_T \cdot L_L = 750\text{cm}^2$	Área em planta do nicho de cisalhamento
$\rho_s := \frac{n_\phi \cdot A_\phi}{A_n} = 0.00982$	Taxa geométrica de aço na interface
$\beta_s := 0.9$ $\beta_c := 0.6$	Coefficientes de redução do aço e concreto, respectivamente
$\tau_{Rd} := \beta_s \cdot f_{yd} \cdot \rho_s + \beta_c \cdot f_{ctd} = 4.805 \cdot \text{MPa}$	Tensão cisalhante resistente de cálculo na interface
$F_{Rd} := n \cdot A_n \cdot \tau_{Rd} = 6486.2 \cdot \text{kN}$	Força cisalhante resistente de cálculo na interface
$F_{Sd} := .68 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot x_d = 4760 \cdot \text{kN}$	Força cisalhante solicitante de cálculo em relação às tensões normais no ELU
$FS_1 := \frac{F_{Rd}}{F_{Sd}} = 1.363$	Fator de segurança para a verificação em relação às tensões normais no ELU. OK!

Resultados

$$V_{Sd} := \frac{(815.3 + 697.2) \text{ kN}}{2} = 756.25 \text{ kN}$$

Esforço cortante médio no primeiro metro da longarina

$$\tau_{Sd} := \frac{V_{Sd}}{0.9 \cdot L_T \cdot d} = 3.219 \cdot \text{MPa}$$

Tensão cisalhante na interface a partir do esforço cortante

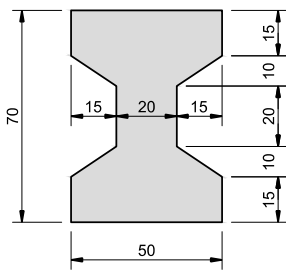
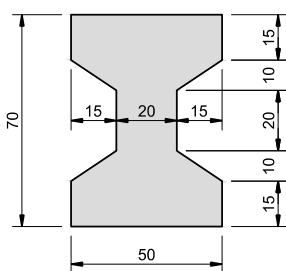
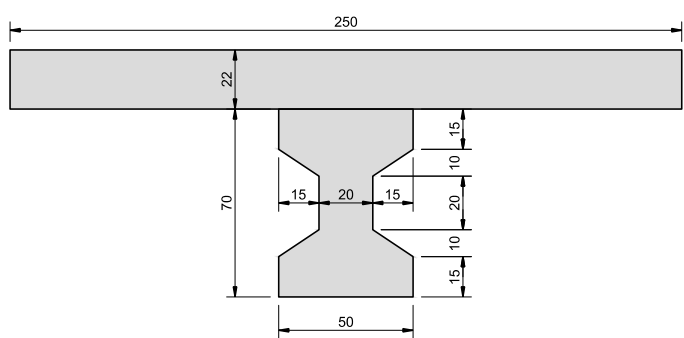
$$FS_2 := \frac{\tau_{Rd}}{\tau_{Sd}} = 1.492$$


Fator de segurança para a verificação em relação ao esforço cortante. **OK!**

2.5.4 Protensão

A protensão adotada para o módulo PCP-10 consiste em dois cabos munidos, cada um, com 6 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro aço CP-190 RB. Adota-se protensão bilateral, ou seja, ancoragem ativa em ambos os lados. A **Figura 2-4** mostra a vista em elevação da longarina com a representação do traçado dos cabos. As verificações associadas à protensão limitada são feitas a partir das tensões no Estádio I, conforme item 17.3.4 da ABNT NBR 6118:2014, e as inércias consideradas nos respectivos carregamentos são descritas na **Tabela 2-19**.

Tabela 2-19 – Etapas de Cálculo das Tensões e Respectivas Inércias

Etapa	Inércia Considerada	Carregamentos Introduzidos
1) Ato da Protensão	 <p>Viga pré-moldada isolada (ver Tabela 2-5)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso próprio da viga pré-moldada • Protensão
2) Montagem das lajes pré-moldadas em campo	 <p>Viga pré-moldada isolada (ver Tabela 2-5)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso próprio das lajes pré-moldadas
3) Configuração final em serviço	 <p>Vigas e lajes trabalhando em conjunto (ver Tabela 2-5)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso próprio da barreira NJ • Carregamento móvel

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 156 de 447

2.5.5 Perdas de Protensão

A Tabela 2-20 apresenta as perdas de protensão para cada seção de cálculo da estrutura. São especificadas as perdas imediatas e progressivas, assim como a força normal e momento de protensão.

Tabela 2-20 – PCP-10 – Perdas de Protensão

Seção	x (m)	P _i (kN)	P ₀₁ (kN)	P ₀₂ (kN)	P ₀ (kN)	P _{inf} (kN)	MP ₀ (kN.m)	MP _{inf} (kN.m)	ΔP ₀ (%)	ΔP _{inf} (%)
S1	0	1668	1668	1306,38	1295,95	1122,35	59,46	51,5	22,31	32,71
S2	1	1668	1652,03	1322,35	1311,22	1102,2	-108,36	-91,08	21,39	33,92
S3	2	1668	1636,23	1338,15	1323,17	1083,41	-231,1	-189,23	20,67	35,05
S4	3	1668	1620,6	1353,79	1335,18	1074,34	-307,05	-247,07	19,95	35,59
S5	4	1668	1605,13	1369,25	1349,22	1078,97	-335,13	-268	19,11	35,31
S6	5	1668	1601,92	1372,46	1352,49	1081,89	-335,95	-268,73	18,92	35,14
S7	6	1668	1605,13	1369,25	1349,22	1078,97	-335,13	-268	19,11	35,31
S8	7	1668	1620,6	1353,79	1335,18	1074,34	-307,05	-247,07	19,95	35,59
S9	8	1668	1636,23	1338,15	1323,17	1083,41	-231,1	-189,23	20,67	35,05
S10	9	1668	1652,03	1322,35	1311,22	1102,2	-108,36	-91,08	21,39	33,92
S11	10	1668	1668	1306,38	1295,95	1122,35	59,46	51,5	22,31	32,71

Legenda:

P_i – força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de protensão;

P₀₁ – força na armadura de protensão descontada à perda por atrito;

P₀₂ – força na armadura de protensão descontadas às perdas por atrito e encunhamento;

P₀ – força na armadura de protensão após as perdas imediatas (atrito + encunhamento + encurtamento elástico);


P_{inf} – força na armadura de protensão após todas as perdas (perdas imediatas + retração + fluência + relaxação);

MP₀ – Momento de protensão correspondente à força P₀;

MP_{inf} – Momento de protensão correspondente à força P_{inf};

ΔP₀ – Perdas imediatas (atrito+ encunhamento + encurtamento elástico);

ΔP_{inf} – Perdas totais (perdas imediatas + retração + fluência + relaxação).

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 157 de 447

2.5.6 Estado-Limite Último no Ato da Protensão

A verificação do estado-limite último no ato da protensão segue o procedimento simplificado disposto no item 17.2.4.3.2 na ABNT NBR 6118:2014. A **Tabela 2-21** resume as tensões máximas e mínimas obtidas para cada seção de cálculo. O ato da protensão só deverá ser executado após a resistência do concreto for igual ou maior que 27 MPa.

Tabela 2-21 – PCP-10 Ato da Protensão ($-18,9 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,24 \text{ MPa}$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
S1	0	-7,64	-4
S2	1	-8,46	-3,29
S3	2	-11,59	-0,15
S4	3	-13,41	1,68
S5	4	-14,02	2,2
S6	5	-13,98	2,13
S7	6	-14,02	2,2
S8	7	-13,41	1,68
S9	8	-11,59	-0,15
S10	9	-8,46	-3,29
S11	10	-7,64	-4

A **Figura 2-6** mostra o perfil de tensões normais para o ato da protensão na seção locada no meio do vão.

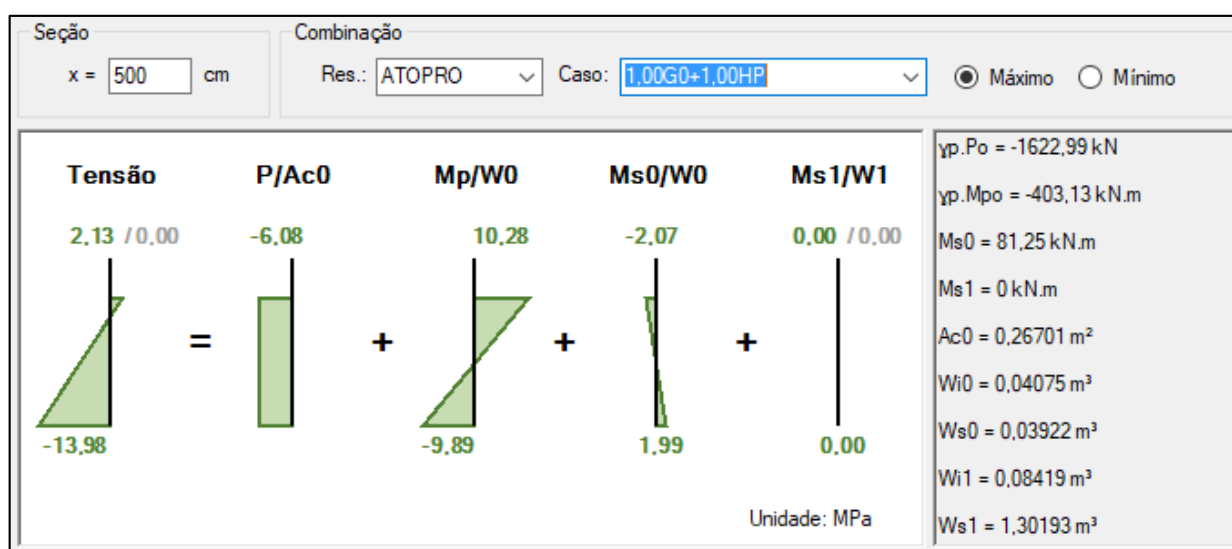


Figura 2-6 – Perfil de tensões no meio do vão para o ato da protensão

2.5.7 Estado-Limite de Descompressão (ELS-D)

Conforme o item 3.2.5, o estado-limite de descompressão se configura pela ausência de tração na seção transversal sendo que em um ou mais pontos a tensão se anula. A **Tabela 2-22** mostra as tensões máximas e mínimas para a combinação quase permanente em cada seção de cálculo.

Tabela 2-22 – PCP-10 Estado-Limite de Descompressão ($\sigma_c \leq 0$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
S1	0	-5,51	-2,88
S2	1	-4,23	-2,46
S3	2	-4,18	-1,89
S4	3	-4,15	-1,26
S5	4	-3,83	-0,51
S6	5	-3,94	-0,09
S7	6	-3,83	-0,51
S8	7	-4,15	-1,26
S9	8	-4,18	-1,89
S10	9	-4,23	-2,46
S11	10	-5,51	-2,88

A **Figura 2-7** mostra o perfil de tensões normais no meio do vão para a verificação ao estado-limite de descompressão.

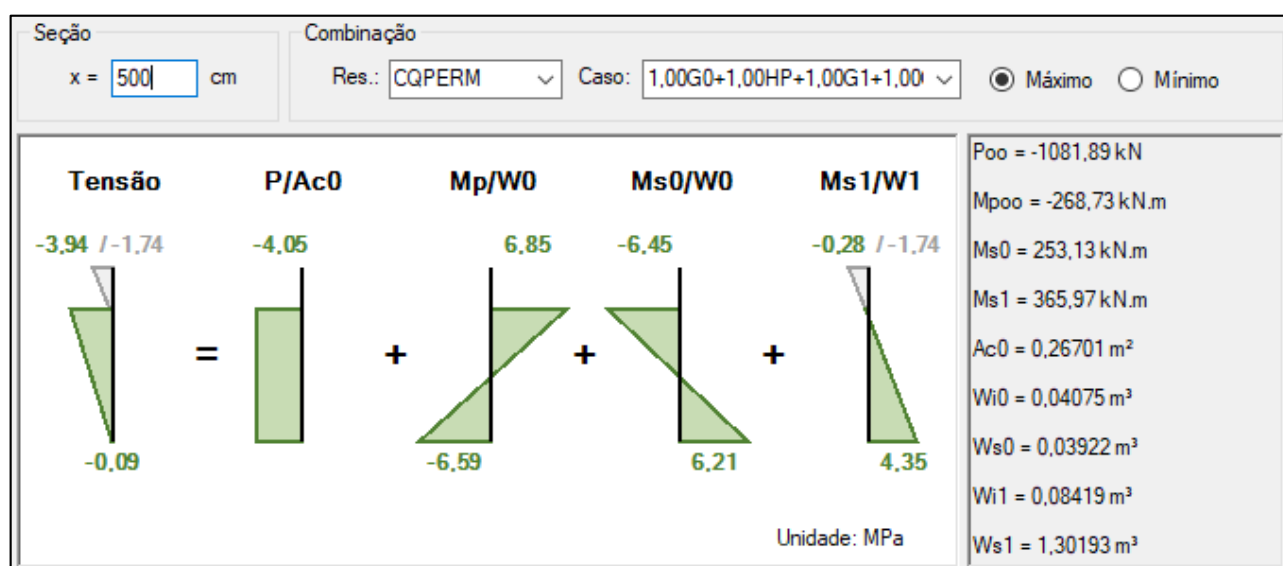



Figura 2-7 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação quase permanente

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 159 de 447

2.5.8 Estado-Limite de Formação de Fissura (ELS-F)

O estado-limite de formação de fissuras é aquele em que se inicia a formação de fissuras na peça de concreto armado. Admite-se uma tensão de tração máxima igual a resistência do concreto à tração na flexão.

Tabela 2-23 – PCP-10 Estado-Limite de Formação de Fissura ($\sigma_c \leq 2,7$ MPa)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
S1	0	-5,51	-2,88
S2	1	-4,29	-1,56
S3	2	-4,18	-0,36
S4	3	-4,15	0,67
S5	4	-3,83	1,71
S6	5	-4,09	2,24
S7	6	-3,83	1,71
S8	7	-4,15	0,67
S9	8	-4,18	-0,36
S10	9	-4,29	-1,56
S11	10	-5,51	-2,88

A **Figura 2-8** mostra o perfil de tensões normais no meio do vão para a verificação ao estado-limite de formação de fissuras.

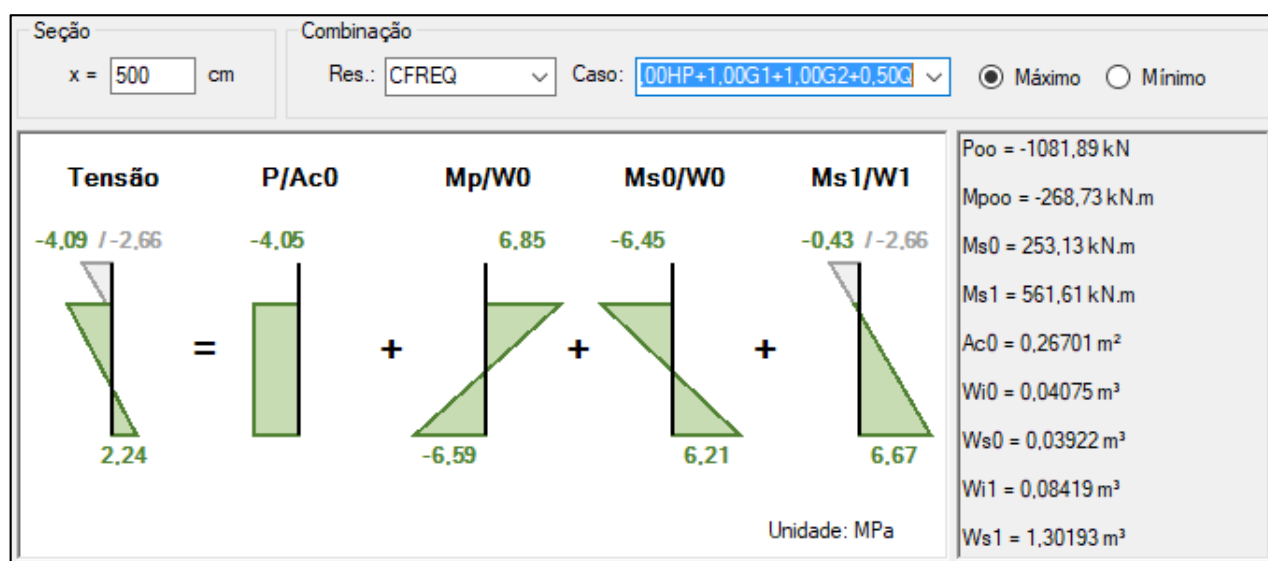

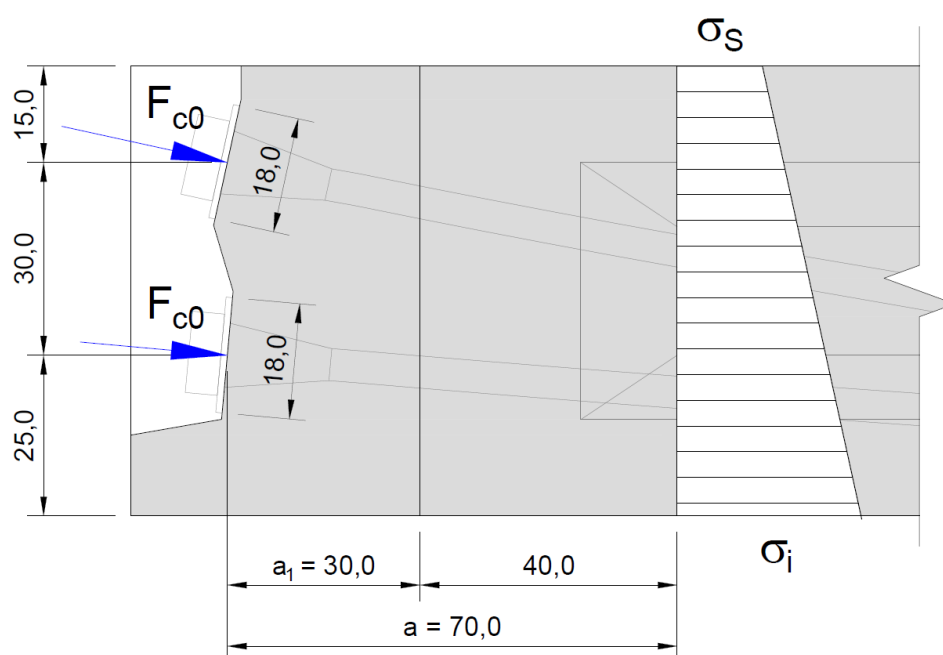


Figura 2-8 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação frequente

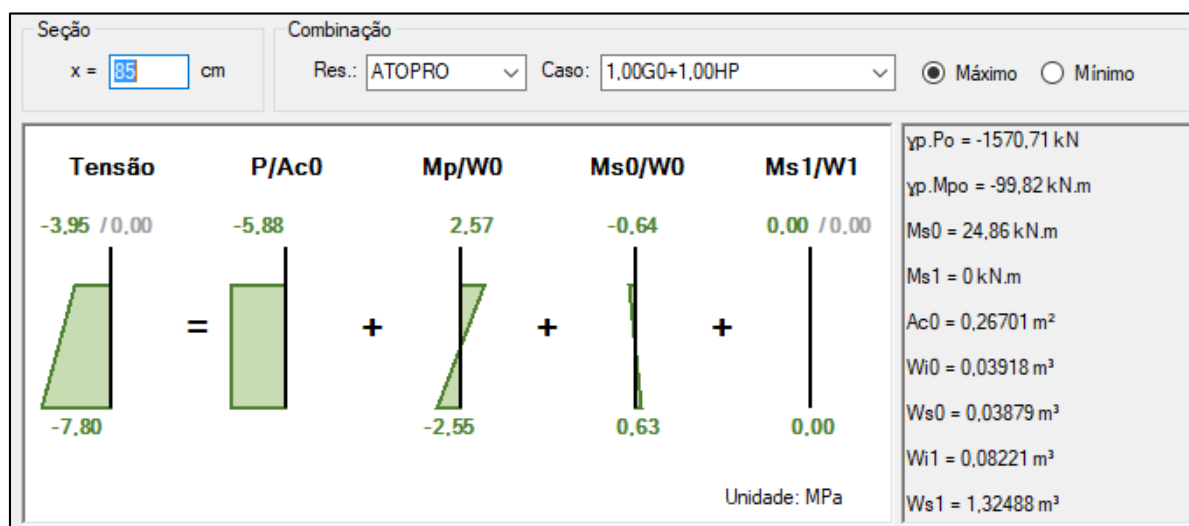
	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 160 de 447

2.5.9 Verificação da Introdução da Força de Protensão

A região de introdução das forças de protensão, nas extremidades das longarinas, resulta no surgimento de esforços de fendilhamento e flexão que precisam ser devidamente equilibrados por armadura distribuída na zona de regularização de tensões. O dimensionamento destas armaduras segue o disposto no Capítulo 7 do livro “Técnica de Armar as Estruturas de Concreto” (Fusco, 2013), conforme parâmetros ilustrados na **Figura 2-9** a seguir.




(a) Parâmetros Geométricos de Cálculo



(b) Perfil de Tensões no fim da zona de regularização de tensões (ATO)


Figura 2-9 – PCP-10 - Parâmetros de Cálculo da Zona de Regularização

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 161 de 447

A **Tabela 2-24** mostra as verificações pertinentes.


Tabela 2-24 – PCP-10 – Dimensionamento da Zona de Regularização de Tensões

Dados preliminares	
$\gamma_p := 1.2$	Fator de majoração
$f_{yd} := \frac{500}{1.15} \text{ MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$a := 70 \text{ cm}$	Altura da longarina
$b := 37 \text{ cm}$	Largura da seção retangular equivalente à seção “I” (mesma área) no fim da zona de regularização
Força de fissuração superficial (cabo nº 2, caso crítico)	
$d_1 := 55 \text{ cm}$	Distância vertical da ancoragem até a borda mais próxima
$d_2 := 15 \text{ cm}$	Distância vertical da ancoragem até a borda mais distante
$F_{c0} := \gamma_p \cdot 834 \text{ kN} = 1.001 \times 10^3 \cdot \text{kN}$	Força de protensão inicial
$R_{t0} := \left[0.04 + 0.2 \cdot \left(\frac{d_1 - d_2}{d_1 + d_2} \right)^3 \right] \cdot F_{c0} = 77.38 \cdot \text{kN}$	Resultante máxima na superfície da ancoragem, devido à maior excentricidade do cabo nº 2.
$A_{st0} := \frac{R_{t0}}{f_{yd}} = 1.78 \cdot \text{cm}^2$	Armadura. Adotar 4 pernas de $\phi 8 \text{ mm}$ em uma camada contígua à placa de ancoragem.
Força de fendilhamento dos blocos de ancoragem (cabo nº 1 = 2)	
$F_{c0} := \gamma_p \cdot 834 \text{ kN} = 1000.8 \cdot \text{kN}$	Força de protensão inicial
$a_0 := 18 \text{ cm}$	Largura da chapa de ancoragem
$R_{t1} := 0.3 \cdot \left(1 - \frac{a_0}{a} \right) \cdot F_{c0} = 223.035 \cdot \text{kN}$	Resultante de fendilhamento de bloco parcialmente carregado
$A_{st1} := \frac{R_{t1}}{f_{yd}} = 5.13 \cdot \text{cm}^2$	Armadura contra fendilhamento. Adotar três camadas com quatro pernas de $\phi 8 \text{ mm}$.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 162 de 447

Força transversal de equilíbrio	
$\sigma_s := \frac{3.95\text{MPa}}{(1 - .22)} = 5.064 \text{ MPa}$	Tensão na fibra superior no final da zona de regularização na fase inicial da protensão. ⁽¹⁾
$\sigma_i := \frac{7.80\text{MPa}}{(1 - .22)} = 10 \text{ MPa}$	Tensão na fibra inferior no final da zona de regularização na fase inicial da protensão. ⁽¹⁾
$d_1 := 25\text{cm} \quad d_2 := 55\text{cm}$	Distâncias dos cabos até o fundo da viga na seção de ancoragem
$F_{c0} := \gamma_p \cdot 834\text{kN} = 1000.8 \cdot \text{kN}$	Força de protensão inicial
$R_{cy} := \frac{b \cdot a}{2} \cdot (\sigma_s + \sigma_i) = 1950.8 \cdot \text{kN}$	Resultante no final da zona de regularização. Utiliza-se uma seção retangular de mesma altura e mesma área a seção “I”
$e_y := a - \frac{a}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_i + \sigma_s}{\sigma_s + \sigma_i} \right) = 31.2 \cdot \text{cm}$	Braço de R_{cy} , em relação ao fundo da viga.
$M_y := F_{c0} \cdot (d_1 + d_2) - R_{cy} \cdot e_y = 192.433 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento resultante
$R_{t2} := 1.1 \cdot \frac{2 \cdot M_y}{a} = 604.789 \cdot \text{kN}$	Força relativa ao binário de M_y
$A_{st2} := \frac{R_{t2}}{f_{yd}} = 13.91 \cdot \text{cm}^2$	Armadura para força transversal de equilíbrio. Concentrar essa parcela em 3 barras $\phi 20\text{mm}$ + 4 barras $\phi 12,5\text{mm}$ com ancoragem nas faces superior e inferior da viga.

- (1) Os valores informados pelo programa VPRO (Figura 2-9b) inclui as perdas de encunhamento, atrito e encurtamento elástico que correspondem a aproximadamente 22 % da força de protensão inicial. Como a verificação deste item é relacionada à operação de inicial de protensão, essas perdas são removidas.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 163 de 447


2.5.10 ELS – DEF (deformações excessivas)

A flecha máxima na estrutura é obtida pela soma dos deslocamentos aferidos em cada etapa construtiva da OAE. A **Tabela 2-25** resume os parâmetros afetos à obtenção da flecha máxima. Como a estrutura atende ao ELS-F, os deslocamentos, computados pelo programa VPRO, são obtidos a partir da inércia da seção bruta e do modulo de elasticidade secante correspondente à idade da etapa construtiva.

Tabela 2-25 – PCP-10 – Verificação da Flecha. Deslocamento máximo

PCP-10 Verificação ao ELS-DEF	
$f_{pro} := -1.02\text{cm}$	Flecha devido à protensão ($I=0,014\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=26\text{GPa}$)
$f_{pp} := 0.24\text{cm}$	Flecha devido ao peso próprio (G0), obtida no ato da protensão ($I=0,014\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=26\text{GPa}$)
$f_{laje} := 0.49\text{cm}$	Flecha devido ao peso da laje (G1), obtida no ato da montagem da estrutura ($I=0,014\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=27\text{GPa}$)
$f_{NJ} := 0.05\text{cm}$	Flecha devido ao peso da barreira NJ (G2), obtida no após consolidação das lajes pré-moldadas ($I=0,055\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=29\text{GPa}$)
$f_q := 0.3 \cdot 0.61\text{cm} = 0.183\text{cm}$	Flecha devido à carga móvel (combinação quase permanente com $I=0,055\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=29\text{GPa}$)
$\phi := 2.68$	Coefficiente de fluência
$f := (f_{pp} + f_{laje} + f_{NJ}) \cdot (1 + \phi) + f_{pro} + f_q = 2.033\text{cm}$	Flecha final. OK!

Como a flecha máxima é inferior a 4 cm ($L/250$, Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014), conclui-se que a estrutura atende satisfatoriamente ao ELS-DEF.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 164 de 447

2.5.11 ELU – Fadiga da Armadura de Flexão

A verificação ao estado-limite último à fadiga é feita a partir das tensões calculadas no Estádio I, tendo em vista o nível de protensão adotado no projeto. Calcula-se apenas o acréscimo das tensões devido à carga móvel (combinação frequente) considerando a inércia bruta da seção consolidada (viga e laje), pois a relação entre tensão e momento é linear para o caso analisado. A **Tabela 2-26** lista os cálculos pertinentes à verificação.

Tabela 2-26 – PCP-10 – Verificação da Fadiga para Flexão

$\Delta M_{cf} := .5 \cdot 978.22 \text{ kN} \cdot \text{m} = 489.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento devido à carga móvel
$E_{cs} := 29 \text{ GPa} \quad E_s := 210 \text{ GPa} \quad E_p := 200 \text{ GPa}$	Módulos de elasticidade
$y_i := 65.75 \text{ cm}$	Altura do C.G. da seção bruta
$d_{s'} := 5 \text{ cm} \quad d_{p'} := 9.5 \text{ cm}$	Alturas dos C.G.s das armaduras
$\Delta \epsilon_s := \frac{\Delta M_{cf} \cdot (y_i - d_{s'})}{E_{cs} \cdot I_c} = 1.863 \times 10^{-4}$	Variação da deformação específica na armadura passiva.
$\Delta \epsilon_p := \frac{\Delta M_{cf} \cdot (y_i - d_{p'})}{E_{cs} \cdot I_c} = 1.725 \times 10^{-4}$	Variação da deformação específica na armadura ativa.
$A_p := 11.84 \text{ cm}^2$	Área de aço de protensão.
$\phi_p := 1.6 \cdot \sqrt{A_p} = 55.055 \cdot \text{mm}$	Diâmetro equivalente do feixe
$\phi_s := 16 \text{ mm}$	Diâmetro da armadura passiva
$A_s := 7 \cdot A_{\phi_s} = 14.074 \cdot \text{cm}^2$	Área de aço passiva
$\xi := 0.4$	Relação entre as resistências de aderência
$\eta_s := \frac{1 + \frac{A_p}{A_s}}{1 + \frac{A_p}{A_s} \cdot \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}} = 1.431$	Fator de correção da diferença de aderência entre os aços conforme item 23.5.3 da NBR 6118:2014.
$\Delta \sigma_s := \eta_s \cdot E_s \cdot \Delta \epsilon_s = 55.976 \text{ MPa}$	< 190 MPa OK!
$\Delta \sigma_p := \eta_s \cdot E_p \cdot \Delta \epsilon_p = 49.362 \text{ MPa}$	< 110 MPa OK!


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 165 de 447

2.5.12 ELU – Fadiga da Armadura de Cisalhamento

A fadiga ao cisalhamento é verificada conforme item 23.5 da norma ABNT NBR 6118:2014 e segue as recomendações do livro “Pontes de Concreto Armado” (Marchetti, 2008). A **Tabela 2-27** apresenta a verificação das seções críticas de dimensionamento. Considerou-se a armadura de ligação no cômputo da armadura transversal total, pois estas ancoram ao longo de toda a altura da viga. As tensões devido ao momento torçor são omitidas, pois não apresentam magnitude significativa à verificação.

Tabela 2-27 – PCP-10 – Verificação da Fadiga para o Cisalhamento

Seção S1	
$V_{sd_{cfmax}} := 32.5\text{kN} + 68.75\text{kN} + 29\text{kN} + .5 \cdot 426.3\text{kN} - V_{pd} = 189.9 \cdot \text{kN}$	Cortante máximo na combinação frequente (ver Tabela 2-12).
$V_{sd_{cfmin}} := 32.5\text{kN} + 68.75\text{kN} + 29\text{kN} - V_{pd} = -23.25 \cdot \text{kN}$	Cortante mínimo na combinação frequente (ver Tabela 2-12).
$A_{sw} := 12.4\text{cm}^2 \quad A_{swi} := 14.7\text{cm}^2$	Arm. devido ao cortante e de interface, respectivamente.
$\sigma_{swmax} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmax}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmax}} > .5 \cdot V_c = 8.08 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$	Tensão máxima na armadura vertical.
$\sigma_{swmin} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmin}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmin}} > .5 \cdot V_c = 0 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$	Tensão mínima na armadura vertical.
$\Delta \sigma_{sw} := \sigma_{swmax} - \sigma_{swmin} = 8.08 \cdot \text{MPa}$	< 85 MPa OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 166 de 447

Seção S2		
$V_{sd_{cfmax}} := 26\text{kN} + 55\text{kN} + 23.2\text{kN} + .5 \cdot 371.01\text{kN} - V_{pd} = 176.505 \cdot \text{kN}$		Cortante máximo na combinação frequente (ver Tabela 2-12 Erro! Fonte de referência não encontrada.).
$V_{sd_{cfmin}} := 26\text{kN} + 55\text{kN} + 23.2\text{kN} - .5 \cdot 15.77\text{kN} - V_{pd} = -16.885 \cdot \text{kN}$		Cortante mínimo na combinação frequente (ver Tabela 2-12).
$A_{sw} := 19.52\text{cm}^2 \quad A_{swi} := 14.7\text{cm}^2$		Arm. devido ao cortante e de interface, respectivamente.
$\sigma_{swmax} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmax}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmax}} > .5 \cdot V_c = 52.77 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$		Tensão máxima na armadura vertical
$\sigma_{swmin} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmin}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmin}} > .5 \cdot V_c = 0 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$		Tensão mínima na armadura vertical
$\Delta \sigma_{sw} := \sigma_{swmax} - \sigma_{swmin} = 52.77 \cdot \text{MPa}$		< 85 MPa OK!

Seção S3

$$V_{sd_{cfmax}} := 19.5\text{kN} + 41.25\text{kN} + 17.4\text{kN} + .5 \cdot 317.32\text{kN} - V_{pd} = 162.81 \cdot \text{kN}$$

Cortante máximo na combinação frequente (ver **Tabela 2-12**).

$$V_{sd_{cfmin}} := 19.5\text{kN} + 41.25\text{kN} + 17.4\text{kN} - .5 \cdot 39.43\text{kN} - V_{pd} = -15.565 \cdot \text{kN}$$

Cortante mínimo na combinação frequente (ver **Tabela 2-12**).

$$A_{sw} := 15.6\text{cm}^2 \quad A_{swi} := 14.7\text{cm}^2$$

Arm. devido ao cortante e de interface, respectivamente.

$$\sigma_{swmax} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmax}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmax}} > .5 \cdot V_c = 50.03 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$


Tensão máxima na armadura vertical

$$\sigma_{swmin} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmin}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmin}} > .5 \cdot V_c = 0 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tensão mínima na armadura vertical

$$\Delta \sigma_{sw} := \sigma_{swmax} - \sigma_{swmin} = 50.03 \cdot \text{MPa}$$

< 85 MPa **OK!**

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 168 de 447

2.5.13 Estabilidade Lateral da Viga Pré-moldada

O cálculo da estabilidade lateral da viga pré-moldada é necessário para que se garanta a integridade estrutural da viga no processo de manuseio e montagem no canteiro de obras. Utiliza-se a teoria estabelecida no livro “*Theory of Elastic Stability*” (Timoshenko, 1961) página 267. Simplifica-se a seção transversal por retângulos equivalentes, conforme é ilustrado na **Figura 2-10**.

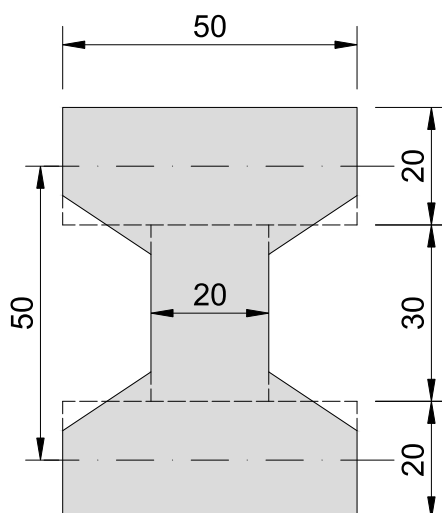


Figura 2-10 – PCP-10 – Seção simplificada para o cálculo da estabilidade lateral

A **Tabela 2-28** resume os cálculos de verificação quanto à estabilidade lateral. Considera-se o processo de içamento e a condição de construção em que a viga pré-moldada recebe as cargas das lajes pré-moldadas.



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 169 de 447


Tabela 2-28 – PCA-10 – Verificação da Estabilidade Lateral

Dados de Entrada	
$t_1 := 20\text{cm}$ $b_1 := 50\text{cm}$	Dimensões da mesa superior
$t_2 := 20\text{cm}$ $b_2 := 50\text{cm}$	Dimensões da mesa inferior
$t_w := 20\text{cm}$ $h := 50\text{cm}$	Dimensões da alma
$E_{cs} := 27\text{GPa}$	Módulo de elasticidade longitudinal de trabalho
$G_c := \frac{E_{cs}}{2.4} = 11.25 \cdot \text{GPa}$	Módulo de elasticidade transversal
$L := 10\text{m}$	Vão da OAE.
$\beta_a := 1.4$	Coeficiente de amplificação dinâmica (NBR 9062:2017)
$q_{pp} := 6.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Peso próprio da viga pré-moldada (G0)
$q_{pré} := 13.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Peso próprio da laje pré-moldada (G1)
$q_{NJ} := 5.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Peso próprio da barreira tipo New Jersey (G2)
$q_{sc} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{L_t}{2} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Sobrecarga de trabalho
$\gamma_g := 1.25$ $\gamma_q := 1.3$	Coeficientes de ponderação do caso de construção

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 170 de 447

Resultados	
$e := \frac{t_1 \cdot b_1^3 \cdot h}{t_1 \cdot b_1^3 + t_2 \cdot b_2^3} = 25 \cdot \text{cm}$	Centro de cisalhamento
$I_y := \frac{t_1 \cdot b_1^3}{12} + \frac{t_2 \cdot b_2^3}{12} + \frac{\left(h - \frac{t_1}{2} - \frac{t_2}{2}\right) \cdot t_w^3}{12} = 0.0044 \cdot \text{m}^4$	Momento de Inércia mínimo
$J := \frac{1}{3} \cdot \left[t_1^3 \cdot b_1 + t_2^3 \cdot b_2 + t_w^3 \cdot \left(h - \frac{t_1}{2} - \frac{t_2}{2}\right) \right] = 0.0035 \cdot \text{m}^4$	Constante de torção
$C_w := \frac{h^2 \cdot t_1 \cdot t_2 \cdot b_1^3 \cdot b_2^3}{12 \cdot (t_1 \cdot b_1^3 + t_2 \cdot b_2^3)} = 2.6 \times 10^{-4} \cdot \text{m}^6$	Constante de empenamento
$C := G_c \cdot J = 3.9 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$	Rigidez à torção
$C_1 := E_{cs} \cdot C_w = 7.031 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^4$	Rigidez ao empenamento
$\gamma_4 := 26.7$	Constante tabela 6-6 do livro <i>Theory of Elastic Stability</i> (Timoshenko, 1961)
$q_{cr} := \gamma_4 \cdot \frac{\sqrt{E_{cs} \cdot I_y \cdot C}}{L^3} = 1811 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Carga distribuída crítica
$q_{Sd} := \gamma_g \cdot (\beta_a \cdot q_{pp} + q_{pré} + q_{NJ}) + \gamma_q \cdot q_{sc} = 42.663 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Carga distribuída de cálculo
$FS := \frac{q_{cr}}{q_{Sd}} = 42$	Fator de segurança

Conclui-se que a viga atende, com folga, os quesitos de estabilidade.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 171 de 447

2.5.14 Verificação do Aparelho de Apoio

O aparelho de apoio é verificado de acordo com a norma EN 1337 parte 3 complementada pontualmente pela norma ABNT NBR 9062:2017. A verificação do aparelho de apoio é apresentada na **Tabela 2-29**.

Tabela 2-29 – PCP-10 – Verificação do Aparelho de Apoio

Dados de Entrada	
$G := 1\text{MPa}$	Módulo de deformação transversal
$E_b := 2000\text{MPa}$	Módulo volumétrico
$f_{yk} := 210\text{MPa}$	Tensão de escoamento das chapas de aço
$L := 10\text{m}$	Comprimento da OAE
$t_s := 3\text{mm}$	Espessura da chapa de aço
$t_i := 8\text{mm}$	Espessura da camada de elastômero
$c_v := 2.5\text{mm}$	Cobrimento vertical
$c_h := 4\text{mm}$	Cobrimento Horizontal
$a := 20\text{cm}$	Largura total na direção longitudinal
$b := 30\text{cm}$	Largura total na direção transversal
$n := 3$	Número de camadas de elastômero
$\Delta T := 45$	Gradiente de temperatura, em graus Celsius
$\alpha := 10^{-5}$	Coeficiente de dilatação térmica da estrutura
$N_{gk} := 132.5\text{kN}$	Carga permanente característica
$N_{qk} := 426\text{kN}$	Carga móvel característica
$H_{ak} := 39\text{kN}$	Força horizontal de frenagem, por apoio, na direção “a”
$H_{bk} := 13.56\text{kN}$	Força horizontal de vento, por apoio, na direção “b”
$\alpha_{ag} := 0.0026 \cdot f_1 = 0.007$	Rotação permanente na direção “a”, multiplicada pelo coeficiente de fluência. Em radianos.
$\alpha_{ak} := .002$	Rotação acidental na direção “a”. Em radianos.

Resultados

$$a' := a - 2 \cdot c_h = 19.2 \cdot \text{cm}$$

Largura da chapa de aço na direção “a”

$$b' := b - 2 \cdot c_h = 29.2 \cdot \text{cm}$$

Largura da chapa de aço na direção “b”

$$T := n \cdot t_j + (n + 1) \cdot t_s + 2 \cdot c_v = 41 \cdot \text{mm}$$

Espessura total do aparelho de apoio

$$T_e := n \cdot t_j + 2 \cdot c_v = 29 \cdot \text{mm}$$

Espessura de elastômero total

$$u_{ta} := \frac{L \cdot \alpha \cdot \Delta T}{2} = 2.25 \cdot \text{mm}$$

Deslocamento na direção “a” devido ao gradiente de temperatura

$$u_{qa} := \frac{H_{ak} \cdot T_e}{2 \cdot G \cdot a \cdot b} = 9.425 \cdot \text{mm}$$

Deslocamento devido à carga horizontal na direção “a”.

$$u_{qb} := \frac{H_{bk} \cdot T_e}{2 \cdot G \cdot a \cdot b} = 3.277 \cdot \text{mm}$$

Deslocamento devido à carga horizontal na direção “b”.

Verificação da tensão de compressão

$$\sigma_m := \frac{N_{gk} + N_{qk}}{(a' - u_{ta} - u_{qa}) \cdot (b' - u_{qb})} = 10.727 \cdot \text{MPa}$$

< 12,5 MPa OK!

Verificação da deformação de cisalhamento

$$A_r := a' \cdot b' \cdot \left(1 - \frac{u_{ta} + u_{qa}}{a'} - \frac{u_{qb}}{b'} \right) = 520.257 \cdot \text{cm}^2$$

Área reduzida

$$S := \frac{a' \cdot b'}{2 \cdot t_j \cdot (a' + b')} = 7.24$$

Fator de forma para a camada t_j

$$u_{ab} := \sqrt{(u_{qa} + u_{ta})^2 + u_{qb}^2} = 16.896 \cdot \text{mm}$$

Soma vetorial dos deslocamentos horizontais.

$$\varepsilon_c := 1.5 \cdot \frac{N_{gk} + 1.5 \cdot N_{qk}}{A_r \cdot S \cdot G} = 3.072$$

Deformação por cisalhamento devido à compressão

$$\varepsilon_h := \frac{u_{ab}}{T_e} = 0.418$$

Deformação por cisalhamento devido à carga horizontal.
< 0,7 OK!

$$\varepsilon_a := \frac{a'^2 \cdot (\alpha_{ag} + 1.5 \cdot \alpha_{ak})}{2 \cdot t_j \cdot (n \cdot t_j)} = 0.957$$

Deformação por cisalhamento devido à rotação

$$\varepsilon_a + \varepsilon_c + \varepsilon_h = 4.448$$

Deformação por cisalhamento total
< 5 OK!

Espessura mínima da chapa de aço

$$t_{smin} := 1.3 \cdot \frac{(N_{gk} + 1.5N_{qk}) \cdot (t_i + t_j)}{A_r \cdot f_{yk}} = 1.469 \cdot \text{mm}$$

 $< t_s$ OK!

Verificação da estabilidade à rotação

$$v_{min} := \frac{a' \cdot (\alpha_{ag} + 1.5 \cdot \alpha_{ak})}{3} = 0.638 \cdot \text{mm}$$

Deflexão mínima devido à rotação

$$\Sigma v_t := \frac{(N_{gk} + N_{qk}) \cdot n \cdot t_i}{a' \cdot b'} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) = 1.032 \cdot \text{mm}$$

Deflexão total de compressão
 $> v_{min}$ OK!

Verificação da estabilidade ao deslizamento

$$\sigma_{min} := \frac{N_{gk}}{A_r} = 2.5 \cdot \text{MPa}$$

 $> 2 \text{ MPa}$ OK! (NBR 9062:2017 item 7.2.1.6.22 alínea “b”)

$$\mu_e := .1 + \frac{6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{\sigma_{min}} = 0.284$$

Coeficiente de atrito

$$H_{ab} := \sqrt{H_{ak}^2 + H_{bk}^2} = 41.29 \cdot \text{kN}$$

Soma vetorial das forças horizontais

$$\mu_e \cdot (N_{gk} + N_{qk}) = 184.882 \cdot \text{kN}$$

Força de atrito resistente
 $> H_{ab}$ OK!

$$T_{min} := \frac{G \cdot (a \cdot b) \cdot 2 \cdot (u_{ta} + u_{qa})}{6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_r + 0.1 \cdot (N_{gk} + N_{qk})} = 16.204 \cdot \text{mm}$$

Espessura mínima de elastômero para evitar deslizamento.

 $< nt_i = 24 \text{ mm}$ OK!

Verificação da flambagem do aparelho de apoio

$$\frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot T_e} = 31.954 \cdot \text{MPa}$$

Tensão crítica

$$\frac{(N_{gk} + 1.5 \cdot N_{qk})}{A_r} = 14.829 \cdot \text{MPa}$$

Tensão atuante. Menor que tensão crítica
OK!

2.6 MÓDULO PCP-15 - DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS

2.6.1 Esforços Solicitantes

Os esforços solicitantes são apresentados para as seções transversais indicadas na **Figura 2-11**, onde é representado o traçado da cablagem de protensão.

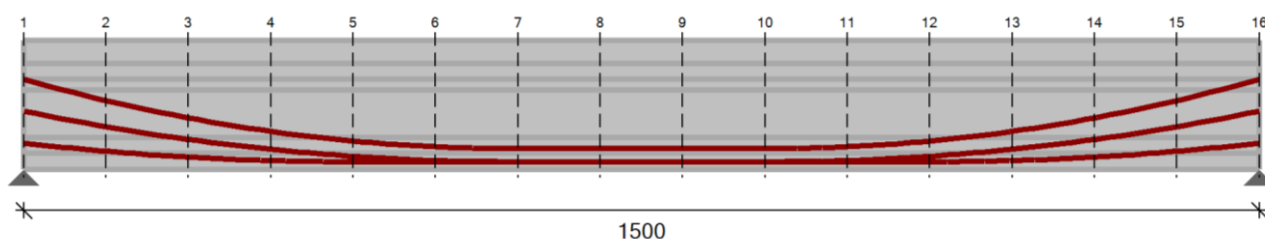


Figura 2-11 – PCP-15 – Seções de Cálculo

As tabelas a seguir listam os esforços internos da longarina mais solicitada a cada metro no sentido longitudinal da OAE. Para o esforço torçor, as solicitações permanentes são agrupadas, visto que esta verificação só é pertinente para a configuração final da estrutura em serviço. Os esforços decorrentes das cargas móveis já estão majorados pelos coeficientes de impacto.

Tabela 2-30 – PCP-15 – Momento Fletor


Seção	x (m)	M_{G0} (kN.m)	M_{G1} (kN.m)	M_{G2} (kN.m)	M_{Qmax} (kN.m)
S1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S2	1,00	57,31	96,25	40,60	433,19
S3	2,00	106,44	178,75	75,40	787,54
S4	3,00	147,37	247,50	104,40	1075,16
S5	4,00	180,12	302,50	127,60	1297,85
S6	5,00	204,69	343,75	145,00	1461,46
S7	6,00	221,06	371,25	156,60	1591,31
S8	7,00	229,25	385,00	162,40	1656,23
S9	8,00	229,25	385,00	162,40	1656,23
S10	9,00	221,06	371,25	156,60	1591,31
S11	10,00	204,69	343,75	145,00	1461,46
S12	11,00	180,12	302,50	127,60	1297,84
S13	12,00	147,37	247,50	104,40	1075,15
S14	13,00	106,44	178,75	75,40	787,54
S15	14,00	57,31	96,25	40,60	433,18
S16	15,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 2-31 – PCP-15 – Esforço Cortante

Seção	x (m)	V _{G0} (kN.m)	V _{G1} (kN.m)	V _{G2} (kN.m)	V _{Qmin} (kN.m)	V _{Qmax} (kN.m)
S1	0,00	61,41	103,13	43,50	0,00	474,48
S2	1,00	53,22	89,39	37,70	-10,30	433,18
S3	2,00	45,03	75,62	31,90	-25,75	392,92
S4	3,00	36,84	61,88	26,10	-46,35	353,71
S5	4,00	28,66	48,12	20,30	-77,26	315,53
S6	5,00	20,47	34,38	14,50	-108,29	278,39
S7	6,00	12,28	20,62	8,70	-140,23	242,29
S8	7,00	4,09	6,87	2,90	-173,21	207,23
S9	8,00	-4,09	-6,87	-2,90	-207,23	173,21
S10	9,00	-12,28	-20,62	-8,70	-242,29	140,23
S11	10,00	-20,47	-34,38	-14,50	-278,39	108,29
S12	11,00	-28,66	-48,12	-20,30	-315,53	77,26
S13	12,00	-36,84	-61,87	-26,10	-353,71	46,35
S14	13,00	-45,03	-75,62	-31,90	-392,92	25,75
S15	14,00	-53,22	-89,37	-37,70	-433,18	10,30
S16	15,00	-61,41	-103,13	-43,50	-474,48	0,00

Tabela 2-32 – PCP-15 – Momento Torçor

Seção	x (m)	T _G (kN.m)	T _{Q,max} (kN.m)	T _{Q,min} (kN.m)
S1	0,00	4,25	-3,62	-8,86
S2	1,00	3,92	-3,58	-8,09
S3	2,00	2,61	-3,39	-8,13
S4	3,00	1,79	-2,20	-7,60
S5	4,00	1,25	-0,58	-6,82
S6	5,00	0,84	-0,02	-5,83
S7	6,00	0,51	0,55	-4,71
S8	7,00	0,21	1,87	-3,52
S9	8,00	-0,07	3,02	-2,35
S10	9,00	-0,36	4,21	-1,28
S11	10,00	-0,67	5,37	-0,37
S12	11,00	-1,04	6,42	0,28
S13	12,00	-1,50	7,28	1,25
S14	13,00	-2,15	7,89	3,17
S15	14,00	-3,20	8,31	3,51
S16	15,00	-4,25	8,86	3,62

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 176 de 447

2.6.2 ELU – Armadura Longitudinal

A Tabela 2-33 mostra o dimensionamento da armadura longitudinal de flexão para cada seção de cálculo. A armadura apresentada corresponde à área de aço passivo complementar necessária ao equilíbrio da seção no ELU. Nota-se que a armadura adotada se refere à armadura mínima conforme Item 17.3.5.2.1 da ABNT NBR 6118:2014. Prevê-se a armadura de tração no apoio conforme item 18.3.2.4 da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 2-33 – PCA-15 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal

Seção	x (m)	d (cm)	Msd (kN.m)	As,cal (cm²)	As,min (cm²)	Armadura adotada
S1	0,00	117	0,01	0	14,596	7 ϕ 16mm
S2	1,00	117	911,9	0	14,596	7 ϕ 16mm
S3	2,00	117	1668,1	0	14,596	7 ϕ 16mm
S4	3,00	117	2286,75	0	14,596	7 ϕ 16mm
S5	4,00	117	2770,58	0	14,596	7 ϕ 16mm
S6	5,00	117	3128,33	5,235	14,596	7 ϕ 16mm
S7	6,00	117	3397,99	10,197	14,596	7 ϕ 16mm
S8	7,00	117	3532,82	12,987	14,596	7 ϕ 16mm
S9	8,00	117	3532,82	12,987	14,596	7 ϕ 16mm
S10	9,00	117	3397,99	10,197	14,596	7 ϕ 16mm
S11	10,00	117	3128,33	5,235	14,596	7 ϕ 16mm
S12	11,00	117	2770,58	0	14,596	7 ϕ 16mm
S13	12,00	117	2286,75	0	14,596	7 ϕ 16mm
S14	13,00	117	1668,1	0	14,596	7 ϕ 16mm
S15	14,00	117	911,9	0	14,596	7 ϕ 16mm
S16	15,00	117	0,01	0	14,596	7 ϕ 16mm

A **Tabela 2-34** resume o cálculo da armadura para equilibrar as tensões de tração correspondente ao ELU do ato da protensão conforme item 17.2.4.3.2, alínea “c”, da ABNT NBR 6118:2014.



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 177 de 447

Tabela 2-34 – PCP-15 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal no ELU-ATO

Seção	x (m)	$\gamma_p P_0$ (kN)	$\gamma_p M_0$ (kN)	M_{G0} (kN)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	R_{td} (kN)	A_s (cm ²)	Armadura adotada
S1	0,00	2468,71	131,06	0,00	-5,77	-9,35	0,00	0,00	5 ϕ 10mm
S2	1,00	2490,73	-218,86	57,31	-9,78	-5,37	0,00	0,00	5 ϕ 10mm
S3	2,00	2506,23	-502,53	106,44	-12,99	-2,18	0,00	0,00	5 ϕ 10mm
S4	3,00	2519,55	-717,58	147,38	-15,38	0,18	0,53	0,02	5 ϕ 10mm
S5	4,00	2533,31	-863,10	180,13	-16,94	1,70	38,64	1,55	5 ϕ 10mm
S6	5,00	2547,01	-947,30	204,69	-17,79	2,48	75,82	3,03	5 ϕ 10mm
S7	6,00	2563,17	-979,83	221,06	-18,05	2,65	84,97	3,40	5 ϕ 10mm
S8	7,00	2569,17	-982,12	229,25	-17,99	2,55	79,32	3,17	5 ϕ 10mm
S9	8,00	2569,17	-982,12	229,25	-17,99	2,55	79,32	3,17	5 ϕ 10mm
S10	9,00	2563,17	-979,83	221,06	-18,05	2,65	84,97	3,40	5 ϕ 10mm
S11	10,00	2547,01	-947,30	204,69	-17,79	2,48	75,82	3,03	5 ϕ 10mm
S12	11,00	2533,31	-863,10	180,13	-16,94	1,70	38,64	1,55	5 ϕ 10mm
S13	12,00	2519,55	-717,58	147,38	-15,38	0,18	0,53	0,02	5 ϕ 10mm
S14	13,00	2506,23	-502,53	106,44	-12,99	-2,18	0,00	0,00	5 ϕ 10mm
S15	14,00	2490,73	-218,86	57,31	-9,78	-5,37	0,00	0,00	5 ϕ 10mm
S16	15,00	2468,71	131,06	0,00	-5,77	-9,35	0,00	0,00	5 ϕ 10mm

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 178 de 447

2.6.3 ELU – Armadura Transversal

A **Tabela 2-16** mostra o dimensionamento ao esforço torçor para as seções de cálculo considerando a seção da viga pré-moldada, em consonância com o esquema do modelo numérico adotado.

Tabela 2-35 – PCP-15 – Dimensionamento da Armadura Transversal – Torção

Seção	x (m)	b _w (cm)	h (cm)	T _{Sd} (kN.m)	A _e (cm ²)	u _e (cm)	h _e (cm)	T _{Rd2} (kN.m)	A ₉₀ (cm ²)	A _{sl} (cm ²)	T _{Sd} /T _{Rd2}
S1	0	50	100	-19,03	2778	233,33	16,67	497,69	0,83	1,93	0,04
S2	1	20	100	-17,43	1069	206,67	8,33	95,8	1,94	4	0,18
S3	2	20	100	-15,72	1069	206,67	8,33	95,8	1,72	3,56	0,16
S4	3	20	100	-13,82	1069	206,67	8,33	95,8	1,51	3,11	0,14
S5	4	20	100	-11,92	1069	206,67	8,33	95,8	1,29	2,67	0,12
S6	5	20	100	-9,88	1069	206,67	8,33	95,8	1,08	2,22	0,10
S7	6	20	100	-7,75	1069	206,67	8,33	95,8	0,86	1,78	0,08
S8	7	20	100	-5,56	1069	206,67	8,33	95,8	0,65	1,33	0,06
S9	8	20	100	4,62	1069	206,67	8,33	95,8	0,65	1,33	0,05
S10	9	20	100	6,80	1069	206,67	8,33	95,8	0,86	1,78	0,07
S11	10	20	100	8,96	1069	206,67	8,33	95,8	1,08	2,22	0,09
S12	11	20	100	11,03	1069	206,67	8,33	95,8	1,29	2,67	0,12
S13	12	20	100	12,95	1069	206,67	8,33	95,8	1,51	3,11	0,14
S14	13	20	100	14,74	1069	206,67	8,33	95,8	1,72	3,56	0,15
S15	14	20	100	16,79	1069	206,67	8,33	95,8	1,94	4	0,18
S16	15	50	100	19,03	2778	233,33	16,67	497,69	0,83	1,93	0,04

A **Tabela 2-36** apresenta o dimensionamento à força cortante para cada seção de cálculo, já considerando a soma das armaduras verticais de cisalhamento e torção, sendo que a armadura de torção da **Tabela 2-35** é para uma perna do estribo. A protensão é considerada no dimensionamento tanto na parcela V_c, quanto a componente vertical no sentido contrário ao cortante (V_p). A armadura longitudinal de torção será distribuída ao longo do perímetro da seção transversal juntamente com armadura de pele.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 179 de 447

Tabela 2-36 – PCP-15 – Dimensionamento da Armadura Transversal - Cortante

Seção	x (m)	b _{w,min} (cm)	d (cm)	V _{Sd} (kN)	V _{pd} (kN)	V _{Rd2} (kN)	V _c (kN)	A _{sw, cal} (cm ² /m)	A ₉₀ (cm ² /m)	A _{sw,total}	V _{Sd} /V _{Rd2} + T _{Sd} /T _{Rd2}	Armadura adotada
S1	0	47,5	117	992,56	-244,55	3226,13	613,89	2,93	0,83	4,59	0,35	φ8 c/ 15
S2	1	17,5	117	893,17	-196,63	1188,57	121,89	12,55	1,94	16,43	0,93	φ12,5 c/ 15
S3	2	17,5	117	795,34	-149,86	1188,57	134,54	11,16	1,72	14,60	0,83	φ10 c/ 10
S4	3	17,5	117	699,07	-105,07	1188,57	147,29	9,76	1,51	12,78	0,73	φ10 c/ 12,5
S5	4	17,5	117	604,35	-62,03	1188,57	160,17	8,34	1,29	10,92	0,63	φ10 c/ 15
S6	5	15	117	511,20	-30,93	1018,78	133,42	7,57	1,08	9,73	0,60	φ10 c/ 15
S7	6	15	117	419,61	0,00	1018,78	148,58	5,91	0,86	7,63	0,49	φ10 c/ 15
S8	7	15	117	329,57	0,00	1018,78	170,63	3,48	0,65	4,78	0,38	φ8 c/ 15
S9	8	15	117	-329,57	0,00	1018,78	170,63	3,48	0,65	4,78	0,37	φ8 c/ 15
S10	9	15	117	-419,61	0,00	1018,78	148,58	5,91	0,86	7,63	0,48	φ10 c/ 15
S11	10	15	117	-511,20	30,93	1018,78	133,42	7,57	1,08	9,73	0,60	φ10 c/ 15
S12	11	17,5	117	-604,35	62,03	1188,57	160,17	8,34	1,29	10,92	0,62	φ10 c/ 15
S13	12	17,5	117	-699,07	105,07	1188,57	147,29	9,76	1,51	12,78	0,72	φ10 c/ 12,5
S14	13	17,5	117	-795,34	149,86	1188,57	134,54	11,16	1,72	14,60	0,82	φ10 c/ 10
S15	14	17,5	117	-893,17	196,63	1188,57	121,89	12,55	1,94	16,43	0,93	φ12,5 c/ 15
S16	15	47,5	117	-992,56	244,55	3226,13	613,89	2,93	0,83	4,59	0,35	φ8 c/ 15

A armadura de interface é calculada para que se garanta o comportamento monolítico entre a laje e as longarinas. Verifica-se dois casos de solicitações (Araújo, 2002), a saber, a tensão cisalhante na interface obtida a partir do esforço cortante e a tensão normal de cálculo no ELU. Utiliza-se a formulação da ABNT NBR 9062:2017, Item 6.3.3, para a definição da tensão cisalhante resistente na interface. A **Tabela 2-37** mostra a marcha de dimensionamento da armadura de interface.

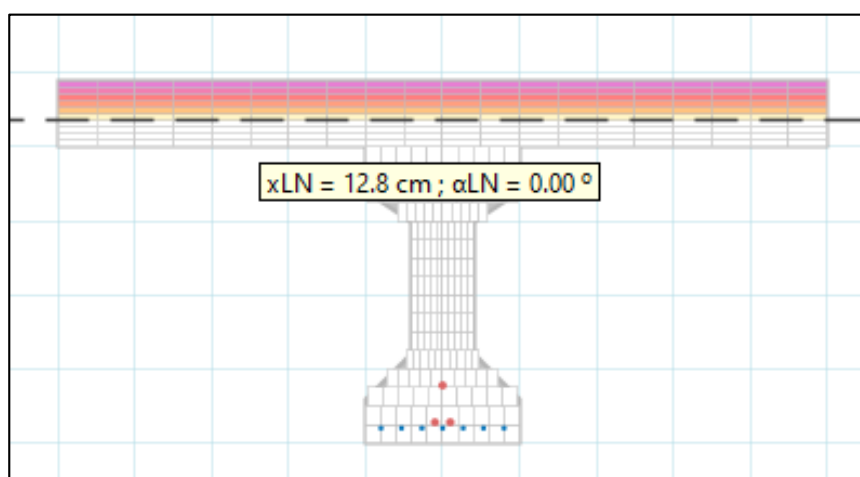


Figura 2-12 – Linha Neutra na Seção Transversal no ELU

Considera-se, a favor da segurança, o valor constante das tensões do ELU no meio do vão. A **Figura 2-12** mostra a profundidade da linha neutra calculada no programa SECC.



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 180 de 447

Tabela 2-37 – PCP-15 – Dimensionamento da Armadura de Interface

Dados de Entrada	
$n := 26$	Número de nichos de cisalhamento ao longo da viga
$L_T := 30\text{cm}$ $L_L := 25\text{cm}$	Dimensões em planta (longitudinal e transversal) dos nichos
$b_{ef} := 250\text{cm}$	Largura da mesa colaborante
$x_d := 12.8\text{cm}$	Profundidade da L.N. na seção de momento máximo
$f_{ck} := 35\text{MPa}$	Resistência à compressão do concreto
$f_{yk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento característica do aço
$n_\phi := 4$	Número de barras na interface por nicho
$\phi := 12.5\text{mm}$	Bitola da armadura de interface
$f_{ctd} := \frac{f_{fctkinf}}{1.4} = 1.605 \cdot \text{MPa}$	Tensão de tração de cálculo do concreto
$d := 117\text{cm}$	Altura útil da seção composta

Resultados

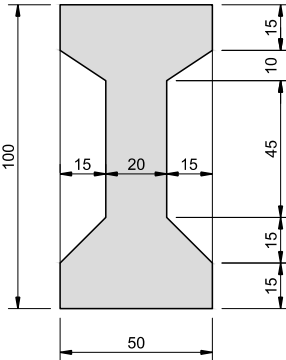
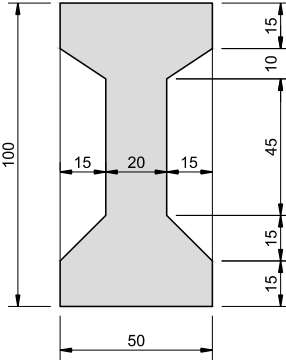
$A_n := L_T \cdot L_L = 750 \text{ cm}^2$	Área em planta do nicho de cisalhamento
$\rho_s := \frac{n_\phi \cdot A_\phi}{A_n} = 0.00654$	Taxa geométrica de aço na interface
$\beta_s := 0.9 \quad \beta_c := 0.6$	Coeficientes de redução do aço e concreto, respectivamente
$\tau_{Rd} := \beta_s \cdot f_{yd} \cdot \rho_s + \beta_c \cdot f_{ctd} = 3.524 \cdot \text{MPa}$	Tensão cisalhante resistente de cálculo na interface
$F_{Rd} := n \cdot A_n \cdot \tau_{Rd} = 6871.9 \cdot \text{kN}$	Força cisalhante resistente de cálculo na interface
$F_{Sd} := .68 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot x_d = 5440 \cdot \text{kN}$	Força cisalhante solicitante de cálculo em relação às tensões normais no ELU
$FS_1 := \frac{F_{Rd}}{F_{Sd}} = 1.263$	Fator de segurança para a verificação em relação às tensões normais no ELU. OK!
$V_{Sd} := \frac{(992.6 + 893.17) \text{ kN}}{2} = 942.885 \cdot \text{kN}$	Esforço cortante médio no primeiro metro da longarina
$\tau_{Sd} := \frac{V_{Sd}}{0.9 \cdot L_T \cdot d} = 2.985 \cdot \text{MPa}$	Tensão cisalhante na interface a partir do esforço cortante
$FS_2 := \frac{\tau_{Rd}}{\tau_{Sd}} = 1.181$	Fator de segurança para a verificação em relação ao esforço cortante. OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 182 de 447

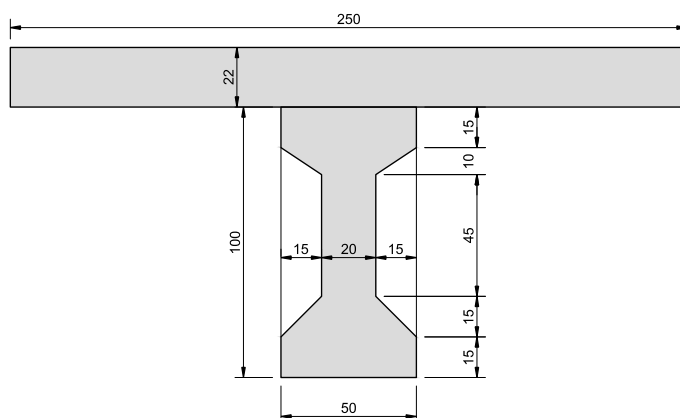
2.6.4 Protensão

A protensão adotada para o módulo PCP-15 consiste em três cabos munidos, cada um, com 6 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro aço CP-190 RB. Adota-se protensão bilateral, ou seja, ancoragem ativa em ambos os lados. A **Figura 2-11** mostra a vista em elevação da longarina com a representação do traçado dos cabos. As verificações associadas à protensão limitada são feitas a partir das tensões no Estádio I, conforme item 17.3.4 da ABNT NBR 6118:2014, e as inércias consideradas nos respectivos carregamentos são descritas na **Tabela 2-38**.

Tabela 2-38 – Etapas de Cálculo das Tensões e Respectivas Inércias


Etapa	Inércia Considerada	Carregamentos Introduzidos
4) Ato da Protensão	 <p>Viga pré-moldada isolada (ver Tabela 2-5)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso próprio da viga pré-moldada • Protensão
5) Montagem das lajes pré-moldadas em campo	 <p>Viga pré-moldada isolada (ver Tabela 2-5)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso próprio das lajes pré-moldadas

6) Configuração
final
serviço em



Vigas e lajes trabalhando em conjunto
(ver **Tabela 2-5**)

- Peso próprio da barreira NJ
- Carregamento móvel

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 184 de 447

2.6.5 Perdas de Protensão

A **Tabela 2-39** apresenta as perdas de protensão para cada seção de cálculo da estrutura. São especificadas as perdas imediatas e progressivas, assim como a força normal e momento de protensão.

Tabela 2-39 – PCP-15 – Perdas de Protensão

Seção	x (m)	P _i (kN)	P ₀₁ (kN)	P ₀₂ (kN)	P ₀ (kN)	P _{inf} (kN)	MP ₀ (kN.m)	MP _{inf} (kN.m)	ΔP ₀ (%)	ΔP _{inf} (%)
S1	0,00	2502,00	2502,00	2083,98	2057,26	1747,66	109,22	92,78	17,78	30,15
S2	1,00	2502,00	2482,81	2103,17	2075,61	1717,00	-182,39	-150,87	17,04	31,37
S3	2,00	2502,00	2463,76	2122,22	2088,52	1683,44	-418,77	-337,55	16,53	32,72
S4	3,00	2502,00	2444,85	2141,13	2099,62	1656,01	-597,99	-471,64	16,08	33,81
S5	4,00	2502,00	2426,72	2159,26	2111,09	1640,01	-719,25	-558,75	15,62	34,45
S6	5,00	2502,00	2411,15	2174,83	2122,51	1635,08	-789,42	-608,13	15,17	34,65
S7	6,00	2502,00	2396,29	2189,69	2135,97	1641,37	-816,52	-627,45	14,63	34,40
S8	7,00	2502,00	2391,51	2194,48	2140,97	1646,18	-818,44	-629,29	14,43	34,21
S9	8,00	2502,00	2391,51	2194,48	2140,97	1646,18	-818,44	-629,29	14,43	34,21
S10	9,00	2502,00	2396,29	2189,69	2135,97	1641,37	-816,52	-627,45	14,63	34,40
S11	10,00	2502,00	2411,15	2174,83	2122,51	1635,08	-789,42	-608,13	15,17	34,65
S12	11,00	2502,00	2426,72	2159,26	2111,09	1640,01	-719,25	-558,75	15,62	34,45
S13	12,00	2502,00	2444,85	2141,13	2099,62	1656,01	-597,99	-471,64	16,08	33,81
S14	13,00	2502,00	2463,76	2122,22	2088,52	1683,44	-418,77	-337,55	16,53	32,72
S15	14,00	2502,00	2482,81	2103,17	2075,61	1717,00	-182,39	-150,87	17,04	31,37
S16	15,00	2502,00	2502,00	2083,98	2057,26	1747,66	109,22	92,78	17,78	30,15

Legenda:

P_i – força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de protensão;

P₀₁ – força na armadura de protensão descontada à perda por atrito;

P₀₂ – força na armadura de protensão descontadas às perdas por atrito e encunhamento;

P₀ – força na armadura de protensão após as perdas imediatas (atrito + encunhamento + encurtamento elástico);


P_{inf} – força na armadura de protensão após todas as perdas (perdas imediatas + retração + fluência + relaxação);

MP₀ – Momento de protensão correspondente à força P₀;

MP_{inf} – Momento de protensão correspondente à força P_{inf};

ΔP₀ – Perdas imediatas (atrito+ encunhamento + encurtamento elástico);

ΔP_{inf} – Perdas totais (perdas imediatas + retração + fluência + relaxação).

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 185 de 447

2.6.6 Estado-Limite Último no Ato da Protensão

A verificação do estado-limite último no ato da protensão segue o procedimento simplificado disposto no item 17.2.4.3.2 na ABNT NBR 6118:2014. A **Tabela 2-40** resume as tensões máximas e mínimas obtidas para cada seção de cálculo. O ato da protensão só deverá ser executado após a resistência do concreto for igual ou maior que 27 MPa.

Tabela 2-40 – PCP-15 Ato da Protensão ($-18,9 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,24 \text{ MPa}$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
S1	0,00	-9,35	-5,77
S2	1,00	-9,78	-5,37
S3	2,00	-12,99	-2,18
S4	3,00	-15,38	0,18
S5	4,00	-16,94	1,70
S6	5,00	-17,79	2,48
S7	6,00	-18,05	2,65
S8	7,00	-17,99	2,55
S9	8,00	-17,99	2,55
S10	9,00	-18,05	2,65
S11	10,00	-17,79	2,48
S12	11,00	-16,94	1,70
S13	12,00	-15,38	0,18
S14	13,00	-12,99	-2,18
S15	14,00	-9,78	-5,37
S16	15,00	-9,35	-5,77

A **Figura 2-13** mostra o perfil de tensões normais para o ato da protensão na seção locada no meio do vão.

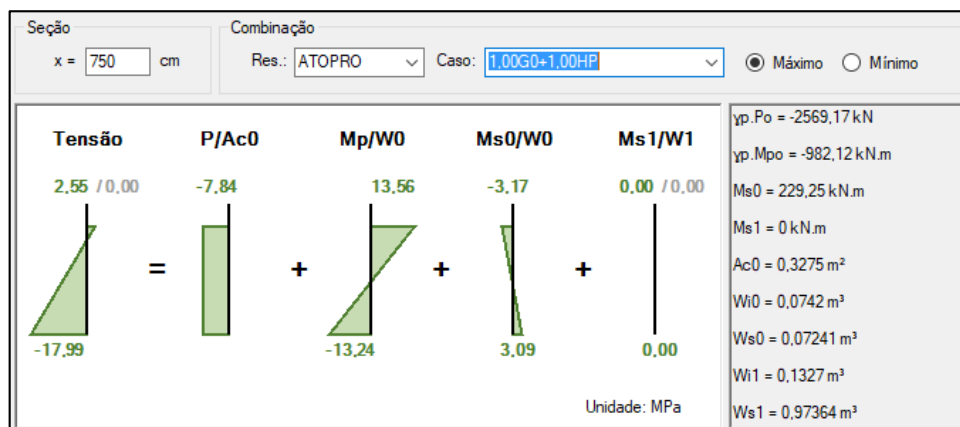



Figura 2-13 – Perfil de tensões no meio do vão para o ato da protensão

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 186 de 447

2.6.7 Estado-Limite de Descompressão (ELS-D)

Conforme o item 3.2.5, o estado-limite de descompressão se configura pela ausência de tração na seção transversal sendo que em um ou mais pontos a tensão se anula. A **Tabela 2-41** mostra as tensões máximas e mínimas para a combinação quase permanente para cada seção de cálculo.

Tabela 2-41 – PCP-15 Estado-Limite de Descompressão ($\sigma_c \leq 0$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
S1	0,00	-6,62	-4,09
S2	1,00	-5,46	-3,92
S3	2,00	-5,28	-3,50
S4	3,00	-5,30	-2,87
S5	4,00	-5,07	-2,14
S6	5,00	-4,77	-1,40
S7	6,00	-5,18	-0,71
S8	7,00	-5,50	-0,26
S9	8,00	-5,50	-0,26
S10	9,00	-5,18	-0,71
S11	10,00	-4,77	-1,40
S12	11,00	-5,07	-2,14
S13	12,00	-5,30	-2,87
S14	13,00	-5,28	-3,50
S15	14,00	-5,46	-3,92
S16	15,00	-6,62	-4,09

A Figura 2-14 mostra o perfil de tensões normais no meio do vão para a verificação ao estado-limite de descompressão.

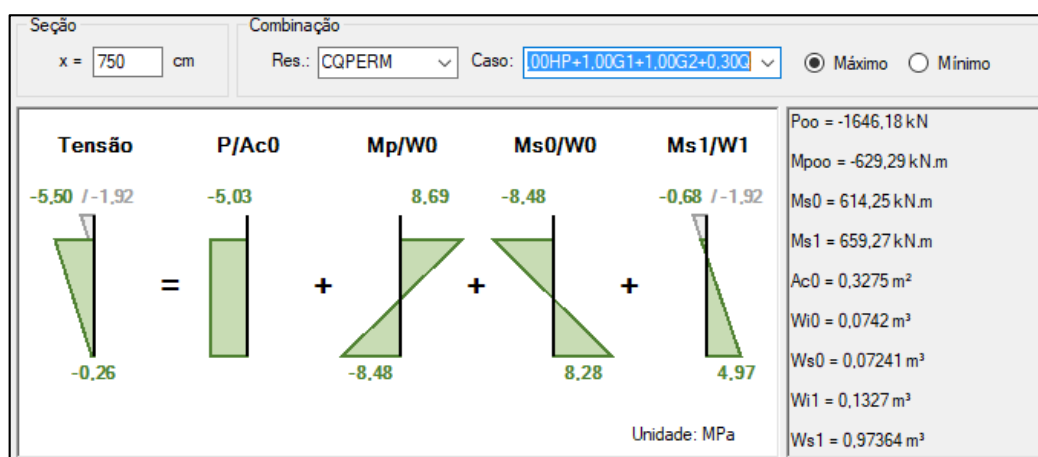



Figura 2-14 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação quase permanente

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 187 de 447

2.6.8 Estado-Limite de Formação de Fissura (ELS-F)

O estado-limite de formação de fissuras é aquele em que se inicia a formação de fissuras na peça de concreto armado. Admite-se uma tensão de tração máxima igual a resistência do concreto à tração na flexão.

Tabela 2-42 – PCP-15 Estado-Limite de Formação de Fissura ($\sigma_c \leq 2,7$ MPa)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
S1	0,00	-6,62	-4,09
S2	1,00	-5,54	-3,27
S3	2,00	-5,28	-2,31
S4	3,00	-5,30	-1,25
S5	4,00	-5,07	-0,18
S6	5,00	-5,07	0,80
S7	6,00	-5,50	1,69
S8	7,00	-5,84	2,24
S9	8,00	-5,84	2,24
S10	9,00	-5,50	1,69
S11	10,00	-5,07	0,80
S12	11,00	-5,07	-0,18
S13	12,00	-5,30	-1,25
S14	13,00	-5,28	-2,31
S15	14,00	-5,54	-3,27
S16	15,00	-6,62	-4,09

A **Figura 2-15** mostra o perfil de tensões normais no meio do vão para a verificação ao estado-limite de formação de fissuras.

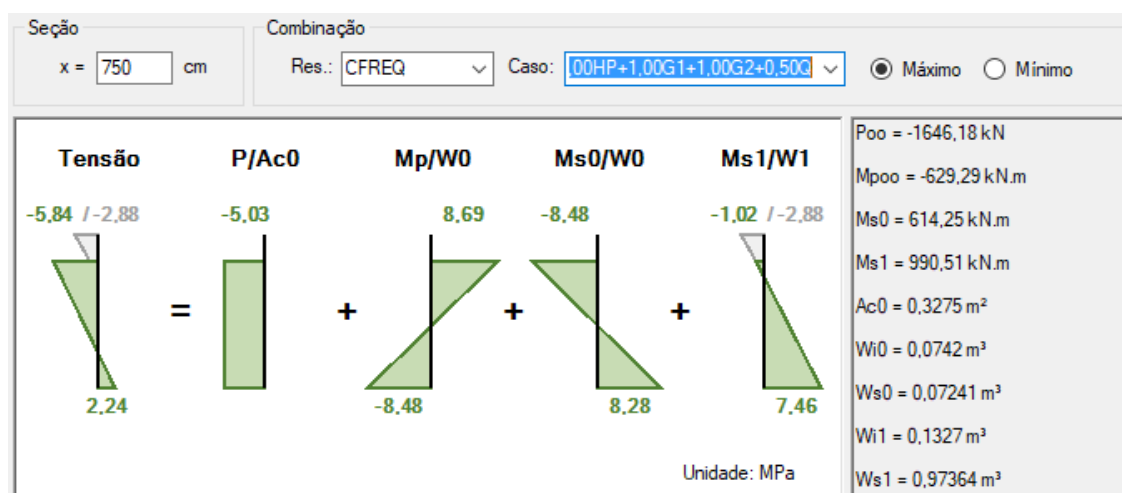

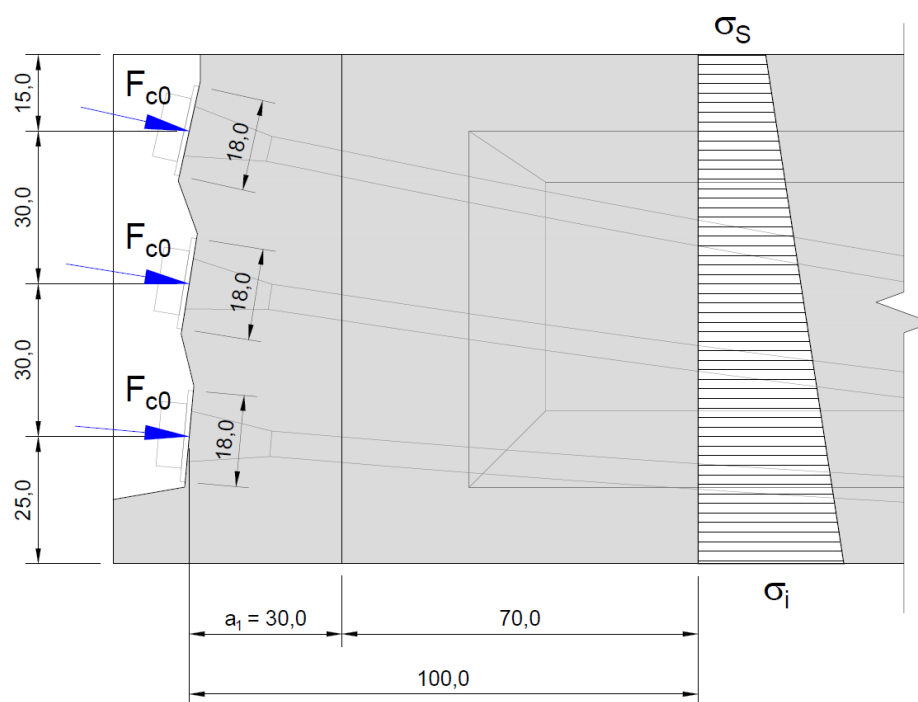


Figura 2-15 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação frequente

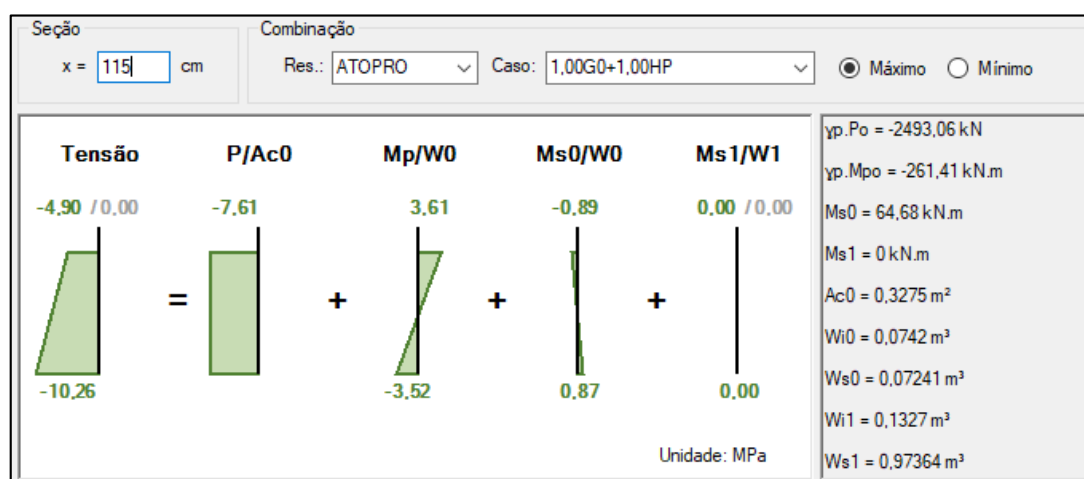
	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 188 de 447

2.6.9 Verificação da Introdução da Força de Protensão

A região de introdução das forças de protensão, nas extremidades das longarinas, resulta no surgimento de esforços de fendilhamento e flexão que precisam ser devidamente equilibrados por armadura distribuída na zona de regularização de tensões. O dimensionamento destas armaduras segue o disposto no Capítulo 7 do livro “Técnica de Armar as Estruturas de Concreto” (Fusco, 2013), conforme parâmetros ilustrados na **Figura 2-16** a seguir.




(a) Parâmetros Geométricos de Cálculo



(b) Perfil de Tensões no fim da zona de regularização de tensões (ATO)


Figura 2-16 – PCP-15 - Parâmetros de Cálculo da Zona de Regularização

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 189 de 447

A **Tabela 2-43** mostra as verificações pertinentes.


Tabela 2-43 – PCP-15 – Dimensionamento da Zona de Regularização de Tensões

Dados preliminares	
$\gamma_p := 1.2$	Fator de majoração
$f_{yd} := \frac{500}{1.15} \text{ MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$a := 100 \text{ cm}$	Altura da longarina pré-moldada
$b := 32.75 \text{ cm}$	Largura da seção retangular equivalente à seção “I”(mesma área) no fim da zona de regularização
Força de fissuração superficial (cabo nº 3, caso crítico)	
$d_1 := 85 \text{ cm}$	Distância vertical da ancoragem até a borda mais próxima
$d_2 := 15 \text{ cm}$	Distância vertical da ancoragem até a borda mais distante
$F_{c0} := \gamma_p \cdot 834 \text{ kN} = 1.001 \times 10^3 \cdot \text{kN}$	Força de protensão inicial
$R_{t0} := \left[0.04 + 0.2 \cdot \left(\frac{d_1 - d_2}{d_1 + d_2} \right)^3 \right] \cdot F_{c0} = 108.687 \cdot \text{kN}$	Resultante máxima na superfície da ancoragem, devido à maior excentricidade do cabo nº 2.
$A_{st0} := \frac{R_{t0}}{f_{yd}} = 2.5 \cdot \text{cm}^2$	Armadura. Adotar 6 pernas de $\phi 8 \text{ mm}$ em uma camada contígua à placa de ancoragem.
Força de fendilhamento dos blocos de ancoragem (cabo nº 1 = 2 = 3)	
$F_{c0} := \gamma_p \cdot 834 \text{ kN} = 1000.8 \cdot \text{kN}$	Força de protensão inicial
$a_0 := 18 \text{ cm}$	Largura da chapa de ancoragem
$R_{t1} := 0.3 \cdot \left(1 - \frac{a_0}{a} \right) \cdot F_{c0} = 246.197 \cdot \text{kN}$	Resultante de fendilhamento de bloco parcialmente carregado
$A_{st1} := \frac{R_{t1}}{f_{yd}} = 5.663 \cdot \text{cm}^2$	Armadura contra fendilhamento. Adotar cinco camadas com quatro pernas de $\phi 6,3 \text{ mm}$ cada.

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 190 de 447

Força transversal de equilíbrio	
$\sigma_s := \frac{4.9\text{MPa}}{(1 - .17)} = 5.904 \text{ MPa}$	Tensão na fibra superior no final da zona de regularização na fase inicial da protensão. ⁽¹⁾
$\sigma_i := \frac{10.26\text{MPa}}{(1 - .17)} = 12.361 \text{ MPa}$	Tensão na fibra inferior no final da zona de regularização na fase inicial da protensão. ⁽¹⁾
$d_1 := 25\text{cm} \quad d_2 := 55\text{cm} \quad d_3 := 85\text{cm}$	Distâncias dos cabos até o fundo da viga na seção de ancoragem
$F_{c0} := \gamma_p \cdot 834\text{kN} = 1000.8 \cdot \text{kN}$	Força de protensão inicial
$R_{cy} := \frac{b \cdot a}{2} \cdot (\sigma_s + \sigma_i) = 2990.9 \cdot \text{kN}$	Resultante no final da zona de regularização
$e_y := a - \frac{a}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_i + \sigma_s}{\sigma_s + \sigma_i} \right) = 44.1 \cdot \text{cm}$	Braço de R_{cy} , em relação ao fundo da viga.
$M_y := F_{c0} \cdot (d_1 + d_2 + d_3) - R_{cy} \cdot e_y = 332.113 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento resultante
$R_{t2} := 1.1 \cdot \frac{2 \cdot M_y}{a} = 730.6 \cdot \text{kN}$	Força relativa ao binário de M_y
$A_{st2} := \frac{R_{t2}}{f_{yd}} = 16.805 \cdot \text{cm}^2$	Armadura para força transversal de equilíbrio. Concentrar essa parcela em 6 barras $\phi 20\text{mm}$ com ancoragem nas faces superior e inferior da viga.

- (1) Os valores informados pelo programa VPRO (Figura 2-16b) inclui as perdas de encunhamento, atrito e encurtamento elástico que correspondem a aproximadamente 17 % da força de protensão inicial. Como a verificação deste item é relacionada a operação de inicial de protensão, essas perdas são removidas.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 191 de 447


2.6.10 ELS – DEF (deformações excessivas)

A flecha máxima na estrutura é obtida pela soma dos deslocamentos aferidos em cada etapa construtiva da OAE. A **Tabela 2-44** resume os parâmetros afetos à obtenção da flecha máxima. Como a estrutura atende ao ELS-F, os deslocamentos, computados pelo programa VPRO, são obtidos a partir da inércia da seção bruta e do módulo de elasticidade secante correspondente à idade da etapa construtiva.

Tabela 2-44 – PCP-15 – Verificação da Flecha. Deslocamento máximo

PCP-15 Verificação ao ELS-DEF	
$f_{pro} := -2.12\text{cm}$	Flecha devido à protensão ($I=0,014\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=26\text{GPa}$)
$f_{pp} := 0.57\text{cm}$	Flecha devido ao peso próprio (G0), obtida no ato da protensão ($I=0,014\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=26\text{GPa}$)
$f_{laje} := .92\text{cm}$	Flecha devido ao peso da laje (G1), obtida no ato da montagem da estrutura ($I=0,014\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=27\text{GPa}$)
$f_{NJ} := .11\text{cm}$	Flecha devido ao peso da barreira NJ (G2), obtida no após consolidação das lajes pré-moldadas ($I=0,055\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=29\text{GPa}$)
$f_q := 0.3 \cdot 1.05\text{cm} = 0.315 \cdot \text{cm}$	Flecha devido à carga móvel (combinação quase permanente com $I=0,055\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=29\text{GPa}$)
$\phi := 2.68$	Coeficiente de fluência
$f := (f_{pp} + f_{laje} + f_{NJ}) \cdot (1 + \phi) + f_{pro} + f_q = 4.083 \cdot \text{cm}$	Flecha final. OK!

Como a flecha máxima é inferior à 6 cm ($L/250$, Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014), conclui-se que a estrutura atende satisfatoriamente ao ELS-DEF.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 192 de 447

2.6.11 ELU – Fadiga da Armadura de Flexão


A verificação ao estado-limite último à fadiga é feita a partir das tensões calculadas no Estádio I, tendo em vista o nível de protensão adotado no projeto. Calcula-se apenas o acréscimo das tensões devido à carga móvel (combinação frequente) considerando a inércia bruta da seção consolidada (viga e laje), pois a relação entre tensão e momento é linear para o caso analisado. A **Tabela 2-45** lista os cálculos pertinentes à verificação.

Tabela 2-45 – PCP-15 – Verificação da Fadiga para Flexão

Verificação da fadiga para flexão	
$\Delta M_{cf} := .5 \cdot 1656.23 \text{ kN} \cdot \text{m} = 828.115 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento devido à carga móvel
$E_{cs} := 29 \text{ GPa} \quad E_s := 210 \text{ GPa} \quad E_p := 200 \text{ GPa}$	Módulos de elasticidade
$y_i := 88 \text{ cm}$	Altura do C.G. da seção bruta
$d_{s'} := 5 \text{ cm} \quad d_{p'} := 11.2 \text{ cm}$	Alturas dos C.G.s das armaduras
$\Delta \varepsilon_s := \frac{\Delta M_{cf} \cdot (y_i - d_{s'})}{E_{cs} \cdot I_c} = 2.03 \times 10^{-4}$	Variação da deformação específica na armadura passiva.
$\Delta \varepsilon_p := \frac{\Delta M_{cf} \cdot (y_i - d_{p'})}{E_{cs} \cdot I_c} = 1.878 \times 10^{-4}$	Variação da deformação específica na armadura ativa.
$A_p := 17.85 \text{ cm}^2$	Área de aço de protensão.
$\phi_p := 1.6 \cdot \sqrt{A_p} = 67.599 \cdot \text{mm}$	Diâmetro equivalente do feixe
$\phi_s := 16 \text{ mm}$	Diâmetro da armadura passiva
$A_s := 7 \cdot A_{\phi_s} = 14.074 \cdot \text{cm}^2$	Área de aço passiva
$\xi := 0.4$	Relação entre as resistências de aderência
$\eta_s := \frac{1 + \frac{A_p}{A_s}}{1 + \frac{A_p}{A_s} \cdot \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}} = 1.632$	Fator de correção da diferença de aderência entre os aços conforme item 23.5.3 da NBR 6118:2014.
$\Delta \sigma_s := \eta_s \cdot E_s \cdot \Delta \varepsilon_s = 69.539 \cdot \text{MPa}$	< 190 MPa OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 193 de 447

$\Delta \sigma_p := \eta_s \cdot E_p \cdot \Delta \varepsilon_p = 61.28 \cdot \text{MPa}$	< 110 MPa OK!
---	---------------

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 194 de 447

2.6.12 ELU – Fadiga da Armadura de Cisalhamento

A fadiga ao cisalhamento é verificada conforme item 23.5 da norma ABNT NBR 6118:2014 e segue as recomendações do livro “Pontes de Concreto Armado” (Marchetti, 2008). A **Tabela 2-46** apresenta a verificação das seções críticas de dimensionamento. Considerou-se a armadura de ligação no cômputo da armadura transversal total, pois estas ancoram ao longo de toda a altura da viga. As tensões devido ao momento torçor são omitidas, pois não apresentam magnitude significativa à verificação.

Tabela 2-46 – PCP-15 – Verificação da Fadiga para o Cisalhamento

Seção S1	
$V_{sd_{cfmax}} := 61.41\text{kN} + 103.13\text{kN} + 29\text{kN} + .5 \cdot 474.48\text{kN} - V_{pd} = 186.23 \cdot \text{kN}$	Cortante máximo na combinação frequente (ver Tabela 2-31).
$V_{sd_{cfmin}} := 61.41\text{kN} + 103.13\text{kN} + 29\text{kN} - V_{pd} = -51.01 \cdot \text{kN}$	Cortante mínimo na combinação frequente (ver Tabela 2-31).
$A_{sw} := 7\text{cm}^2 \quad A_{swi} := 9.84\text{cm}^2$	Arm. devido ao cortante e de interface, respectivamente.
$\sigma_{swmax} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmax}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmax}} > .5 \cdot V_c \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} = 0 \cdot \text{MPa}$	Tensão máxima na armadura vertical.
$\sigma_{swmin} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmin}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmin}} > .5 \cdot V_c \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} = 0 \cdot \text{MPa}$	Tensão mínima na armadura vertical.
$\Delta \sigma_{sw} := \sigma_{swmax} - \sigma_{swmin} = 0 \cdot \text{MPa}$	< 85 MPa OK!

Seção S2

$$V_{sd_{cfmax}} := 53.22\text{kN} + 89.39\text{kN} + 37.7\text{kN} + .5 \cdot 433.18\text{kN} - V_{pd} = 200.27 \cdot \text{kN}$$

Cortante máximo na combinação frequente (ver **Tabela 2-31**).

$$V_{sd_{cfmin}} := 53.22\text{kN} + 89.39\text{kN} + 37.7\text{kN} - .5 \cdot 10.3\text{kN} - V_{pd} = -21.47 \cdot \text{kN}$$

Cortante mínimo na combinação frequente (ver **Tabela 2-31**).

$$A_{sw} := 17.22\text{cm}^2 \quad A_{swi} := 9.84\text{cm}^2$$

Arm. devido ao cortante e de interface, respectivamente.

$$\sigma_{swmax} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmax}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmax}} > .5 \cdot V_c = 48.9 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$


Tensão máxima na armadura vertical

$$\sigma_{swmin} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmin}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmin}} > .5 \cdot V_c = 0 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$


Tensão mínima na armadura vertical

$$\Delta \sigma_{sw} := \sigma_{swmax} - \sigma_{swmin} = 48.9 \cdot \text{MPa}$$

< 85 MPa **OK!**

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 196 de 447

Seção S3		
$V_{sd_{cfmax}} := 45.03\text{kN} + 75.62\text{kN} + 31.9\text{kN} + .5 \cdot 392.92\text{kN} - V_{pd} = 199.15 \cdot \text{kN}$	Cortante máximo na combinação frequente (ver Tabela 2-31).	
$V_{sd_{cfmin}} := 45.03\text{kN} + 75.62\text{kN} + 31.9\text{kN} - .5 \cdot 25.75\text{kN} - V_{pd} = -10.185 \cdot \text{kN}$	Cortante mínimo na combinação frequente (ver Tabela 2-31).	
$A_{sw} := 15.6\text{cm}^2 \quad A_{swi} := 9.84\text{cm}^2$	Arm. devido ao cortante e de interface, respectivamente.	
$\sigma_{swmax} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmax}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmax}} > .5 \cdot V_c = 49.23 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$	Tensão máxima na armadura vertical	
$\sigma_{swmin} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmin}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmin}} > .5 \cdot V_c = 0 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$	Tensão mínima na armadura vertical	
$\Delta \sigma_{sw} := \sigma_{swmax} - \sigma_{swmin} = 49.23 \cdot \text{MPa}$	< 85 MPa OK!	

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 197 de 447

2.6.13 Estabilidade Lateral da Viga Pré-moldada

O cálculo da estabilidade lateral da viga pré-moldada é necessário para que se garanta a integridade estrutural da viga no processo de manuseio e montagem no canteiro de obras. Utiliza-se a teoria estabelecida no livro *Theory of Elastic Stability* (Timoshenko, 1961) página 267. Simplifica-se a seção transversal por retângulos equivalentes, conforme é ilustrado na **Figura 2-17**.

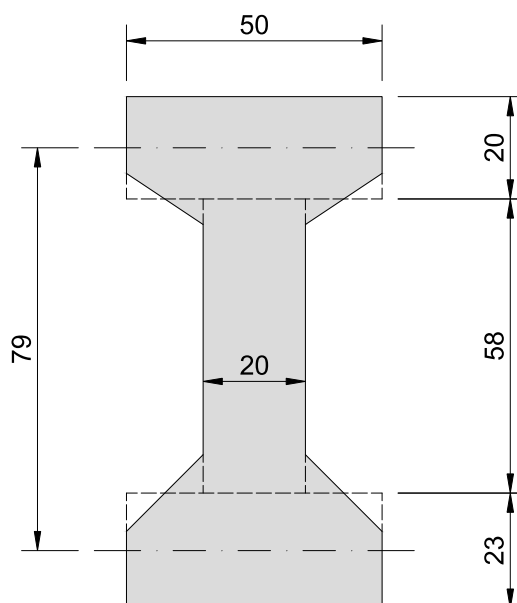



Figura 2-17 – PCP-15 – Seção simplificada para o cálculo da estabilidade lateral

A **Tabela 2-47** resume os cálculos de verificação quanto à estabilidade lateral. Considera-se o processo de içamento e a condição de construção em que a viga pré-moldada recebe as cargas das lajes pré-moldadas.

Tabela 2-47 – PCP-15 – Verificação da Estabilidade Lateral

Dados de Entrada	
$t_1 := 20\text{cm}$ $b_1 := 50\text{cm}$	Dimensões da mesa superior
$t_2 := 23\text{cm}$ $b_2 := 50\text{cm}$	Dimensões da mesa inferior
$t_w := 20\text{cm}$ $h := 79\text{cm}$	Dimensões da alma
$E_{CS} := 27\text{GPa}$	Módulo de elasticidade longitudinal de trabalho

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 198 de 447

Dados de Entrada	
$G_c := \frac{E_{cs}}{2.4} = 11.25 \cdot \text{GPa}$	Módulo de elasticidade transversal
$L := 15\text{m}$	Vão da OAE.
$\beta_a := 1.4$	Coeficiente de amplificação dinâmica (NBR 9062:2017)
$q_{pp} := 8.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Peso próprio da viga pré-moldada (G0)
$q_{pré} := 13.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Peso próprio da laje pré-moldada (G1)
$q_{NJ} := 5.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Peso próprio da barreira tipo New Jersey (G2)
$q_{sc} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{L_t}{2} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Sobrecarga de trabalho
$\gamma_g := 1.25 \quad \gamma_q := 1.3$	Coeficientes de ponderação do caso de construção

Resultados

$$e := \frac{t_1 \cdot b_1^3 \cdot h}{t_1 \cdot b_1^3 + t_2 \cdot b_2^3} = 36.7 \cdot \text{cm}$$

Centro de cisalhamento

$$I_y := \frac{t_1 \cdot b_1^3}{12} + \frac{t_2 \cdot b_2^3}{12} + \frac{\left(h - \frac{t_1}{2} - \frac{t_2}{2}\right) \cdot t_w^3}{12} = 0.0049 \cdot \text{m}^4$$

Momento de Inércia mínimo

$$J := \frac{1}{3} \cdot \left[t_1^3 \cdot b_1 + t_2^3 \cdot b_2 + t_w^3 \cdot \left(h - \frac{t_1}{2} - \frac{t_2}{2}\right) \right] = 0.0049 \cdot \text{m}^4$$

Constante de torção

$$C_w := \frac{h^2 \cdot t_1 \cdot t_2 \cdot b_1^3 \cdot b_2^3}{12 \cdot (t_1 \cdot b_1^3 + t_2 \cdot b_2^3)} = 6.95 \times 10^{-4} \cdot \text{m}^6$$

Constante de empenamento

$$C := G_c \cdot J = 5.506 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Rigidez à torção

$$C_1 := E_{cs} \cdot C_w = 1.878 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^4$$

Rigidez ao empenamento

$$\gamma_4 := 26.7$$

Constante tabela. Tabela 6-6 do livro *Theory of Elastic Stability* (Timoshenko, 1961)

$$q_{cr} := \gamma_4 \cdot \frac{\sqrt{E_{cs} \cdot I_y \cdot C}}{L^3} = 673 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga distribuída crítica


$$q_{sd} := \gamma_g \cdot (\beta_a \cdot q_{pp} + q_{pré} + q_{NJ}) + \gamma_q \cdot q_{sc} = 45.288 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga distribuída de cálculo

$$FS := \frac{q_{cr}}{q_{sd}} = 15$$

Fator de segurança

Conclui-se que a viga atende, com folga, os quesitos de estabilidade.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 200 de 447

2.6.14 Verificação do Aparelho de Apoio

A verificação do aparelho de apoio é apresentada na **Tabela 2-48**.

Tabela 2-48 – PCA-15 – Verificação do Aparelho de Apoio

Dados de Entrada	
$G := 1\text{MPa}$	Módulo de deformação transversal
$E_b := 2000\text{MPa}$	Módulo volumétrico
$f_{yk} := 210\text{MPa}$	Tensão de escoamento das chapas de aço
$L := 15\text{m}$	Comprimento da OAE
$t_s := 3\text{mm}$	Espessura da chapa de aço
$t_j := 8\text{mm}$	Espessura da camada de elastômero
$c_v := 2.5\text{mm}$	Cobrimento vertical
$c_h := 4\text{mm}$	Cobrimento Horizontal
$a := 20\text{cm}$	Largura total na direção longitudinal
$b := 35\text{cm}$	Largura total na direção transversal
$n := 3$	Número de camadas de elastômero
$\Delta T := 45$	Gradiente de temperatura, em graus Celsius
$\alpha := 10^{-5}$	Coeficiente de dilatação térmica da estrutura
$N_{gk} := 212\text{kN}$	Carga permanente característica
$N_{qk} := 474.48\text{kN}$	Carga móvel característica
$H_{ak} := 40.4\text{kN}$	Força horizontal de frenagem, por apoio, na direção “a”
$H_{bk} := 22.4\text{kN}$	Força horizontal de vento, por apoio, na direção “b”
$\alpha_{ag} := .00346 \cdot f_1 = 0.0093$	Rotação permanente na direção “a” considerando coeficientes de fluência e fissuração do concreto.
$\alpha_{ak} := .00213$	Rotação acidental na direção “a”.

Resultados

$$a' := a - 2 \cdot c_h = 19.2 \cdot \text{cm}$$

Largura da chapa de aço na direção “a”

$$b' := b - 2 \cdot c_h = 39.2 \cdot \text{cm}$$

Largura da chapa de aço na direção “b”

$$T := n \cdot t_i + (n + 1) \cdot t_s + 2 \cdot c_v = 41 \cdot \text{mm}$$

Espessura total do aparelho de apoio

$$T_e := n \cdot t_i + 2 \cdot c_v = 29 \cdot \text{mm}$$

Espessura de elastômero total

$$u_{ta} := \frac{L \cdot \alpha \cdot \Delta T}{2} = 3.375 \cdot \text{mm}$$

Deslocamento na direção “a” devido ao gradiente de temperatura

$$u_{qa} := \frac{H_{ak} \cdot T_e}{2 \cdot G \cdot a \cdot b} = 8.369 \cdot \text{mm}$$

Deslocamento devido à carga horizontal na direção “a”.

$$u_{qb} := \frac{H_{bk} \cdot T_e}{2 \cdot G \cdot a \cdot b} = 4.64 \cdot \text{mm}$$

Deslocamento devido à carga horizontal na direção “b”.

Verificação da tensão de compressão

$$\sigma_m := \frac{N_{gk} + N_{qk}}{(a' - u_{ta} - u_{qa}) \cdot (b' - u_{qb})} = 11.289 \cdot \text{MPa}$$

< 12,5 MPa OK!

Verificação da deformação de cisalhamento

$$A_r := a' \cdot b' \cdot \left(1 - \frac{u_{ta} + u_{qa}}{a'} - \frac{u_{qb}}{b'} \right) = 607.568 \cdot \text{cm}^2$$

Área reduzida

$$S := \frac{a' \cdot b'}{2 \cdot t_i \cdot (a' + b')} = 7.685$$

Fator de forma para a camada t_i

$$u_{ab} := \sqrt{(u_{qa} + u_{ta})^2 + u_{qb}^2} = 12.627 \cdot \text{mm}$$

Soma vetorial dos deslocamentos horizontais.

$$\varepsilon_c := 1.5 \cdot \frac{N_{gk} + 1.5 \cdot N_{qk}}{A_r \cdot S \cdot G} = 2.967$$

Deformação por cisalhamento devido à compressão

$$\varepsilon_h := \frac{u_{ab}}{T_e} = 0.435$$

Deformação por cisalhamento devido à carga horizontal.
< 0,7 OK!

$$\varepsilon_a := \frac{a'^2 \cdot (\alpha_{ag} + 1.5 \cdot \alpha_{ak})}{2 \cdot t_i \cdot (n \cdot t_i)} = 1.197$$

Deformação por cisalhamento devido à rotação

$$\varepsilon_a + \varepsilon_c + \varepsilon_h = 4.6$$

Deformação por cisalhamento total
< 5 OK!

Espessura mínima da chapa de aço

$$t_{\min} := 1.3 \cdot \frac{(N_{gk} + 1.5N_{qk}) \cdot (t_i + t_i)}{A_r \cdot f_{yk}} = 1.506 \cdot \text{mm}$$

 $< t_s$ OK!

Verificação da estabilidade à rotação

$$v_{\min} := \frac{a' \cdot (\alpha_{ag} + 1.5 \cdot \alpha_{ak})}{3} = 0.798 \cdot \text{mm}$$

Deflexão mínima devido à rotação

$$\Sigma v_t := \frac{(N_{gk} + N_{qk}) \cdot n \cdot t_i}{a' \cdot b'} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) = 0.975 \cdot \text{mm}$$

Deflexão total de compressão
 $> v_{\min}$ OK!

Verificação da estabilidade ao deslizamento

$$\sigma_{\min} := \frac{N_{gk}}{A_r} = 3.5 \cdot \text{MPa}$$

 $> 2 \text{ MPa}$ OK! (NBR 9062:2017 item 7.2.1.6.22 alínea “b”)

$$\mu_e := .1 + \frac{6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{\sigma_{\min}} = 0.269$$

Coeficiente de atrito

$$H_{ab} := \sqrt{H_{ak}^2 + H_{bk}^2} = 46.194 \cdot \text{kN}$$

Soma vetorial das forças horizontais

$$\mu_e \cdot (N_{gk} + N_{qk}) = 184.408 \cdot \text{kN}$$

Força de atrito resistente
 $> H_{ab}$ OK!

$$T_{\min} := \frac{G \cdot (a \cdot b) \cdot 2 \cdot (u_{ta} + u_{qa})}{6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_r + 0.1 \cdot (N_{gk} + N_{qk})} = 15.748 \cdot \text{mm}$$

Espessura mínima de elastômero para evitar deslizamento.

 $< n t_i = 24 \text{ mm}$ OK!


Verificação da flambagem do aparelho de apoio

$$\frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot T_e} = 33.922 \cdot \text{MPa}$$

Tensão crítica

$$\frac{(N_{gk} + 1.5 \cdot N_{qk})}{A_r} = 15.204 \cdot \text{MPa}$$

Tensão atuante. Menor que tensão crítica
OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 203 de 447

2.7 MÓDULO PCP-20 - DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS

2.7.1 Esforços Solicitantes

Os esforços solicitantes são apresentados para as seções transversais indicadas na **Figura 2-18**, onde é representado o traçado da cablagem de protensão.

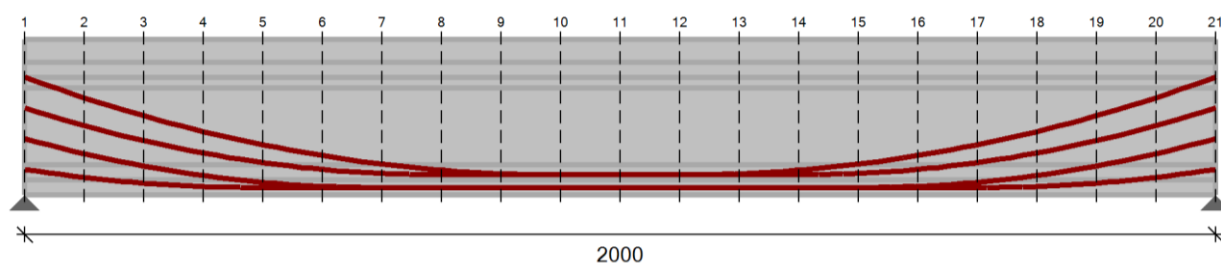


Figura 2-18 – PCP-20 – Seções de Cálculo

As tabelas a seguir listam os esforços internos da longarina mais solicitada a cada metro no sentido longitudinal da OAE. Para o esforço torçor, as solicitações permanentes são agrupadas, visto que esta verificação só é pertinente para a configuração final da estrutura em serviço. Os esforços decorrentes das cargas móveis já estão majorados pelos coeficientes de impacto.

Tabela 2-49 – PCP-20 – Momento Fletor


Seção	x (m)	M _{G0} (kN.m)	M _{G1} (kN.m)	M _{G2} (kN.m)	M _{Qmax} (kN.m)
S1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S2	1,00	102,12	130,62	55,10	478,09
S3	2,00	193,50	247,50	104,40	891,03
S4	3,00	274,13	350,62	147,90	1250,60
S5	4,00	344,00	440,00	185,60	1558,59
S6	5,00	403,13	515,63	217,50	1815,01
S7	6,00	451,50	577,50	243,60	2019,86
S8	7,00	489,13	625,63	263,90	2187,95
S9	8,00	516,00	660,00	278,40	2316,87
S10	9,00	532,13	680,63	287,10	2394,22
S11	10,00	537,50	687,50	290,00	2420,01
S12	11,00	532,13	680,63	287,10	2394,22
S13	12,00	516,00	660,00	278,40	2316,87
S14	13,00	489,13	625,63	263,90	2187,94
S15	14,00	451,50	577,50	243,60	2019,86
S16	15,00	403,13	515,63	217,50	1815,00
S17	16,00	344,00	440,00	185,60	1558,58
S18	17,00	274,13	350,63	147,90	1250,59
S19	18,00	193,50	247,50	104,40	891,03
S20	19,00	102,13	130,63	55,10	478,08
S21	20,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 2-50 – PCP-20 – Esforço Cortante

Seção	x (m)	V _{G0} (kN.m)	V _{G1} (kN.m)	V _{G2} (kN.m)	V _{Qmin} (kN.m)	V _{Qmax} (kN.m)
S1	0,00	107,50	137,50	58,00	0,00	512,28
S2	1,00	96,75	123,75	52,20	-7,58	478,08
S3	2,00	86,00	110,00	46,40	-18,94	444,66
S4	3,00	75,25	96,25	40,60	-34,09	411,99
S5	4,00	64,50	82,50	34,80	-56,82	380,09
S6	5,00	53,75	68,75	29,00	-79,64	348,96
S7	6,00	43,00	55,00	23,20	-103,13	318,58
S8	7,00	32,25	41,25	17,40	-127,39	288,98
S9	8,00	21,50	27,50	11,60	-152,41	260,13
S10	9,00	10,75	13,75	5,80	-178,19	232,06
S11	10,00	0,00	0,00	0,00	-204,74	204,74
S12	11,00	-10,75	-13,75	-5,80	-232,06	178,19
S13	12,00	-21,50	-27,50	-11,60	-260,14	152,41
S14	13,00	-32,25	-41,25	-17,40	-288,98	127,39
S15	14,00	-43,00	-55,00	-23,20	-318,58	103,13
S16	15,00	-53,75	-68,75	-29,00	-348,96	79,64
S17	16,00	-64,50	-82,50	-34,80	-380,09	56,82
S18	17,00	-75,25	-96,25	-40,60	-411,99	34,09
S19	18,00	-86,00	-110,00	-46,40	-444,66	18,94
S20	19,00	-96,75	-123,75	-52,20	-478,08	7,58
S21	20,00	107,50	-137,50	-58,00	-512,28	0,00

Tabela 2-51 – PCP-20 – Momento Torção

Seção	x (m)	T _G (kN.m)	T _{Q,max} (kN.m)	T _{Q,min} (kN.m)
S1	0,00	-4,95	-4,82	-11,00
S2	1,00	-4,86	-4,79	-10,80
S3	2,00	-3,65	-2,22	-10,62
S4	3,00	-2,71	0,00	-10,20
S5	4,00	-2,04	1,91	-9,60
S6	5,00	-1,54	2,07	-8,81
S7	6,00	-1,14	1,71	-7,88
S8	7,00	-0,81	1,31	-6,83
S9	8,00	-0,53	0,99	-5,70
S10	9,00	-0,28	1,62	-4,53
S11	10,00	-0,05	2,75	-3,35
S12	11,00	0,17	4,53	-1,62
S13	12,00	0,41	5,70	-0,99
S14	13,00	0,67	6,83	-1,31
S15	14,00	0,97	7,88	-1,71
S16	15,00	1,33	8,81	-2,07
S17	16,00	1,78	9,60	-1,91
S18	17,00	2,35	10,20	0,00
S19	18,00	3,13	10,62	2,22
S20	19,00	4,24	10,80	4,79
S21	20,00	4,95	11,00	4,82

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 206 de 447

2.7.2 ELU - Armadura Longitudinal

A **Tabela 2-52** mostra o dimensionamento da armadura longitudinal de flexão para cada seção de cálculo. A armadura corresponde à área de aço passivo complementar necessária ao equilíbrio da seção no ELU. Nota-se que a armadura adotada se refere à armadura mínima conforme Item 17.3.5.2.1 da ABNT NBR 6118:2014. Prevê-se a armadura de tração no apoio conforme item 18.3.2.4 da ABNT NBR 6118:2014.


Tabela 2-52 – PCP-20 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal

Seção	x (m)	d (cm)	Msd (kN.m)	As,cal (cm²)	As,min (cm²)	Armadura adotada
S1	0,00	147,00	0,01	0	16,072	8 ϕ 16mm
S2	1,00	147,00	1105,73	0	16,072	8 ϕ 16mm
S3	2,00	147,00	2072,84	0	16,072	8 ϕ 16mm
S4	3,00	147,00	2918,97	0	16,072	8 ϕ 16mm
S5	4,00	147,00	3646,84	0	16,072	8 ϕ 16mm
S6	5,00	147,00	4256,45	0	16,072	8 ϕ 16mm
S7	6,00	147,00	4747,80	0,158	16,072	8 ϕ 16mm
S8	7,00	147,00	5143,10	5,613	16,072	8 ϕ 16mm
S9	8,00	147,00	5438,75	9,985	16,072	8 ϕ 16mm
S10	9,00	147,00	5616,13	12,754	16,072	8 ϕ 16mm
S11	10,00	147,00	5675,26	13,738	16,072	8 ϕ 16mm
S12	11,00	147,00	5616,13	12,754	16,072	8 ϕ 16mm
S13	12,00	147,00	5438,75	9,985	16,072	8 ϕ 16mm
S14	13,00	147,00	5143,10	5,613	16,072	8 ϕ 16mm
S15	14,00	147,00	4747,80	0,158	16,072	8 ϕ 16mm
S16	15,00	147,00	4256,45	0	16,072	8 ϕ 16mm
S17	16,00	147,00	3646,84	0	16,072	8 ϕ 16mm
S18	17,00	147,00	2918,97	0	16,072	8 ϕ 16mm
S19	18,00	147,00	2072,84	0	16,072	8 ϕ 16mm
S20	19,00	147,00	1105,73	0	16,072	8 ϕ 16mm
S21	20,00	147,00	0,01	0	16,072	8 ϕ 16mm

A **Tabela 2-53** resume o cálculo da armadura para equilibrar as tensões de tração correspondente ao ELU do ato da protensão conforme item 17.2.4.3.2, alínea “c”, da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 2-53 – PCP-20 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal no ELU-ATO

Seção	x (m)	$\gamma_p P_0$ (kN)	$\gamma_p M_0$ (kN)	M_{G0} (kN)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	R_{td} (kN)	A_s (cm ²)	Armadura adotada
S1	0,00	3367,42	192,87	0,00	-6,41	-9,29	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S2	100,00	3394,36	-313,03	102,13	-9,45	-6,29	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S3	200,00	3414,88	-740,62	193,50	-11,97	-3,79	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S4	300,00	3432,46	-1087,07	274,13	-13,97	-1,82	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S5	400,00	3449,95	-1351,27	344,00	-15,44	-0,38	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S6	500,00	3464,75	-1540,08	403,12	-16,43	0,57	7,40	0,30	4 ϕ 10mm
S7	600,00	3481,90	-1665,19	451,50	-17,03	1,11	26,49	1,06	4 ϕ 10mm
S8	700,00	3496,54	-1734,49	489,12	-17,30	1,32	36,30	1,45	4 ϕ 10mm
S9	800,00	3507,58	-1770,62	516,00	-17,40	1,36	38,52	1,54	4 ϕ 10mm
S10	900,00	3519,34	-1786,69	532,12	-17,42	1,33	36,96	1,48	4 ϕ 10mm
S11	1000,00	3526,93	-1790,55	537,50	-17,43	1,30	35,41	1,42	4 ϕ 10mm
S12	1100,00	3519,34	-1786,69	532,12	-17,42	1,33	36,96	1,48	4 ϕ 10mm
S13	1200,00	3507,58	-1770,62	516,00	-17,40	1,36	38,52	1,54	4 ϕ 10mm
S14	1300,00	3496,54	-1734,49	489,12	-17,30	1,32	36,30	1,45	4 ϕ 10mm
S15	1400,00	3481,90	-1665,19	451,50	-17,03	1,11	26,49	1,06	4 ϕ 10mm
S16	1500,00	3464,75	-1540,08	403,12	-16,43	0,57	7,40	0,30	4 ϕ 10mm
S17	1600,00	3449,95	-1351,27	344,00	-15,44	-0,38	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S18	1700,00	3432,46	-1087,07	274,12	-13,97	-1,82	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S19	1800,00	3414,88	-740,62	193,50	-11,97	-3,79	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S20	1900,00	3394,36	-313,03	102,12	-9,45	-6,29	0,00	0,00	4 ϕ 10mm
S21	2000,00	3367,42	192,87	0,00	-6,41	-9,29	0,00	0,00	4 ϕ 10mm

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 208 de 447

2.7.3 ELU Armadura Transversal

A **Tabela 2-54** mostra o dimensionamento ao esforço torçor para as seções de cálculo considerando a seção da viga pré-moldada, em consonância com o esquema do modelo numérico adotado.

Tabela 2-54 – PCP-20 – Dimensionamento da Armadura Transversal – Torção

Seção	x (m)	b _{w,eq} (cm)	h (cm)	T _{Sd} (kN.m)	A _e (cm ²)	u _e (cm)	h _e (cm)	T _{Rd2} (kN.m)	A ₉₀ (cm ²)	A _s (cm ²)	T _{Sd} /T _{Rd2}
S1	0,00	60,00	130,00	-23,18	4321,00	297,90	20,53	953,54	0,62	1,84	0,02
S2	1,00	20,00	130,00	-22,76	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,90	5,05	0,18
S3	2,00	20,00	130,00	-20,86	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,75	4,63	0,16
S4	3,00	20,00	130,00	-18,96	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,59	4,20	0,15
S5	4,00	20,00	130,00	-17,15	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,43	3,80	0,13
S6	5,00	20,00	130,00	-15,29	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,28	3,39	0,12
S7	6,00	20,00	130,00	-13,36	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,12	2,96	0,10
S8	7,00	20,00	130,00	-11,34	1375,00	265,33	8,67	128,12	0,95	2,52	0,09
S9	8,00	20,00	130,00	-9,27	1375,00	265,33	8,67	128,12	0,76	2,06	0,07
S10	9,00	20,00	130,00	-7,17	1375,00	265,33	8,67	128,12	0,60	1,59	0,06
S11	10,00	20,00	130,00	-5,09	1375,00	265,33	8,67	128,12	0,43	1,13	0,04
S12	11,00	20,00	130,00	7,02	1375,00	265,33	8,67	128,12	0,60	1,59	0,05
S13	12,00	20,00	130,00	9,10	1375,00	265,33	8,67	128,12	0,76	2,06	0,07
S14	13,00	20,00	130,00	11,15	1375,00	265,33	8,67	128,12	0,95	2,52	0,09
S15	14,00	20,00	130,00	13,13	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,12	2,96	0,10
S16	15,00	20,00	130,00	15,01	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,28	3,39	0,12
S17	16,00	20,00	130,00	16,80	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,43	3,80	0,13
S18	17,00	20,00	130,00	18,47	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,59	4,20	0,14
S19	18,00	20,00	130,00	20,16	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,75	4,63	0,16
S20	19,00	20,00	130,00	21,92	1375,00	265,33	8,67	128,12	1,90	5,05	0,17
S21	20,00	60,00	130,00	23,18	4321,00	297,90	20,53	953,54	0,62	1,84	0,02

A **Tabela 2-55** apresenta o dimensionamento à força cortante para cada seção de cálculo, já considerando a soma das armaduras verticais de cisalhamento e torção, sendo que a armadura de torção da **Tabela 2-54** é para uma perna do estribo. A protensão é considerada no dimensionamento tanto na parcela V_c quanto a componente vertical no sentido contrário ao cortante (V_p). A armadura longitudinal de torção será distribuída ao longo do perímetro da seção transversal juntamente com armadura de pele.



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 209 de 447

Tabela 2-55 – PCP-20 – Dimensionamento da Armadura Transversal - Cortante

Seção	x (m)	b _{w,min} (cm)	d (cm)	V _{Sd} (kN)	V _{Pd} (kN)	V _{Rd2} (kN)	V _c (kN)	A _{sw, cal} (cm ² /m)	A _{g0} (cm ² /m)	A _{sw,total}	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}}$	As adotado
S1	0	57,5	147	1177,47	-345,09	4906,6	1031,4	0	0,62	1,24	0,26	φ10 c/ 15
S2	1	17,5	147	1085,27	-288,96	1493,3	176,44	10,78	1,90	14,58	0,90	φ10 c/ 10
S3	2	17,5	147	994,22	-233,52	1493,3	185,46	10	1,75	13,50	0,83	φ10 c/ 10
S4	3	17,5	147	904,32	-179,7	1493,3	194,59	9,21	1,59	12,39	0,75	φ10 c/ 12,5
S5	4	17,5	147	815,57	-127,62	1493,3	203,87	8,42	1,43	11,28	0,68	φ10 c/ 12,5
S6	5	17,5	147	727,96	-88,05	1493,3	216,03	7,37	1,28	9,93	0,61	φ10 c/ 15
S7	6	15	147	641,5	-49,14	1280	174,07	7,27	1,12	9,51	0,61	φ10 c/ 15
S8	7	15	147	556,18	-23,81	1280	189,25	5,96	0,95	7,86	0,52	φ10 c/ 15
S9	8	15	147	472,01	-11,93	1280	207,55	4,39	0,76	5,91	0,44	φ8 c/ 15
S10	9	15	147	388,99	0	1280	225,55	2,84	0,60	4,04	0,36	φ8 c/ 15
S11	10	15	147	307,12	0	1280	246,3	1,06	0,43	1,92	0,28	φ8 c/ 15
S12	11	15	147	-388,99	0	1280	225,55	2,84	0,60	4,04	0,36	φ8 c/ 15
S13	12	15	147	-472,01	11,93	1280	207,55	4,39	0,76	5,91	0,44	φ8 c/ 15
S14	13	15	147	-556,18	23,81	1280	189,25	5,96	0,95	7,86	0,52	φ10 c/ 15
S15	14	15	147	-641,5	49,14	1280	174,07	7,27	1,12	9,51	0,60	φ10 c/ 15
S16	15	17,5	147	-727,96	88,05	1493,3	216,03	7,37	1,28	9,93	0,60	φ10 c/ 15
S17	16	17,5	147	-815,57	127,62	1493,3	203,87	8,42	1,43	11,28	0,68	φ10 c/ 12,5
S18	17	17,5	147	-904,32	179,7	1493,3	194,59	9,21	1,59	12,39	0,75	φ10 c/ 12,5
S19	18	17,5	147	-994,22	233,52	1493,3	185,46	10	1,75	13,50	0,82	φ10 c/ 10
S20	19	17,5	147	-1085,3	288,96	1493,3	176,44	10,78	1,90	14,58	0,90	φ10 c/ 10
S21	20	57,5	147	-1177,5	345,09	4906,6	1031,4	0	0,62	1,24	0,26	φ10 c/ 15

A armadura de interface é calculada para que se garanta o comportamento monolítico entre a laje e as longarinas. Verifica-se dois casos de solicitações (Araújo, 2002), a saber, a tensão cisalhante na interface obtida a partir do esforço cortante e a tensão normal de cálculo no ELU. Utiliza-se a formulação da ABNT NBR 9062:2017, Item 6.3.3, para a definição da tensão cisalhante resistente na interface. A **Tabela 2-56** mostra a marcha de dimensionamento da armadura de interface.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 210 de 447

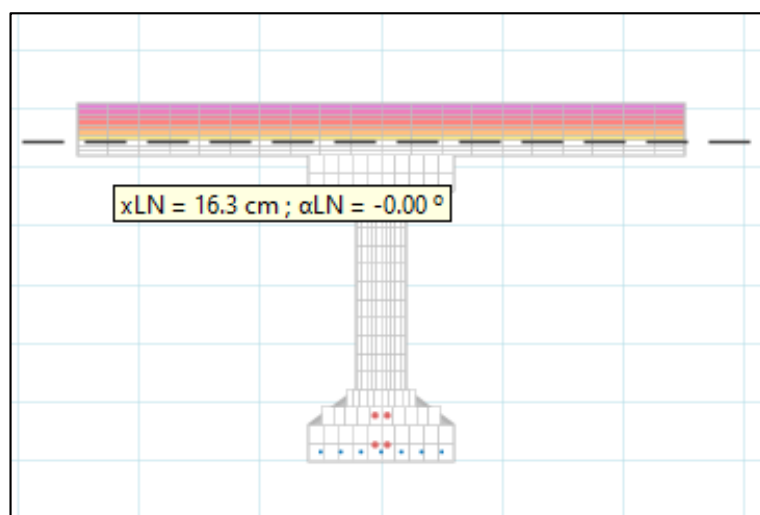


Figura 2-19 – Linha Neutra na Seção Transversal no ELU

Considera-se, a favor da segurança, o valor constante das tensões do ELU no meio do vão. A **Figura 2-19** mostra a profundidade da linha neutra calculada no programa SECC.

Tabela 2-56 – PCP-20 – Dimensionamento da Armadura de Interface

Dados de Entrada	
$n := 34$	Número de nichos de cisalhamento ao longo da viga
$L_T := 30\text{cm}$ $L_L := 25\text{cm}$	Dimensões em planta (longitudinal e transversal) dos nichos
$b_{ef} := 250\text{cm}$	Largura da mesa colaborante
$x_d := 16.3\text{cm}$	Profundidade da L.N. na seção de momento máximo
$f_{ck} := 35\text{MPa}$	Resistência à compressão do concreto
$f_{yk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento característica do aço
$n_\phi := 4$	Número de barras na interface por nicho
$\phi := 12.5\text{mm}$	Bitola da armadura de interface
$f_{ctd} := \frac{f_{fctkinf}}{1.4} = 1.605 \cdot \text{MPa}$	Tensão de tração de cálculo do concreto
$d := 147\text{cm}$	Altura útil da seção composta

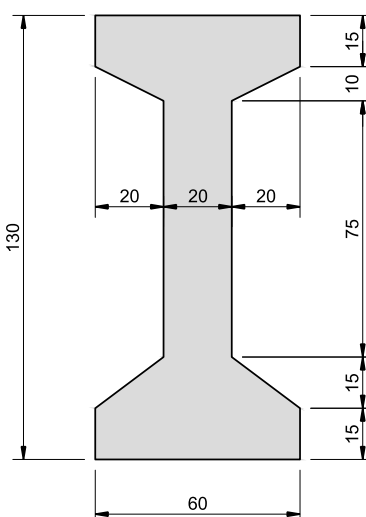
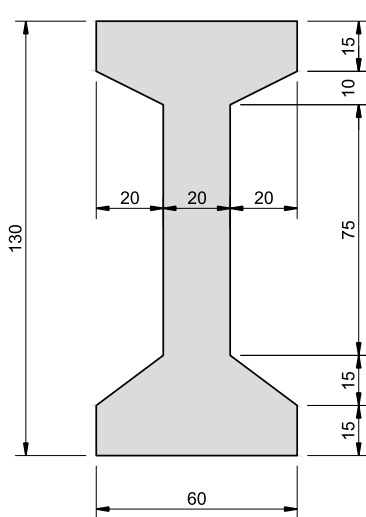
Resultados

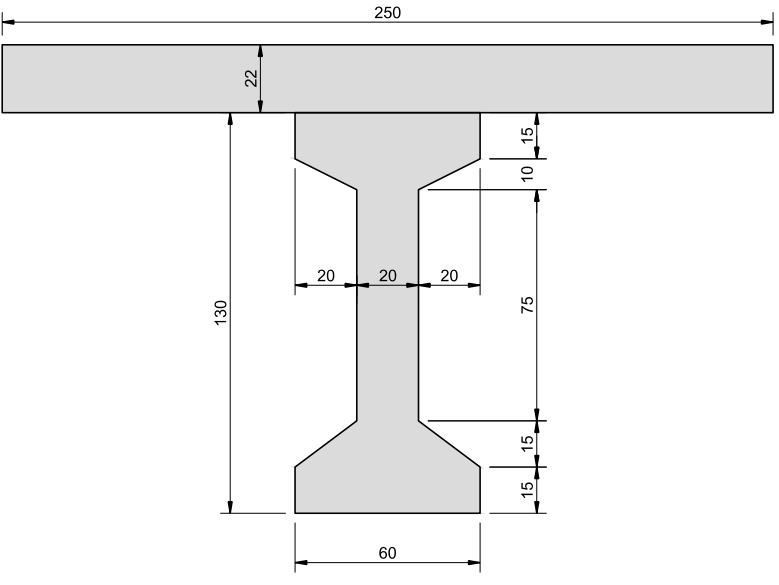
$A_n := L_T \cdot L_L = 750 \text{ cm}^2$	Área em planta do nicho de cisalhamento
$\rho_s := \frac{n_\phi \cdot A_\phi}{A_n} = 0.00654$	Taxa geométrica de aço na interface
$\beta_s := 0.9 \quad \beta_c := 0.6$	Coeficientes de redução do aço e concreto, respectivamente
$\tau_{Rd} := \beta_s \cdot f_{yd} \cdot \rho_s + \beta_c \cdot f_{ctd} = 3.524 \cdot \text{MPa}$	Tensão cisalhante resistente de cálculo na interface
$F_{Rd} := n \cdot A_n \cdot \tau_{Rd} = 8986.4 \cdot \text{kN}$	Força cisalhante resistente de cálculo na interface
$F_{Sd} := .68 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot x_d = 6927.5 \cdot \text{kN}$	Força cisalhante solicitante de cálculo em relação às tensões normais no ELU
$FS_1 := \frac{F_{Rd}}{F_{Sd}} = 1.297$	Fator de segurança para a verificação em relação às tensões normais no ELU. OK!
$V_{Sd} := \frac{(1177.47 + 1085.27) \text{ kN}}{2} = 1131.37 \cdot \text{kN}$	Esforço cortante médio no primeiro metro da longarina
$\tau_{Sd} := \frac{V_{Sd}}{0.9 \cdot L_T \cdot d} = 2.851 \cdot \text{MPa}$	Tensão cisalhante na interface a partir do esforço cortante
$FS_2 := \frac{\tau_{Rd}}{\tau_{Sd}} = 1.236$	Fator de segurança para a verificação em relação ao esforço cortante. OK!


2.7.4 Protensão

A protensão adotada para o módulo PCP-10 consiste em três cabos munidos, cada um, com 6 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro aço CP-190 RB. Adota-se protensão bilateral, ou seja, ancoragem ativa em ambos os lados. A **Figura 2-18** mostra a vista em elevação da longarina com a representação do traçado dos cabos. As verificações associadas à protensão limitada são feitas a partir das tensões no Estádio I, conforme item 17.3.4 da ABNT NBR 6118:2014, e as inércias consideradas nos respectivos carregamentos são descritas na **Tabela 2-57**.

Tabela 2-57 – Etapas de Cálculo das Tensões e Respectivas Inércias

Etapa	Inércia Considerada	Carregamentos Introduzidos
1) Ato da Protensão	 Viga pré-moldada isolada (ver Tabela 2-5)	<ul style="list-style-type: none">• Peso próprio da viga pré-moldada• Protensão
2) Montagem das lajes pré-moldadas em campo	 Viga pré-moldada isolada (ver Tabela 2-5)	<ul style="list-style-type: none">• Peso próprio das lajes pré-moldadas

Etapa	Inércia Considerada	Carregamentos Introduzidos
3) Configuração final em serviço	 <p>Vigas e lajes trabalhando em conjunto (ver Tabela 2-5)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso próprio da barreira NJ • Carregamento móvel

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 214 de 447

2.7.5 Perdas de Protensão

A **Tabela 2-58** apresenta as perdas de protensão para cada seção de cálculo da estrutura. São especificadas as perdas imediatas e progressivas, assim como a força normal e momento de protensão.

Tabela 2-58 – PCP-20 – Perdas de Protensão

Seção	x (m)	P _i (kN)	P ₀₁ (kN)	P ₀₂ (kN)	P ₀ (kN)	P _{inf} (kN)	MP ₀ (kN.m)	MP _{inf} (kN.m)	ΔP ₀ (%)	ΔP _{inf} (%)
S1	0,00	3336,00	3336,00	2847,53	2806,18	2372,29	160,73	135,88	15,88	28,89
S2	1,00	3336,00	3312,82	2870,72	2828,63	2342,90	-260,86	-216,07	15,21	29,77
S3	2,00	3336,00	3289,79	2893,74	2845,73	2309,16	-617,19	-500,82	14,70	30,78
S4	3,00	3336,00	3266,93	2916,60	2860,38	2278,84	-905,89	-721,71	14,26	31,69
S5	4,00	3336,00	3244,23	2939,30	2874,96	2257,31	-1126,06	-884,14	13,82	32,33
S6	5,00	3336,00	3225,32	2958,21	2887,29	2243,83	-1283,40	-997,38	13,45	32,74
S7	6,00	3336,00	3206,55	2976,99	2901,59	2240,62	-1387,65	-1071,55	13,02	32,84
S8	7,00	3336,00	3192,13	2991,40	2913,78	2243,62	-1445,41	-1112,97	12,66	32,75
S9	8,00	3336,00	3182,02	3001,51	2922,98	2248,42	-1475,52	-1135,00	12,38	32,60
S10	9,00	3336,00	3171,95	3011,58	2932,79	2255,53	-1488,91	-1145,08	12,09	32,39
S11	10,00	3336,00	3165,61	3017,92	2939,11	2260,48	-1492,12	-1147,60	11,90	32,24
S12	11,00	3336,00	3171,95	3011,58	2932,79	2255,53	-1488,91	-1145,08	12,09	32,39
S13	12,00	3336,00	3182,02	3001,51	2922,98	2248,42	-1475,52	-1135,00	12,38	32,60
S14	13,00	3336,00	3192,13	2991,40	2913,78	2243,62	-1445,41	-1112,97	12,66	32,75
S15	14,00	3336,00	3206,55	2976,99	2901,59	2240,62	-1387,65	-1071,55	13,02	32,84
S16	15,00	3336,00	3225,32	2958,21	2887,29	2243,83	-1283,40	-997,38	13,45	32,74
S17	16,00	3336,00	3244,23	2939,30	2874,96	2257,31	-1126,06	-884,14	13,82	32,33
S18	17,00	3336,00	3266,93	2916,60	2860,38	2278,84	-905,89	-721,71	14,26	31,69
S19	18,00	3336,00	3289,79	2893,74	2845,73	2309,16	-617,19	-500,82	14,70	30,78
S20	19,00	3336,00	3312,82	2870,72	2828,63	2342,90	-260,86	-216,07	15,21	29,77
S21	20,00	3336,00	3336,00	2847,53	2806,18	2372,29	160,73	135,88	15,88	28,89

Legenda:

P_i – força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de protensão;

P₀₁ – força na armadura de protensão descontada à perda por atrito;

P₀₂ – força na armadura de protensão descontadas às perdas por atrito e encunhamento;

P₀ – força na armadura de protensão após as perdas imediatas (atrito + encunhamento + encurtamento elástico);

P_{inf} –:força na armadura de protensão após todas as perdas (perdas imediatas + retração + fluência + relaxação);

MP₀ –:Momento de protensão correspondente à força P₀;

MP_{inf} – Momento de protensão correspondente à força P_{inf};

ΔP₀ – Perdas imediatas (atrito+ encunhamento + encurtamento elástico);

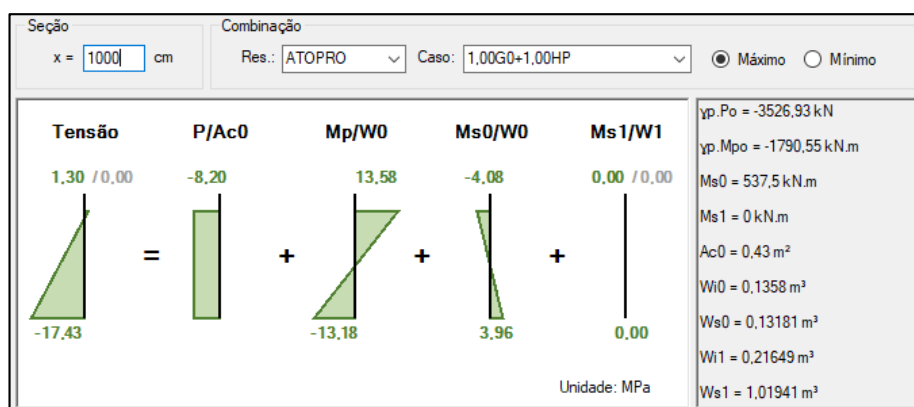
ΔP_{inf} – Perdas totais (perdas imediatas + retração + fluência + relaxação).


2.7.6 Estado-Limite Último no Ato da Protensão

A verificação do estado-limite último no ato da protensão segue o procedimento simplificado disposto no item 17.2.4.3.2 na ABNT NBR 6118:2014. A **Tabela 2-59** resume as tensões máximas e mínimas obtidas para cada seção de cálculo. O ato da protensão só deverá ser executado após a resistência do concreto for igual ou maior que 27 MPa. A **Figura 2-20** mostra o perfil de tensões normais para o ato da protensão na seção locada no meio do vão.

Tabela 2-59 – PCP-20 Ato da Protensão ($-18,9 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,24 \text{ MPa}$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
S1	0,00	-9,29	-6,41
S2	1,00	-9,45	-6,29
S3	2,00	-11,97	-3,79
S4	3,00	-13,97	-1,82
S5	4,00	-15,44	-0,38
S6	5,00	-16,43	0,57
S7	6,00	-17,03	1,11
S8	7,00	-17,30	1,32
S9	8,00	-17,40	1,36
S10	9,00	-17,42	1,33
S11	10,00	-17,43	1,30
S12	11,00	-17,42	1,33
S13	12,00	-17,40	1,36
S14	13,00	-17,30	1,32
S15	14,00	-17,03	1,11
S16	15,00	-16,43	0,57
S17	16,00	-15,44	-0,38
S18	17,00	-13,97	-1,82
S19	18,00	-11,97	-3,79
S20	19,00	-9,45	-6,29
S21	20,00	-9,29	-6,41

**Figura 2-20 – Perfil de tensões no meio do vão para o ato da protensão**

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 216 de 447

2.7.7 Estado-Limite de Descompressão (ELS-D)

Conforme o item 3.2.5, o estado-limite de descompressão se configura pela ausência de tração na seção transversal sendo que em um ou mais pontos a tensão se anula. A **Tabela 2-60** mostra as tensões máximas e mínimas para a combinação quase permanente para cada seção de cálculo. A **Figura 2-21** mostra o perfil de tensões normais no meio do vão para a verificação ao estado-limite de descompressão.

Tabela 2-60 – PCP-20 Estado-Limite de Descompressão ($\sigma_c \leq 0$)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
S1	0,00	-6,55	-4,52
S2	1,00	-5,77	-4,41
S3	2,00	-5,33	-4,09
S4	3,00	-5,33	-3,60
S5	4,00	-5,13	-2,97
S6	5,00	-5,37	-2,28
S7	6,00	-5,72	-1,60
S8	7,00	-6,13	-0,95
S9	8,00	-6,49	-0,43
S10	9,00	-6,75	-0,10
S11	10,00	-6,84	0,01
S12	11,00	-6,75	-0,10
S13	12,00	-6,49	-0,43
S14	13,00	-6,13	-0,95
S15	14,00	-5,72	-1,60
S16	15,00	-5,37	-2,28
S17	16,00	-5,13	-2,97
S18	17,00	-5,33	-3,60
S19	18,00	-5,33	-4,09
S20	19,00	-5,77	-4,41
S21	20,00	-6,55	-4,52

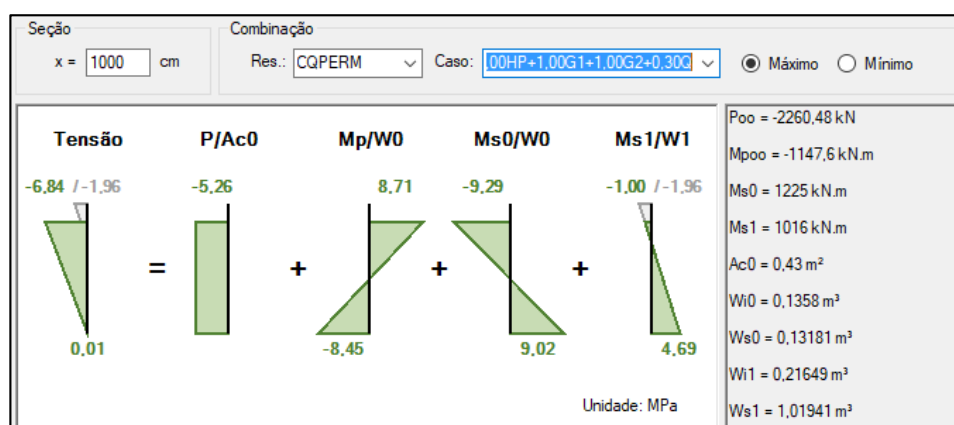



Figura 2-21 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação quase permanente

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 217 de 447

2.7.8 Estado-Limite de Formação de Fissura (ELS-F)

O estado-limite de formação de fissuras é aquele em que se inicia a formação de fissuras na peça de concreto armado. Admite-se uma tensão de tração máxima igual a resistência do concreto à tração na flexão. A **Figura 2-22** mostra o perfil de tensões normais no meio do vão para a verificação ao estado-limite de formação de fissuras.

Tabela 2-61 – PCP-20 Estado-Limite de Formação de Fissura ($\sigma_c \leq 2,7$ MPa)

Seção	X (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
S1	0,00	-6,55	-4,52
S2	1,00	-5,86	-3,97
S3	2,00	-5,46	-3,27
S4	3,00	-5,33	-2,44
S5	4,00	-5,44	-1,53
S6	5,00	-5,73	-0,60
S7	6,00	-6,12	0,27
S8	7,00	-6,56	1,07
S9	8,00	-6,95	1,71
S10	9,00	-7,21	2,11
S11	10,00	-7,32	2,24
S12	11,00	-7,21	2,11
S13	12,00	-6,95	1,71
S14	13,00	-6,56	1,07
S15	14,00	-6,12	0,27
S16	15,00	-5,73	-0,60
S17	16,00	-5,44	-1,53
S18	17,00	-5,33	-2,44
S19	18,00	-5,46	-3,27
S20	19,00	-5,86	-3,97
S21	20,00	-6,55	-4,52

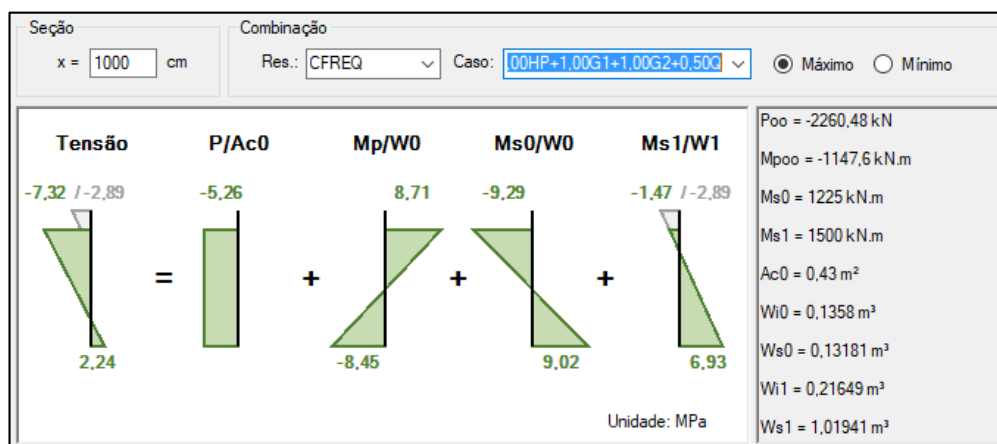

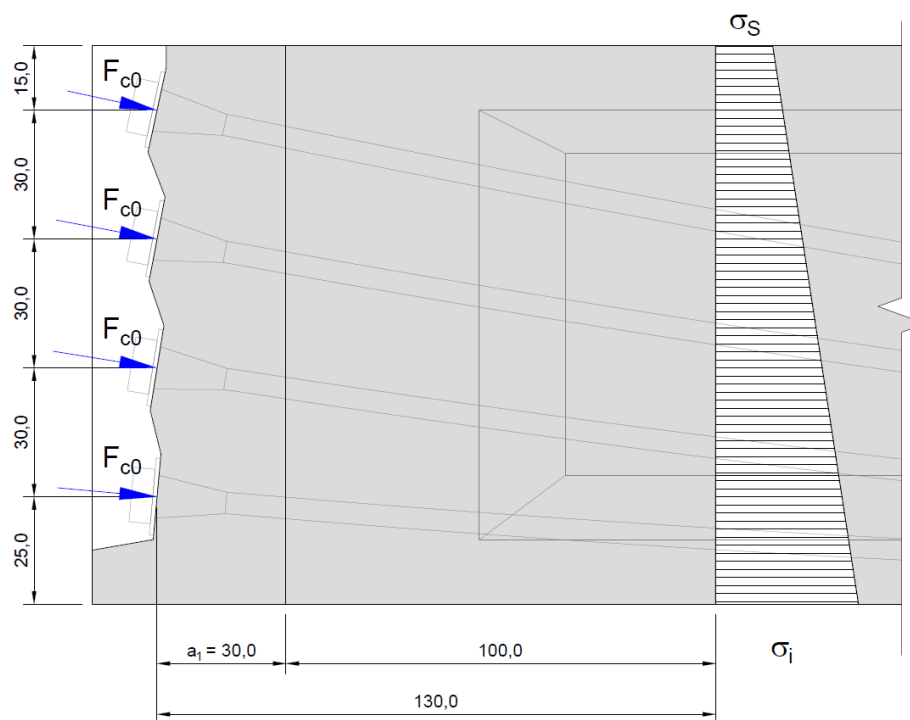


Figura 2-22 – Perfil de tensões no meio do vão para a combinação frequente

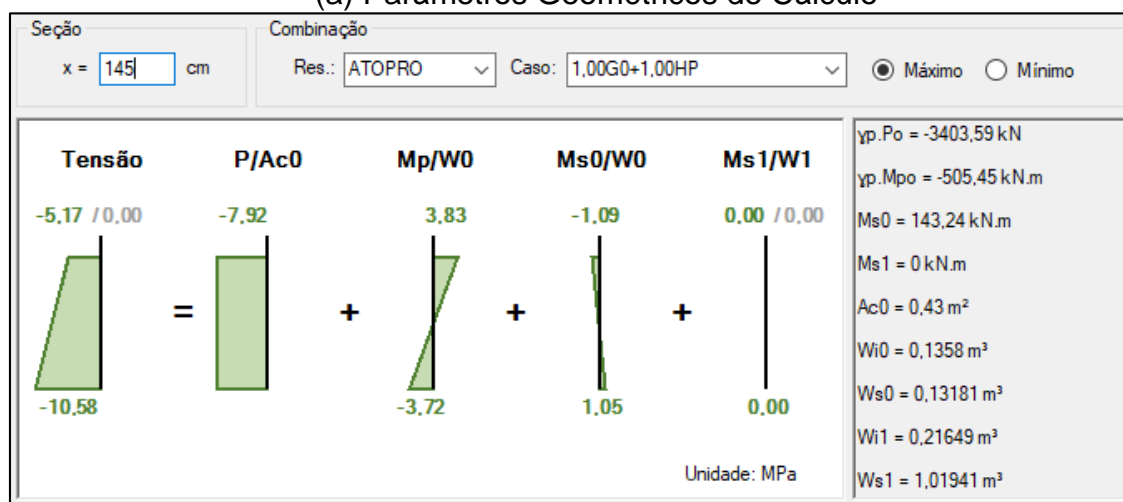
	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 218 de 447

2.7.9 Verificação da Introdução da Força de Protensão

A região de introdução das forças de protensão, nas extremidades das longarinas, resulta no surgimento de esforços de fendilhamento e flexão que precisam ser devidamente equilibrados por armadura distribuída na zona de regularização de tensões. O dimensionamento destas armaduras segue o disposto no Capítulo 7 do livro “Técnica de Armar as Estruturas de Concreto” (Fusco, 2013), conforme parâmetros ilustrados na **Figura 2-23** a seguir.




(a) Parâmetros Geométricos de Cálculo



(b) Perfil de Tensões no fim da zona de regularização de tensões (ATO)


Figura 2-23 – PCP-20 - Parâmetros de Cálculo da Zona de Regularização

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 219 de 447

A **Tabela 2-62** mostra as verificações pertinentes.


Tabela 2-62 – PCP-20 – Dimensionamento da Zona de Regularização de Tensões

Dados preliminares	
$\gamma_p := 1.2$	Fator de majoração
$f_{yd} := \frac{500}{1.15} \text{ MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$a := 130 \text{ cm}$	Altura da longarina pré-moldada
$b := 35.83 \text{ cm}$	Largura da seção retangular equivalente à seção “I” (mesma área) no fim da zona de regularização
Força de fissuração superficial (cabo nº 4, caso crítico)	
$d_1 := 115 \text{ cm}$	Distância vertical da ancoragem até a borda mais próxima
$d_2 := 15 \text{ cm}$	Distância vertical da ancoragem até a borda mais distante
$F_{c0} := \gamma_p \cdot 834 \text{ kN} = 1.001 \times 10^3 \cdot \text{kN}$	Força de protensão inicial
$R_{t0} := \left[0.04 + 0.2 \cdot \frac{(d_1 - d_2)^3}{(d_1 + d_2)^3} \right] \cdot F_{c0} = 131.138 \cdot \text{kN}$	Resultante máxima na superfície da ancoragem, devido à maior excentricidade do cabo nº 2.
$A_{st0} := \frac{R_{t0}}{f_{yd}} = 3.016 \cdot \text{cm}^2$	Armadura. Adotar 6 pernas de $\phi 10 \text{ mm}$ em uma camada contígua à placa de ancoragem.
Força de fendilhamento dos blocos de ancoragem (cabo nº 1 = 2 = 3)	
$F_{c0} := \gamma_p \cdot 834 \text{ kN} = 1000.8 \cdot \text{kN}$	Força de protensão inicial
$a_0 := 18 \text{ cm}$	Largura da chapa de ancoragem
$R_{t1} := 0.3 \cdot \left(1 - \frac{a_0}{a} \right) \cdot F_{c0} = 258.668 \cdot \text{kN}$	Resultante de fendilhamento de bloco parcialmente carregado
$A_{st1} := \frac{R_{t1}}{f_{yd}} = 5.949 \cdot \text{cm}^2$	Armadura contra fendilhamento. Adotar cinco camadas com quatro pernas de $\phi 6,3 \text{ mm}$ cada.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 220 de 447

Força transversal de equilíbrio	
$\sigma_s := \frac{5.17\text{MPa}}{(1 - .16)} = 6.155 \cdot \text{MPa}$	Tensão na fibra superior no final da zona de regularização na fase inicial da protensão. ⁽¹⁾
$\sigma_i := \frac{10.58\text{MPa}}{(1 - .16)} = 12.595 \cdot \text{MPa}$	Tensão na fibra inferior no final da zona de regularização na fase inicial da protensão. ⁽¹⁾
$d_1 := 25\text{cm} \quad d_2 := 55\text{cm} \quad d_3 := 85\text{cm} \quad d_4 := 115\text{cm}$	Distâncias dos cabos até o fundo da viga na seção de ancoragem
$F_{c0} := \gamma_p \cdot 834\text{kN} = 1000.8 \cdot \text{kN}$	Força de protensão inicial
$R_{cy} := \frac{b \cdot a}{2} \cdot (\sigma_s + \sigma_i) = 4366.8 \cdot \text{kN}$	Resultante no final da zona de regularização
$e_y := a - \frac{a}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_i + \sigma_s}{\sigma_s + \sigma_i} \right) = 57.6 \cdot \text{cm}$	Braço de R_{cy} , em relação ao fundo da viga.
$M_y := F_{c0} \cdot (d_1 + d_2 + d_3 + d_4) - R_{cy} \cdot e_y = 288.822 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento resultante
$R_{t2} := 1.1 \cdot \frac{2 \cdot M_y}{a} = 488.8 \cdot \text{kN}$	Força relativa ao binário de M_y
$A_{st2} := \frac{R_{t2}}{f_{yd}} = 11.242 \cdot \text{cm}^2$	Armadura para força transversal de equilíbrio. Concentrar essa parcela em 4 barras $\phi 20\text{mm}$ com ancoragem nas faces superior e inferior da viga.

- (2) Os valores informados pelo programa VPRO (Figura 2-23b) inclui as perdas de encunhamento, atrito e encurtamento elástico que correspondem a aproximadamente 16% da força de protensão inicial. Como a verificação deste item é relacionada a operação de inicial de protensão, essas perdas são removidas.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 221 de 447


2.7.10 ELS – DEF (deformações excessivas)

A flecha máxima na estrutura é obtida pela soma dos deslocamentos aferidos em cada etapa construtiva da OAE. A **Tabela 2-63** resume os parâmetros afetos à obtenção da flecha máxima. Como a estrutura atende ao ELS-F, os deslocamentos, computados pelo programa VPRO, são obtidos a partir da inércia da seção bruta e do módulo de elasticidade secante correspondente à idade da etapa construtiva.

Tabela 2-63 – PCP-20 – Verificação da Flecha

PCP-15 Verificação ao ELS-DEF	
$f_{pro} := -2.92\text{cm}$	Flecha devido à protensão ($I=0,014\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=26\text{GPa}$)
$f_{pp} := .99\text{cm}$	Flecha devido ao peso próprio (G0), obtida no ato da protensão ($I=0,014\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=26\text{GPa}$)
$f_{laje} := 1.22\text{cm}$	Flecha devido ao peso da laje (G1), obtida no ato da montagem da estrutura ($I=0,014\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=27\text{GPa}$)
$f_{NJ} := .18\text{cm}$	Flecha devido ao peso da barreira NJ (G2), obtida no após consolidação das lajes pré-moldadas ($I=0,055\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=29\text{GPa}$)
$f_q := 0.3 \cdot 1.35\text{cm} = 0.405 \cdot \text{cm}$	Flecha devido à carga móvel (combinação quase permanente com $I=0,055\text{m}^4$ e $E_{cs,j}=29\text{GPa}$)
$\phi := 2.68$	Coeficiente de fluência
$f := (f_{pp} + f_{laje} + f_{NJ}) \cdot (1 + \phi) + f_{pro} + f_q = 6.28 \cdot \text{cm}$	Flecha final. OK!

Como a flecha máxima é inferior à 8 cm ($L/250$, Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014), conclui-se que a estrutura atende satisfatoriamente ao ELS-DEF.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 222 de 447

2.7.11 ELU – Fadiga da Armadura de Flexão

A verificação ao estado-limite último à fadiga é feita a partir das tensões calculadas no Estádio I, tendo em vista o nível de protensão adotado no projeto. Calcula-se apenas o acréscimo das tensões devido à carga móvel (combinação frequente) considerando a inércia bruta da seção consolidada (viga e laje), pois a relação entre tensão e momento é linear para o caso analisado. A **Tabela 2-64** lista os cálculos pertinentes à verificação.


Tabela 2-64 – PCP-20 – Verificação da Fadiga para Flexão

Verificação da fadiga a flexão	
$\Delta M_{cf} := .5 \cdot 1656.23 \text{ kN} \cdot \text{m} = 828.115 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento devido à carga móvel
$E_{cs} := 29 \text{ GPa} \quad E_s := 210 \text{ GPa} \quad E_p := 200 \text{ GPa}$	Módulos de elasticidade
$y_i := 107.23 \text{ cm}$	Altura do C.G. da seção bruta
$d_{s'} := 5 \text{ cm} \quad d_{p'} := 13.25 \text{ cm}$	Alturas dos C.G.s das armaduras
$\Delta \varepsilon_s := \frac{\Delta M_{cf} \cdot (y_i - d_{s'})}{E_{cs} \cdot I_c} = 1.838 \times 10^{-4}$	Variação da deformação específica na armadura passiva.
$\Delta \varepsilon_p := \frac{\Delta M_{cf} \cdot (y_i - d_{p'})}{E_{cs} \cdot I_c} = 1.689 \times 10^{-4}$	Variação da deformação específica na armadura ativa.
$A_p := 23.8 \text{ cm}^2$	Área de aço de protensão.
$\phi_p := 1.6 \cdot \sqrt{A_p} = 78.056 \cdot \text{mm}$	Diâmetro equivalente do feixe
$\phi_s := 16 \text{ mm}$	Diâmetro da armadura passiva
$A_s := 7 \cdot A_{\phi_s} = 14.074 \cdot \text{cm}^2$	Área de aço passiva
$\xi := 0.4$	Relação entre as resistências de aderência
$\eta_s := \frac{1 + \frac{A_p}{A_s}}{1 + \frac{A_p}{A_s} \cdot \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}} = 1.813$	Fator de correção da diferença de aderência entre os aços conforme item 23.5.3 da NBR 6118:2014.
$\Delta \sigma_s := \eta_s \cdot E_s \cdot \Delta \varepsilon_s = 69.973 \cdot \text{MPa}$	< 190 MPa OK!



$$\Delta \sigma_p := \eta_s \cdot E_p \cdot \Delta \varepsilon_p = 61.263 \cdot \text{MPa}$$

< 110 MPa OK!


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 224 de 447

2.7.12 ELU – Fadiga da Armadura de Cisalhamento


A fadiga ao cisalhamento é verificada conforme item 23.5 da norma ABNT NBR 6118:2014 e segue as recomendações do livro “Pontes de Concreto Armado” (Marchetti, 2008). A **Tabela 2-65** apresenta a verificação das seções críticas de dimensionamento. Considerou-se a armadura de ligação no cômputo da armadura transversal total, pois estas ancoram ao longo de toda a altura da viga. As tensões devido ao momento torçor são omitidas, pois não apresentam magnitude significativa à verificação.

Tabela 2-65 – PCP-20 – Verificação da Fadiga para o Cisalhamento


Seção S1	
$V_{sd_{cfmax}} := 107.5\text{kN} + 137.5\text{kN} + 58\text{kN} + .5 \cdot 512.28\text{kN} - V_{pd} = 214.14 \cdot \text{kN}$	Cortante máximo na combinação frequente (ver Tabela 2-50).
$V_{sd_{cfmin}} := 107.5\text{kN} + 137.5\text{kN} + 58\text{kN} - V_{pd} = -42 \cdot \text{kN}$	Cortante mínimo na combinação frequente (ver Tabela 2-50).
$A_{sw} := 10.92\text{cm}^2 \quad A_{swi} := 9.84\text{cm}^2$	Arm. devido ao cortante e de interface, respectivamente.
$\sigma_{swmax} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmax}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmax}} > .5 \cdot V_c \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} = 0 \cdot \text{MPa}$	Tensão máxima na armadura vertical.
$\sigma_{swmin} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmin}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmin}} > .5 \cdot V_c \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} = 0 \cdot \text{MPa}$	Tensão mínima na armadura vertical.
$\Delta \sigma_{sw} := \sigma_{swmax} - \sigma_{swmin} = 0 \cdot \text{MPa}$	< 85 MPa OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 225 de 447

Seção S2	
$V_{sd_{cfmax}} := 96.75\text{kN} + 123.75\text{kN} + 52.2\text{kN} + .5 \cdot 478\text{kN} - V_{pd} = 222.7 \cdot \text{kN}$	Cortante máximo na combinação frequente (ver Tabela 2-50).
$V_{sd_{cfmin}} := 96.75\text{kN} + 123.75\text{kN} + 52.2\text{kN} - .5 \cdot 7.6\text{kN} - V_{pd} = -20.1 \cdot \text{kN}$	Cortante mínimo na combinação frequente (ver Tabela 2-50).
$A_{sw} := 17.22\text{cm}^2 \quad A_{swi} := 9.84\text{cm}^2$	Arm. devido ao cortante e de interface, respectivamente.
$\sigma_{swmax} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmax}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmax}} > .5 \cdot V_c = 39.96 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$	Tensão máxima na armadura vertical
$\sigma_{swmin} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmin}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmin}} > .5 \cdot V_c = 0 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$	Tensão mínima na armadura vertical
$\Delta \sigma_{sw} := \sigma_{swmax} - \sigma_{swmin} = 39.96 \cdot \text{MPa}$	< 85 MPa OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 226 de 447

Seção S3	
$V_{sd_{cfmax}} := 86\text{kN} + 110\text{kN} + 46.4\text{kN} + .5 \cdot 444.66\text{kN} - V_{pd} = 231.73 \cdot \text{kN}$	Cortante máximo na combinação frequente (ver Tabela 2-50).
$V_{sd_{cfmin}} := 86\text{kN} + 110\text{kN} + 46.4\text{kN} - .5 \cdot 18.94\text{kN} - V_{pd} = -0.07 \cdot \text{kN}$	Cortante mínimo na combinação frequente (ver Tabela 2-50).
$A_{sw} := 15.6\text{cm}^2 \quad A_{swi} := 9.84\text{cm}^2$	Arm. devido ao cortante e de interface, respectivamente.
$\sigma_{swmax} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmax}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmax}} > .5 \cdot V_c = 41.3 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$	Tensão máxima na armadura vertical
$\sigma_{swmin} := \begin{cases} \frac{V_{sd_{cfmin}} - .5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw} + A_{swi}}{100\text{cm}} \right) \cdot 0.9 \cdot d} & \text{if } V_{sd_{cfmin}} > .5 \cdot V_c = 0 \cdot \text{MPa} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$	Tensão mínima na armadura vertical
$\Delta \sigma_{sw} := \sigma_{swmax} - \sigma_{swmin} = 41.3 \cdot \text{MPa}$	< 85 MPa OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 227 de 447

2.7.13 Estabilidade Lateral da Viga Pré-moldada

O cálculo da estabilidade lateral da viga pré-moldada é necessário para que se garanta a integridade estrutural da viga no processo de manuseio e montagem no canteiro de obras. Utiliza-se a teoria estabelecida no livro *Theory of Elastic Stability* (Timoshenko, 1961) página 267. Simplifica-se a seção transversal por retângulos equivalentes, conforme é ilustrado na **Figura 2-24**.

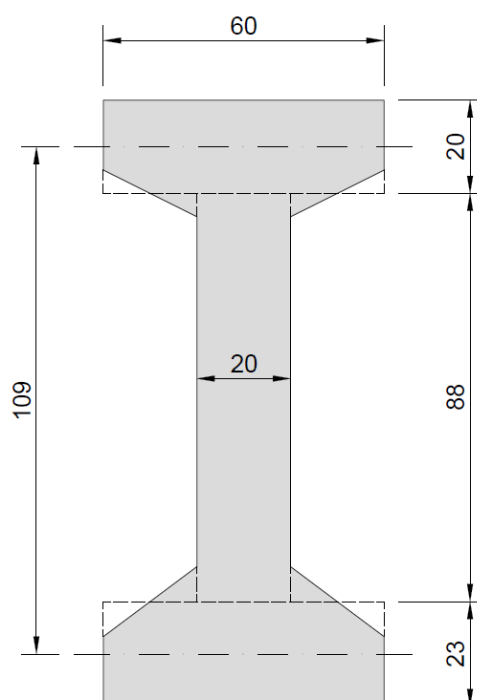


Figura 2-24 – PCP-20 – Seção simplificada para o cálculo da estabilidade lateral

A **Tabela 2-66** resume os cálculos de verificação quanto à estabilidade lateral. Considera-se o processo de içamento e a condição de construção em que a viga pré-moldada recebe as cargas das lajes pré-moldadas.


	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 228 de 447

Tabela 2-66 – PCP-20 – Verificação da Estabilidade Lateral

Dados de Entrada	
$t_1 := 20\text{cm}$ $b_1 := 60\text{cm}$	Dimensões da mesa superior
$t_2 := 23\text{cm}$ $b_2 := 60\text{cm}$	Dimensões da mesa inferior
$t_w := 20\text{cm}$ $h := 109\text{cm}$	Dimensões da alma
$E_{cs} := 27\text{GPa}$	Módulo de elasticidade longitudinal
$G_c := \frac{E_{cs}}{2.4} = 11.25 \cdot \text{GPa}$	Módulo de elasticidade transversal
$L := 20\text{m}$	Vão da OAE.
$\beta_a := 1.4$	Coeficiente de amplificação dinâmica (NBR 9062:2017)
$L_t := 5\text{m}$	Largura do tabuleiro
$q_{pp} := 10.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Peso próprio da viga pré-moldada
$q_{pré} := 13.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Peso próprio da pré-laje
$q_{NJ} := 5.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Peso próprio da barreira New Jersey
$q_{sc} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{L_t}{2} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Sobrecarga de trabalho
$\gamma_g := 1.25$ $\gamma_q := 1.3$	Coeficientes de ponderação do caso de construção

Resultados

$$e := \frac{t_1 \cdot b_1^3 \cdot h}{t_1 \cdot b_1^3 + t_2 \cdot b_2^3} = 50.7 \cdot \text{cm}$$

Centro de cisalhamento

$$I_y := \frac{t_1 \cdot b_1^3}{12} + \frac{t_2 \cdot b_2^3}{12} + \frac{\left(h - \frac{t_1}{2} - \frac{t_2}{2}\right) \cdot t_w^3}{12} = 0.0083 \cdot \text{m}^4$$

Momento de Inércia mínimo

$$J := \frac{1}{3} \cdot \left[t_1^3 \cdot b_1 + t_2^3 \cdot b_2 + t_w^3 \cdot \left(h - \frac{t_1}{2} - \frac{t_2}{2}\right) \right] = 0.0064 \cdot \text{m}^4$$

Constante de torção

$$C_w := \frac{h^2 \cdot t_1 \cdot t_2 \cdot b_1^3 \cdot b_2^3}{12 \cdot (t_1 \cdot b_1^3 + t_2 \cdot b_2^3)} = 2.29 \times 10^{-3} \cdot \text{m}^6$$

Constante de empenamento

$$C := G_c \cdot J = 7.163 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Rigidez à torção

$$C_1 := E_{cs} \cdot C_w = 6.177 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^4$$

Rigidez ao empenamento

$$\gamma_4 := 26.7$$

Constante tabela Tabela 6-6 do livro *Theory of Elastic Stability* (Timoshenko, 1961)

$$q_{cr} := \gamma_4 \cdot \frac{\sqrt{E_{cs} \cdot I_y \cdot C}}{L^3} = 423 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga distribuída crítica


$$q_{sd} := \gamma_g \cdot (\beta_a \cdot q_{pp} + q_{pré} + q_{NJ}) + \gamma_q \cdot q_{sc} = 49.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga distribuída de cálculo

$$FS := \frac{q_{cr}}{q_{sd}} = 9$$

Fator de segurança

Conclui-se que a viga atende, com folga, os quesitos de estabilidade.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 230 de 447

2.7.14 Verificação do Aparelho de Apoio

A verificação do aparelho de apoio é apresentada na **Tabela 2-67**.

Tabela 2-67 – PCP-20 – Verificação do Aparelho de Apoio

Dados de Entrada	
$G := 1\text{MPa}$	Módulo de deformação transversal
$E_b := 2000\text{MPa}$	Módulo volumétrico
$f_{yk} := 210\text{MPa}$	Tensão de escoamento das chapas de aço
$L := 20\text{m}$	Comprimento da OAE
$t_s := 3\text{mm}$	Espessura da chapa de aço
$t_j := 8\text{mm}$	Espessura da camada de elastômero
$c_v := 2.5\text{mm}$	Cobrimento vertical
$c_h := 4\text{mm}$	Cobrimento Horizontal
$a := 25\text{cm}$	Largura total na direção longitudinal
$b := 40\text{cm}$	Largura total na direção transversal
$n := 3$	Número de camadas de elastômero
$\Delta T := 45\text{ }^\circ\text{C}$	Gradiente de temperatura
$\alpha := \frac{10^{-5}}{1\text{ }^\circ\text{C}}$	Coeficiente de dilatação térmica da estrutura
$N_{gk} := 307.25\text{kN}$	Carga permanente característica
$N_{qk} := 512.28\text{kN}$	Carga móvel característica
$H_{ak} := 41.5\text{kN}$	Força horizontal de frenagem, por apoio, na direção “a”
$H_{bk} := 32.6\text{kN}$	Força horizontal de vento, por apoio, na direção “b”
$\alpha_{ag} := .0038 \cdot f_1 = 0.0102$	Rotação permanente na direção “a” considerando coeficientes de fluência. Em radianos.
$\alpha_{ak} := .0021$	Rotação acidental na direção “a”. Em radianos.

Resultados

$$a' := a - 2 \cdot c_h = 0.242 \text{ m}$$

Largura da chapa de aço na direção “a”

$$b' := b - 2 \cdot c_h = 39.2 \cdot \text{cm}$$

Largura da chapa de aço na direção “b”

$$T := n \cdot t_j + (n + 1) \cdot t_s + 2 \cdot c_v = 41 \cdot \text{mm}$$

Espessura total do aparelho de apoio

$$T_e := n \cdot t_j + 2 \cdot c_v = 29 \cdot \text{mm}$$

Espessura de elastômero total

$$u_{ta} := \frac{L \cdot \alpha \cdot \Delta T}{2} = 4.5 \cdot \text{mm}$$

Deslocamento na direção “a” devido ao gradiente de temperatura

$$u_{qa} := \frac{H_{ak} \cdot T_e}{2 \cdot G \cdot a \cdot b} = 6.018 \cdot \text{mm}$$

Deslocamento devido à carga horizontal na direção “a”.

$$u_{qb} := \frac{H_{bk} \cdot T_e}{2 \cdot G \cdot a \cdot b} = 4.727 \cdot \text{mm}$$

Deslocamento devido à carga horizontal na direção “b”.

Verificação da tensão de compressão

$$\sigma_m := \frac{N_{gk} + N_{qk}}{(a' - u_{ta} - u_{qa}) \cdot (b' - u_{qb})} = 9.142 \cdot \text{MPa}$$

< 12,5 MPa OK!

Verificação da deformação de cisalhamento

$$A_r := a' \cdot b' \cdot \left(1 - \frac{u_{ta} + u_{qa}}{a'} - \frac{u_{qb}}{b'} \right) = 895.972 \cdot \text{cm}^2$$

Área reduzida

$$S := \frac{a' \cdot b'}{2 \cdot t_j \cdot (a' + b')} = 9.352$$

Fator de forma para a camada t_j

$$u_{ab} := \sqrt{(u_{qa} + u_{ta})^2 + u_{qb}^2} = 11.531 \cdot \text{mm}$$

Soma vetorial dos deslocamentos horizontais.

$$\varepsilon_c := 1.5 \cdot \frac{N_{gk} + 1.5 \cdot N_{qk}}{A_r \cdot S \cdot G} = 1.926$$

Deformação por cisalhamento devido à compressão

$$\varepsilon_h := \frac{u_{ab}}{T_e} = 0.398$$

Deformação por cisalhamento devido à carga horizontal.
< 0,7 OK!

$$\varepsilon_a := \frac{a'^2 \cdot (\alpha_{ag} + 1.5 \cdot \alpha_{ak})}{2 \cdot t_j \cdot (n \cdot t_j)} = 2.034$$

Deformação por cisalhamento devido à rotação

$$\varepsilon_a + \varepsilon_c + \varepsilon_h = 4.357$$

Deformação por cisalhamento total
< 5 OK!

Espessura mínima da chapa de aço

$$t_{smin} := 1.3 \cdot \frac{(N_{gk} + 1.5N_{qk}) \cdot (t_i + t_j)}{A_r \cdot f_{yk}} = 1.189 \cdot \text{mm}$$

< t_s OK!

Verificação da estabilidade à rotação

$$v_{min} := \frac{a' \cdot (\alpha_{ag} + 1.5 \cdot \alpha_{ak})}{3} = 1.076 \cdot \text{mm}$$

Deflexão mínima devido à rotação

$$\Sigma v_t := \frac{(N_{gk} + N_{qk}) \cdot n \cdot t_i}{a' \cdot b'} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) = 0.578 \cdot \text{mm}$$

Deflexão total de compressão
> v_{min} OK!

Verificação da estabilidade ao deslizamento

$$\sigma_{min} := \frac{N_{gk}}{A_r} = 3.4 \cdot \text{MPa}$$

> 2 MPa OK! (NBR 9062:2017 item 7.2.1.6.22 alínea "b")

$$\mu_e := .1 + \frac{6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{\sigma_{min}} = 0.272$$

Coeficiente de atrito

$$H_{ab} := \sqrt{H_{ak}^2 + H_{bk}^2} = 52.773 \cdot \text{kN}$$

Soma vetorial das forças horizontais

$$\mu_e \cdot (N_{gk} + N_{qk}) = 222.57 \cdot \text{kN}$$

Força de atrito resistente
> H_{ab} OK!

$$T_{min} := \frac{G \cdot (a \cdot b) \cdot 2 \cdot (u_{ta} + u_{qa})}{6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_r + 0.1 \cdot (N_{gk} + N_{qk})} = 15.619 \cdot \text{mm}$$

Espessura mínima de elastômero para evitar deslizamento.

< nt_i = 24 mm OK!

Verificação da flambagem do aparelho de apoio

$$\frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot T_e} = 52.026 \cdot \text{MPa}$$

Tensão crítica

$$\frac{(N_{gk} + 1.5 \cdot N_{qk})}{A_r} = 12.006 \cdot \text{MPa}$$

Tensão atuante. Menor que tensão crítica
OK!

2.8 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS

2.8.1 Carregamentos

Os carregamentos considerados para o dimensionamento das transversinas consistem nas cargas permanentes devido ao peso próprio dos elementos estruturais e da carga móvel constituída pelo TB-450 da ABNT NBR 7188:2013. Os esforços internos são obtidos a partir do modelo numérico detalhado no 2.1.2 deste documento. O peso próprio é calculado automaticamente pelo programa SAP2000. A **Figura 2-25** mostra a aplicação de alguns dos carregamentos móveis no tabuleiro, a título de exemplo. Foram consideradas várias posições do trem-tipo na superfície rodável, utilizando a carga homogeneizada para facilitar a composição das configurações de carregamento.

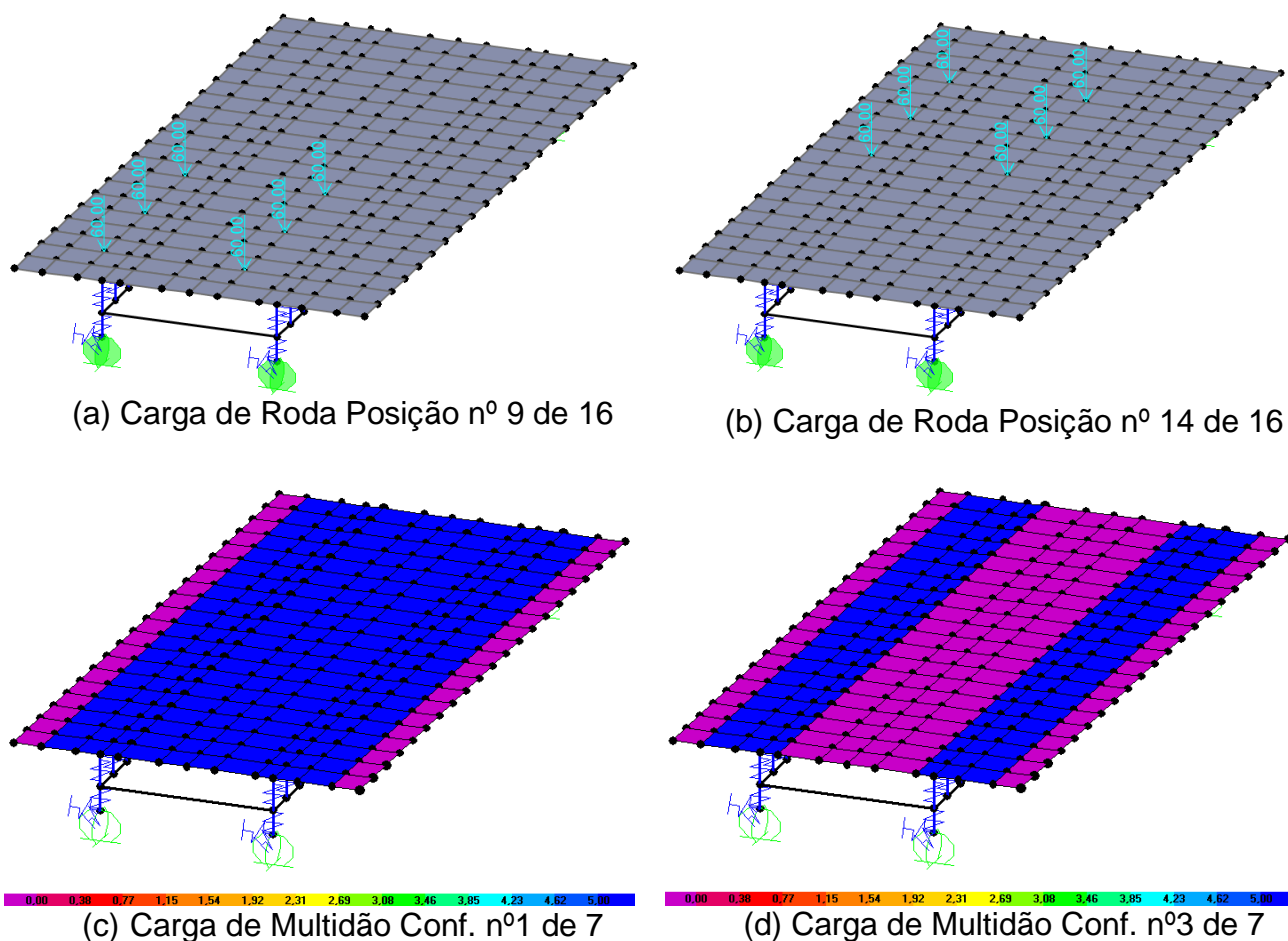
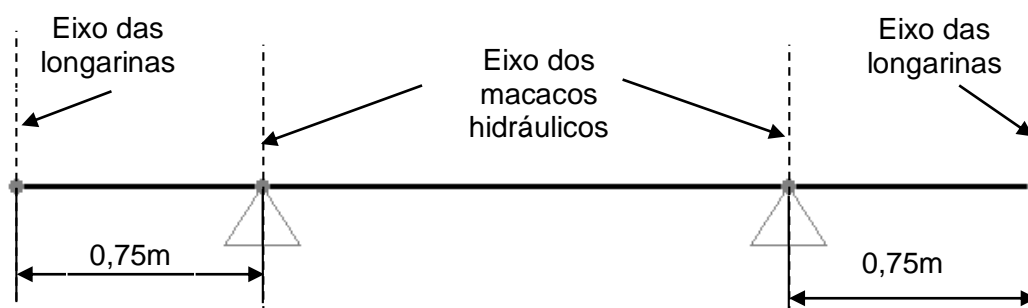


Figura 2-25 – Cargas móveis Devido ao Trem-tipo

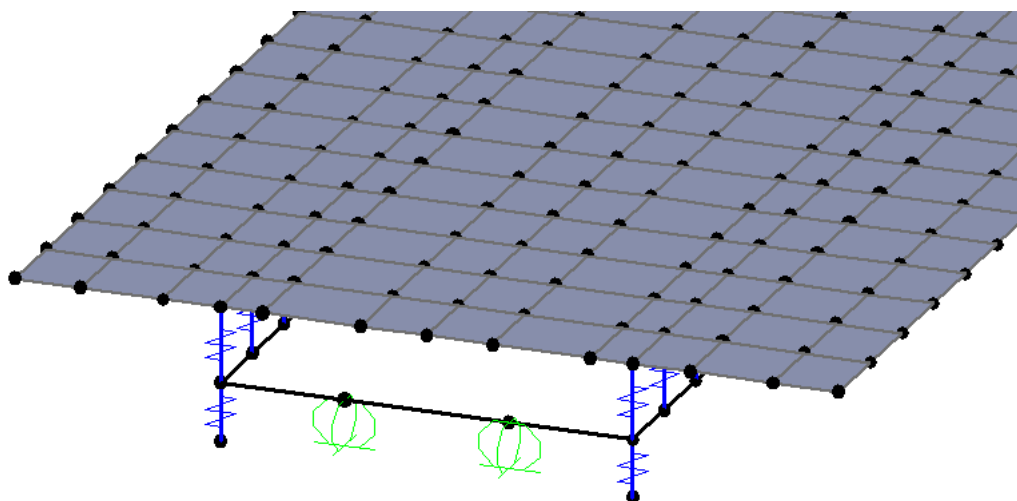
2.8.2 Manutenção dos Aparelhos de Apoio

A manutenção dos aparelhos de apoio é realizada pela elevação da superestrutura por meio de macacos hidráulicos. No contexto deste álbum, a viga transversina, além de sua função estrutural, serve como apoio para o macaco hidráulico elevar a superestrutura. Supõe-se que a manutenção do aparelho de apoio ocorra sem tráfego na rodovia e que seja realizado em cada extremidade por vez.

O ponto de apoio considerado dista 75 cm dos eixos da longarina, considerando-se operação simultânea de dois macacos (um para cada longarina) para que não sejam transferidos esforços de torção adicionais para a superestrutura. Dessa forma, o modelo numérico é modificado fazendo os pontos de macaqueamento apoios tipo simples e liberando-se as vinculações das longarinas, conforme ilustrado na Figura 2-26.




(a) Diagrama da Localização dos Macacos Hidráulicos.



(b) Alteração das Condições de Contorno No Modelo Numérico.


Figura 2-26 – Modelo Numérico para Simulação da Elevação da Superestrutura

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 235 de 447

Para fins de dimensionamento estrutural considera-se a operação de macaqueamento da estrutura como uma combinação de carregamentos especial ou de construção. A **Tabela 2-68** mostra a capacidade mínima dos macacos hidráulicos para a operação simultânea de dois por apoio, obtidas a partir das reações do modelo numérico (esforços característicos).

Tabela 2-68 – Capacidade mínima dos macacos hidráulicos

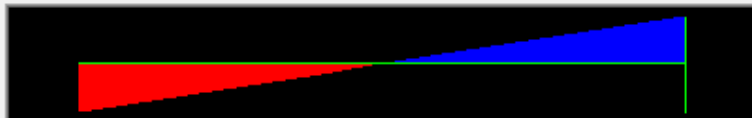

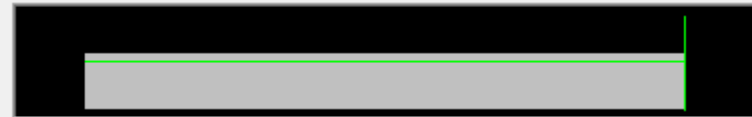

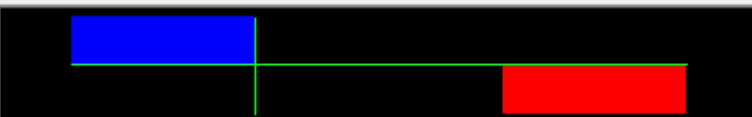

Módulo	Capacidade mínima do Macaco Hidráulico (dois por apoio)
PCP-10	150 kN
PCP-15	250 kN
PCP-20	350 kN

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 236 de 447

2.8.3 Módulo PCP-10

A Tabela 2-69 apresenta os diagramas de esforços solicitantes característicos.

Tabela 2-69 – PCP-10 - Esforços Característicos da Transversina

Caso	Diagrama de Esforço Solicitante
Permanente	<div> <p>Resultant Shear</p>  <p>Shear V2 3,125 KN at 2,50000 m</p> </div> <div> <p>Resultant Moment</p>  <p>Moment M3 -3,1877 KN-m at 2,50000 m</p> </div>
Móvel (envoltória)	<div> <p>Resultant Shear</p>  <p>Shear V2 2,938 KN at 2,50000 m -16,752 KN at 2,50000 m</p> </div> <div> <p>Resultant Moment</p>  <p>Moment M3 22,3744 KN-m at 2,50000 m -19,5044 KN-m at 0,00000 m</p> </div>
Elevação da superestrutura	<div> <p>Resultant Shear</p>  <p>Shear V2 131,925 KN at 0,75000 m</p> </div> <div> <p>Resultant Moment</p>  <p>Moment M3 57,3789 KN-m at 2,50000 m</p> </div>

A **Tabela 2-70** resume as verificações para a transversina do módulo PCP-10.


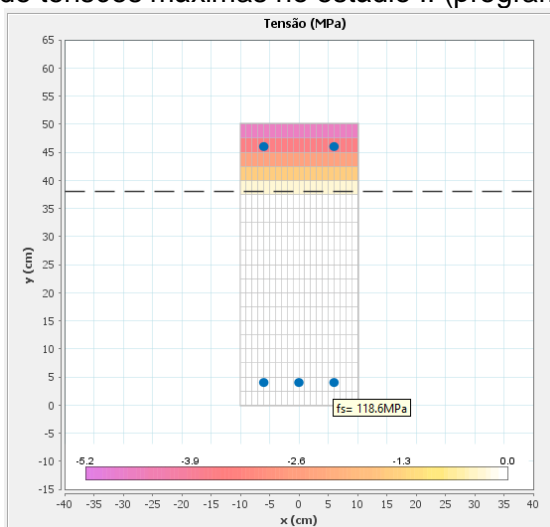
	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 237 de 447

Tabela 2-70 – PCP-10 - Dimensionamento da Transversina

Armadura transversal	
$V_{sd} := 1.25 \cdot 3.13 \text{ kN} + 1.3 \cdot 131.9 \text{ kN} = 175.38 \cdot \text{kN}$	Cortante de cálculo máximo (combinação de construção)
$b_w := 20 \text{ cm} \quad h := 50 \text{ cm}$	Dimensões da transversina
$VR_{d2} = 458.23 \cdot \text{kN}$	$V_{sd} < VR_{d2}$ OK!
$A_{sw} = 6.65 \cdot \text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 8 \text{ mm}$ c/15cm.
$A_{s\text{apoio}} := \frac{1}{f_{ywd}} \cdot \left(\frac{a \cdot V_{sd}}{d} \right) = 2.01 \cdot \text{cm}^2$	Armadura de tração no apoio.
Armadura longitudinal - Positivo	
$M_{d\text{cons}} := \gamma_{gc} \cdot 0 \text{ kN} \cdot \text{m} + \gamma_{qc} \cdot 57.4 \text{ kN} \cdot \text{m} = 74.62 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento fletor máximo de cálculo
$d := h - d' = 46.2 \cdot \text{cm}$	Altura útil
$A_s = 3.913 \cdot \text{cm}^2$	Área de aço. Adotar 3 $\phi 16 \text{ mm}$ no positivo
Armadura longitudinal - Negativo	
$M_{d\text{cons}} := \gamma_{gc} \cdot 3.2 \text{ kN} \cdot \text{m} + \gamma_{qc} \cdot 40.6 \text{ kN} \cdot \text{m} = 56.78 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento fletor máximo de cálculo
$d := h - d' = 46.2 \cdot \text{cm}$	Altura útil
$A_s = 2.938 \cdot \text{cm}^2$	Área de aço. Adotar 2 $\phi 16 \text{ mm}$ no negativo.

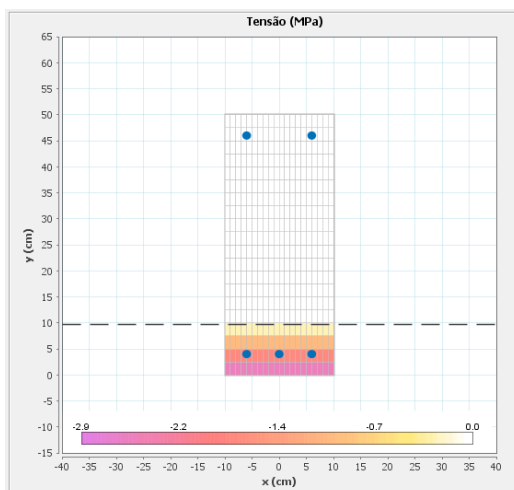
ELS-W – Abertura de Fissuras

Diagrama de tensões máximas no estágio II (programa SECC):




Tensão máxima ($\sigma_s = 118,6$ MPa) na armadura inferior ao limite da Tabela 17.2 da NBR 6118:2014. **OK!**

Verificação da Fadiga



$\sigma_s \text{ max} = 87,7 \text{ MPa}$
 $\sigma_s \text{ min} = -13,7 \text{ MPa}$
 $\Delta \sigma_s \text{ max} = 71,9 \text{ MPa}$

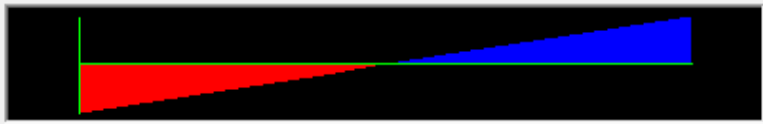

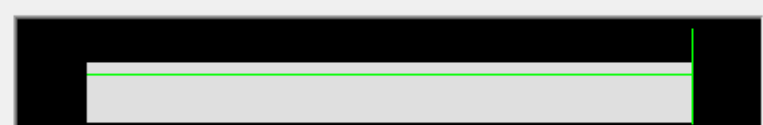
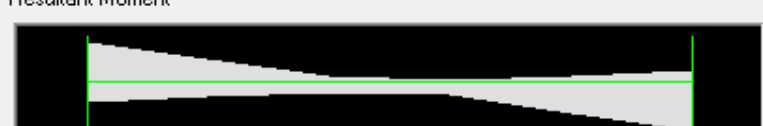
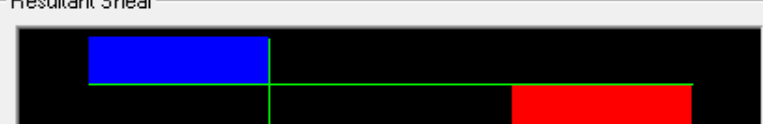
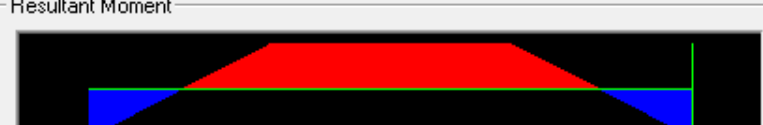
Variação máxima de tensão na armadura é igual 71,9 MPa que é inferior ao preconizado na Tabela 23.2 da NBR 6118:2014 ($\Delta f_{sd, \text{fad}} = 105 \text{ MPa}$)

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 239 de 447

2.8.4 Módulo PCP-15

A **Tabela 2-71** mostra os diagramas de esforços solicitantes característicos para os casos de carregamentos considerados.

Tabela 2-71 – PCP-15 - Esforços Característicos da Transversina

Caso	Diagrama
Permanente	<div> <p>Resultant Shear</p>  <p>Shear V2 -5,000 KN at 0,00000 m</p> </div> <div> <p>Resultant Moment</p>  <p>Moment M3 -5,4068 KN-m at 0,00000 m</p> </div>
Móvel	<div> <p>Resultant Shear</p>  <p>Shear V2 7,733 KN at 2,50000 m -28,675 KN at 2,50000 m</p> </div> <div> <p>Resultant Moment</p>  <p>Moment M3 38,7815 KN-m at 2,50000 m -32,9072 KN-m at 0,00000 m</p> </div>
Elevação da superestrutura	<div> <p>Resultant Shear</p>  <p>Shear V2 210,731 KN at 0,75000 m</p> </div> <div> <p>Resultant Moment</p>  <p>Moment M3 79,9304 KN-m at 2,50000 m</p> </div>

A **Tabela 2-72** resume as verificações para a transversina do módulo PCP-15.


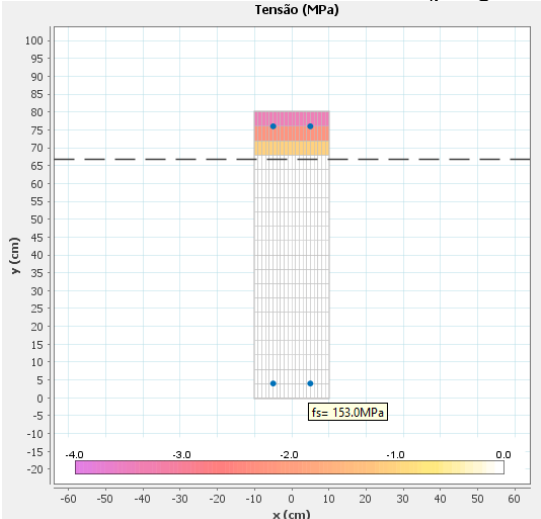
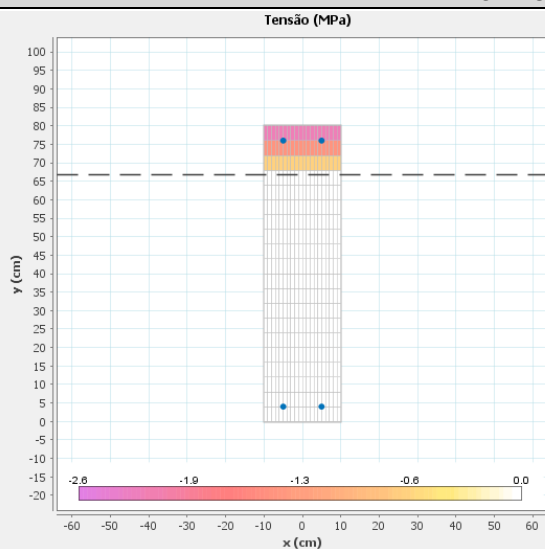
	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 240 de 447

Tabela 2-72 – PCP-15 - Dimensionamento da Transversina

Armadura transversal	
$V_{sd} := 1.25 \cdot 5\text{kN} + 1.3 \cdot 211\text{kN} = 280.55 \cdot \text{kN}$	Cortante de cálculo máximo (combinação de construção)
$b_w := 20\text{cm} \quad h := 80\text{cm}$	Dimensões da transversina
$VR_{d2} = 763.71 \cdot \text{kN}$	$V_{sd} < VR_{d2}$ OK!
$A_{sw} = 6.17 \cdot \text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 8\text{mm}$ c/15cm.
$A_{s\text{apoio}} := \frac{1}{f_{ywd}} \cdot \left(\frac{a \cdot V_{sd}}{d} \right) = 3.23 \cdot \text{cm}^2$	Armadura de tração no apoio.
Armadura longitudinal - Positivo	
$M_{d\text{cons}} := \gamma_{gc} \cdot 0\text{kN} \cdot \text{m} + \gamma_{qc} \cdot 80\text{kN} \cdot \text{m} = 104 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento fletor máximo de cálculo
$d := h - d' = 76.2 \cdot \text{cm}$	Altura útil
$A_s = 3.22 \cdot \text{cm}^2$	Área de aço. Adotar 2 $\phi 16\text{mm}$ no positivo.
Armadura longitudinal - Negativo	
$M_{d\text{cons}} := \gamma_{gc} \cdot 5.4\text{kN} \cdot \text{m} + \gamma_{qc} \cdot 77\text{kN} \cdot \text{m} = 106.85 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento fletor máximo de cálculo
$d := h - d' = 76.2 \cdot \text{cm}$	Altura útil
$A_s = 3.311 \cdot \text{cm}^2$	Área de aço. Adotar 2 $\phi 16\text{mm}$ no negativo.
ELS-W – Abertura de Fissuras	
Diagrama de tensões máximas no estágio II (programa SECC):	
	Tensão máxima ($\sigma_s = 118,6 \text{ MPa}$) na armadura inferior ao limite da Tabela 17.2 da NBR 6118:2014. OK!

Verificação da Fadiga




$\sigma_{s \max} = 97.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{s \min} = -14.6 \text{ MPa}$

$\Delta \sigma_{s \max} = 97.4 \text{ MPa}$

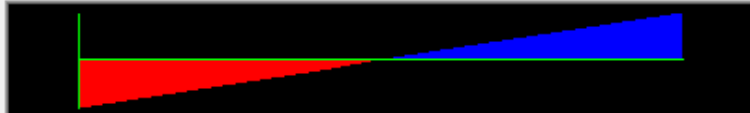



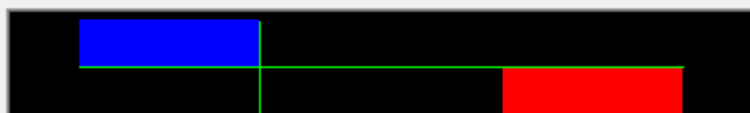

Variação máxima de tensão na armadura é igual 71,9 MPa que é inferior ao preconizado na Tabela 23.2 da NBR 6118:2014 ($\Delta f_{sd, \text{fad}} = 105 \text{ MPa}$)

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 242 de 447

2.8.5 Módulo PCP-20

A **Tabela 2-73** mostra os diagramas de esforços solicitantes característicos para os casos de carregamentos considerados.

Tabela 2-73 – PCP-20 - Esforços Característicos da Transversina

Caso	Diagrama de Esforço Solicitante
Permanente	<div> <p>Resultant Shear</p>  <p>Shear V2 -6,875 KN at 0,00000 m</p> </div> <div> <p>Resultant Moment</p>  <p>Moment M3 -7,2022 KN-m at 0,00000 m</p> </div>
Móvel	<div> <p>Resultant Shear</p>  <p>Shear V2 13,224 KN at 2,50000 m -37,913 KN at 2,50000 m</p> </div> <div> <p>Resultant Moment</p>  <p>Moment M3 51,7437 KN-m at 2,50000 m -43,0389 KN-m at 0,00000 m</p> </div>
Elevação da superestrutura	<div> <p>Resultant Shear</p>  <p>Shear V2 306,725 KN at 0,75000 m</p> </div> <div> <p>Resultant Moment</p>  <p>Moment M3 -125,1377 KN-m at 0,75000 m</p> </div>

A **Tabela 2-74** resume as verificações para a transversina do módulo PCP-20.


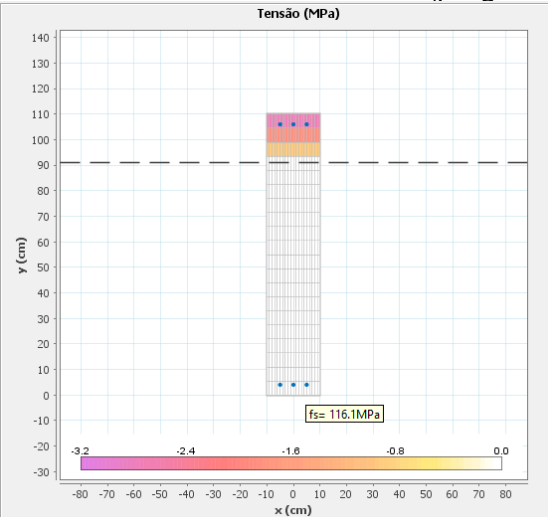
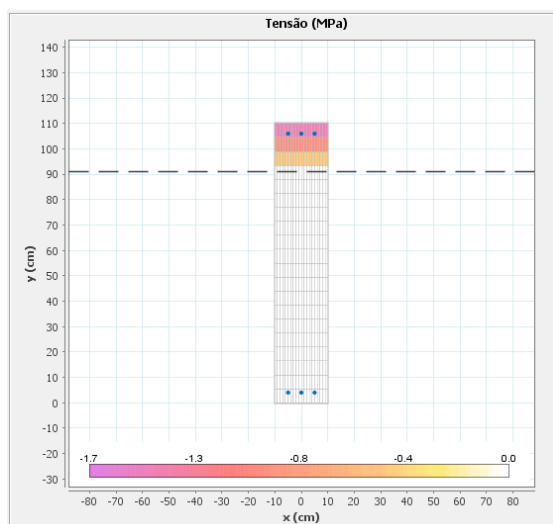
	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 243 de 447

Tabela 2-74 – PCP-20 - Dimensionamento da Transversina


Armadura transversal	
$V_{sd} := 1.25 \cdot 6.9 \text{ kN} + 1.3 \cdot 307 \text{ kN} = 407.73 \cdot \text{kN}$	Cortante de cálculo máximo (combinação de construção)
$b_w := 20 \text{ cm} \quad h := 110 \text{ cm}$	Dimensões da transversina
$VR_{d2} = 1069.2 \cdot \text{kN}$	$V_{sd} < VR_{d2}$ OK!
$A_{sw} = 6.61 \cdot \text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 8 \text{ mm}$ c/15cm.
$A_{s\text{apoio}} := \frac{1}{f_{ywd}} \cdot \left(\frac{a \cdot V_{sd}}{d} \right) = 4.69 \cdot \text{cm}^2$	Armadura de tração no apoio.
Armadura longitudinal - Positivo	
$M_{d\text{cons}} := \gamma_{gc} \cdot 8 \text{ kN} \cdot \text{m} + \gamma_{qc} \cdot 104 \text{ kN} \cdot \text{m} = 125.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento fletor máximo de cálculo
$d := h - d' = 106.2 \cdot \text{cm}$	Altura útil
$A_s = 2.759 \cdot \text{cm}^2$	Área de aço. Adotar 3 $\phi 16 \text{ mm}$ no positivo. Devido à $A_{s\text{apoio}}$.
Armadura longitudinal - Negativo	
$M_{d\text{cons}} := \gamma_{gc} \cdot 8 \text{ kN} \cdot \text{m} + \gamma_{qc} \cdot 125 \text{ kN} \cdot \text{m} = 172.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento fletor máximo de cálculo
$d := h - d' = 106.2 \cdot \text{cm}$	Altura útil
$A_s = 3.818 \cdot \text{cm}^2$	Área de aço. Adotar 3 $\phi 16 \text{ mm}$ no negativo.
ELS-W – Abertura de Fissuras	
Diagrama de tensões máximas no estágio II (programa SECC):	
	Tensão máxima ($\sigma_s = 118,6 \text{ MPa}$) na armadura inferior ao limite da Tabela 17.2 da NBR 6118:2014. OK!

Verificação da Fadiga



$\sigma_{\text{max}} = 61.4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{\text{min}} = -10.7 \text{ MPa}$
 $\Delta\sigma_{\text{max}} = 61.4 \text{ MPa}$

Variação máxima de tensão na armadura é igual 71,9 MPa que é inferior ao preconizado na Tabela 23.2 da NBR 6118:2014 ($\Delta f_{\text{sd,fad}} = 105 \text{ MPa}$)

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 245 de 447

2.9 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DO TABULEIRO

A laje do tabuleiro é formada por placas pré-moldadas que se encaixam no topo das longarinas por meio de nichos de cisalhamento que são posteriormente preenchidos com graute. A junta transversal entre placas é formada pelo grauteamento de um espaço de 20 cm entre placas. A seguir, o dimensionamento destes elementos é apresentado.

2.9.1 Modelo de Cálculo

O modelo de cálculo adotado para o cálculo da laje do tabuleiro reflete a solução construtiva adotada. Como os painéis de laje são completamente pré-moldados e dispostos transversalmente, não há a possibilidade de armadura longitudinal contínua. Dessa forma, o cálculo da laje é feito na direção transversal, adotando-se o modelo de viga contínua que representa uma faixa de largura unitária. A junta transversal ao tráfego entre as placas pré-moldadas tem função de compatibilizar os deslocamentos e prover a transferência de esforços entre placas sendo que a totalidade da capacidade portante da laje é mobilizada na direção transversal. Os apoios são considerados rígidos, a favor da segurança.

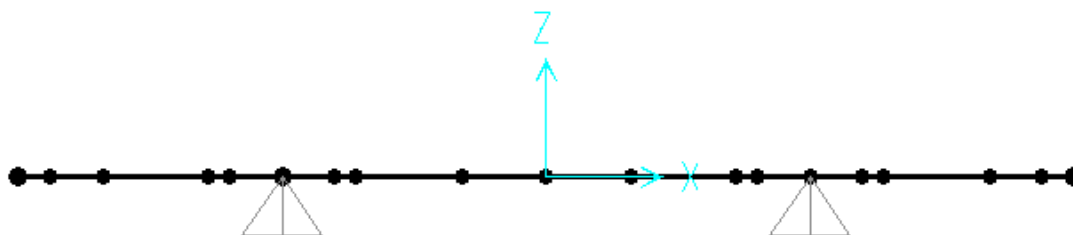


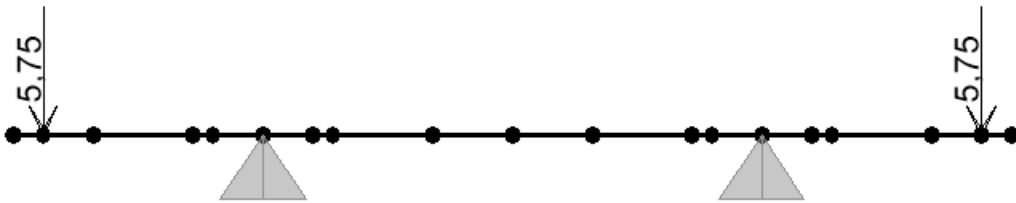
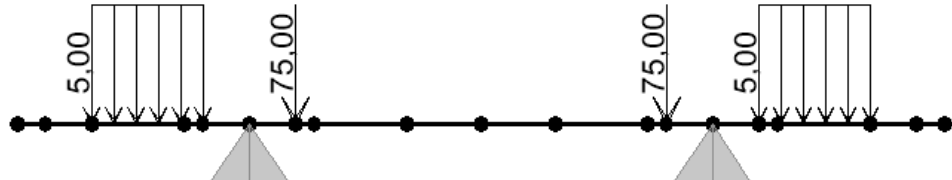
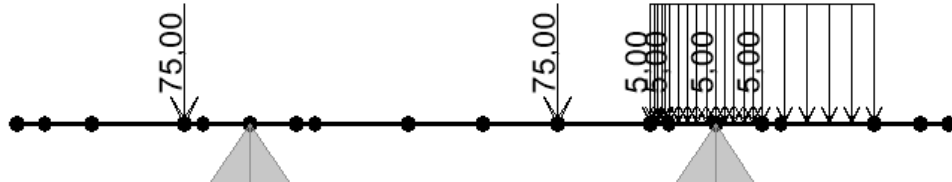
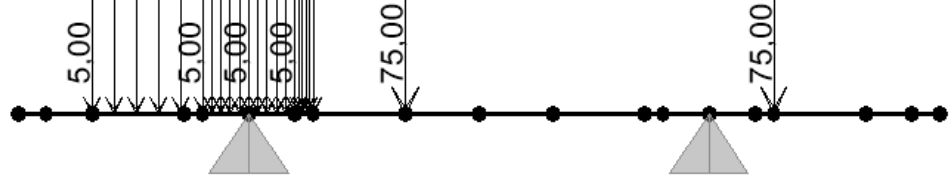
Figura 2-27 – Modelo numérico do tabuleiro

Quanto à distribuição das cargas móveis segundo o TB-450 da ABNT NBR 7188:2013, considera-se que a faixa unitária absorve as cargas totais de um eixo do trem-tipo.

2.9.2 Carregamentos

Os carregamentos são aplicados diretamente no tabuleiro conforme mostrado na Tabela 2-75.

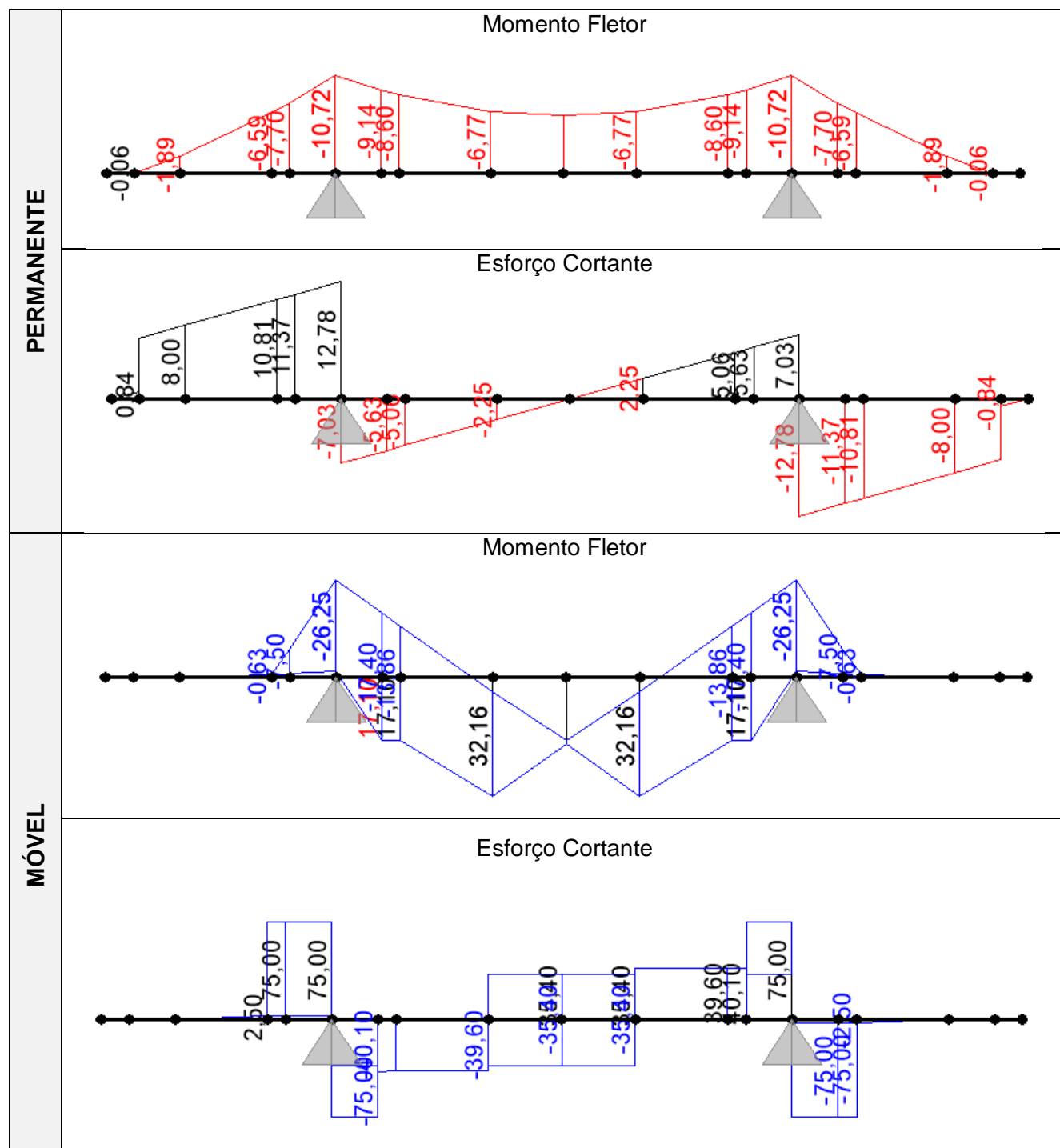
Tabela 2-75 – Carregamentos da laje do tabuleiro


Cargas permanentes	
Peso Próprio:	$g_1 = 0,22m \times 25kN/m^3 = 5,5 \text{ kN/m}^2$ (considerado automaticamente pelo SAP2000).
New Jersey:	$g_2 = (0,23m^2 \times 25kN/m^3) = 5,75 \text{ kN/m}$
	
Cargas Móveis	
TB-450 Posição 1:	
TB-450 Posição 2:	
TB-450 Posição 3:	

2.9.3 Diagramas de Esforços Solicitantes

A **Tabela 2-76** mostra os diagramas de esforços solicitantes característicos referentes aos carregamentos considerados.

Tabela 2-76 – Esforços Solicitantes da Laje do Tabuleiro

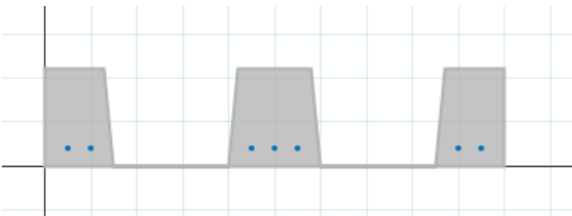


	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 248 de 447

2.9.4 Dimensionamento ao ELU

A **Tabela 2-77** resume os cálculos de dimensionamento da armadura longitudinal da laje do tabuleiro.

Tabela 2-77 – Dimensionamento ao ELU – Laje do Tabuleiro

Armadura Positiva	
$\gamma_g := 1.35$ $\gamma_q := 1.5$ Coeficientes de majoração $CIV := 1.35$ Coeficiente de impacto $M_d := \gamma_g \cdot 7 \text{ kN} \cdot \text{m} + CIV \cdot \gamma_q \cdot 33 \text{ kN} \cdot \text{m} = 57.375 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ Momento de Cálculo $b_w := 100 \text{ cm}$ Base $\phi := 12.5 \text{ mm}$ Bitola Longitudinal $h := 22 \text{ cm}$ Altura total $f_{ck} := 30 \text{ MPa}$ Classe de concreto C30 $c := 2.5 \text{ cm}$ Cobrimento $f_{yk} := 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ Aço CA-50 $d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.125 \cdot \text{cm}$ C.G. da armadura $KMD = 0.075$ $A_{smin} = 3.3 \cdot \text{cm}^2$ $KX = 0.116$ $A_s = 7.331 \cdot \text{cm}^2$ $KZ = 0.954$ SITUAÇÃO = "OK" $A_\phi := \phi^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1.227 \cdot \text{cm}^2$ $n := \text{ceil}\left(\frac{\max(A_{smin}, A_s)}{A_\phi}\right) = 6$	
 <p>Seção Transversal – 7 ϕ 12,5 mm positivo</p>	<p><u>Propriedades:</u> $A_c = 1012 \text{ cm}^2$ $I_{x, cg} = 40714.45 \text{ cm}^4$ $I_{y, cg} = 1159341.33 \text{ cm}^4$ $x_{cg} = 50 \text{ cm}$ $y_{cg} = 10.7 \text{ cm}$ $EI_{sec, x} = 1739.1 \text{ kNm}^2$</p> <p><u>Concreto:</u> $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$</p> <p><u>Aço:</u> $A_s = 8.59 \text{ cm}^2$ (0.85%)</p> <p><u>Momentos resistentes:</u> $M_{rd, x(max)} = 58 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{rd, x(min)} = -6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{rd, y(max)} = 167.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{rd, y(min)} = -167.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$</p>

Armadura Negativa

Para a armadura negativa considera-se duas combinações: a combinação última normal e a combinação excepcional, considerando o impacto lateral conforme item 5.2.3.4 da ABNT NBR 7188:2013.

$\gamma_{gn} := 1.35$ $\gamma_{qn} := 1.5$ Coeficientes de majoração ELU normal

$\gamma_{ge} := 1.15$ $\gamma_{qe} := 1$ $\psi_0 := .7$ Coeficientes de majoração ELU excepcional

$CIV := 1.35$ Coeficiente de Impacto

$H_{NJ} := 87\text{cm}$ Altura da Barreira NJ

$M_{NJ} := \frac{100\text{kN} \cdot H_{NJ}}{.5\text{m} + 2 \cdot H_{NJ}} \cdot 1\text{m} = 38.839 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ Momento devido ao impacto na barreira

$M_{d1} := \gamma_{gn} \cdot 10.72\text{kN} \cdot \text{m} + CIV \cdot \gamma_{qn} \cdot 26.25\text{kN} \cdot \text{m} = 67.628 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ Momento de Cálculo Normal

$M_{d2} := \gamma_{ge} \cdot 10.72\text{kN} \cdot \text{m} + \gamma_{qe} \cdot M_{NJ} + CIV \cdot \gamma_{qe} \cdot \psi_0 \cdot 26.25\text{kN} \cdot \text{m} = 75.974 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ Momento de Cálculo Excepcional

$M_d := \max(M_{d1}, M_{d2}) = 75.974 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$b_w := 100\text{cm}$ Base

$\phi := 16\text{mm}$ Bitola Longitudinal

$h := 22\text{cm}$ Altura total

$f_{ck} := 30\text{MPa}$ Classe de concreto C30

$c := 2.5\text{cm}$ Cobrimento

$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.3 \cdot \text{cm}$ C.G. da armadura

$f_{yk} := 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ Aço CA-50

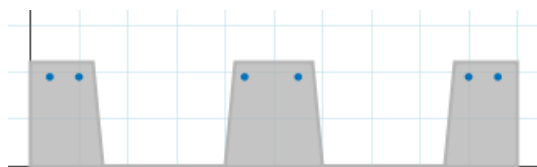
$KMD = 0.101$ $A_{smin} = 3.3 \cdot \text{cm}^2$

$KX = 0.159$ $A_s = 9.98 \cdot \text{cm}^2$

$KZ = 0.936$ SITUAÇÃO = "OK"

São necessárias 5 barras de 16 mm de diâmetro. Porém, ao se verificar o comportamento da seção considerando os vazios dos nichos no programa SECC, conclui-se que se deve adotar 6 barras.

Armadura Negativa


Seção Transversal – 6 ϕ 16 mm negativo

Propriedades:

$$A_c = 1012 \text{ cm}^2$$

$$I_{x, cg} = 40714.45 \text{ cm}^4$$

$$I_{y, cg} = 1159341.33 \text{ cm}^4$$

$$x_{cg} = 50 \text{ cm}$$

$$y_{cg} = 10.7 \text{ cm}$$

Concreto: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Aço: $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ (1.19%)

Momentos resistentes:

$$M_{rd, x(max)} = 3.1 \text{ kN.m}$$

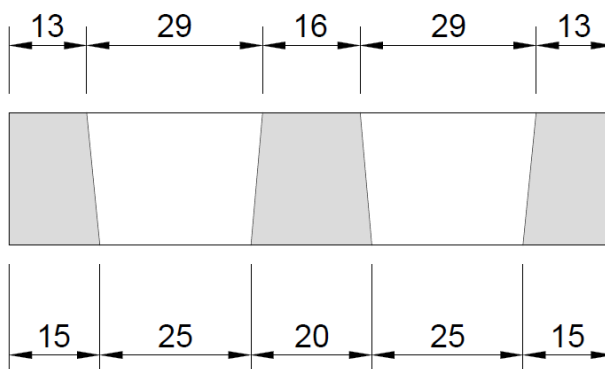
$$M_{rd, x(min)} = -83.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{rd, y(max)} = 232.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{rd, y(min)} = -234.2 \text{ kN.m}$$

Cisalhamento – Armadura Transversal

Considerando a disposição das armaduras longitudinais, concentradas nos trechos contínuos da laje, julga-se apropriado dimensionar as armaduras transversais da laje como se fosse composta de três vigotas conforme ilustrado na figura abaixo.



(Seção longitudinal pelos nichos de cisalhamento)

No dimensionamento, considera-se que a carga devido ao cortante se divide igualmente para as três vigotas e a armadura é calculada para a vigota da extremidade, pois é a que tem menor largura.

$$V_{sd} := \gamma_g \cdot \frac{12.78}{3} \text{ kN} + \gamma_q \cdot \frac{75}{3} \text{ kN} = 43.25 \cdot \text{kN}$$

Cortante de Cálculo

$$b_w := 14 \text{ cm} \quad h := 22 \text{ cm}$$

Dados da seção transversal

$$d := h - c = 19 \cdot \text{cm}$$

Altura útil

$$V_{Rd2} = 154.41 \cdot \text{kN}$$

 $> V_{sd}$ OK!

$$A_{sw} := \frac{(V_{sd} - V_c) \cdot 100 \text{ cm}}{0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 2.84 \text{ cm}^2$$

Armadura ao cisalhamento.

Adota-se, portanto, $\phi 6.3$ c/ 15 cm envolvendo as armaduras longitudinais de cada vigota.

2.9.5 Verificação do ELS-W

A Figura 2-28 mostra o cálculo da tensão no estágio II no programa SECC. Verifica-se que a tensão máxima ocorre no momento negativo.

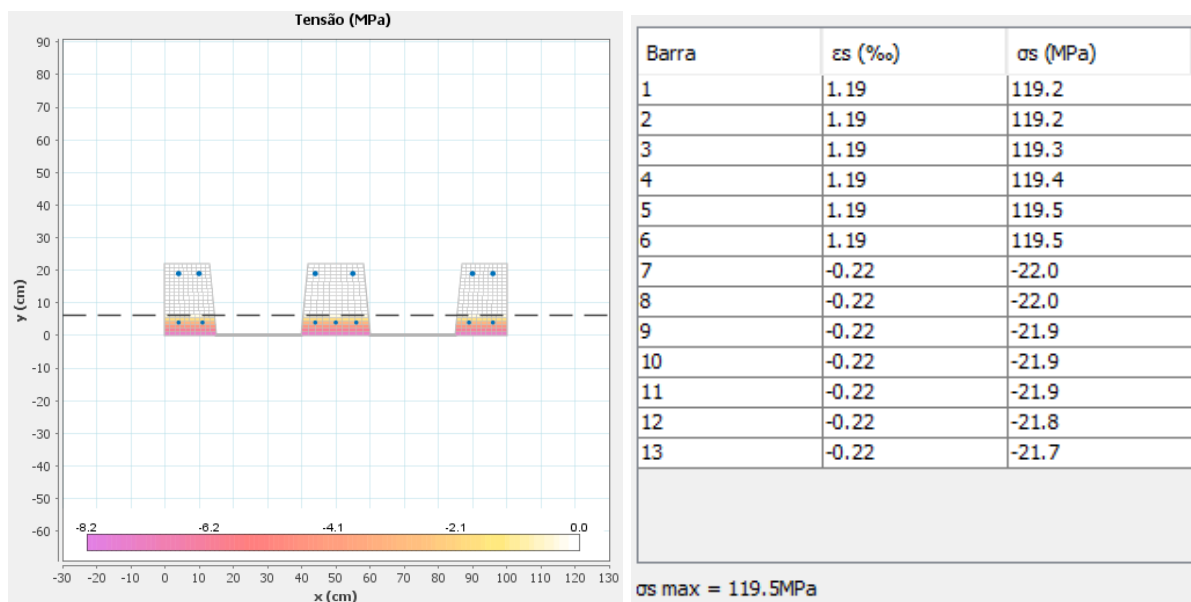


Figura 2-28 – Tensão máxima de tração nas barras

Como a tensão máxima é inferior ao preconizado na Tabela 17.2 da ABNT NBR 6118:2014, conclui-se que a estrutura atende ao ELS-W.

2.9.6 Verificação do ELU-Fadiga

A Figura 2-29 mostra o cálculo da tensão no estágio II no programa SECC, para a armadura negativa. Verifica-se que a variação de tensão atende aos limites preconizados na Tabela 23.2 da ABNT NBR 6118:2014 ($\Delta f_{sd,fad} = 105 \text{ MPa}$, $D < 25 \phi$).

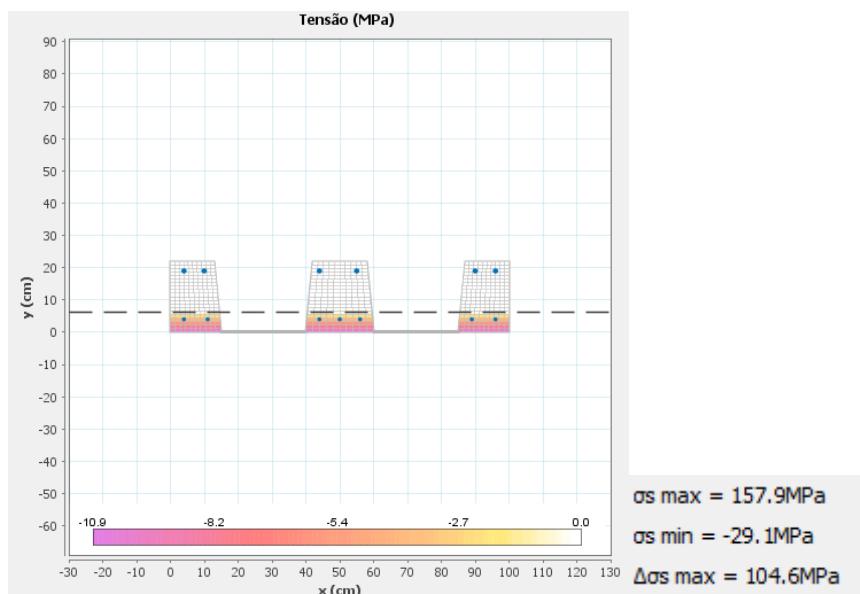


Figura 2-29 – Variação de Tensão Máxima – Armadura Negativa

A **Figura 2-30** mostra o cálculo da tensão no estágio II no programa SECC, para a armadura positiva. Verifica-se que a variação de tensão atende aos limites preconizados na Tabela 23.2 da ABNT NBR 6118:2014 ($\Delta f_{sd,fad} = 190 \text{ MPa}$, $D > 25 \phi$).

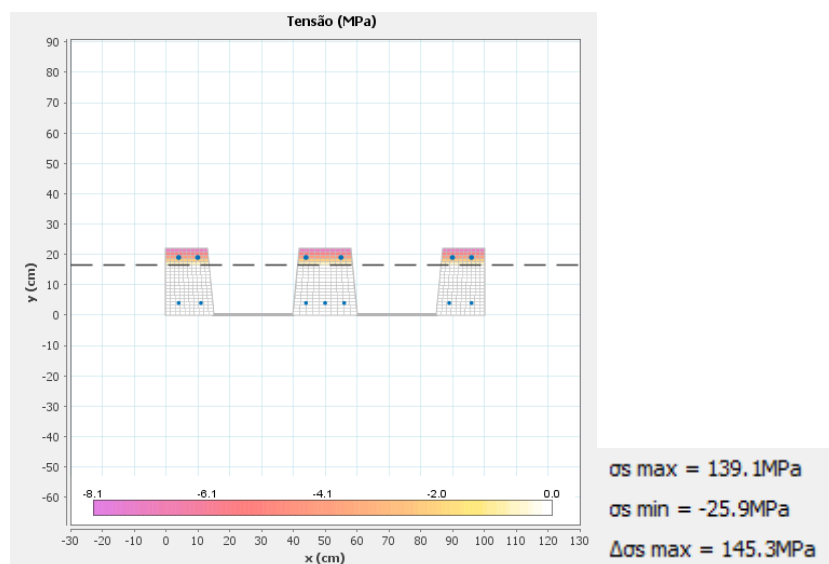



Figura 2-30 – Variação de Tensão Máxima – Armadura Positiva


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 253 de 447

2.9.7 Dimensionamento das Barreiras Rígidas

O dimensionamento das barreiras rígidas é apresentado na Tabela 2-78. A armadura vertical é calculada por flexão simples, desprezando o peso próprio a favor da segurança. A armadura deverá ser incorporada à laje pré-moldada, sendo a armadura complementar montada em campo. Considera-se um comprimento de 50 cm de aplicação da carga de impacto (caso de carregamento excepcional) e um espraçamento de 45 graus conforme item 5.2.3.2 da ABNT NBR 7188:2013.

Tabela 2-78 – Verificação da Armadura da Barreira New Jersey

<u>Dados de Entrada:</u>		
$H_{NJ} := 87\text{cm}$	Altura da Barreira NJ	
$M_{NJ} := \frac{100\text{kN} \cdot H_{NJ}}{.5\text{m} + 2 \cdot H_{NJ}} \cdot 1\text{m} = 38.839 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Momento devido ao impacto na barreira	
$M_d := M_{NJ}$		
$b_w := 100\text{cm}$ Base	$\phi := 10\text{mm}$	Bitola Longitudinal
$h := 40\text{cm}$ Altura total	$f_{ck} := 35\text{MPa}$	Classe de concreto C30
$c := 3\text{cm}$ Cobrimento	$f_{yk} := 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	Aço CA-50
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.5 \cdot \text{cm}$	C.G. da armadura	
<u>Resultado:</u>		
KMD = 0.027	$A_{smin} = 6 \cdot \text{cm}^2$	=> Adotar $\phi 12,5 \text{ mm c/ } 20 \text{ cm.}$
KX = 0.04	$A_s = 5.701 \cdot \text{cm}^2$	
KZ = 0.984	SITUAÇÃO = "OK"	

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 254 de 447

3 DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS

Os encontros são os dispositivos responsáveis pela transição entre a rodovia e a superestrutura da OAE, formando um caminho contínuo passando da rodovia ao tabuleiro. A estrutura é composta por viga travessa, muros ala e cortina formando um conjunto monolítico. É prevista a incorporação de barreiras rígidas tipo New Jersey no topo dos muros-ala. A **Figura 3-1** ilustra esquematicamente a composição dos encontros.

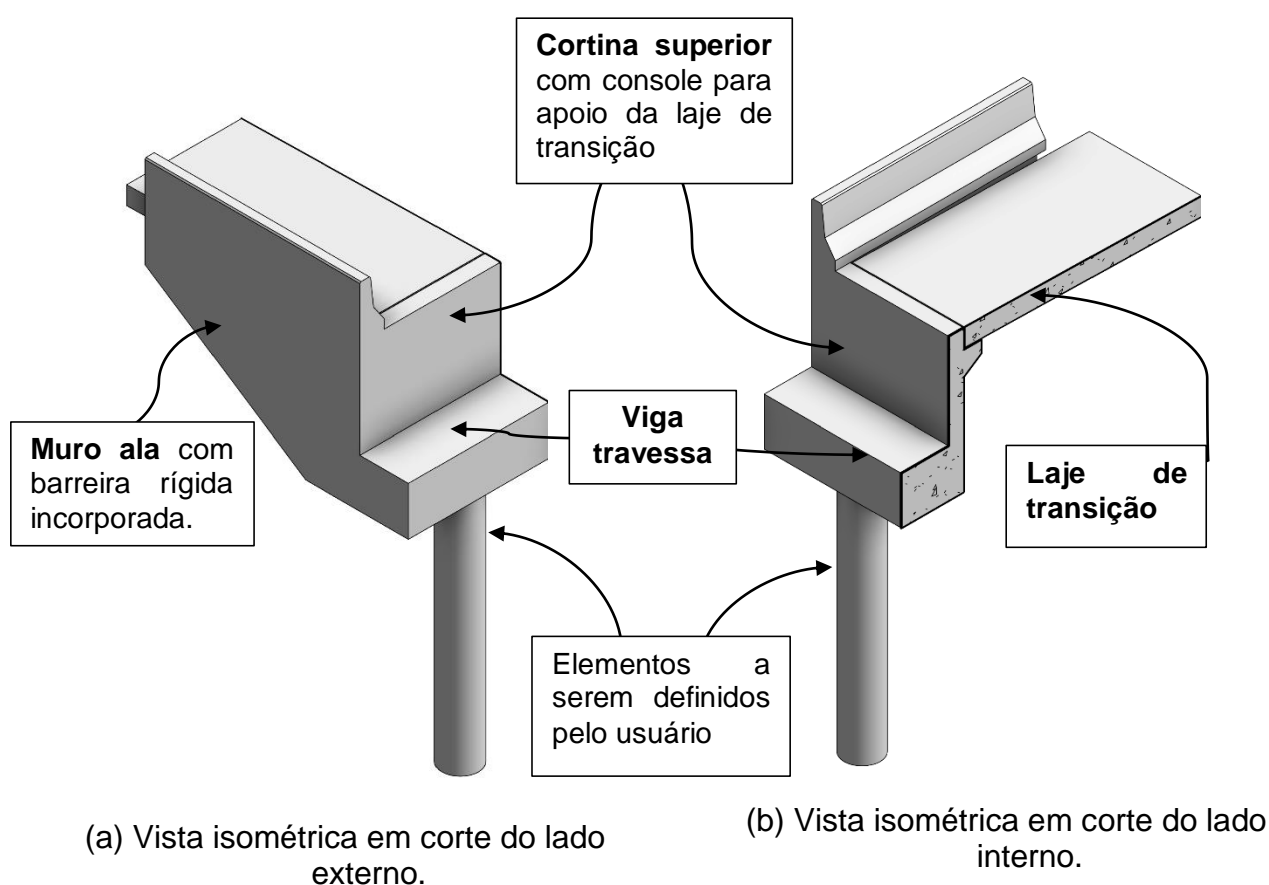



Figura 3-1 – Estrutura dos Encontros

Foram concebidos três tipos de encontro: E20 (compatível com a PMC-20 e PCP-10), E15 (compatível com a PMC-15 e PCP-10) e E10 (PMC-10 e PCP-10). O dimensionamento e a verificação são feitos somente para a estrutura da travessa, muros ala e cortinas. O usuário é responsável pela determinação do sistema de fundações a ser implementado no caso concreto de aplicação do álbum.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 255 de 447

3.1 CRITÉRIOS DE CÁLCULO

Os critérios de cálculo seguem as prescrições da ABNT NBR 6118:2014, especificamente seu Item 17.2.2. As estruturas dos encontros são verificadas para atender aos seguintes estados-limites e as respectivas combinações de carregamento consideradas.

- Estado-limite último de ruína estrutural (ELU): combinação última normal, de construção e excepcional;
- Estado-limite de abertura/formação das fissuras (ELS-W/ELS-F): combinação frequente;

Quanto ao aspecto de durabilidade das estruturas de concreto adota-se classe de agressividade igual a II (moderada), pois não é possível definir com precisão o local de implantação das pontes e esse nível de proteção atende maior parte do território nacional.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 256 de 447

3.2 MATERIAIS

A **Tabela 3-1** resume as propriedades dos materiais utilizados nas estruturas dos encontros.

Tabela 3-1 – Encontros - Propriedades dos Materiais

Material	Propriedades
Concreto	<ul style="list-style-type: none"> • $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ • $E_{cs} = 26,8 \text{ GPa}$ • $G_c = 11,2 \text{ GPa}$ • $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
Armadura passiva	<ul style="list-style-type: none"> • Aço CA-50 • $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ • $E_s = 210 \text{ GPa}$ • $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$

Para os materiais elencados, a ABNT NBR 6118:2014 define os coeficientes de ponderação da resistência listados na **Tabela 3-2**.

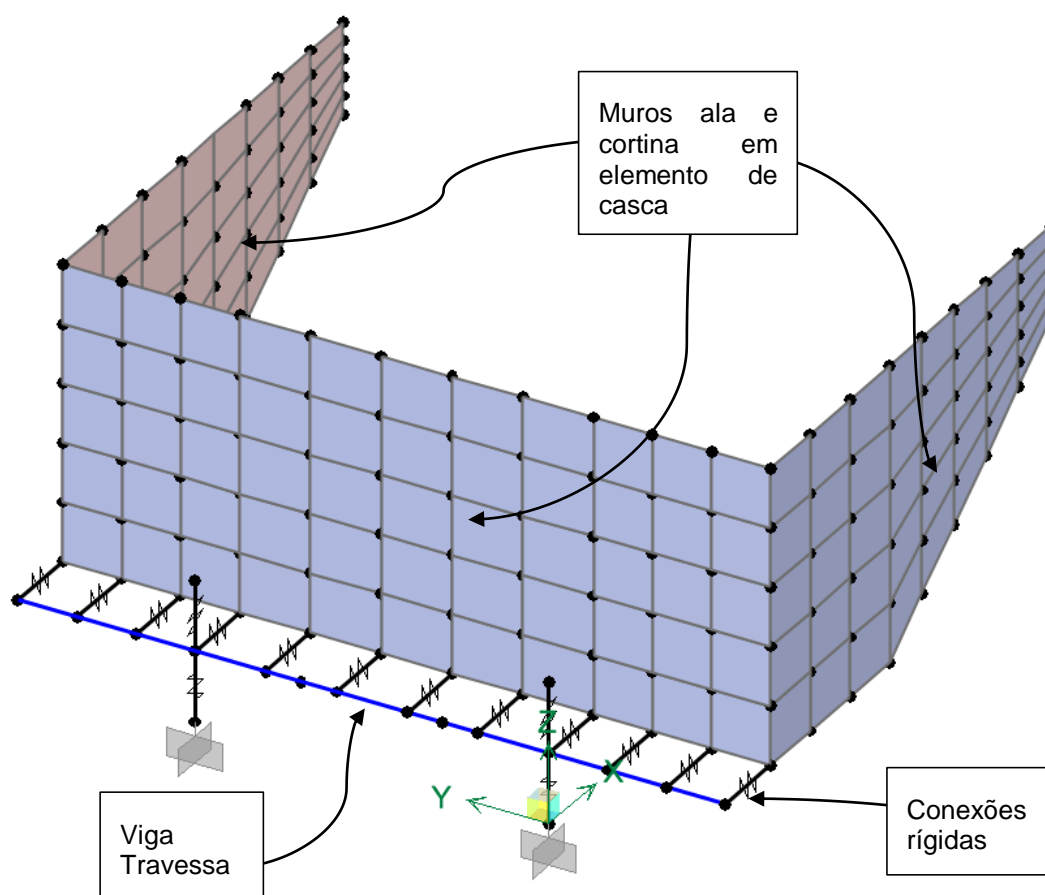
Tabela 3-2 – Coeficientes de Ponderação das Resistências

Combinação	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normal	1,4	1,15
Construção	1,2	1,15
Excepcional	1,2	1

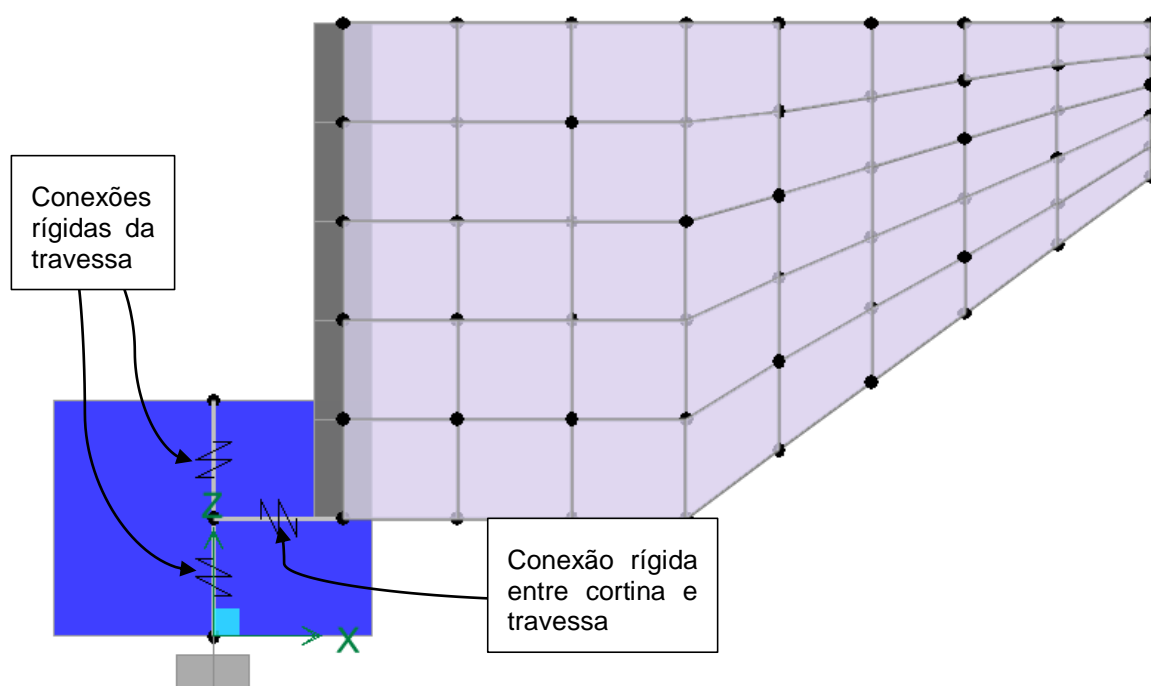
3.3 MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico é utilizado para discretizar o modelo matemático idealizado para a estrutura dos encontros visando a obtenção dos esforços solicitantes. Foi utilizado o Método dos Elementos Finitos, por meio do programa SAP2000, como método de discretização. Os elementos estruturais foram locados a partir dos respectivos centros geométricos sendo suas extremidades ligadas por conexões rígidas. A viga travessa foi modelada com elementos tipo pórtico espacial (*frame*) e as cortinas e muros ala foram representados por elementos de casca (*shell*). O console da laje de transição é modelado com elemento de pórtico. A **Figura 3-2(a)** mostra a representação do modelo numérico elaborado.

A estrutura é engastada nos pontos alinhados com os eixos das longarinas. São utilizadas conexões rígidas para ligar o centroide da viga travessa com os pontos de apoio e os pontos de aplicação das cargas provenientes das longarinas, como pode ser observado na **Figura 3-2(b)**.



(a) Vista Isométrica do Modelo



(b) Vista Lateral com Representação da seção dos elementos.

Figura 3-2 – Modelo Numérico dos Encontros

3.4 CARREGAMENTOS

A seguir são especificados os carregamentos considerados no dimensionamento e verificação da estrutura de todos os tipos de encontros.

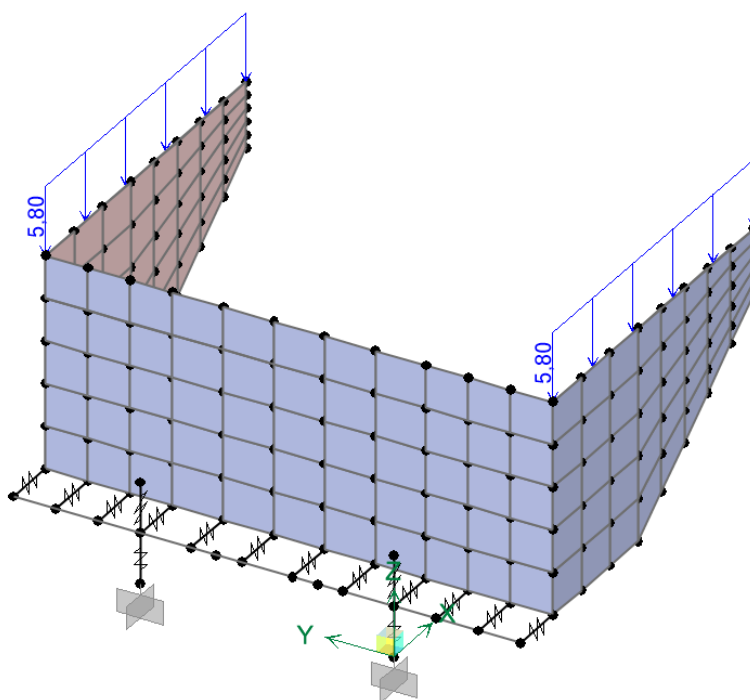
3.4.1 Peso Próprio (PP)

O peso próprio dos elementos estruturais é considerado automaticamente pelo programa SAP2000. O peso próprio do NJ é aplicado diretamente na parte superior do muro ala, cuja magnitude é calculada na **Tabela 3-3**.

Tabela 3-3 – Carregamento permanente devido à barreira New Jersey

E-20	
$A_{NJ} := 0.23m^2$	Área da seção transversal da barreira New Jersey
$\gamma_c := 25 \frac{kN}{m^3}$	Peso específico do concreto armado
$P_{NJ} := A_{NJ} \cdot \gamma_c = 5.8 \cdot \frac{kN}{m}$	Carga linear devido ao peso próprio da Barreira New Jersey

Aplicação no modelo numérico:



E-15

$$A_{NJ} := 0.23 \text{ m}^2$$

Área da seção transversal da barreira New Jersey

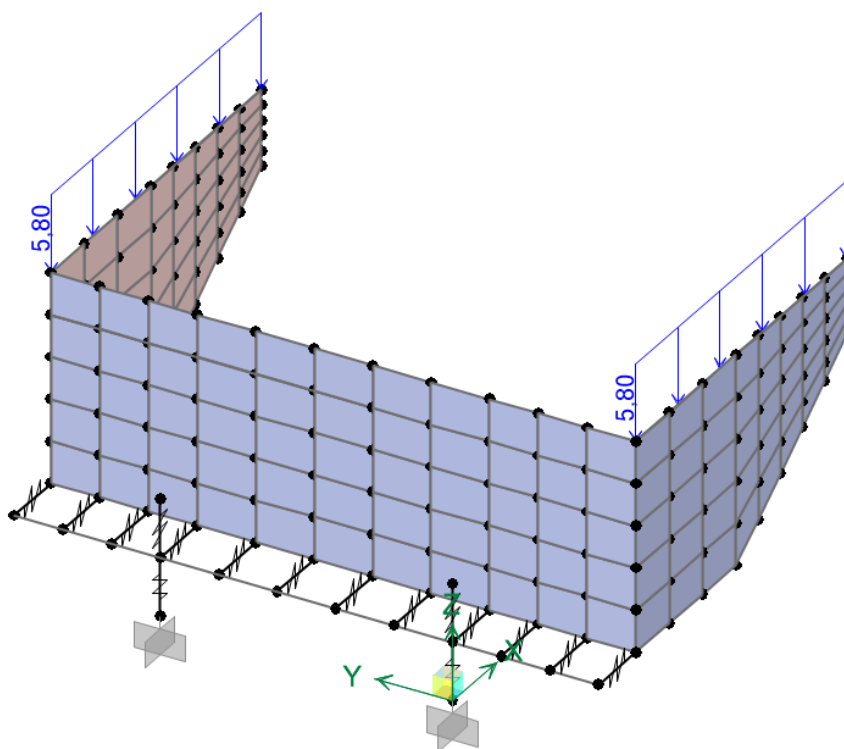
$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso específico do concreto armado

$$p_{NJ} := A_{NJ} \cdot \gamma_c = 5.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga linear devido ao peso próprio da Barreira New Jersey

Aplicação no modelo numérico:



E-10

$$A_{NJ} := 0.23 \text{ m}^2$$

Área da seção transversal da barreira New Jersey

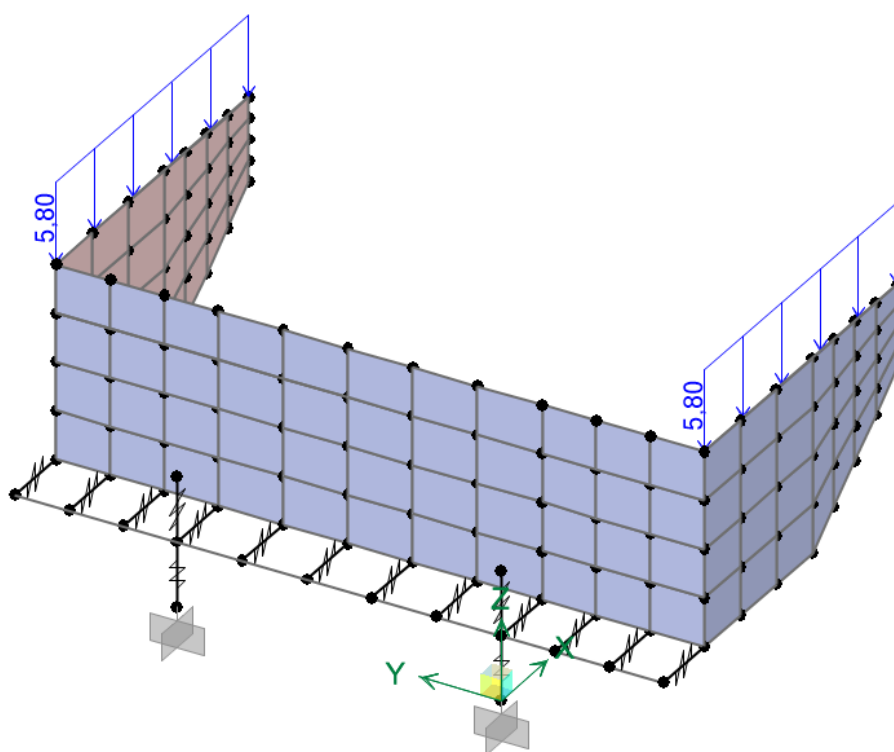
$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$


Peso específico do concreto armado

$$p_{NJ} := A_{NJ} \cdot \gamma_c = 5.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga linear devido ao peso próprio da Barreira New Jersey

Aplicação no modelo numérico:



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 262 de 447

3.4.2 Cargas Provenientes da Superestrutura

As cargas da superestrutura consistem nas reações de apoio das longarinas para as cargas de vento, frenagem/aceleração, variação de temperatura, cargas permanentes e cargas móveis. Utiliza-se somente as cargas provenientes das pontes protendidas (PCP-10, PCP-15 e PCP-20) visto que são levemente superiores às das estruturas mistas (PMC-10, PMC-15 e PMC-20). Cada caso é apresentado a seguir.

3.4.2.1 Carregamento de Vento (VY+, VY-)

O carregamento devido ao vento é calculado conforme o preconizado pelas normas ABNT NBR 6123:1988 e ABNT NBR 7187:2021. Como os aparelhos de apoio constituem-se de neoprene fretado, considera-se que as cargas horizontais devido ao vento se dividem igualmente pelos quatro apoios da OAE. A **Tabela 3-4** resume os parâmetros adotados e as cargas obtidas para cada variação de encontro.

Tabela 3-4 – Carregamento devido ao vento

Parâmetros Iniciais	
$V_0 := 40 \frac{m}{s}$	Velocidade básica do vento
$S_1 := 1$	Fator topográfico: Terreno pouco acidentado
$S_2 := .88$	Fator de rugosidade do terreno (Categoria III, Classe A, $z < 5m$)
$S_3 := 1.1$	Fator estatístico
$V_k := V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 38.72 \frac{m}{s}$	Velocidade característica do vento
$q := 0.613 \frac{N \cdot s^2}{m^4} \cdot V_k^2 = 0.919 \cdot kPa$	Pressão dinâmica do vento
$C_f := 2$	Coeficiente de força (Tabela 16 NBR 6123:1988)

E20

$$h_S := 1.3\text{m} + .24\text{m} = 1.54\text{m}$$

Altura da longarina e laje

$$h_V := 2\text{m}$$

Altura do veículo

$$H := h_S + h_V = 3.54\text{m}$$

Altura total da ponte carregada

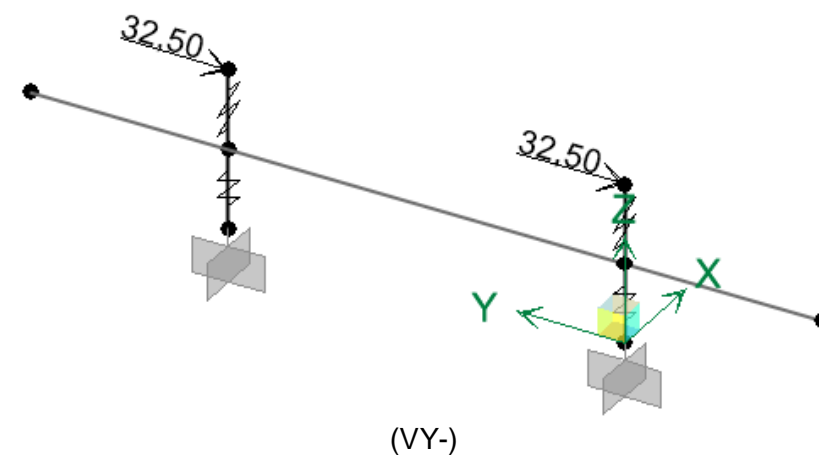
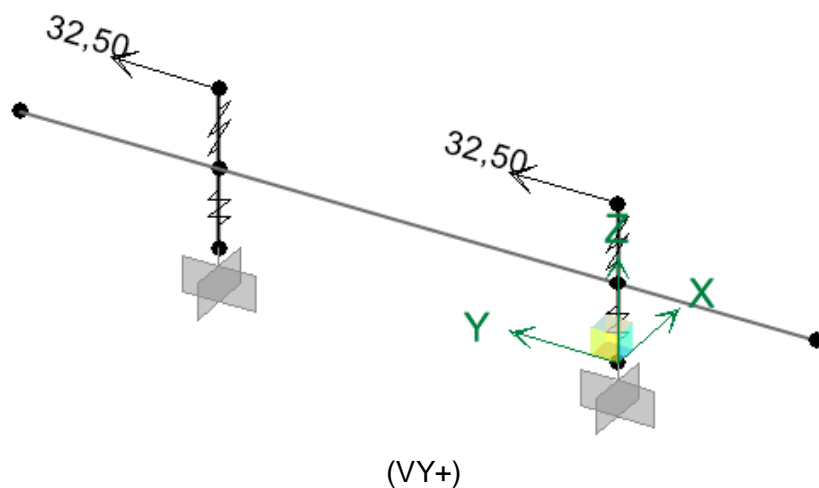
$$F_V := C_f \cdot q \cdot H = 6.507 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Força de vento por metro (perpendicular ao tráfego)

$$F_{\text{apoio}} := \frac{F_V \cdot 20\text{m}}{4} = 32.5 \cdot \text{kN}$$

Força por apoio da superestrutura

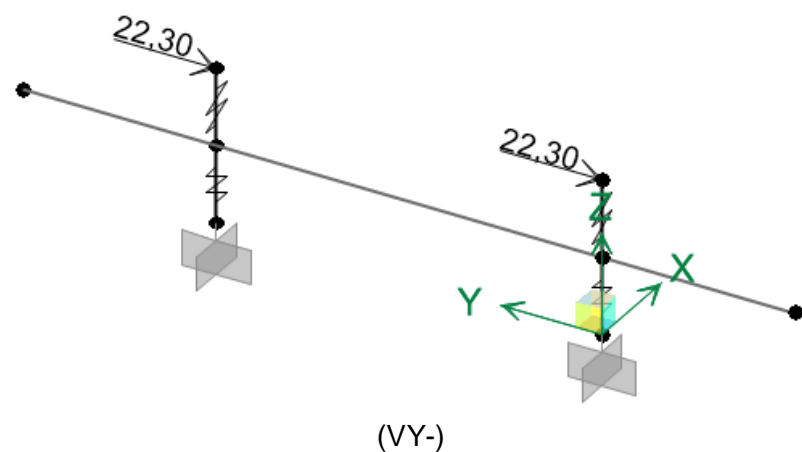
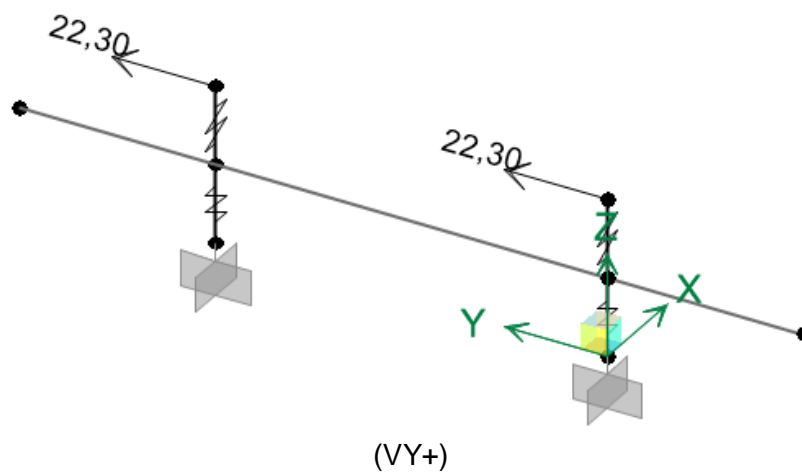
Aplicação no modelo numérico (é apresentado apenas o elemento da travessa e suas conexões):



E15

$h_S := 1\text{m} + .24\text{m} = 1.24\text{m}$	Altura da longarina e laje
$h_V := 2\text{m}$	Altura do veículo
$H := h_S + h_V = 3.24\text{m}$	Altura total da ponte carregada
$F_V := C_f \cdot q \cdot H = 5.955 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Força de vento por metro (perpendicular ao tráfego)
$F_{\text{apoio}} := \frac{F_V \cdot 15\text{m}}{4} = 22.3 \cdot \text{kN}$	Força por apoio da superestrutura

Aplicação no modelo numérico:



E10

$$h_S := .7\text{m} + .24\text{m} = \mathbf{0.94\text{m}}$$

Altura da longarina e laje

$$h_V := 2\text{m}$$

Altura do veículo

$$H := h_S + h_V = \mathbf{2.94\text{m}}$$

Altura total da ponte carregada

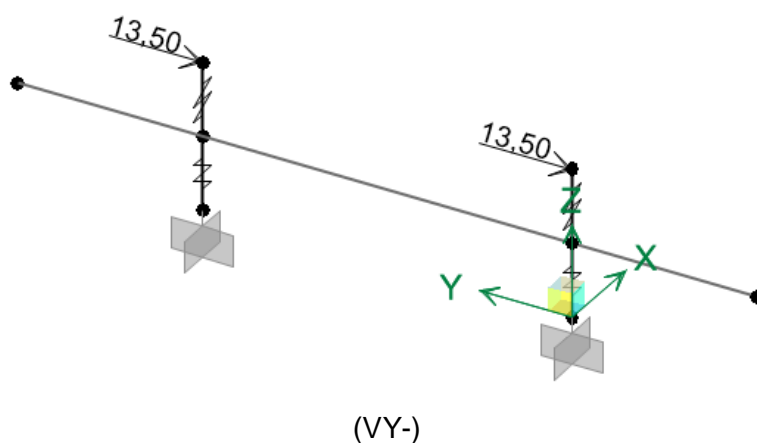
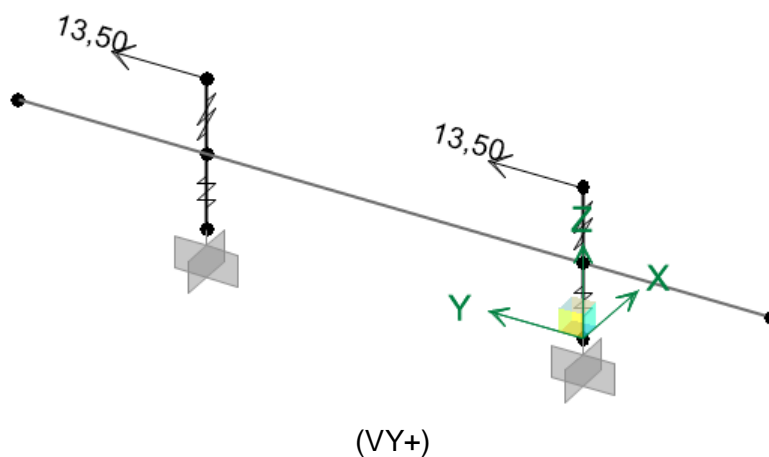
$$F_V := C_f \cdot q \cdot H = \mathbf{5.404 \cdot \frac{kN}{m}}$$


Força de vento por metro (perpendicular ao tráfego)

$$F_{\text{apoio}} := \frac{F_V \cdot 10\text{m}}{4} = \mathbf{13.51 \cdot kN}$$

Força por apoio da superestrutura

Aplicação no modelo numérico:



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 266 de 447

3.4.2.2 Frenagem e Aceleração (FX+, FX-)

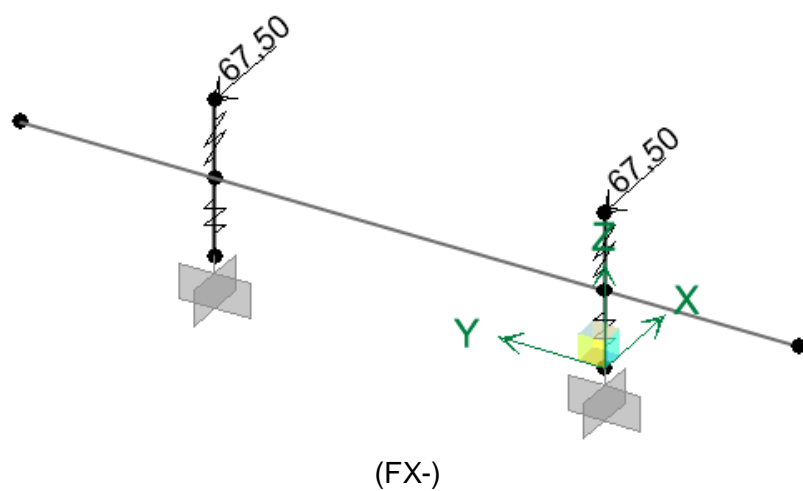
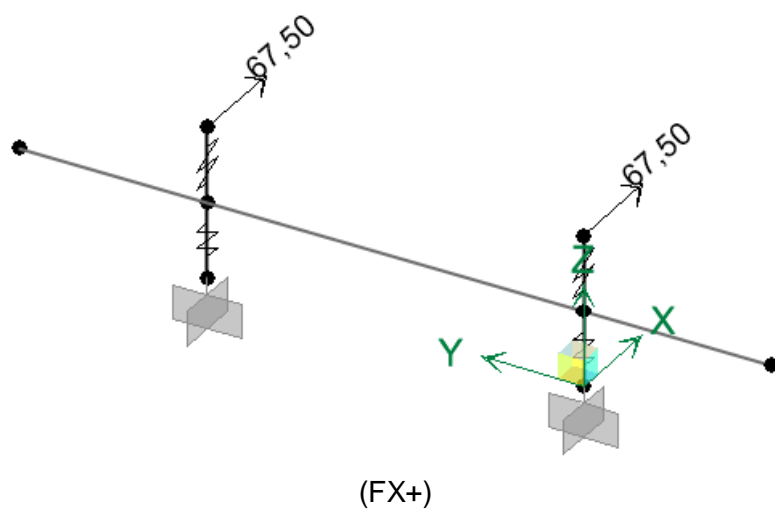
O carregamento devido à frenagem/aceleração é calculado de acordo com o item 5.2.1 da NBR 7188:2013. A favor da segurança, considera-se que a carga do vão de extremidade é transferida integralmente ao encontro visto que não se sabe *a priori* a rigidez do apoio da superestrutura imediatamente contíguo aos encontros (caso de OAEs formadas pela associação de dois ou mais módulos de superestrutura). A **Tabela 3-5** resume os parâmetros adotados e as cargas obtidas para cada variação de encontro.

Tabela 3-5 – Carregamento devido à frenagem/aceleração

E20	
$L := 20\text{m}$	Comprimento do vão
$B := 5\text{m} - 2 \cdot 0.4\text{m} = 4.2\text{m}$	Largura da faixa de rolamento
$CNF := 1.05$	Coeficiente do número de faixas
$TB450 := 450\text{kN}$	Carga móvel
$FN := \max\left(0.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot B \cdot L \cdot CNF, 135\text{kN}\right) = 135 \cdot \text{kN}$	Carga de frenagem/aceleração
$FN_{\text{apoio}} := \frac{FN}{2} = 67.5 \cdot \text{kN}$	Força por ponto de apoio

E20

Aplicação no modelo numérico:



E15
 $L := 15\text{m}$

Comprimento do vão

 $B := 5\text{m} - 2 \cdot 0.4\text{m} = 4.2\text{m}$

Largura da faixa de rolamento

 $CNF := 1.05$

Coeficiente do número de faixas

 $TB450 := 450\text{kN}$

Carga móvel

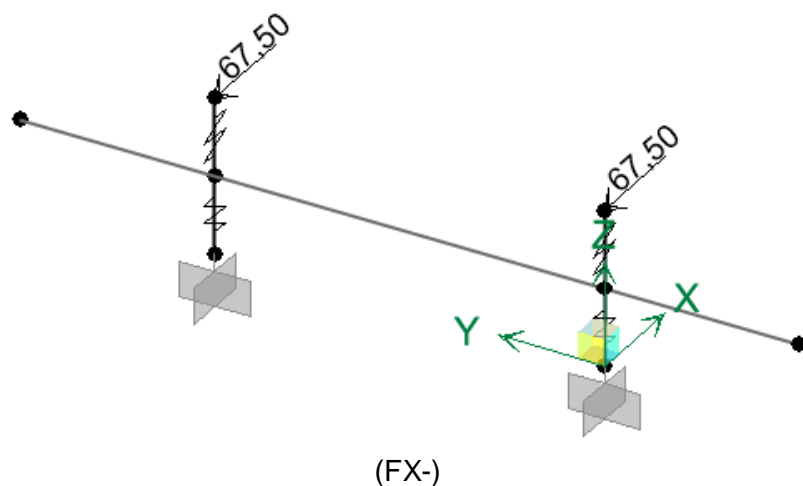
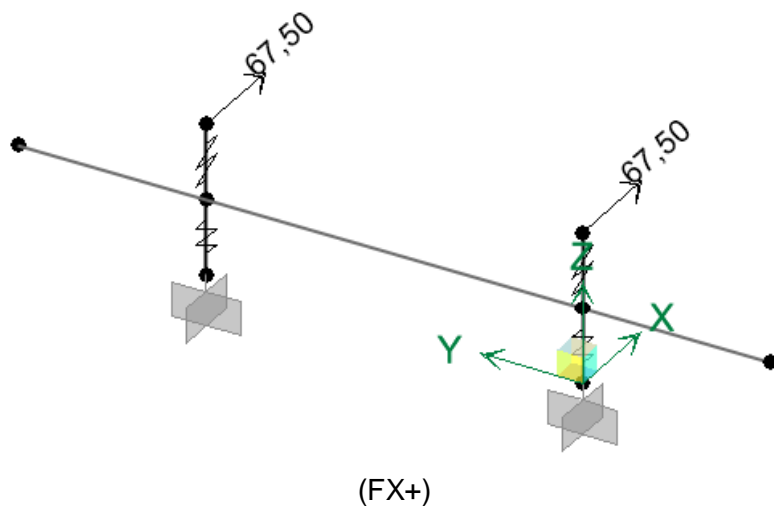
$$FN := \max\left(\frac{.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot B \cdot L \cdot CNF, 135\text{kN}\right) = 135 \cdot \text{kN}$$

Carga de frenagem/aceleração

$$FN_{\text{apoio}} := \frac{FN}{2} = 67.5 \cdot \text{kN}$$

Força por ponto de apoio

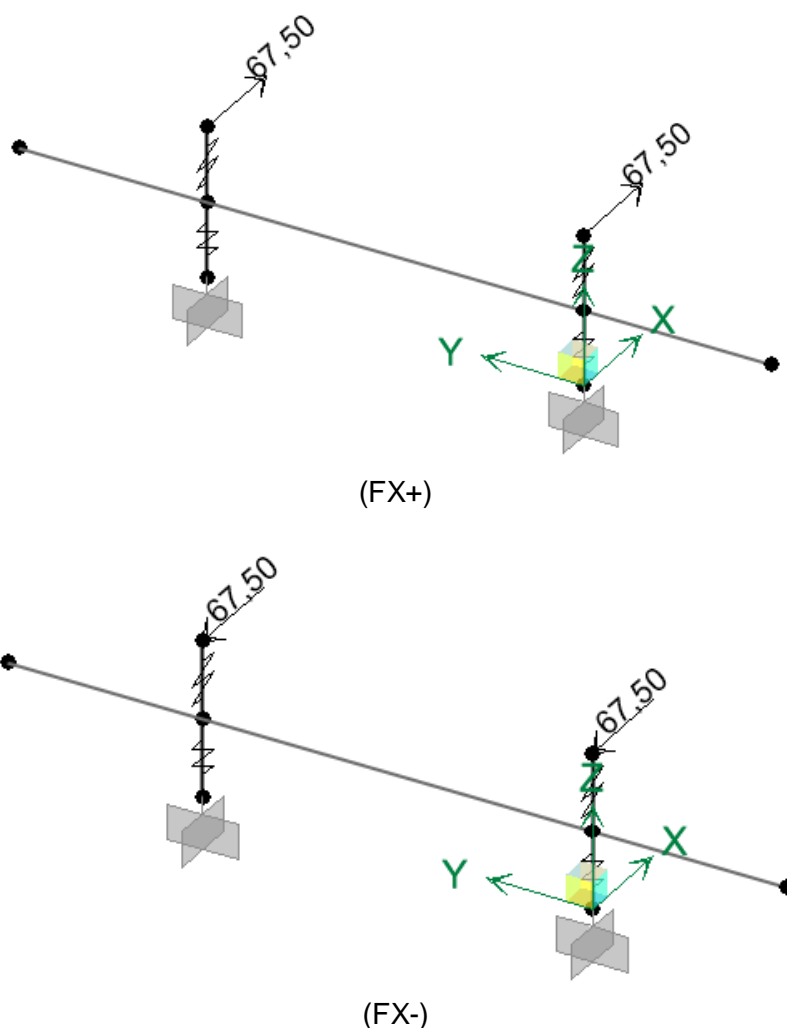
Aplicação no modelo numérico:




E10

$L := 10\text{m}$	Comprimento do vão
$B := 5\text{m} - 2 \cdot 0.4\text{m} = 4.2\text{m}$	Largura da faixa de rolamento
$CNF := 1.05$	Coefficiente do número de faixas
$TB450 := 450\text{kN}$	Carga móvel
$FN := \max\left(\frac{.25}{\text{m}^2} \cdot B \cdot L \cdot CNF, 135\text{kN}\right) = 135 \cdot \text{kN}$	Carga de frenagem/aceleração
$FN_{\text{apoio}} := \frac{FN}{2} = 67.5 \cdot \text{kN}$	Força por ponto de apoio

Aplicação no modelo numérico:



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 270 de 447

3.4.2.3 Variação de Temperatura (TX+, TX-)

A carga devido à variação de temperatura refere-se à carga transmitida aos encontros devido à expansão/retração da superestrutura devido à uma variação uniforme da temperatura do ambiente em que a OAE se encontra. Como hipótese de cálculo, considera-se que a rigidez dos aparelhos de apoio é muito menor que a rigidez dos encontros. A **Tabela 3-6** resume os parâmetros adotados e as cargas obtidas para cada tipo de encontro.

Tabela 3-6 – Carregamento devido à variação de temperatura

Parâmetros iniciais	
$G := 10 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Dureza shore
$e := 4.1\text{cm}$	Altura dos aparelhos de apoio
$\Delta T := 30$	Variação de temperatura (°C)
$\alpha := 10^{-5}$	Coeficiente de dilatação térmica (1/°C)

E20

$$L := 20\text{m}$$

Comprimento da superestrutura

$$A := 40\text{cm} \cdot 25\text{cm} = 0.1\text{m}^2$$

Área do aparelho de apoio em planta

$$k_n := \frac{G \cdot A}{e} = 2392 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rigidez do aparelho de apoio

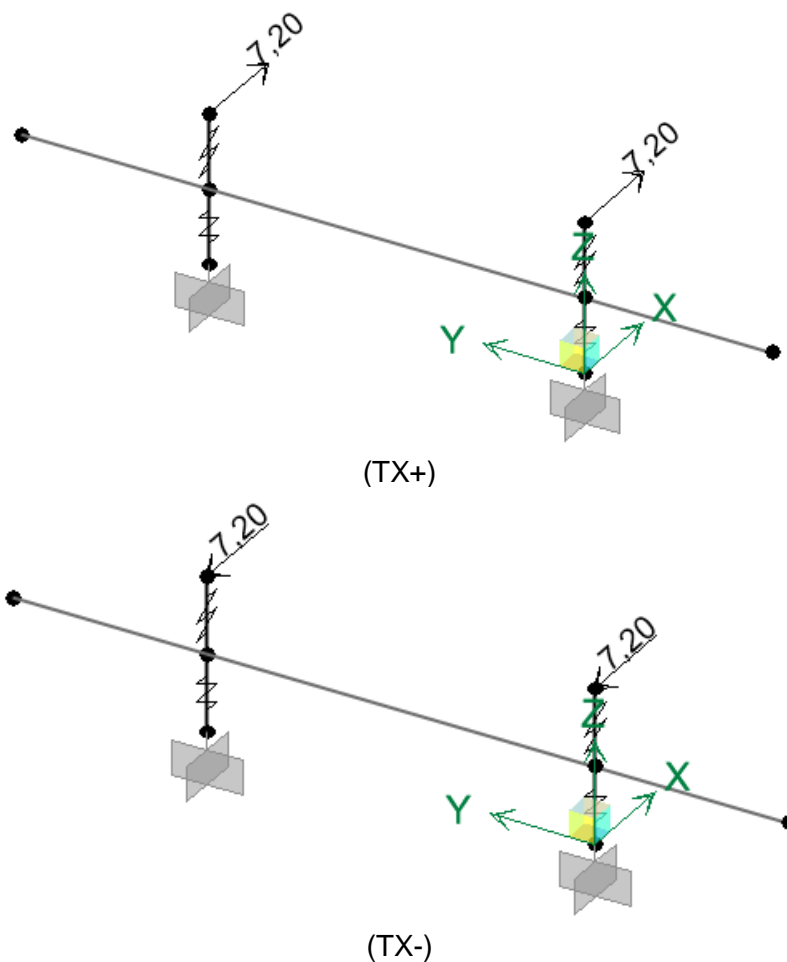
$$\Delta l := L \cdot \alpha \cdot \Delta T = 6\text{mm}$$

Variação de comprimento da superestrutura

$$F_{\text{Tapoio}} := \frac{k_n \cdot \Delta l}{2} = 7.2\text{kN}$$

Força por ponto de apoio

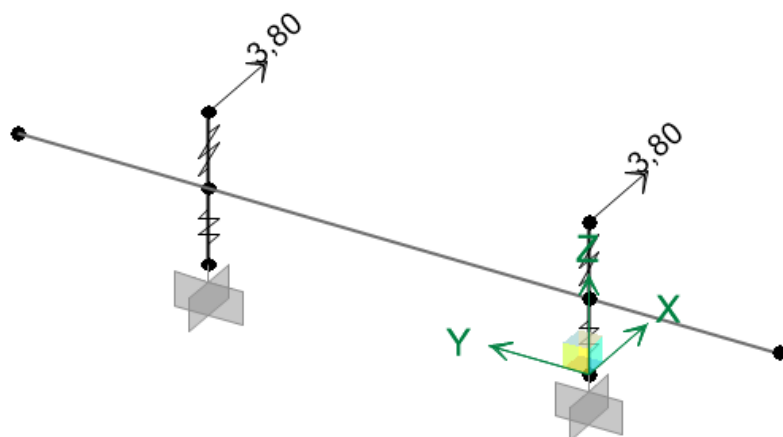
Aplicação no modelo numérico:



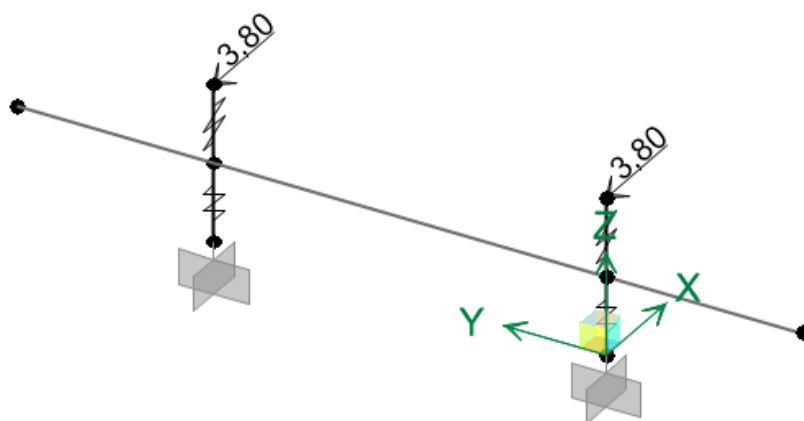
E15

$L := 15\text{m}$	Comprimento da superestrutura
$A := 35\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 0.07\text{m}^2$	Área do aparelho de apoio em planta
$k_n := \frac{G \cdot A}{e} = 1674 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Rigidez do aparelho de apoio
$\Delta l := L \cdot \alpha \cdot \Delta T = 4.5\text{mm}$	Variação de comprimento da superestrutura
$F_{\text{Tapoio}} := \frac{k_n \cdot \Delta l}{2} = 3.8\text{kN}$	Força por ponto de apoio

Aplicação no modelo numérico:



(TX+)



(TX-)

E10

$$L := 10\text{m}$$

Comprimento da superestrutura

$$A := 30\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 0.06\text{m}^2$$

Área do aparelho de apoio em planta

$$k_n := \frac{G \cdot A}{e} = 1435 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rigidez do aparelho de apoio

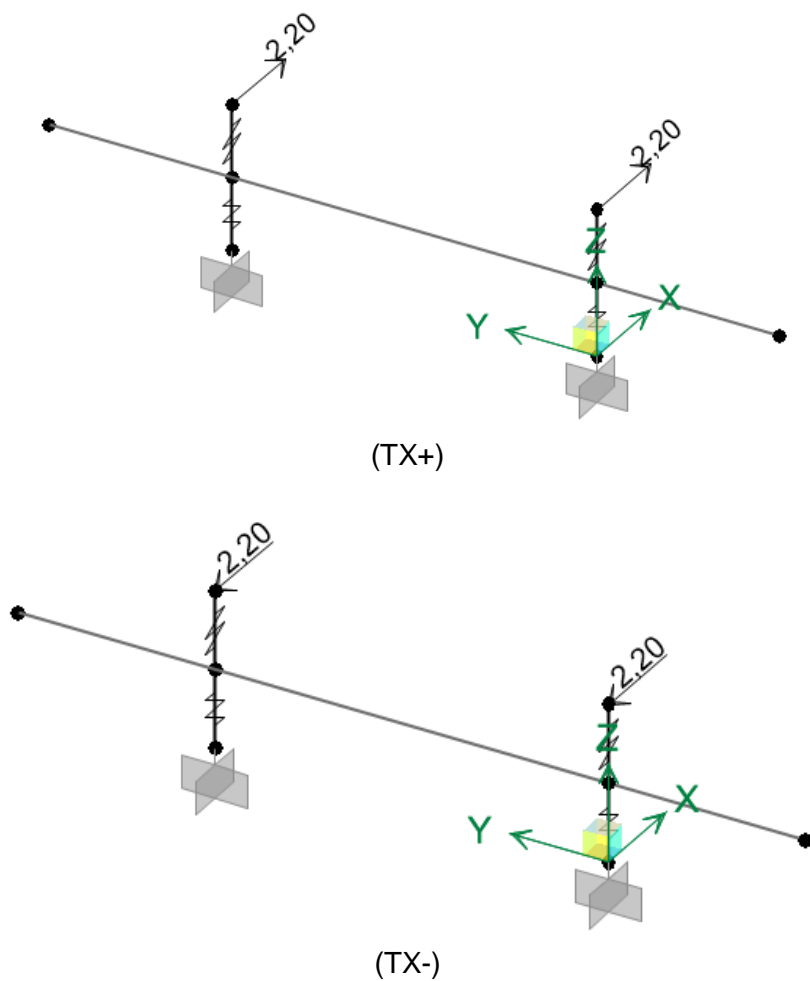
$$\Delta l := L \cdot \alpha \cdot \Delta T = 3\text{mm}$$

Variação de comprimento da superestrutura

$$F_{\text{Tapoio}} := \frac{k_n \cdot \Delta l}{2} = 2.2\text{kN}$$

Força por ponto de apoio

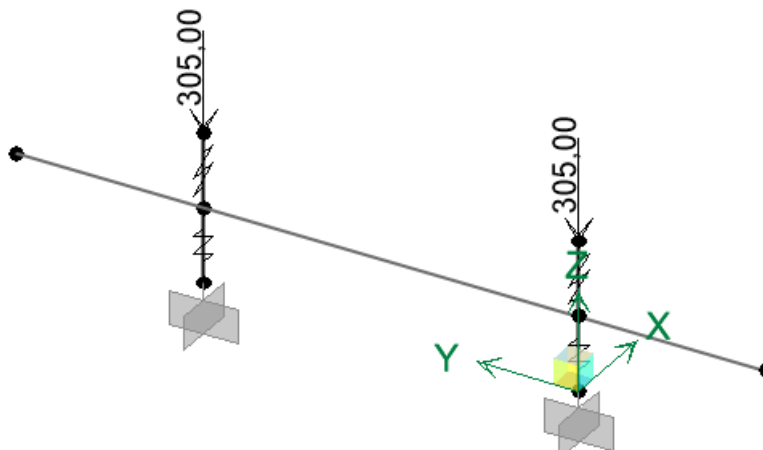
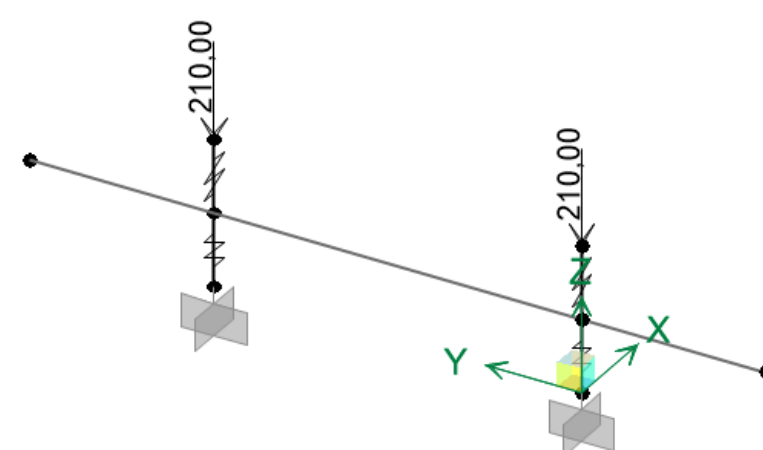
Aplicação no modelo numérico:



3.4.2.4 Cargas Permanentes (G)

A **Tabela 3-7** resume as reações de apoio das longarinas e mostra a aplicação no modelo numérico.

Tabela 3-7 – Reação permanente das longarinas

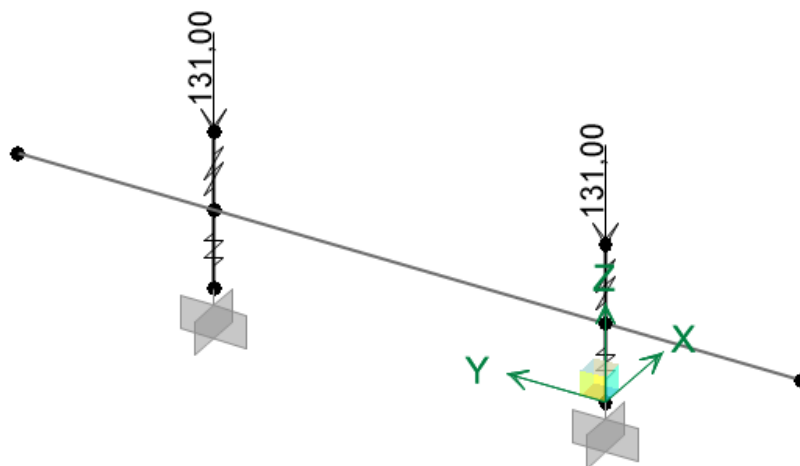
E20	
$G_{20} := 305\text{kN}$	Reação da superestrutura
<p>Aplicação no modelo numérico:</p> 	
E15	
$G_{15} := 210\text{kN}$	Reação da superestrutura
<p>Aplicação no modelo numérico:</p> 	

E10

 $G_{10} := 131 \text{ kN}$

Reação da superestrutura

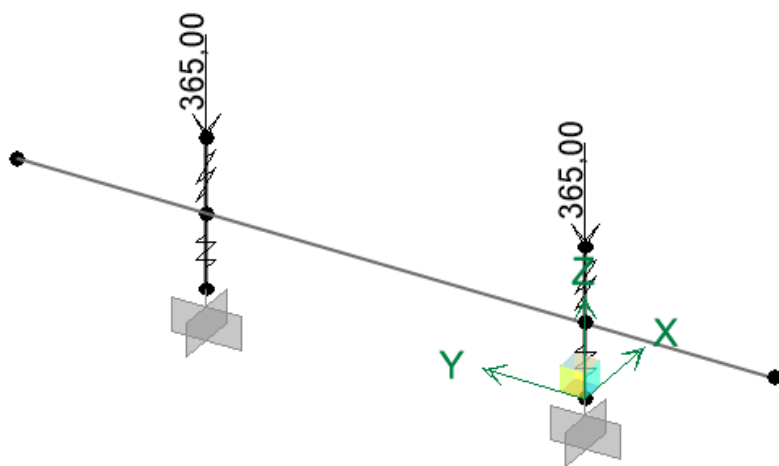
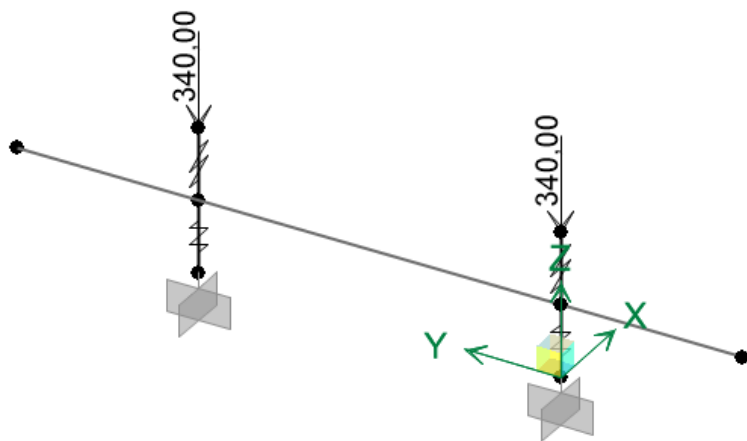
Aplicação no modelo numérico:



3.4.2.5 Cargas Móveis (Q)

A **Tabela 3-8** resume as reações de apoio das longarinas e mostra a aplicação no modelo numérico. Adota-se o valor máximo para os dois pontos de apoio, a favor da segurança.

Tabela 3-8 – Reação móvel das longarinas

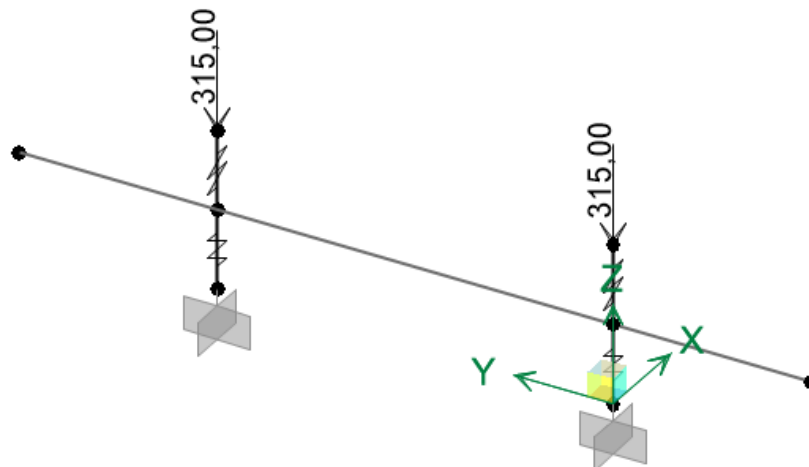
E20	
$Q_{20} := 365\text{kN}$	Reação da superestrutura
Aplicação no modelo numérico:	
	
E15	
$Q_{15} := 340\text{kN}$	Reação da superestrutura
Aplicação no modelo numérico:	
	


E10

$Q_{10} := 315\text{kN}$

Reação da superestrutura

Aplicação no modelo numérico:



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 278 de 447

3.4.3 Empuxo de Terra (EG, EQ)

O empuxo de solo pode ser dividido em duas parcelas: a permanente, devido ao peso próprio da laje de transição e ao maciço do solo; e a variável devido às cargas móveis. Para efeitos de simplificação de cálculo, adota-se o trem tipo homogeneizado. A **Tabela 3-9** resume os cálculos de empuxo e mostra o carregamento aplicado no modelo numérico.

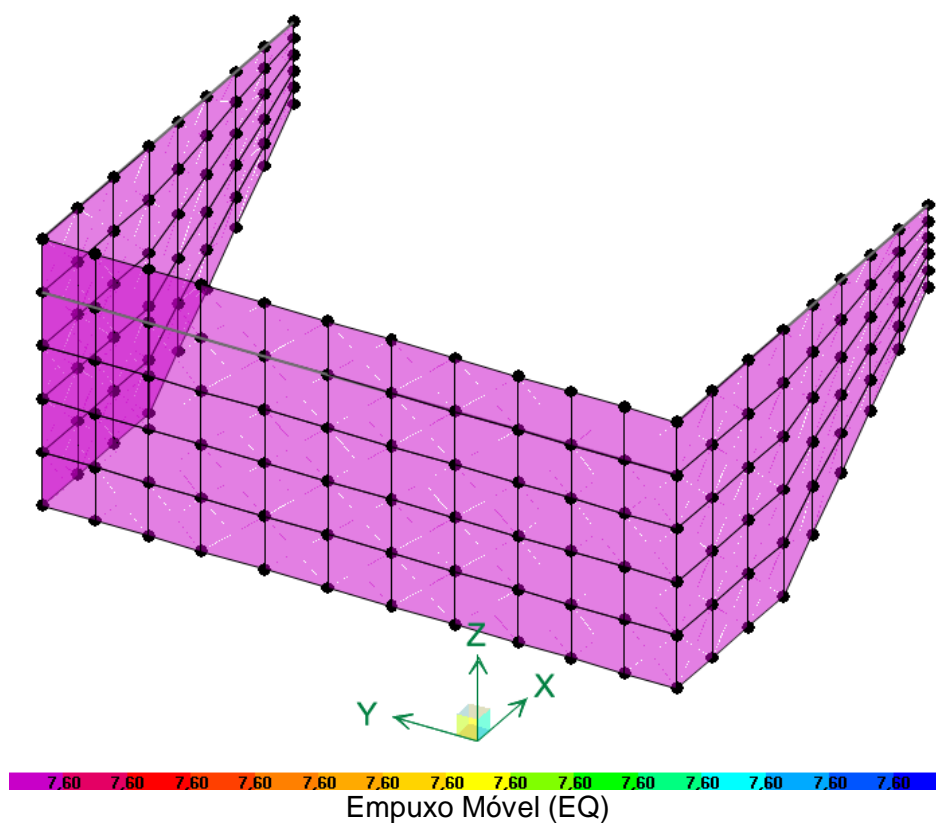
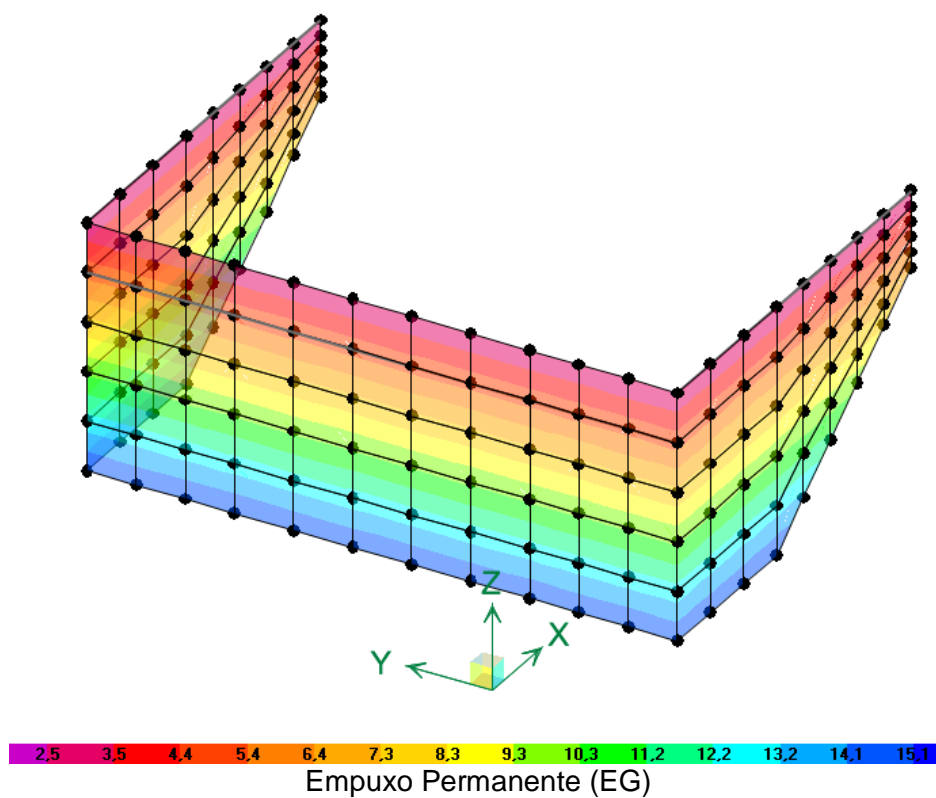
Os parâmetros do solo adotados estão em consonância com o Item 7.1.4.1 da ABNT NBR 7187:2021, ou seja, adota-se peso específico do solo igual a 18 kN/m³ e ângulo de atrito interno igual a 30°. Devido à conformação da geometria dos encontros tem-se que a estrutura está submetida a empuxo ativo. Por simplificação, a favor da segurança, considera-se que o solo não possui coesão e que não há atrito entre o terreno e a estrutura.

Tabela 3-9 – Empuxo de Solo

Parâmetros de cálculo	
$\phi := 30^\circ$	Ângulo de atrito interno
$\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso específico do solo
$L := 5\text{m} - 2 \cdot 4\text{m} = 4.2 \cdot \text{m}$	Largura de rolamento
$q_g := 30\text{cm} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Peso da laje de transição
$k_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.333$	Coeficiente de empuxo ativo
$E_g(z) := k_a \cdot q_g + k_a \cdot \gamma \cdot z$	Função empuxo permanente
$q_{qm} := \frac{25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3\text{m} + 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (L - 3\text{m})}{L} = 19.3 \cdot \text{kPa}$	Carregamento superficial devido à carga móvel. Média pela seção transversal.
$E_q(z) := k_a \cdot q_{qm}$	Função empuxo devido à carga móvel

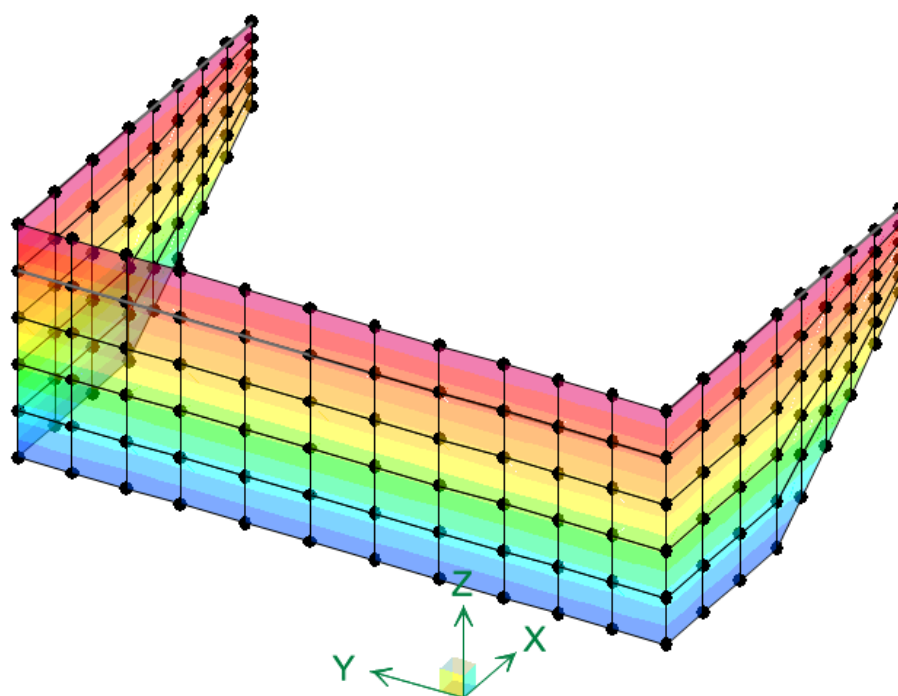
E20

Aplicação no modelo numérico:

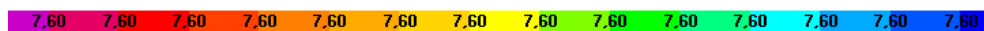
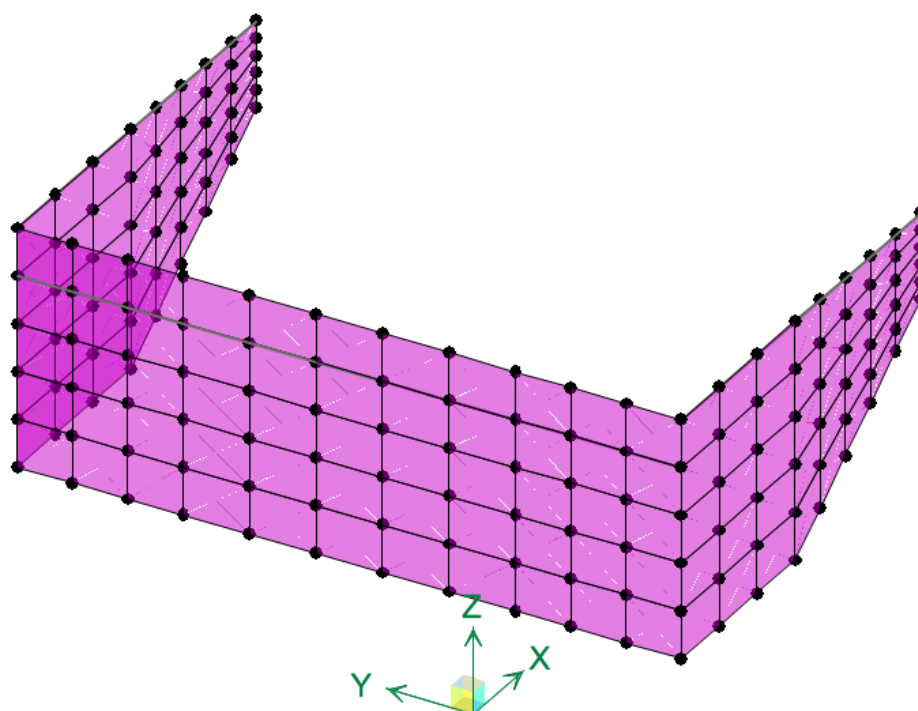


E15

Aplicação no modelo numérico:



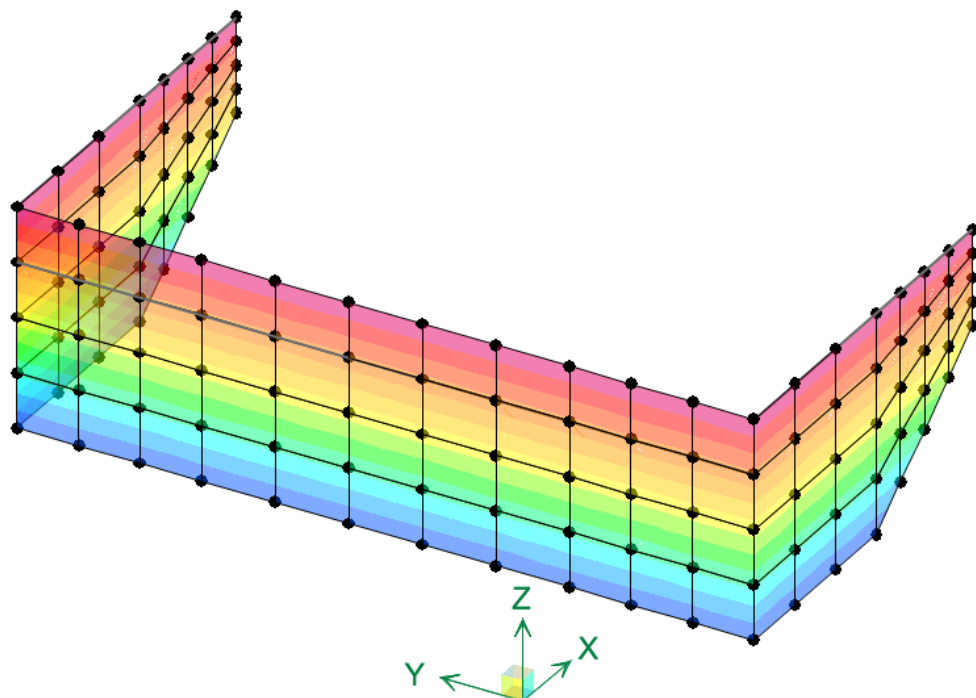
Empuxo Permanente (EG)



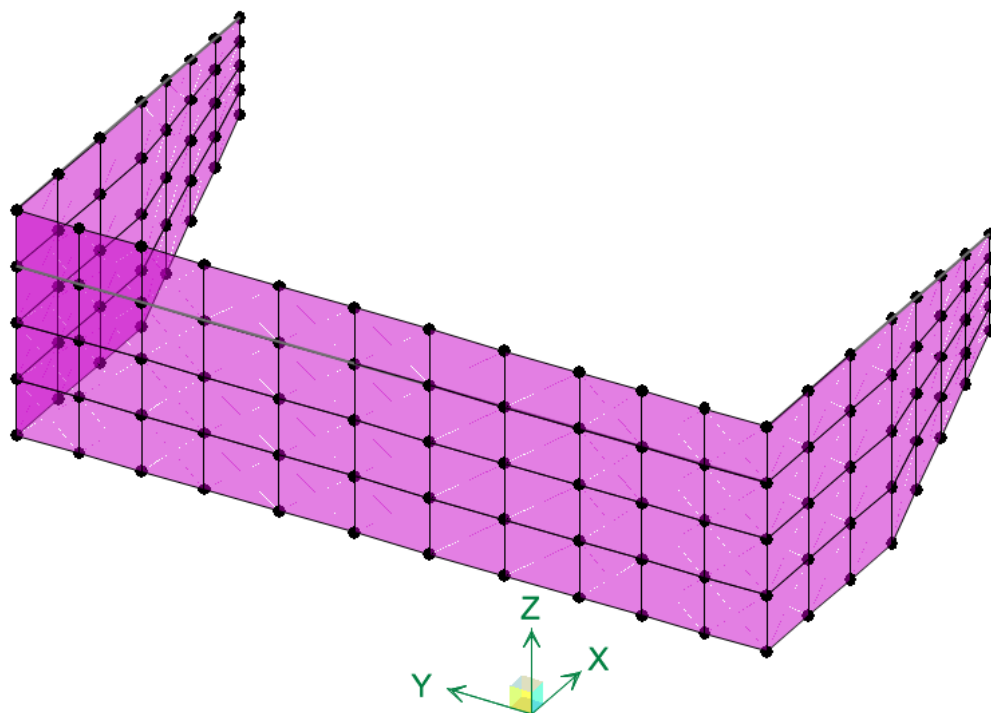
Empuxo Móvel (EQ)

E10

Aplicação no modelo numérico:



Empuxo Permanente (EG)



Empuxo Móvel (EQ)

3.4.4 Reações da Laje de Transição (RG, RQ)

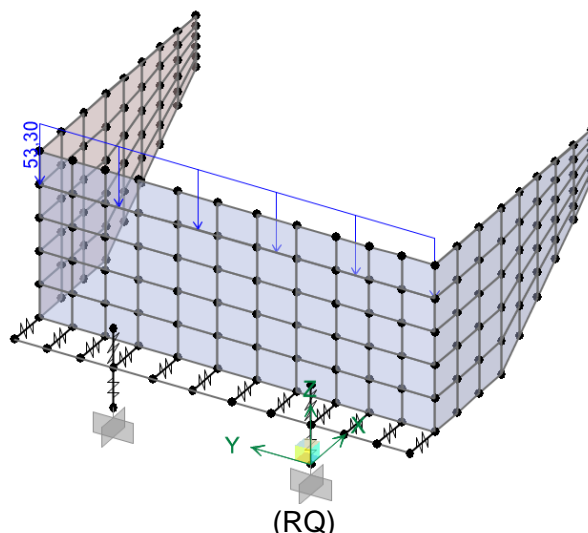
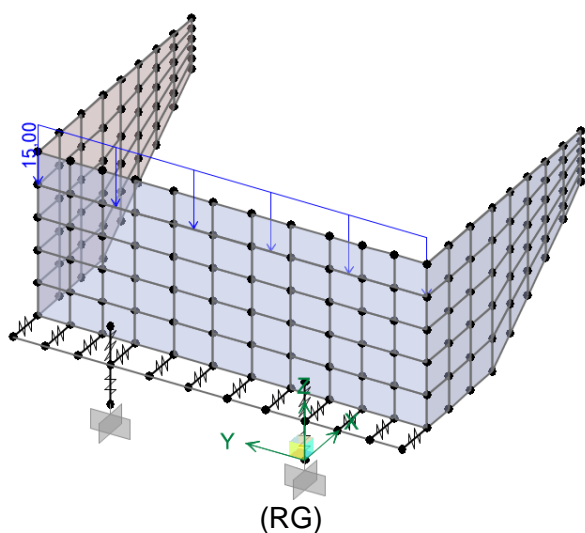
As reações da laje de transição são calculadas considerando o esquema estático simplesmente apoiado no sentido longitudinal, conforme preconiza o Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais (DNER, 1996). A **Tabela 3-10** resume os cálculos das reações de apoio no console, assim como a aplicação das cargas no modelo numérico.

Tabela 3-10 – Reações da laje de transição

Parâmetros de cálculo	
$L := 4\text{m}$	Comprimento longitudinal da laje de transição
$L_T := 5\text{m} - 2 \cdot (40\text{cm} + 2\text{cm}) = 4.16\text{m}$	Comprimento transversal da laje de transição
$q_g := 30\text{cm} \cdot 1\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Peso da laje de transição (faixa de 1m no sentido longitudinal)
$q_m := 1\text{m} \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Carga de multidão (faixa de 1m no sentido longitudinal)
$r_{tt} := 1\text{m} \cdot \frac{360\text{kN}}{L \cdot L_T} = 21.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Carga das rodas do trem-tipo homogeneizado (faixa de 1m no sentido longitudinal)
$R_G := \frac{q_g \cdot L}{2} = 15 \cdot \text{kN}$	Reação de apoio (por metro) das cargas permanentes
$R_Q := \frac{(q_m + r_{tt}) \cdot L}{2} = 53.3 \cdot \text{kN}$	Reação de apoio (por metro) das cargas móveis

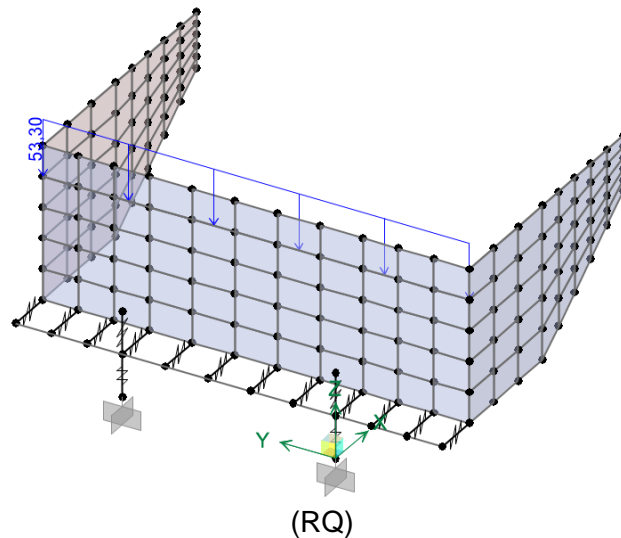
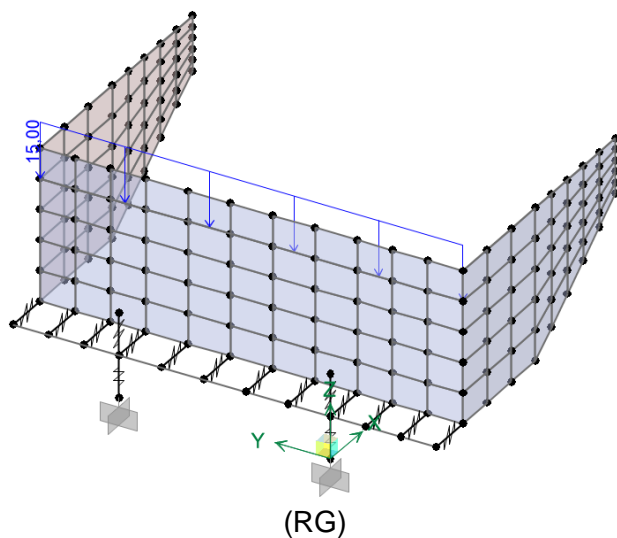
E20

Aplicação no modelo numérico:



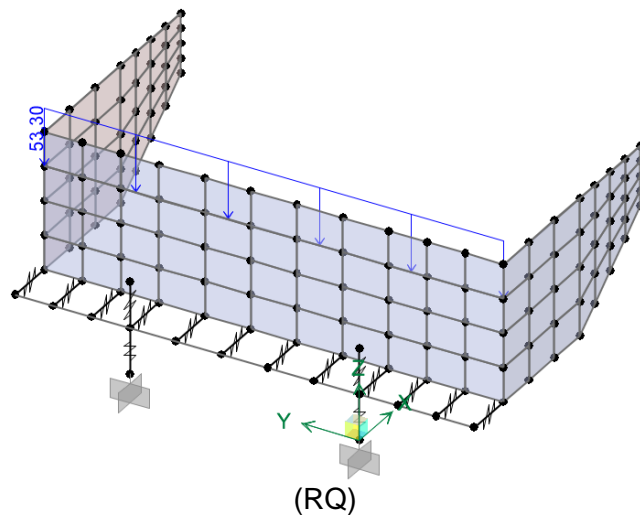
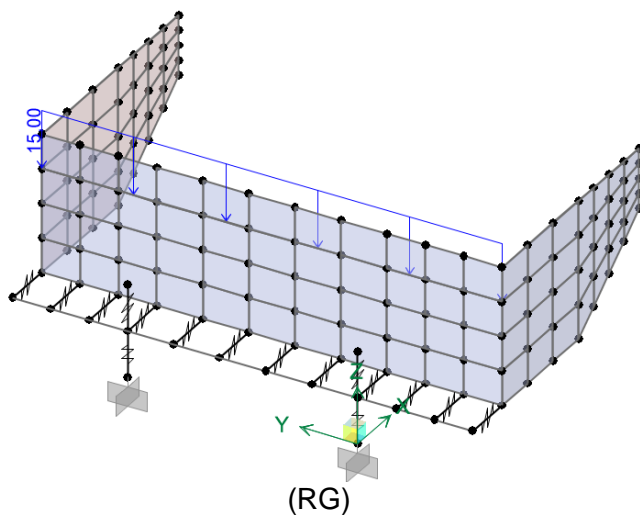
E15

Aplicação no modelo numérico:



E10

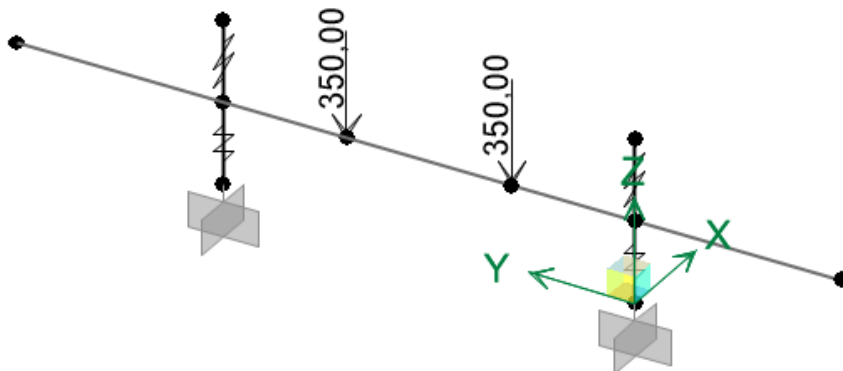
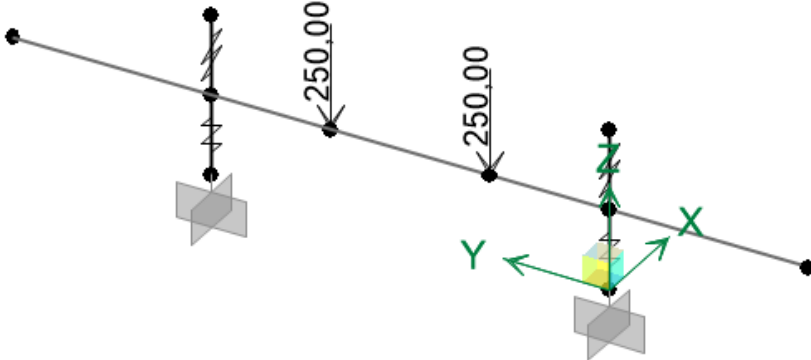
Aplicação no modelo numérico:



3.4.5 Elevação da Superestrutura (M)

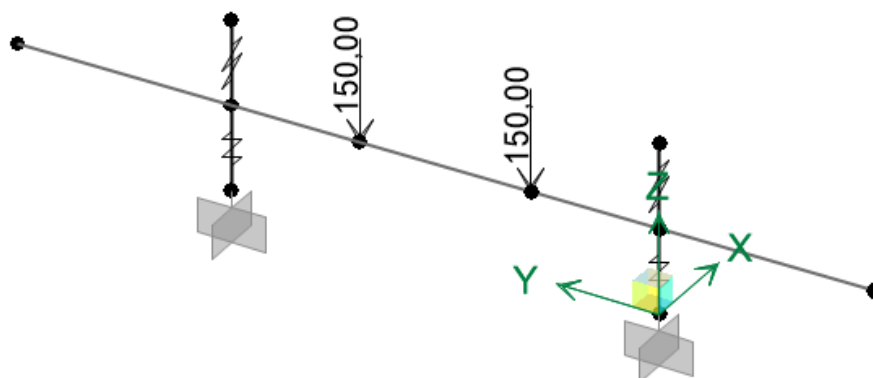
A operação de elevação da superestrutura é discutida na seção 2.8.2 deste documento. As reações dos macacos, de acordo com a **Tabela 2-68**, são aplicadas nos nós correspondentes da viga travessa. A elevação da estrutura para manutenção dos aparelhos de apoio é considerada uma combinação de carregamento de construção para fins de dimensionamento estrutural. A **Tabela 3-11** mostra a aplicação das cargas no modelo numérico.

Tabela 3-11 – Reações dos macacos para elevação da superestrutura

E20
<p>Aplicação no modelo numérico:</p> 
E15
<p>Aplicação no modelo numérico:</p> 

E10

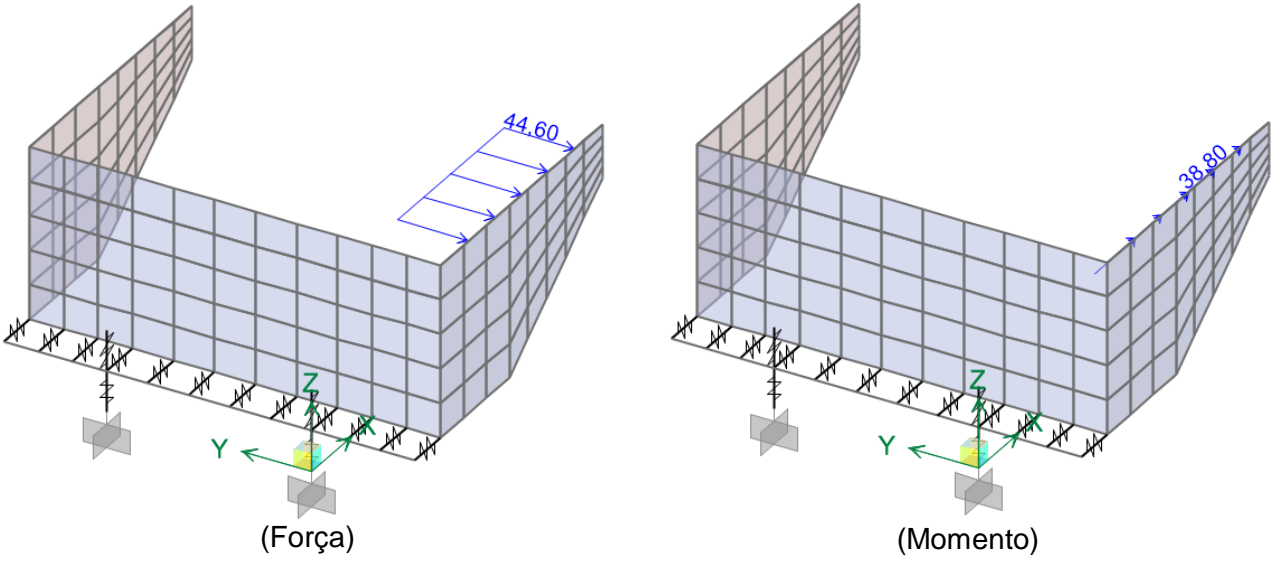
Aplicação no modelo numérico:



3.4.6 Impacto na Barreira Rígida (I)

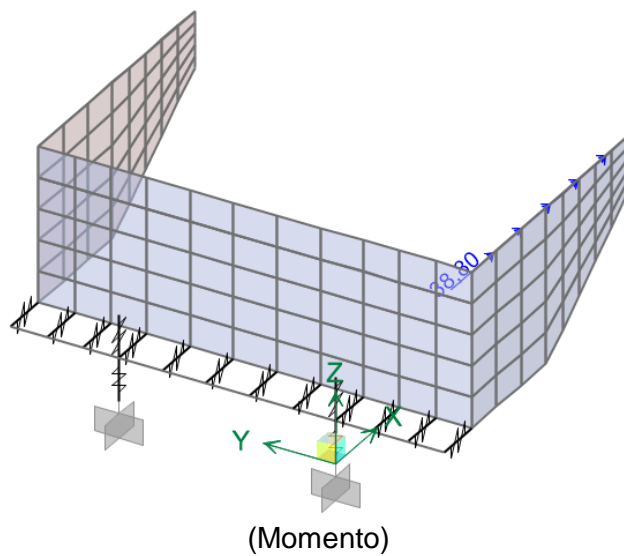
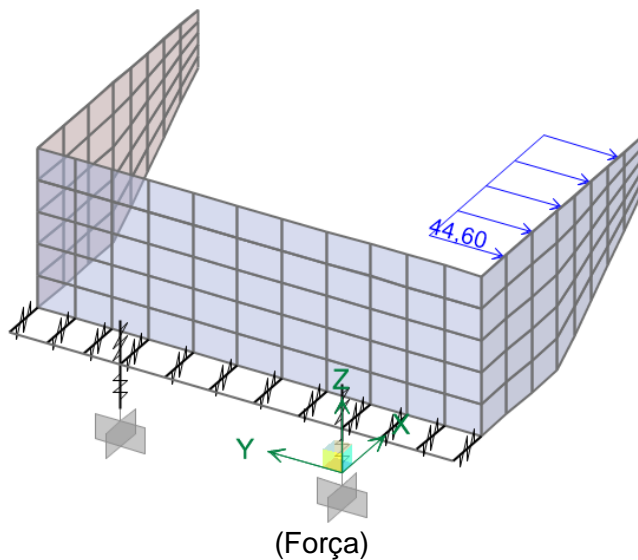
Conforme item 5.2.3.3 da ABNT NBR 7188:2013, deve ser considerado uma força de impacto horizontal nos elementos de contenção viária. Considera-se a carga de impacto atuando no topo da barreira rígida ao longo de um comprimento de 50 cm. Considerando um espraio de 45 graus, obtém-se os esforços atuantes na base da barreira conforme disposto na **Tabela 3-12**.

Tabela 3-12 – Impacto na Barreira Rígida

Parâmetros de cálculo	
$P := 100\text{kN}$	Força de impacto
$H := 87\text{cm}$	Altura da barreira rígida
$M_{NJ} := \frac{P \cdot H}{.5m + 2 \cdot H} = 38.8 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$	Momento por metro na base da barreira
$F_{NJ} := \frac{P}{.5m + 2 \cdot H} = 44.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Força por metro na base da barreira
E20	
Aplicação no modelo numérico:	
	

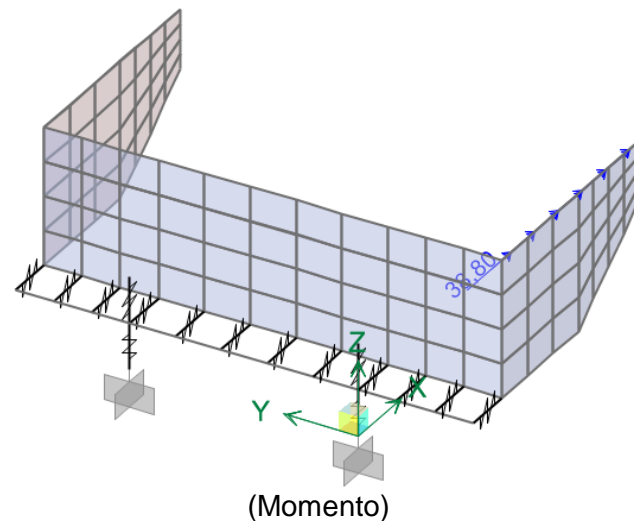
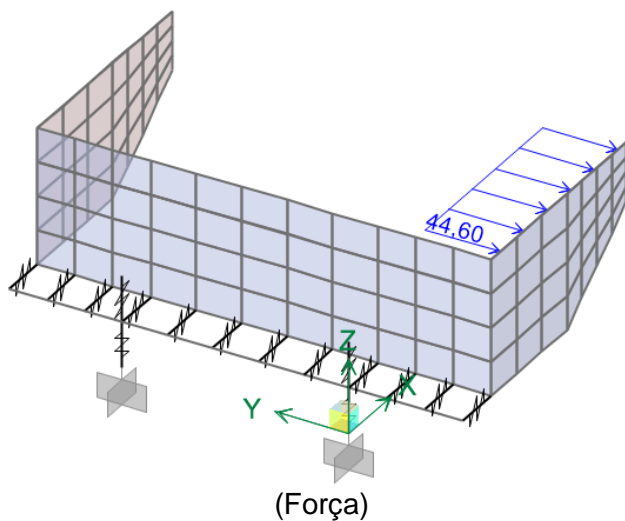
E15


Aplicação no modelo numérico:



E10

Aplicação no modelo numérico:



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 288 de 447

3.5 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTO

As combinações utilizadas para o dimensionamento e verificação dos encontros seguem as regras apresentadas na **Tabela 2-6**. Como as cargas provenientes da superestrutura descarregam diretamente sobre os pontos de apoio da estrutura dos encontros, estas não são incluídas nas combinações e foram adicionadas ao modelo numérico com vistas à obtenção do mapa de cargas para posterior dimensionamento das fundações.

As cargas permanentes (**PP**, **EG**, **RG**) são agrupadas no caso **PERM** e as moveis (**EQ** e **RQ**) no caso **MOVEL**. A Tabela 3-13 lista as combinações últimas normais.

Tabela 3-13 – Combinações Últimas Normais para os Encontros

Combinação	PERM	MOVEL
ELU-1	1,35	-
ELU-2	1,35	1,5
ELU-3	1,0	-
ELU-4	1,0	1,5

A Tabela 3-14 lista as combinações de carregamento de construção relativas ao macaqueamento da superestrutura (**M**) com vistas à manutenção dos aparelhos de apoio. Assim como descrito na seção 2.8.2, considera-se que não há tráfego na rodovia.

Tabela 3-14 – Combinações Últimas de Construção

Comb.	PERM	M
ELU-5	1,25	1,3
ELU-6	1,0	1,3

A Tabela 3-15 lista as combinações de carregamento excepcionais devido ao impacto (**I**).

Tabela 3-15 – Combinações Últimas Excepcionais

Comb.	PERM	I	MOVEL
ELU-7	1,15	1,0	-
ELU-8	1,00	1,0	0,3

A Tabela 3-16 lista as combinações frequentes de serviço para fins de verificação ao estado limite de formação e abertura de fissuras.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 289 de 447

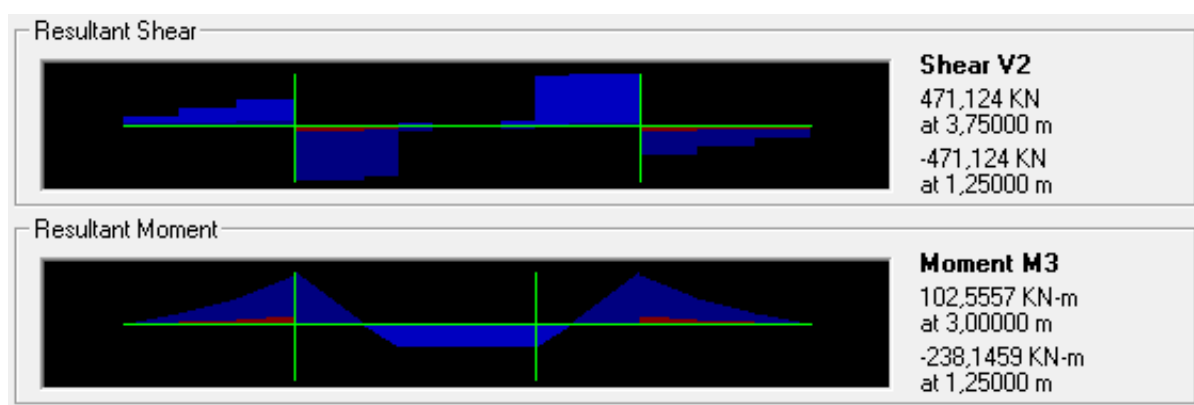
Tabela 3-16 – Combinações Frequentes para os Encontros

Comb.	PERM	MOVEL
ELS-1	1,0	-
ELS-2	1,0	0,5

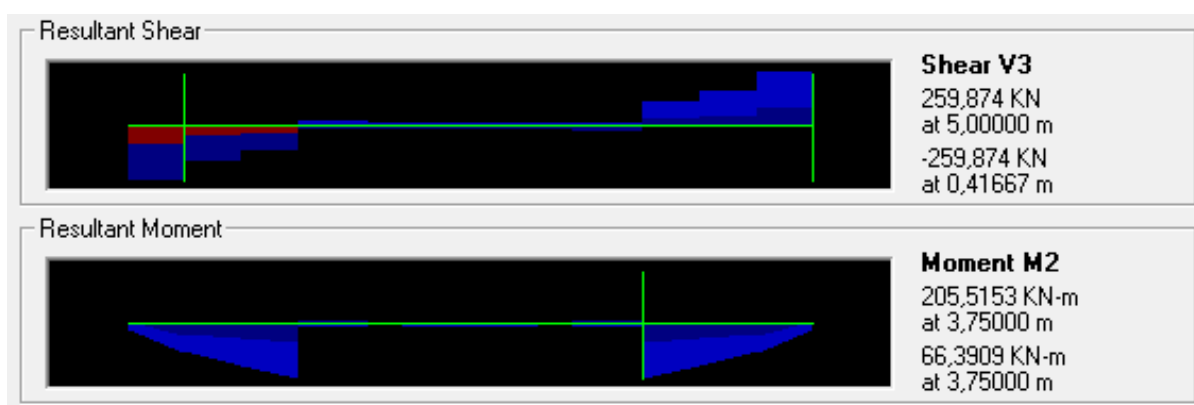
3.6 DIMENSIONAMENTO DA VIGA TRAVESSA – E20

3.6.1 Dimensionamento no ELU

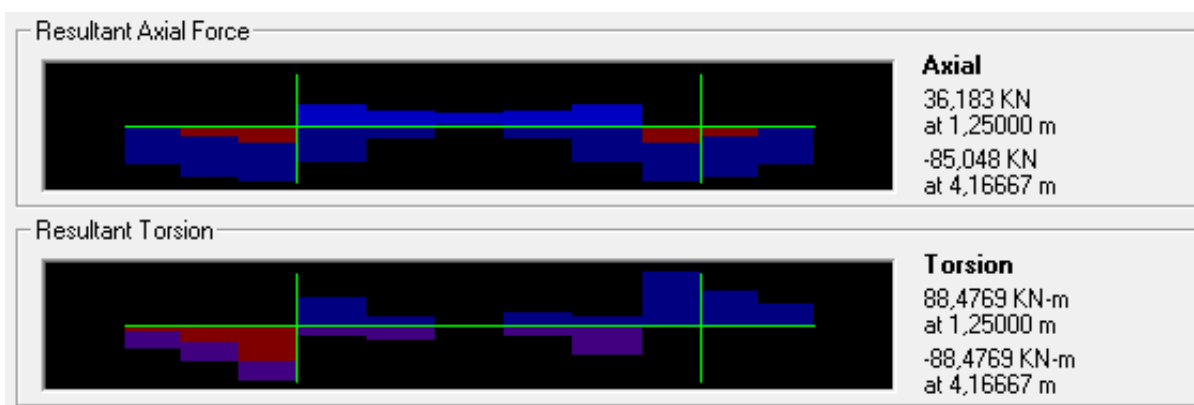
A Figura 3-3 mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa para as combinações últimas.



(a) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Vertical.




(b) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Horizontal.



(c) Esforço Normal e torção.

Figura 3-3 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa – E20

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 291 de 447

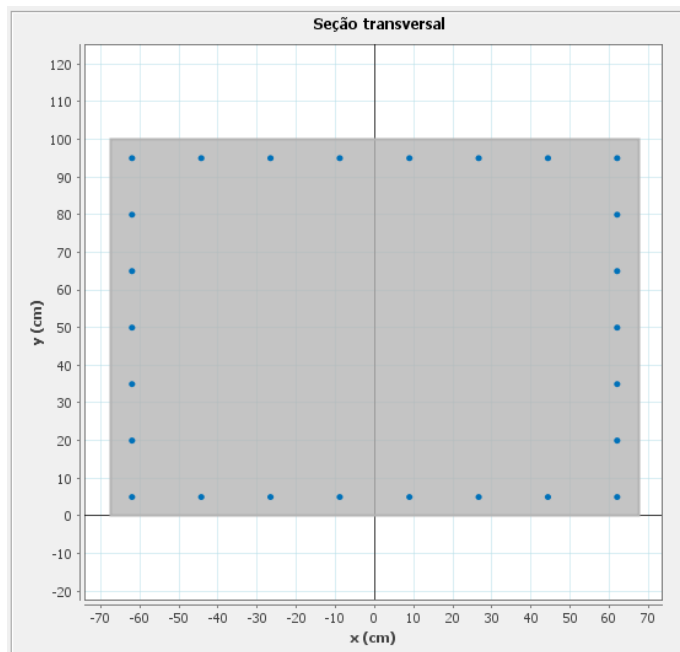
O dimensionamento da armadura de flexão da travessa é apresentado na Tabela 3-17.

Tabela 3-17 – Armadura Longitudinal da Travessa – E20

Verificação do momento mínimo no plano vertical	
$b := 135\text{cm}$	Base da Viga
$h := 100\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 238.2\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano vertical
$W_0 := b \cdot \frac{h^2}{6} = 0.225 \cdot \text{m}^3$	Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto
$f_{ctksup} := 1.3 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1\text{MPa}} \right)^{\left(\frac{2}{3} \right)} \cdot 1\text{MPa} = 3.765 \cdot \text{MPa}$	Resistência característica superior do concreto à tração
$M_{dmin} := 0.8 \cdot W_0 \cdot f_{ctksup} = 677.8 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$	Momento mínimo. Utilizar momento mínimo no dimensionamento, pois $M_{dmin} > M_d$.
Verificação do momento mínimo no plano horizontal	
$b := 100\text{cm}$	Base da Viga
$h := 135\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 205.5\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano horizontal
$W_0 := b \cdot \frac{h^2}{6} = 0.304 \cdot \text{m}^3$	Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto
$f_{ctksup} := 1.3 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1\text{MPa}} \right)^{\left(\frac{2}{3} \right)} \cdot 1\text{MPa} = 3.765 \cdot \text{MPa}$	Resistência característica superior do concreto à tração
$M_{dmin} := 0.8 \cdot W_0 \cdot f_{ctksup} = 915 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$	Momento mínimo. Utilizar momento mínimo no dimensionamento, pois $M_{dmin} > M_d$

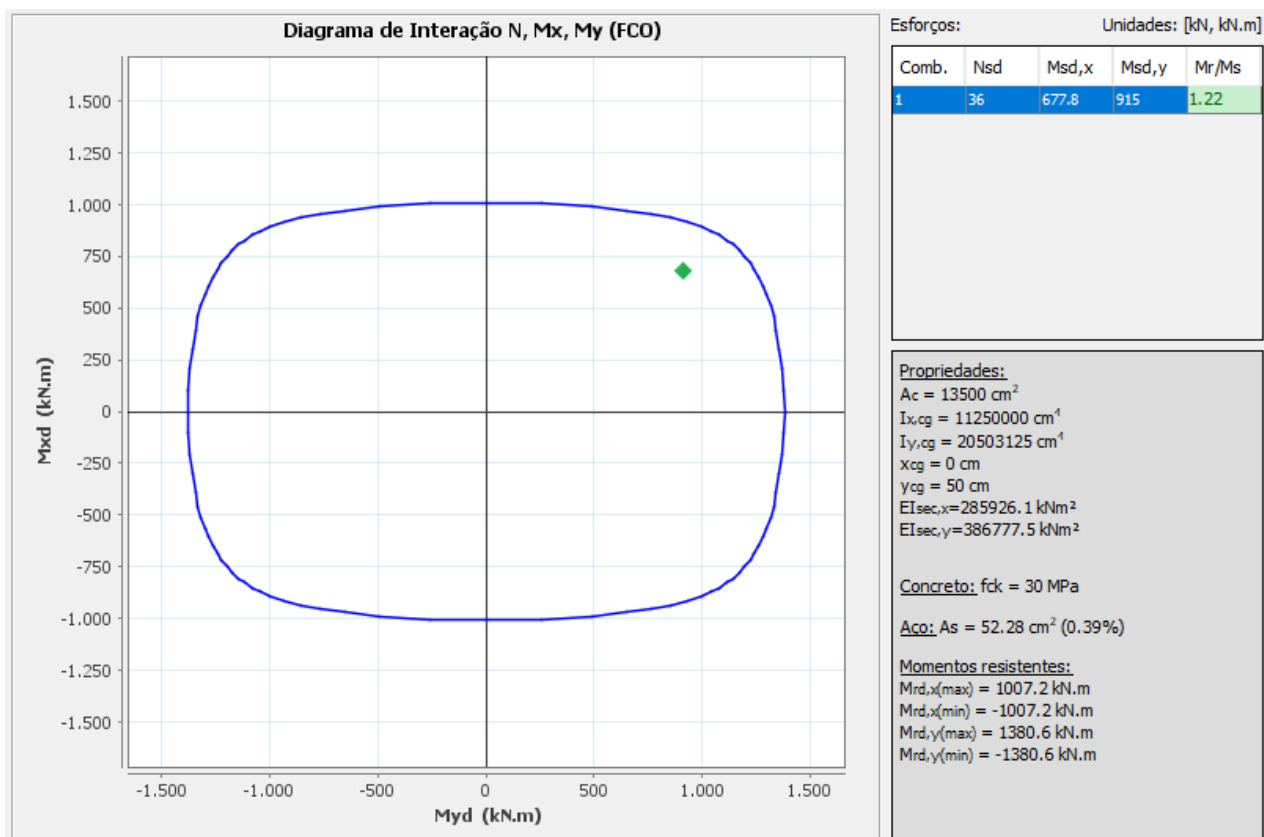
Verificação à flexão composta oblíqua


Armadura adotada:



(26 ϕ 16mm)

Diagrama de interação:



	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 293 de 447

O dimensionamento da armadura transversal da travessa é apresentado na **Tabela 3-18**.

Tabela 3-18 – Armadura Transversal da Travessa – E20

Dimensionamento ao esforço cortante no plano vertical	
$b_w := 135\text{cm}$	Base da Viga
$h := 100\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 472\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo no plano vertical
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$\alpha := 90^\circ$	Inclinação da armadura transversal
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão
$\alpha_2 := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\text{MPa}}\right) = 0.88$	Coeficiente redutor
$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha_2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 6529.76\text{ kN}$	$> V_{Sd}$ OK!
$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 1114.42\text{ kN}$	Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
$\rho_{min} := \frac{0.2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0.00116$	Taxa geométrica de armadura mínima
$A_{swmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1\text{m} = 15.64\text{ cm}^2$	Armadura transversal mínima no plano vertical
Dimensionamento ao esforço cortante no plano horizontal	
$b_w := 100\text{cm}$	Base da Viga
$h := 135\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 260\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo no plano horizontal
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$\alpha := 90^\circ$	Inclinação da armadura transversal
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão

Dimensionamento ao esforço cortante no plano horizontal

$$\alpha_{v2} := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\text{MPa}}\right) = 0.88$$

Coeficiente redutor

$$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 6618.86 \text{ kN}$$

 $> V_{sd}$ OK!

$$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 1129.62 \text{ kN}$$

Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça

$$\rho_{min} := \frac{0.2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0.00116$$

Taxa geométrica de armadura mínima

$$A_{swmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1\text{m} = 11.59 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal mínima no plano horizontal

Verificação ao esforço de torção

$$b := 135\text{cm}$$

Base da Viga

$$h := 100\text{cm}$$

Altura da Viga

$$T_{sd} := 89\text{kN}\cdot\text{m}$$

Torçor de cálculo

$$\theta := 45^\circ$$

Inclinação das bielas de compressão

$$h_e := \frac{A}{u} = 28.723 \text{ cm}$$

Espessura da parede equivalente

$$A_e := (b - h_e)(h - h_e) = 7.575 \times 10^3 \cdot \text{cm}^2$$

Área limitada pela linha média da parede da seção vazada

$$T_{Rd2} := 0.5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin(2 \cdot \theta) = 2051.5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

 $> T_{sd}$ OK!

$$A_{90} := \frac{T_{sd} \cdot 100\text{cm}}{f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot(\theta)} = 1.351 \cdot \text{cm}^2$$


Área da seção transversal dos estribos

$$A_{sl} := \frac{u_e \cdot T_{sd}}{2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan(\theta)} = 4.798 \cdot \text{cm}^2$$

Área da seção da armadura longitudinal devido à torção

$$A_{slmin} := 0.2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot h_e \cdot u_e = 11.817 \cdot \text{cm}^2$$

Armadura longitudinal mínima devido à torção


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 295 de 447

Armadura adotada
<p>A armadura transversal adotada refere-se à armadura mínima levando-se em conta o entendimento de que a taxa geométrica mínima apresentada na ABNT NBR 6118:2014 abrange a armadura transversal total (soma da armadura para o esforço cortante e esforço torçor). Ou seja, utiliza-se armadura composta por φ10 mm a cada 15 cm em quatro ramos verticais em ambas as direções.</p> <p>A armadura definida para a flexão já atende a armadura longitudinal mínima de torção.</p>

A introdução das reações das longarinas em uma área reduzida da superfície viga travessa provoca o surgimento de tensões de tração no interior do maciço de concreto, conhecido como esforço de fendilhamento. O dimensionamento da armadura de fendilhamento é apresentado na **Tabela 3-19**.

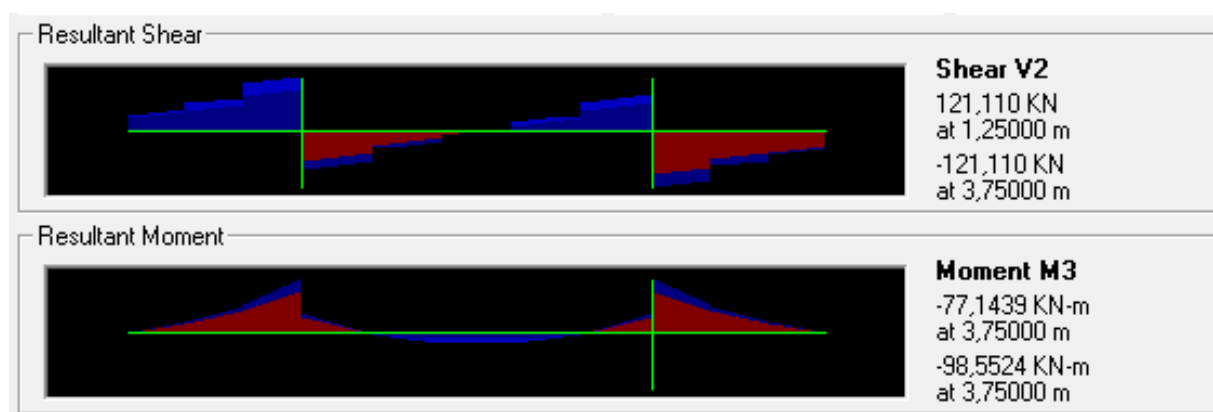
Tabela 3-19 – Armadura de Fendilhamento – E20

Fendilhamento – E20	
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$	Tensão de escoamento de cálculo do aço
$G := 305 \text{ kN}$	Reação permanente da longarina
$Q := 365 \text{ kN}$	Reação móvel da longarina
$F_{Sd} := G \cdot 1.35 + Q \cdot 1.5 = 959.25 \text{ kN}$	Força solicitante de cálculo
$Z_d := .25 \cdot F_{Sd} = 239.813 \text{ kN}$	Resultante de fendilhamento (despreza-se a relação entre a área carregada e a área total, a favor da segurança)
$A_s := \frac{Z_d}{f_{yd}} = 5.516 \text{ cm}^2$	Armadura necessária. A armadura é dividida em duas camadas de barras φ8mm, sendo que na área referente ao poio dos macacos para elevação da superestrutura prevê-se a utilização de camada única.

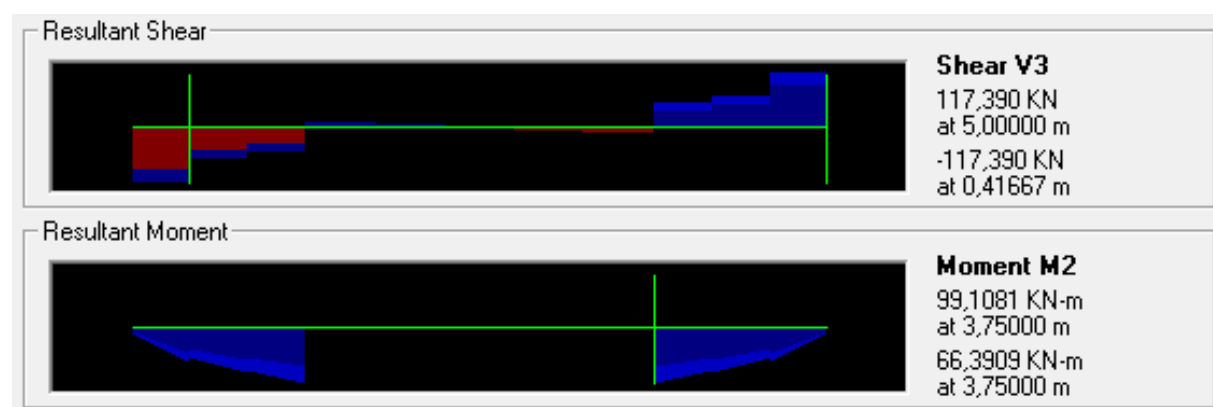
	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 296 de 447

3.6.2 Verificação ao ELS

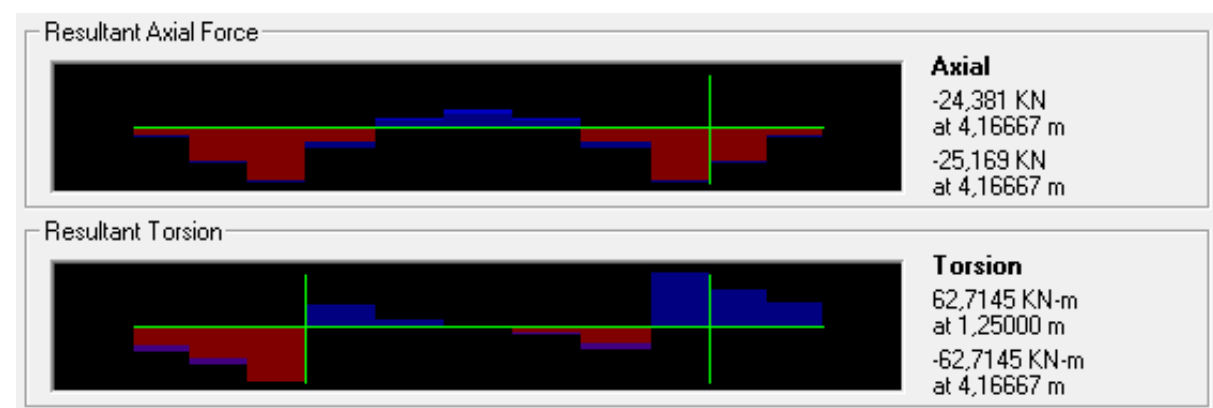
A **Figura 3-4** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa para as combinações de serviço.



(a) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Vertical.



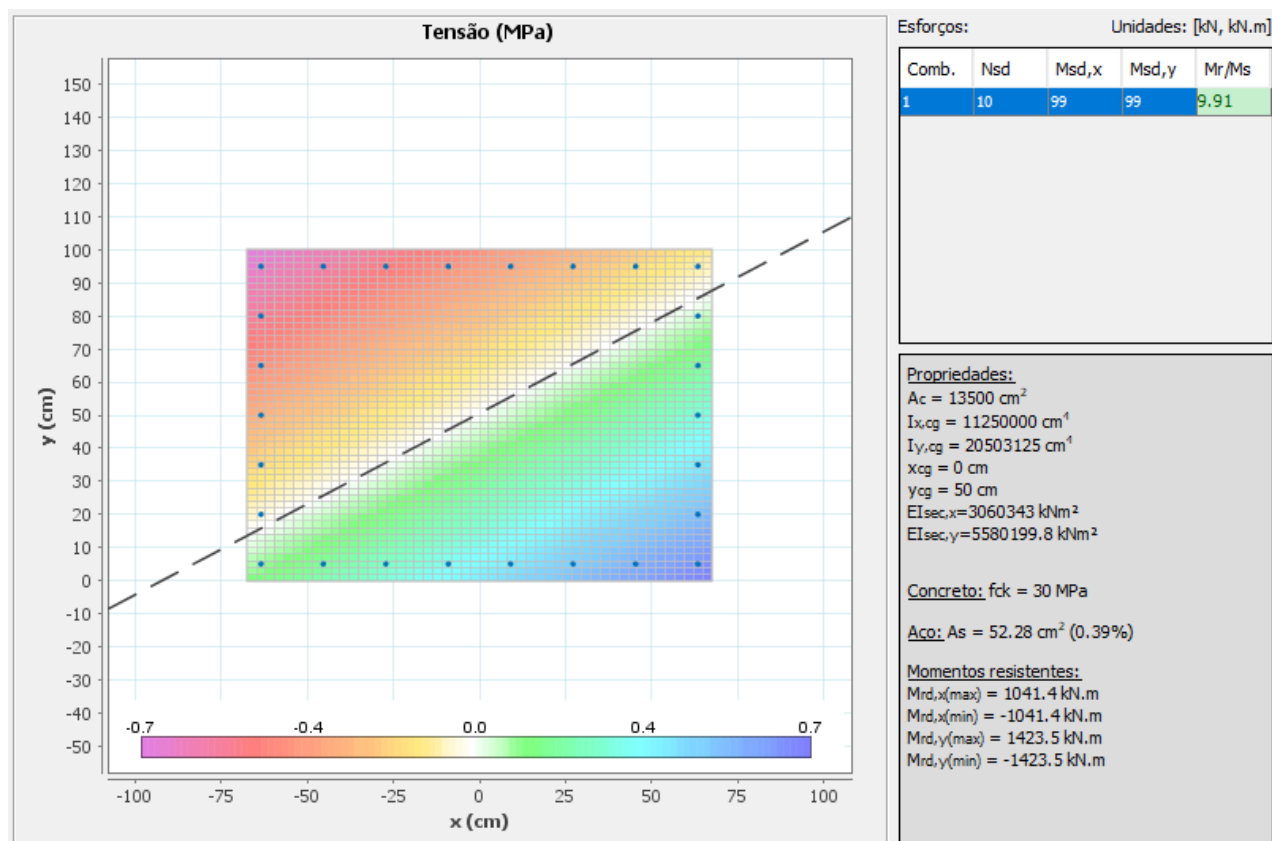
(b) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Horizontal.



(c) Esforço Normal e torção.

Figura 3-4 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa – E20

A **Figura 3-5** mostra o diagrama de tensões no estágio I para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de formação de fissuras (ELS-F).



(Diagrama de Tensões no Estádio I)

Resultado:

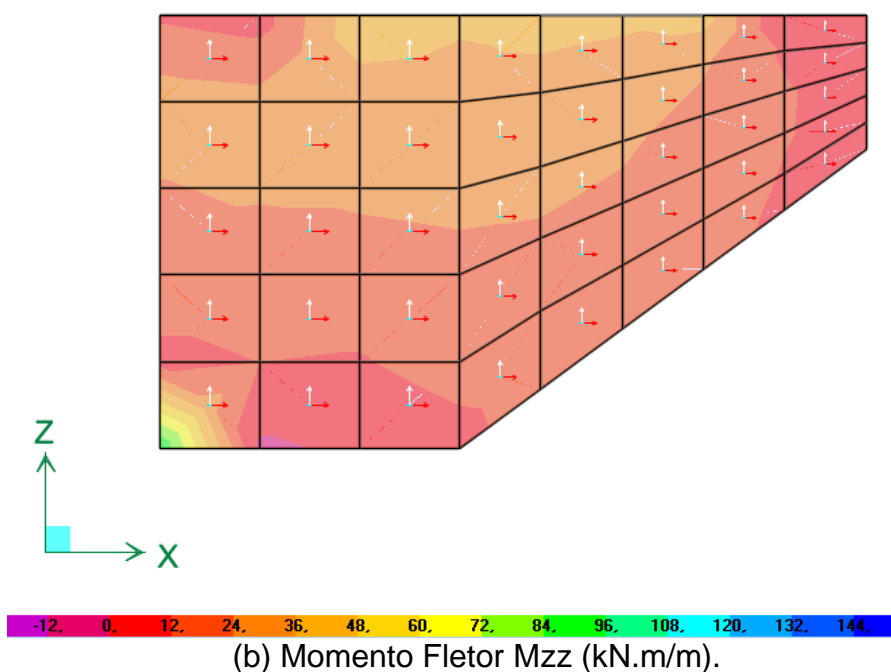
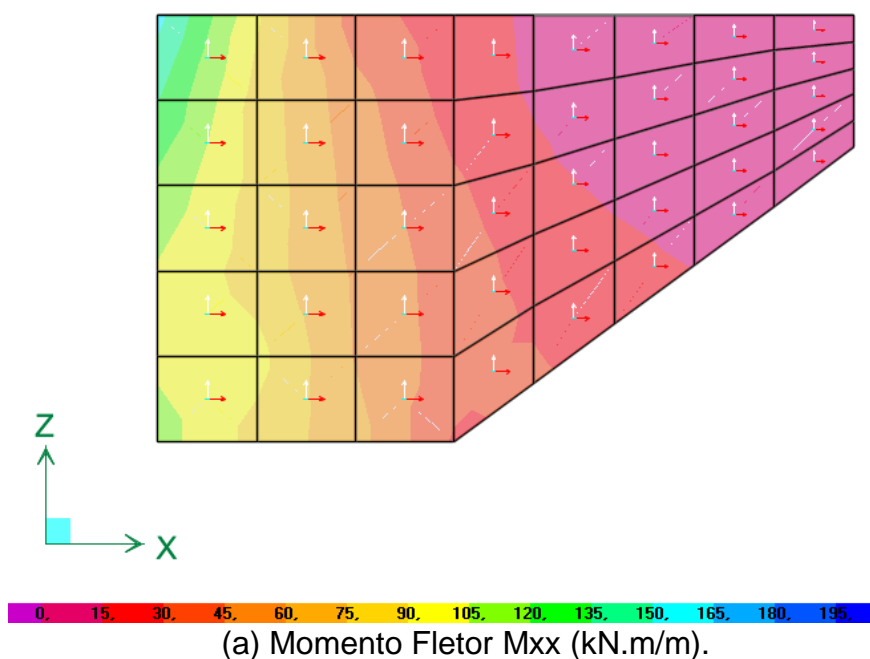
Como a tensão máxima no estágio I é igual a $0,7 \text{ MPa} < f_{ctk,inf} = 2 \text{ MPa}$, conclui-se que a viga travessa atende satisfatoriamente ao ELS-F.


Figura 3-5 – Verificação da Travessa ao ELS – E20

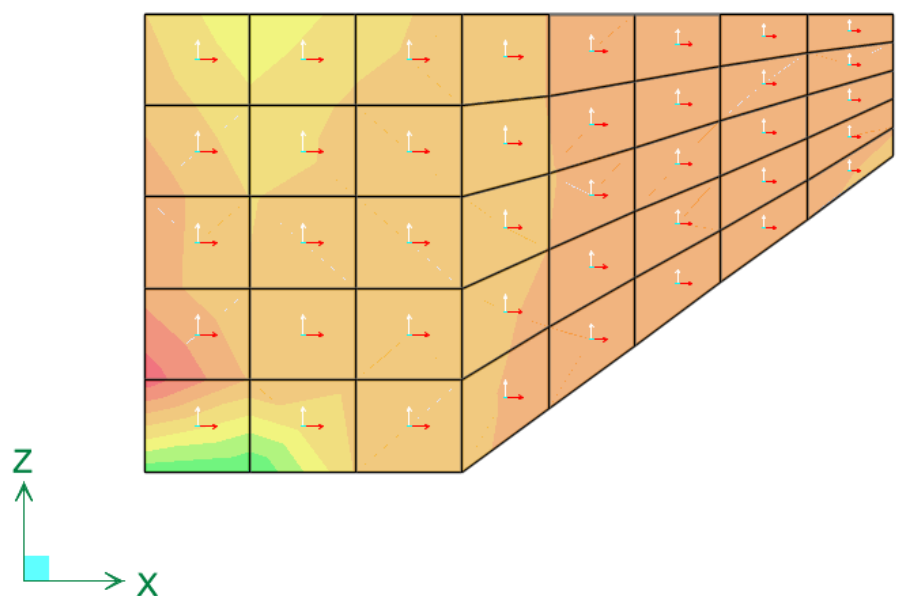
3.7 DIMENSIONAMENTO DOS MUROS ALA – E20

3.7.1 Dimensionamento no ELU

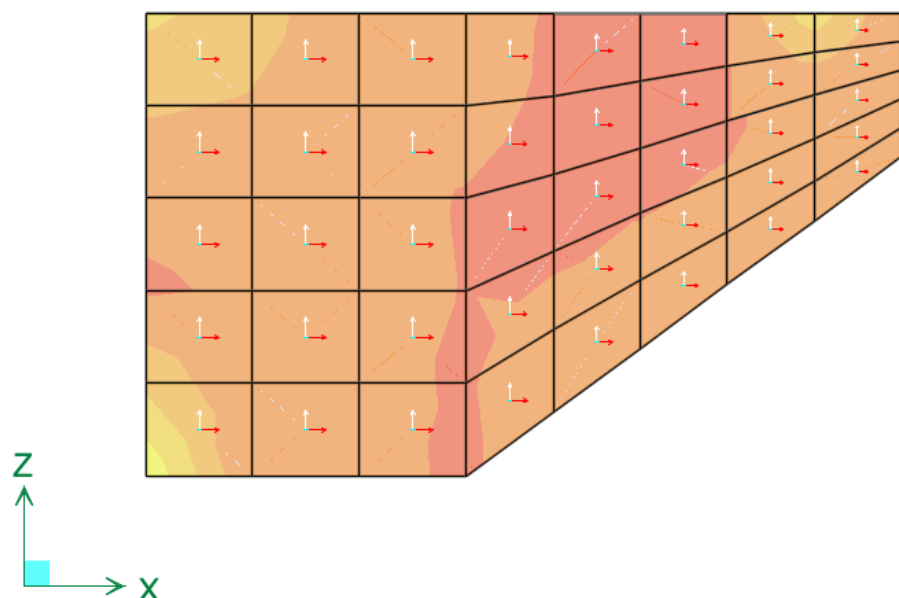
A **Figura 3-6** mostra a envoltória dos esforços solicitantes dos muros ala para as combinações últimas. São apresentadas apenas as envoltórias máximas, visto que os momentos mínimos têm valor inferior ao momento mínimo da seção transversal.



	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 299 de 447



(c) Esforço Cortante V_x (kN/m).



(d) Esforço Cortante V_z (kN/m).

Figura 3-6 – Envoltória de Esforços Últimos dos Muros Ala – E20

A Tabela 3-20 mostra o dimensionamento das armaduras longitudinais dos muros ala, para as direções x e z.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 300 de 447

Tabela 3-20 – Armadura Longitudinal dos Muros Ala – E20

Armadura Longitudinal na direção x (Horizontal)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 120\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.125$ $KX = 0.199$ $KZ = 0.92$	Coefficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 14.145\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 16\text{ c/ } 12,5\text{cm}$ na face interna e $\phi 10\text{c/ } 15\text{cm}$ na face externa (armadura mínima).
Armadura Longitudinal na direção z (Vertical)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 40\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.5\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.04$ $KX = 0.061$ $KZ = 0.976$	Coefficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 4.386\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 10\text{ c/ } 15\text{cm}$ na face interna e face externa (armadura mínima).

A **Tabela 3-21** mostra a verificação ao esforço cortante nas direções x e z.


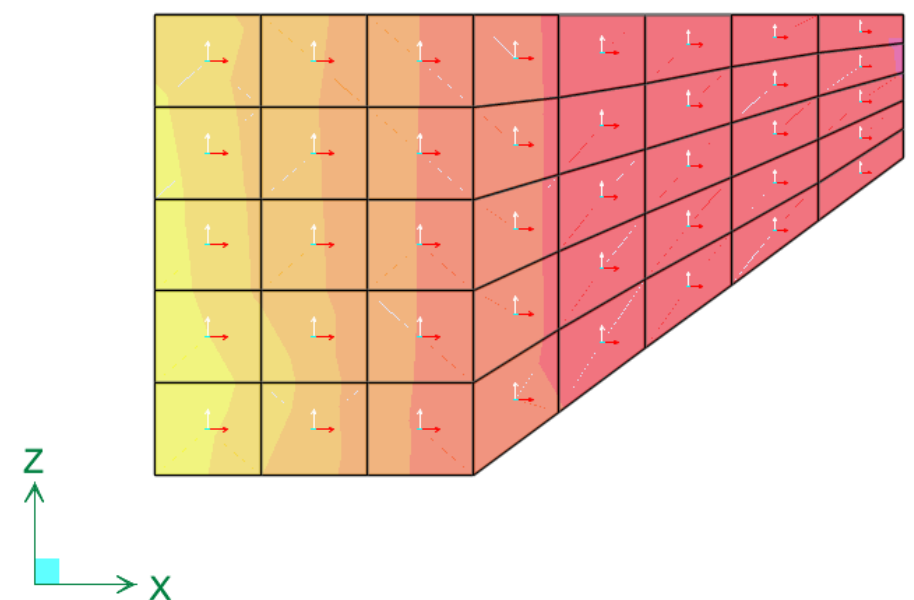
	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 301 de 447

Tabela 3-21 – Verificação ao Cortante dos Muros Ala – E20

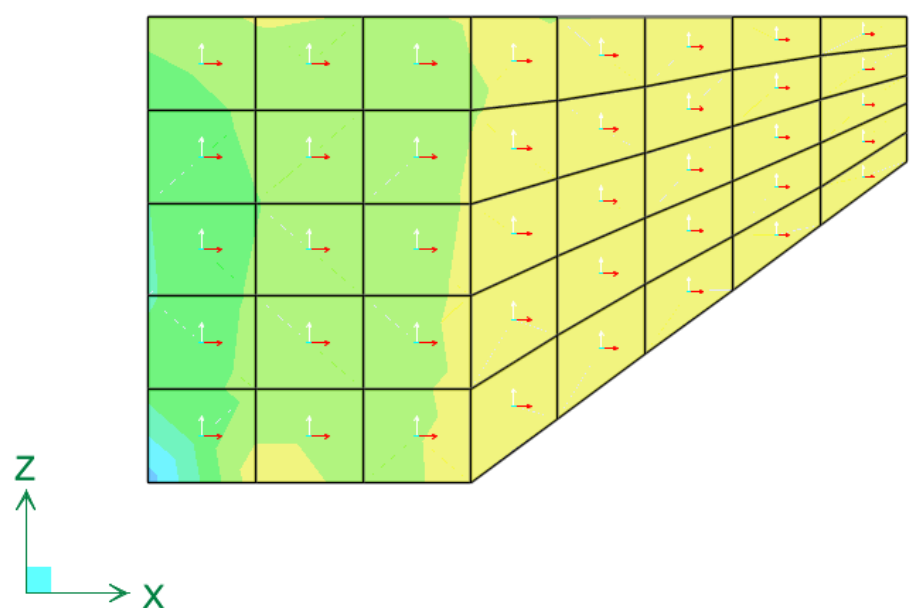
Verificação na direção x (Horizontal)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 100\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$A_{s1} := 14.145\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0067$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VR_{d1} := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 155.296 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < V_{Rd1}$ OK!
Verificação na direção z (Vertical)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 70\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$A_{s1} := 4.4\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0021$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VR_{d1} := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 135.679 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < V_{Rd1}$ OK!

3.7.2 Verificação ao ELS

A **Figura 3-4** mostra a envoltória dos esforços solicitantes dos muros ala para as combinações de serviço.



(a) Momento Fletor M_{xx} (kN.m/m).



(b) Momento Fletor M_{zz} (kN.m/m).


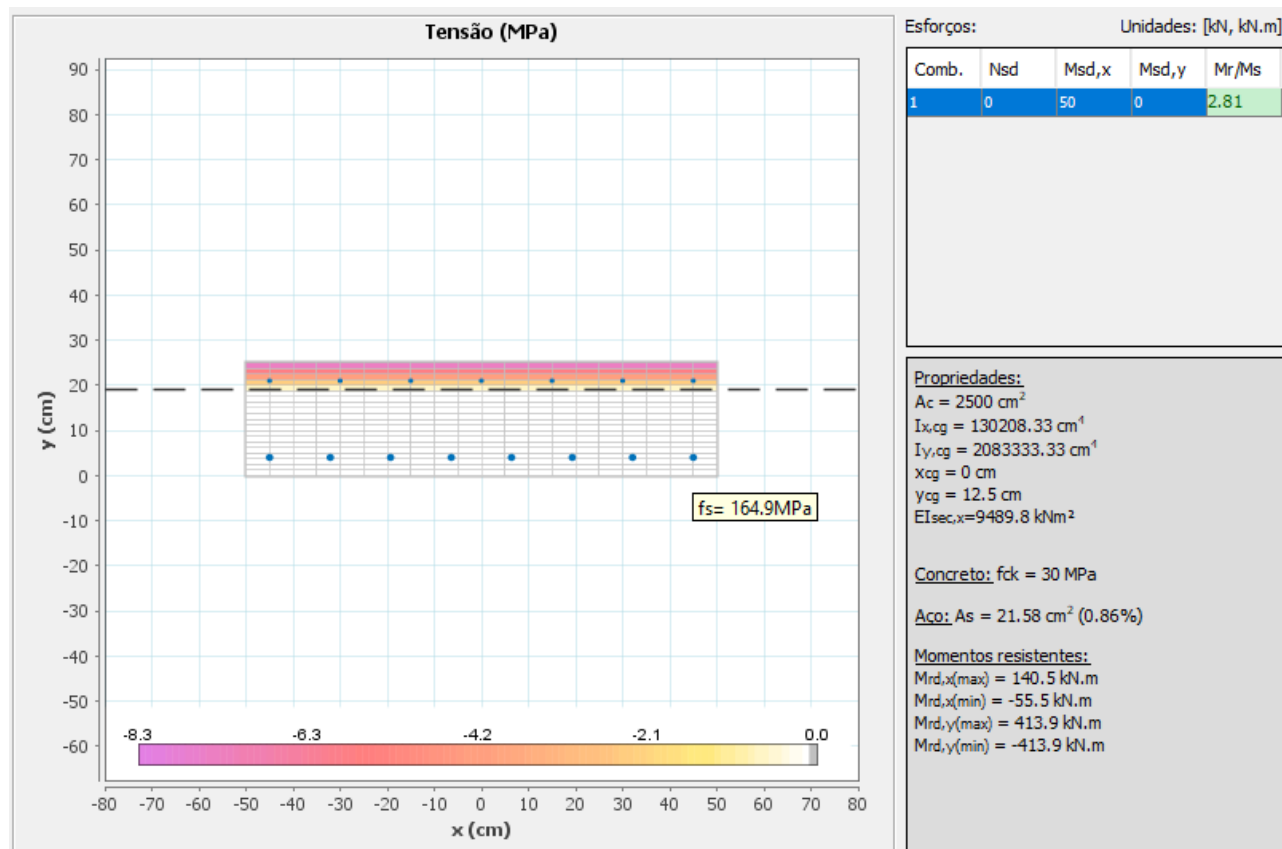
	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 303 de 447

Figura 3-7 – Envoltória de Esforços de Serviço dos Muros Ala – E20

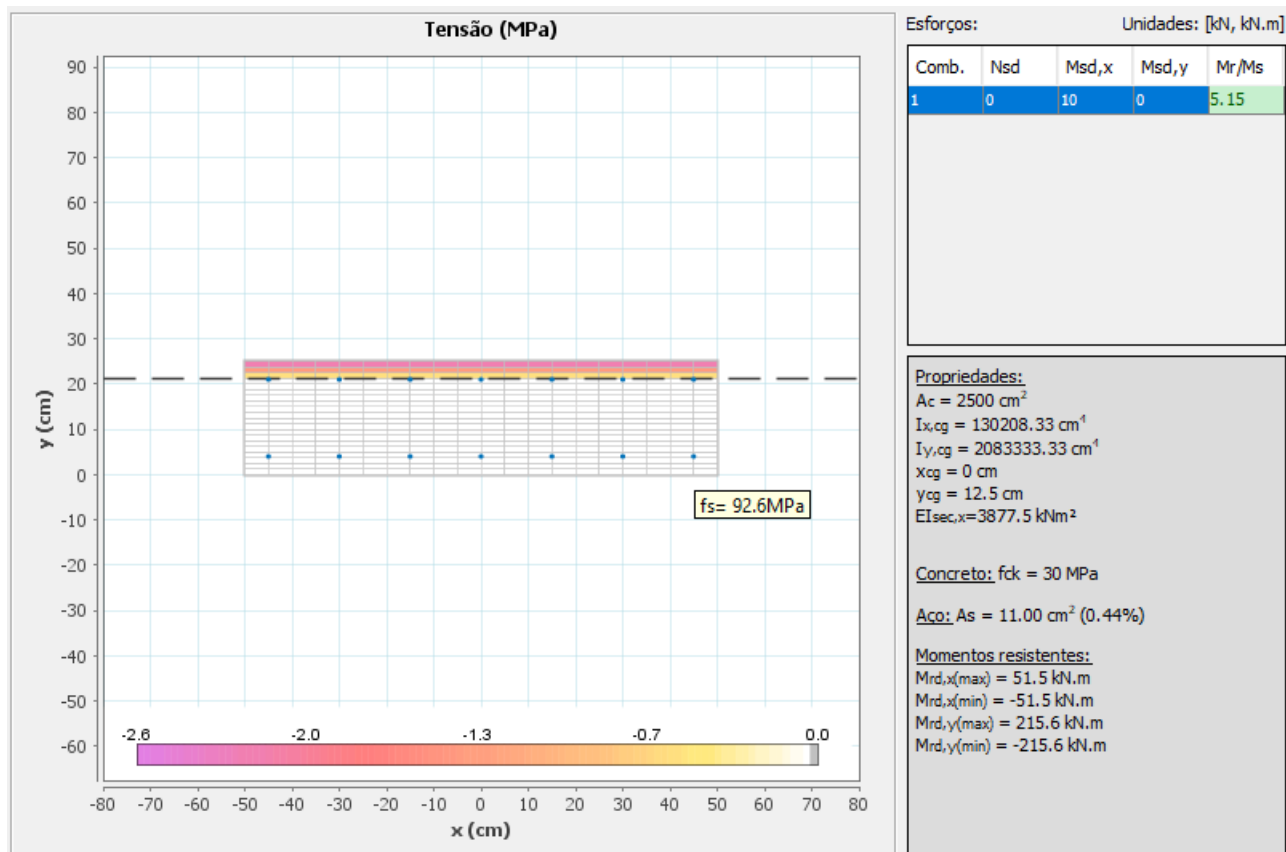
A **Figura 3-5** mostra o diagrama de tensões no estágio II para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de abertura de fissuras (ELS-W).



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção y)

Resultado na direção y:

Como a tensão máxima no estágio II é igual a 164,9 MPa < 280 MPa (Tabela 17.2 da NBR 6118:2014) conclui-se que a seção atende ao ELS-W.



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção z)

Resultado na direção z:

$$w_1 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{ctm}} = 0.02 \cdot \text{mm}$$

$$w_2 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{cri}} + 45 \right) = 0.13 \cdot \text{mm}$$

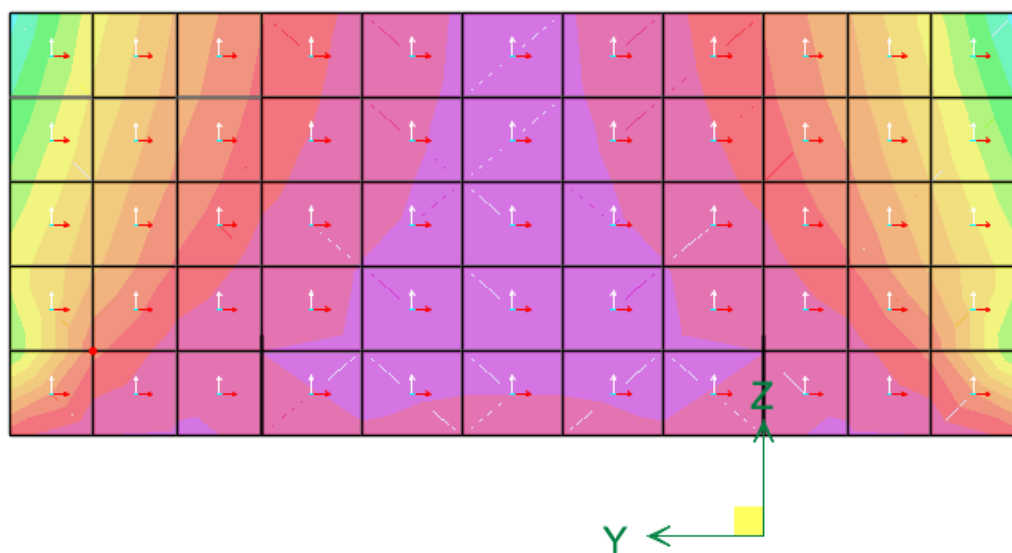
Como $w_k < 0,3\text{mm}$ conclui-se que a seção atende ao ELS-W.

Figura 3-8 – Verificação dos Muros Ala ao ELS – E20

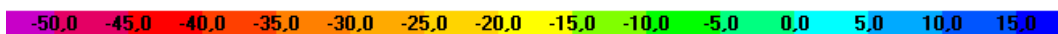
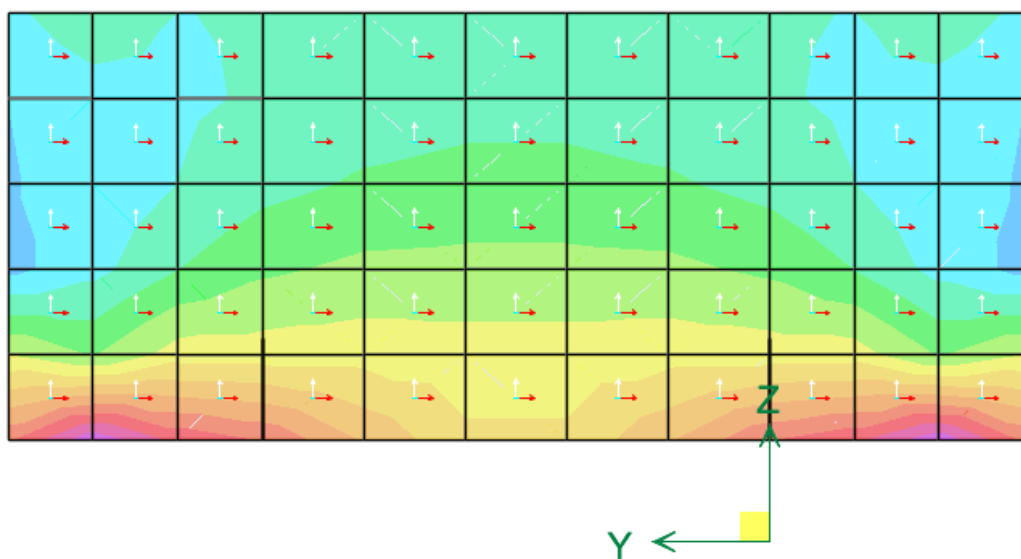
3.8 DIMENSIONAMENTO DA CORTINA – E20

3.8.1 Dimensionamento no ELU

A **Figura 3-9** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da cortina para as combinações últimas. São apresentadas as envoltórias críticas (máxima ou mínima) para cada direção.



(a) Momento Fletor M_{yy} (kN.m/m) – Envoltória Máxima.



(b) Momento Fletor M_{zz} (kN.m/m) – Envoltória Mínima.

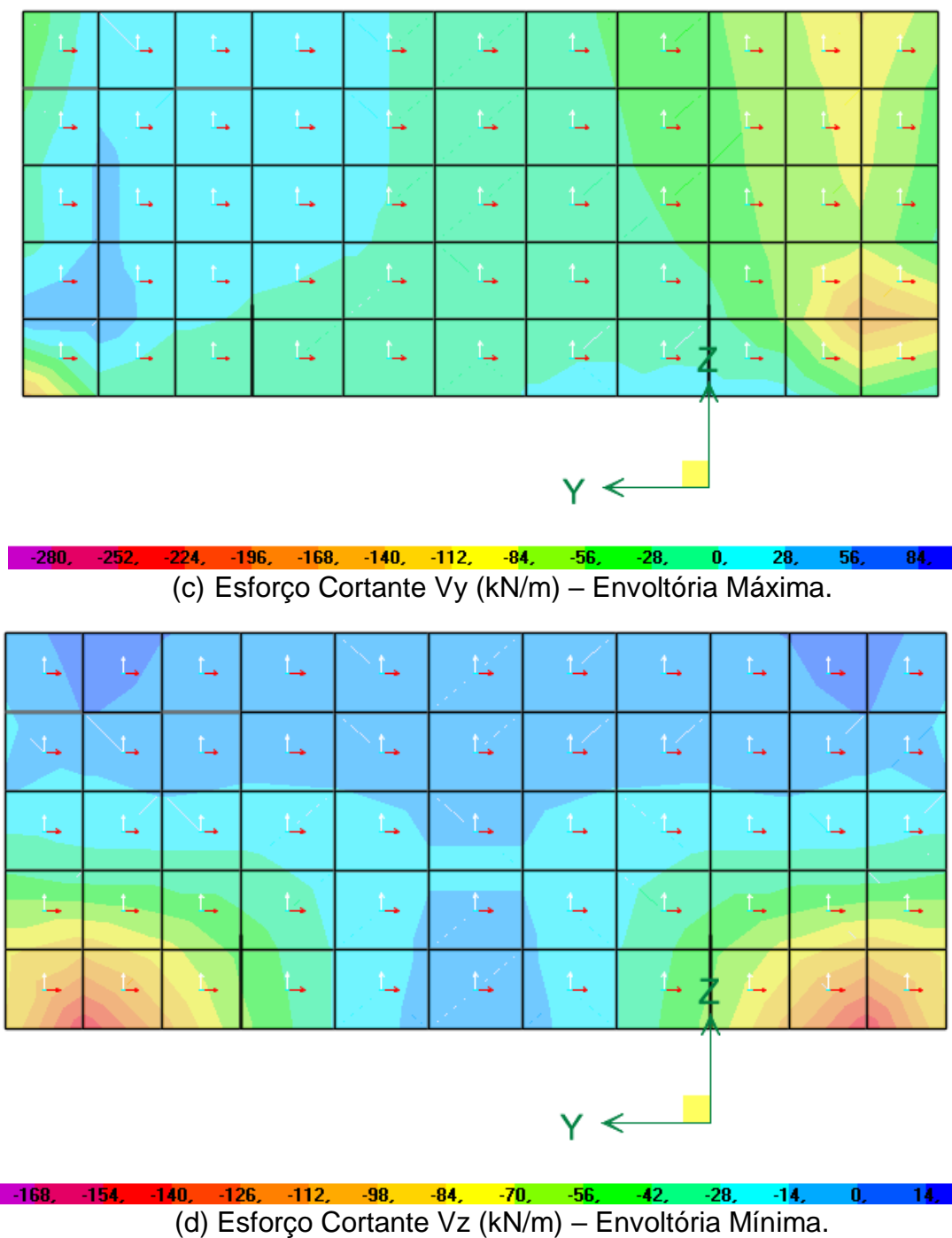


Figura 3-9 – Envoltória de Esforços Últimos da Cortina – E20

A **Tabela 3-22** mostra o dimensionamento das armaduras longitudinais da cortina, para as direções y e z.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 307 de 447

Tabela 3-22 – Armadura Longitudinal da Cortina – E20

Armadura Longitudinal na direção y (Horizontal)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 120\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro ala)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.125$ $KX = 0.199$ $KZ = 0.92$	Coeficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 14.145\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 16\text{ c/ } 12,5\text{cm}$ na face interna e $\phi 10\text{c/ } 15\text{cm}$ na face externa (armadura mínima).
Armadura Longitudinal na direção z (Vertical)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 30\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste da viga travessa)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.5\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.03$ $KX = 0.045$ $KZ = 0.982$	Coeficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 3.419\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 10\text{ c/ } 15\text{cm}$ na face interna e face externa.

A **Tabela 3-23** mostra a verificação ao esforço cortante nas direções y e z.



	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 308 de 447

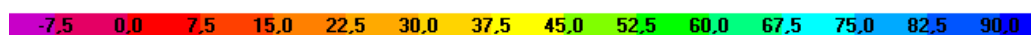
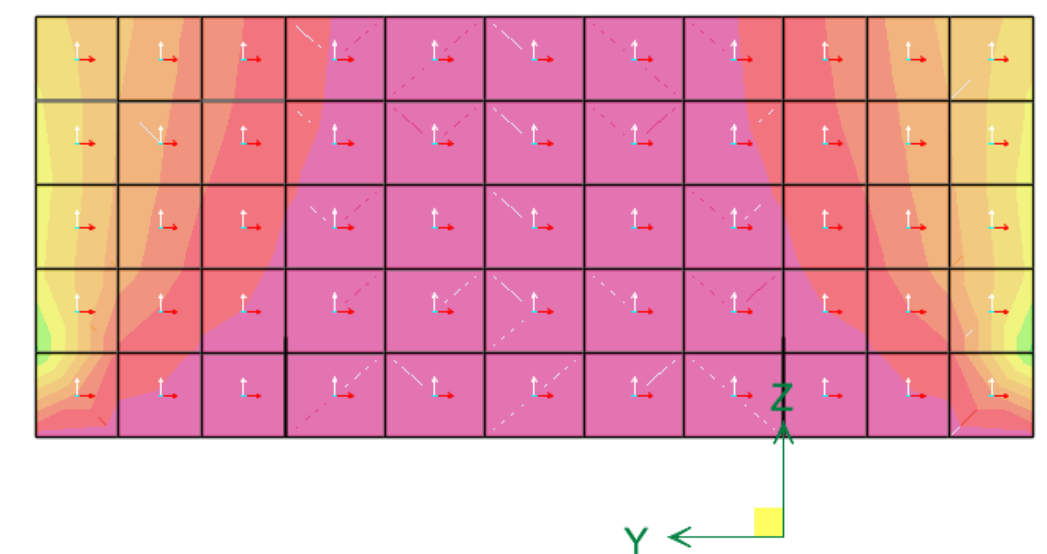
Tabela 3-23 – Verificação ao Cortante da Cortina – E20

Verificação na direção y (Horizontal)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 140\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$A_{s1} := 14.145\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0067$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VR_{d1} := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 155.296 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < V_{Rd1}$ OK!
Verificação na direção z (Vertical)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 110\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$A_{s1} := 4.4\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0021$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VR_{d1} := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 135.679 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < V_{Rd1}$ OK!

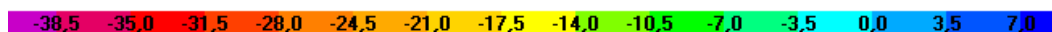
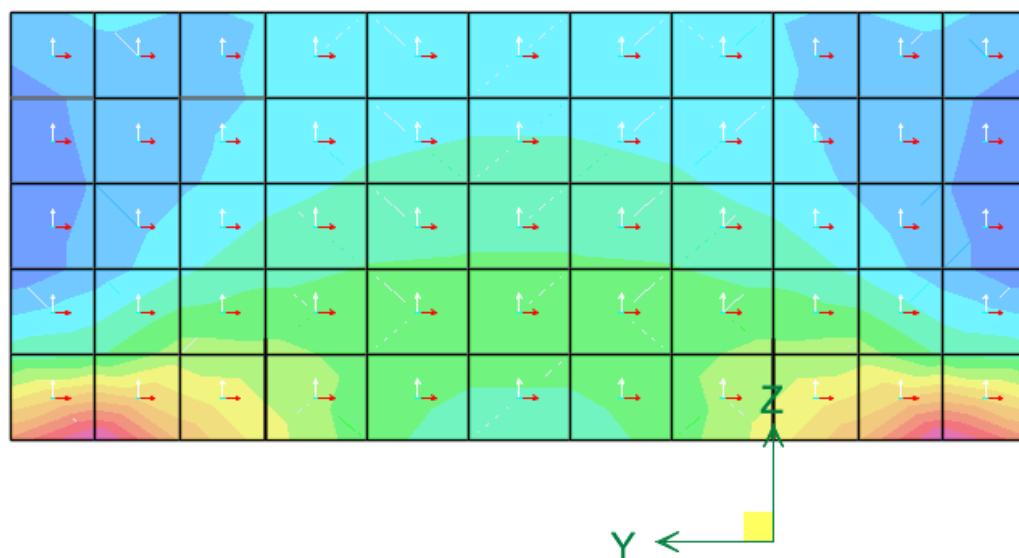
	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 309 de 447

3.8.2 Verificação ao ELS

A **Figura 3-10** mostra a envoltória dos esforços solicitantes dos muros ala para as combinações de serviço.



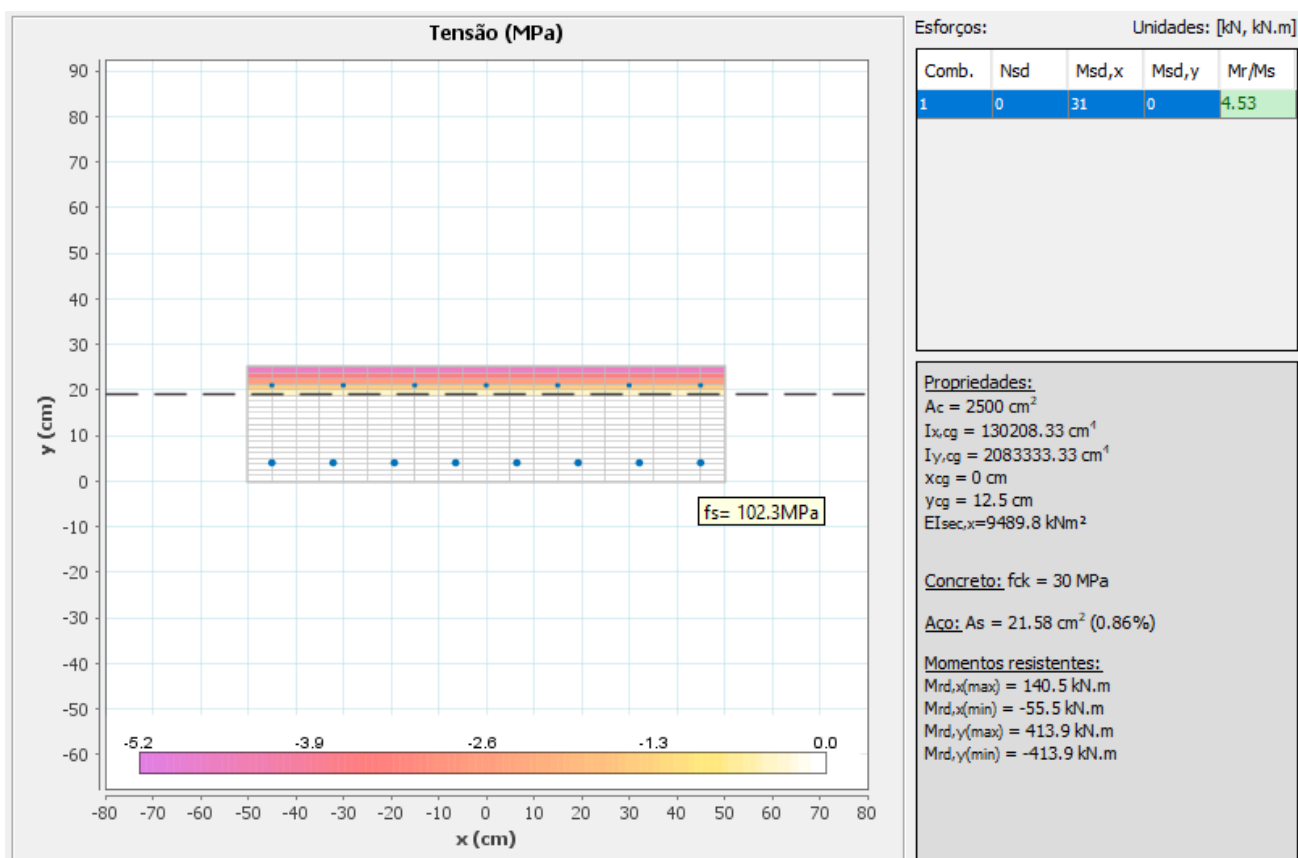
(a) Momento Fletor M_{yy} (kN.m/m) – Envoltória Máxima.



(b) Momento Fletor M_{zz} (kN.m/m).

Figura 3-10 – Envoltória de Esforços de Serviço da Cortina – E20

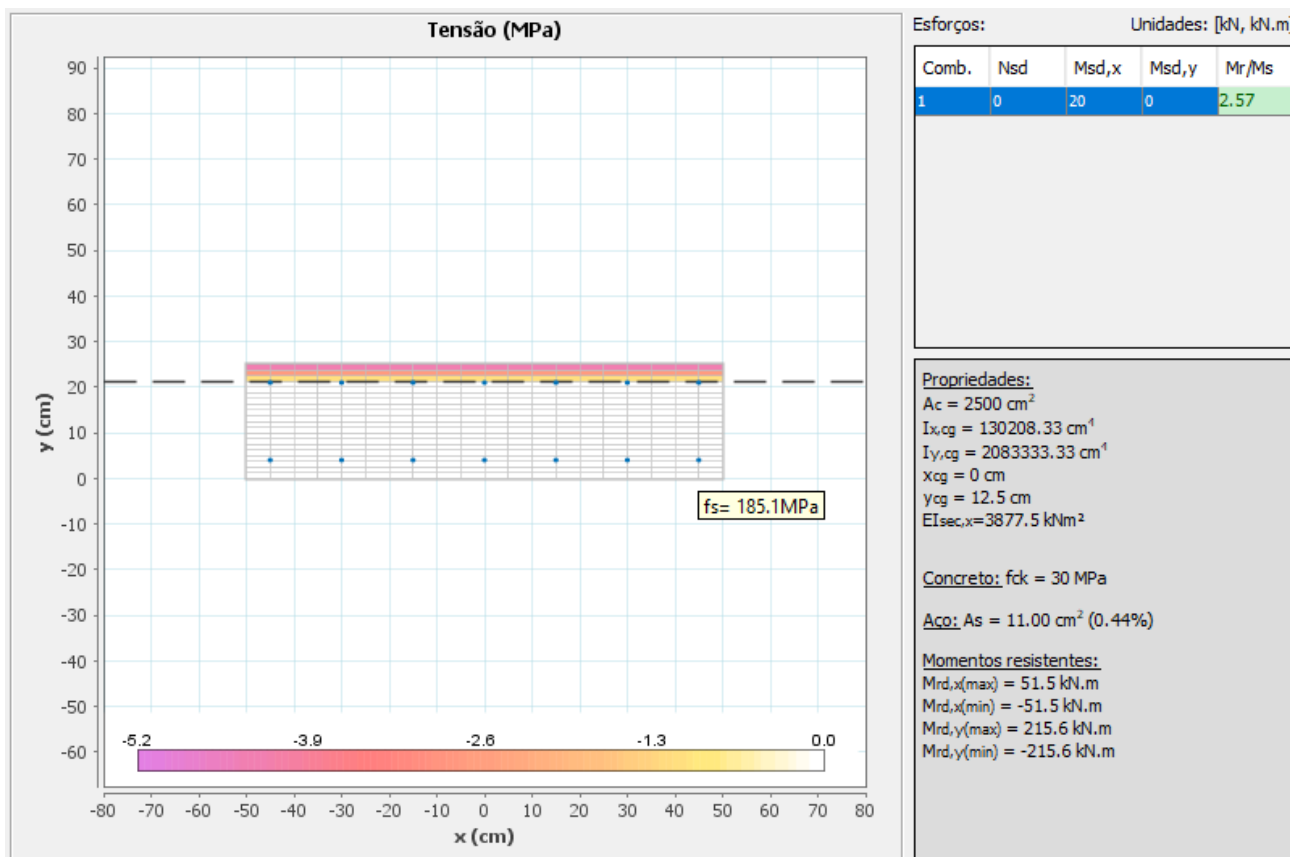
A **Figura 3-11** mostra o diagrama de tensões no estágio II para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de abertura de fissuras (ELS-W).



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção y)

Resultado na direção y:

Como a tensão máxima no estágio II é igual a $102,3 \text{ MPa} < 280 \text{ MPa}$ (Tabela 17.2 da NBR 6118:2014) conclui-se que a seção atende ao ELS-W.



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção z)


Resultado na direção z:

$$w1 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{ctm}} = 0.06 \cdot \text{mm}$$

$$w2 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{p_{cri}} + 45 \right) = 0.25 \cdot \text{mm}$$

Como $w_k < 0,3\text{mm}$ conclui-se que a seção atende ao ELS-W.

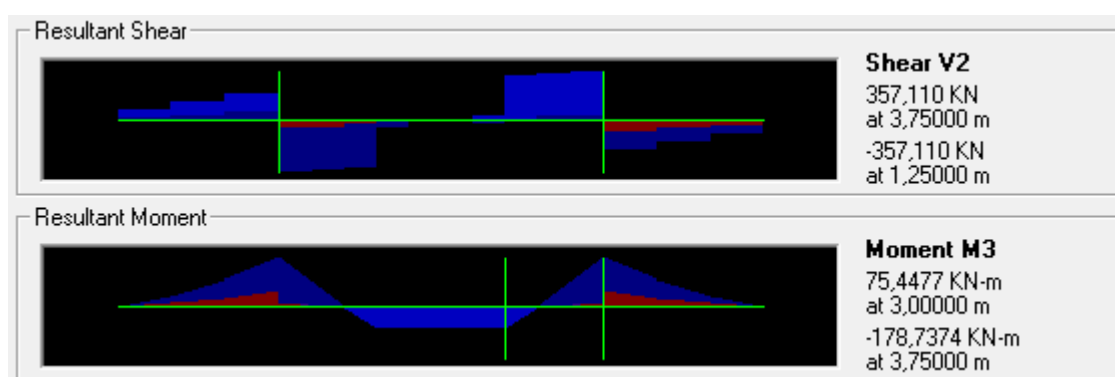
Figura 3-11 – Verificação da Cortina ao ELS – E20

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 312 de 447

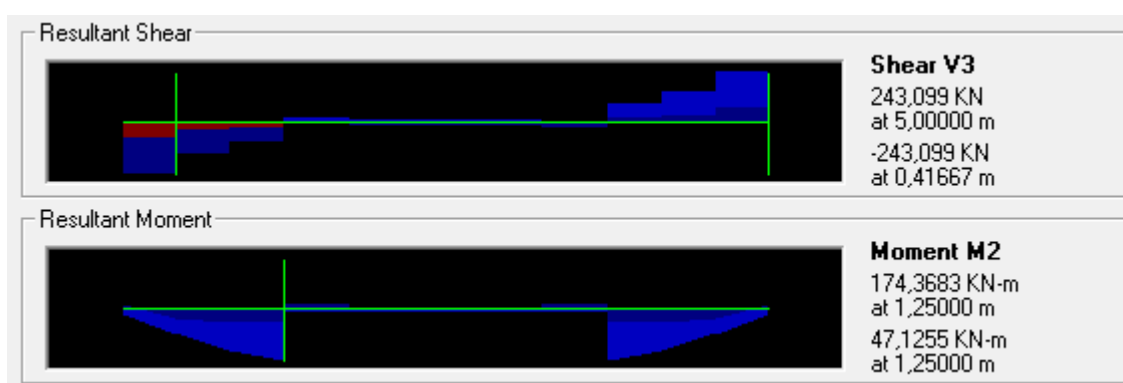
3.9 DIMENSIONAMENTO DA VIGA TRAVESSA – E15

3.9.1 Dimensionamento no ELU

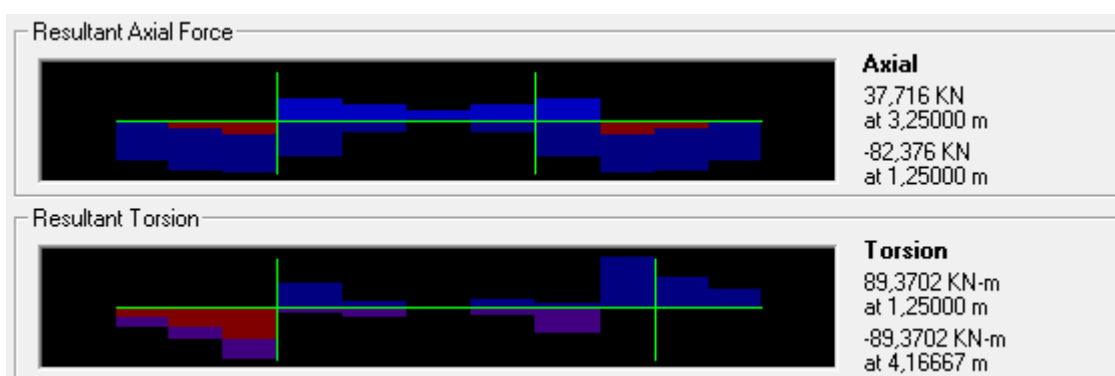
A **Figura 3-12** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa para as combinações últimas.



(a) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Vertical.




(b) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Horizontal.



(c) Esforço Normal e torção.

Figura 3-12 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa – E15

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 313 de 447

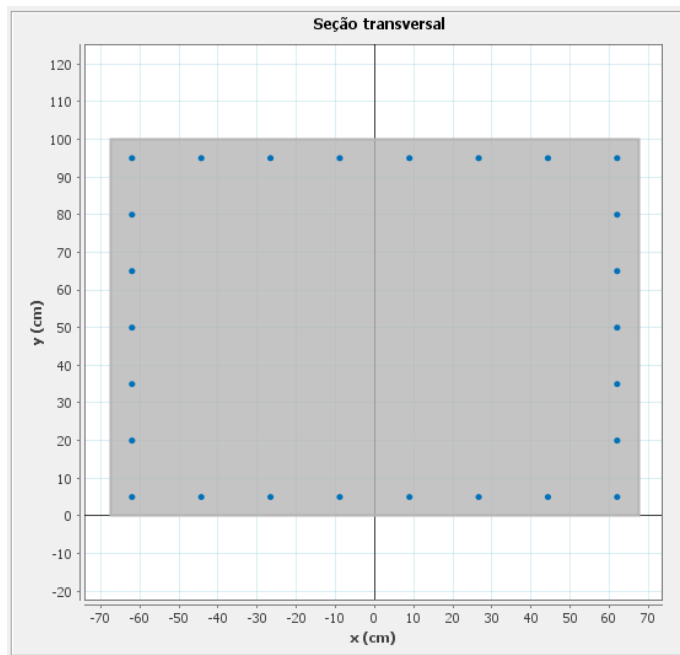
O dimensionamento da armadura de flexão da travessa é apresentado na **Tabela 3-24**.

Tabela 3-24 – Armadura Longitudinal da Travessa – E15

Verificação do momento mínimo no plano vertical	
$b := 135\text{cm}$	Base da Viga
$h := 100\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 179\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano vertical
$W_0 := b \cdot \frac{h^2}{6} = 0.225 \cdot \text{m}^3$	Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto
$f_{ctksup} := 1.3 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1\text{MPa}} \right)^{\left(\frac{2}{3} \right)} \cdot 1\text{MPa} = 3.765 \cdot \text{MPa}$	Resistência característica superior do concreto à tração
$M_{dmin} := 0.8 \cdot W_0 \cdot f_{ctksup} = 677.8 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$	Momento mínimo. Utilizar momento mínimo no dimensionamento, pois $M_{dmin} > M_d$.
Verificação do momento mínimo no plano horizontal	
$b := 100\text{cm}$	Base da Viga
$h := 135\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 175\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano horizontal
$W_0 := b \cdot \frac{h^2}{6} = 0.304 \cdot \text{m}^3$	Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto
$f_{ctksup} := 1.3 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1\text{MPa}} \right)^{\left(\frac{2}{3} \right)} \cdot 1\text{MPa} = 3.765 \cdot \text{MPa}$	Resistência característica superior do concreto à tração
$M_{dmin} := 0.8 \cdot W_0 \cdot f_{ctksup} = 915 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$	Momento mínimo. Utilizar momento mínimo no dimensionamento, pois $M_{dmin} > M_d$

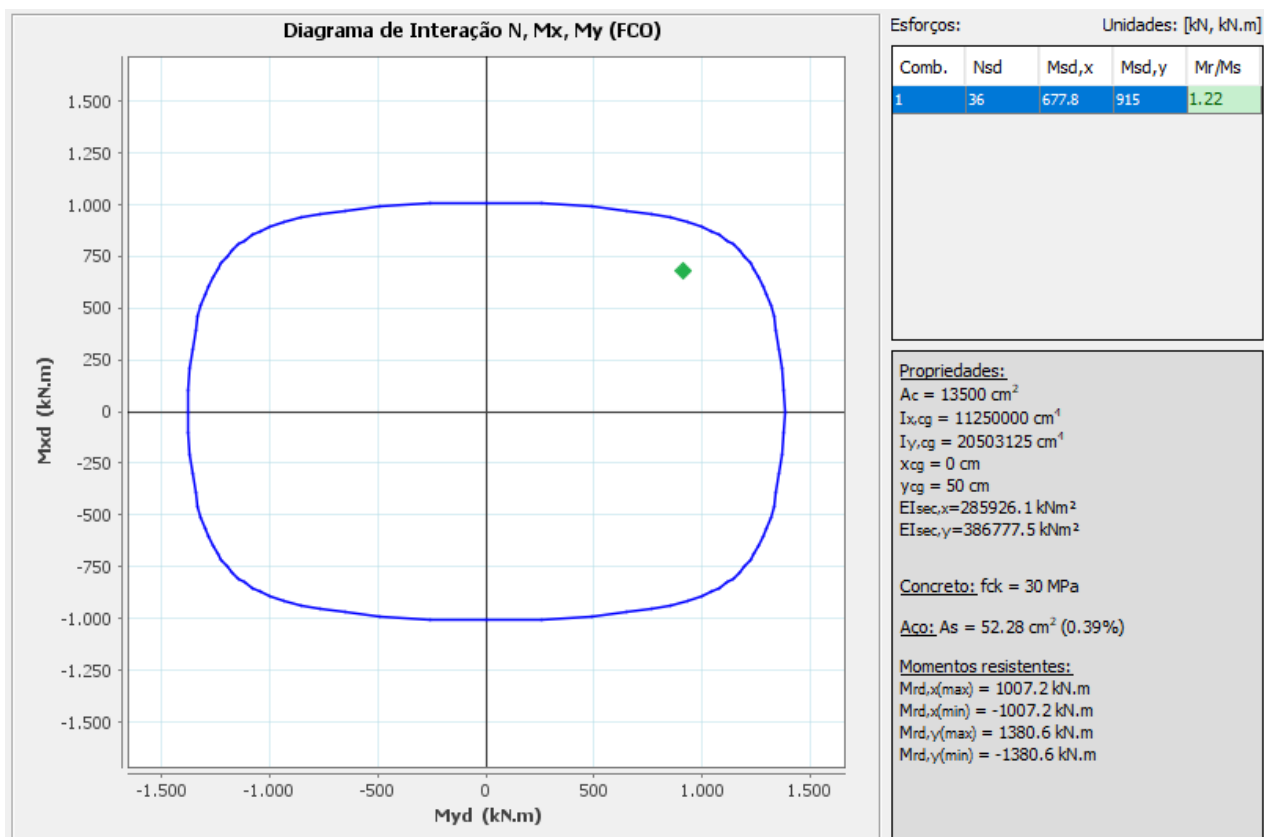
Verificação à flexão composta oblíqua


Armadura adotada:



(26 ϕ 16mm)

Diagrama de interação:



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 315 de 447

O dimensionamento da armadura transversal da travessa é apresentado na **Tabela 3-25**.

Tabela 3-25 – Armadura Transversal da Travessa – E15

Dimensionamento ao esforço cortante no plano vertical	
$b_w := 135\text{cm}$	Base da Viga
$h := 100\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 357\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo no plano vertical
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$\alpha := 90^\circ$	Inclinação da armadura transversal
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão
$\alpha_v2 := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\text{MPa}}\right) = 0.88$	Coeficiente redutor
$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha_v2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 6529.76 \text{ kN}$	$> V_{Sd}$ OK!
$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 1114.42 \cdot \text{kN}$	Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
$\rho_{min} := \frac{0.2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0.00116$	Taxa geométrica de armadura mínima
$A_{swmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1\text{m} = 15.64 \text{ cm}^2$	Armadura transversal mínima no plano vertical
Dimensionamento ao esforço cortante no plano horizontal	
$b_w := 100\text{cm}$	Base da Viga
$h := 135\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 244\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo no plano horizontal
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$\alpha := 90^\circ$	Inclinação da armadura transversal
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão

Dimensionamento ao esforço cortante no plano horizontal

$$\alpha_{v2} := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.88$$

Coeficiente redutor

$$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 6618.86 \text{ kN}$$

 $> V_{sd}$ OK!

$$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 1129.62 \text{ kN}$$

Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça

$$\rho_{min} := \frac{0.2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0.00116$$

Taxa geométrica de armadura mínima

$$A_{swmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1 \text{ m} = 11.59 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal mínima no plano horizontal

Verificação ao esforço de torção

$$b := 135 \text{ cm}$$

Base da Viga

$$h := 100 \text{ cm}$$

Altura da Viga

$$T_{sd} := 89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Torçor de cálculo

$$\theta := 45^\circ$$

Inclinação das bielas de compressão

$$h_e := \frac{A}{u} = 28.723 \text{ cm}$$

Espessura da parede equivalente

$$A_e := (b - h_e)(h - h_e) = 7.575 \times 10^3 \cdot \text{cm}^2$$

Área limitada pela linha média da parede da seção vazada

$$T_{Rd2} := 0.5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin(2 \cdot \theta) = 2051.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

 $> T_{sd}$ OK!

$$A_{g0} := \frac{T_{sd} \cdot 100 \text{ cm}}{f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot(\theta)} = 1.351 \cdot \text{cm}^2$$

Área da seção transversal dos estribos

$$A_{sl} := \frac{u_e \cdot T_{sd}}{2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan(\theta)} = 4.798 \cdot \text{cm}^2$$


Área da seção da armadura longitudinal devido à torção

$$A_{slmin} := 0.2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot h_e \cdot u_e = 11.817 \cdot \text{cm}^2$$

Armadura longitudinal mínima devido à torção

Armadura adotada


A armadura transversal adotada refere-se à armadura mínima levando-se em conta o entendimento de que a taxa geométrica mínima apresentada na ABNT NBR 6118:2014 abrange a armadura transversal total (soma da armadura para o esforço cortante e esforço torçor). Ou seja, utiliza-se armadura composta por **φ10 mm a cada 15 cm** em quatro ramos verticais em ambas as direções. A armadura definida para a flexão já atende a armadura longitudinal mínima de torção.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 317 de 447

A introdução das reações das longarinas em uma área reduzida da superfície viga travessa provoca o surgimento de tensões de tração no interior do maciço de concreto, conhecido como esforço de fendilhamento. O dimensionamento da armadura de fendilhamento é apresentado na **Tabela 3-26**.

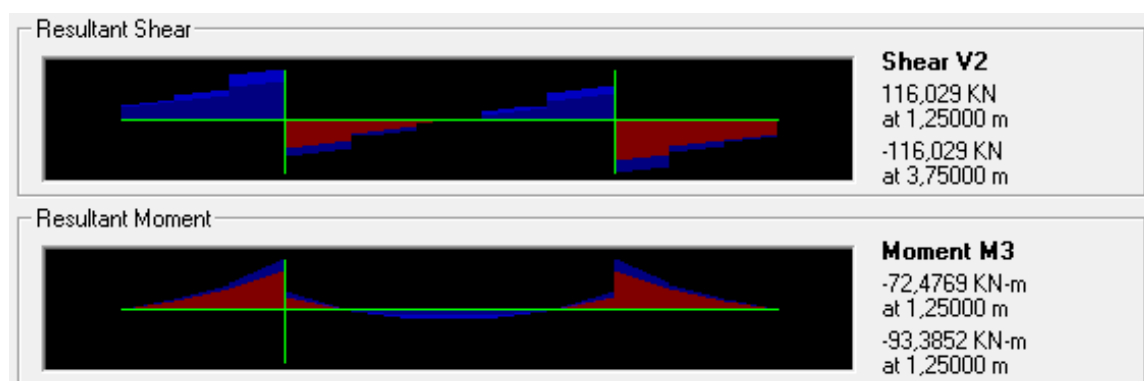
Tabela 3-26 – Armadura de Fendilhamento – E15

Armadura de fendilhamento – E15	
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$	Tensão de escoamento de cálculo do aço
$G := 210 \text{ kN}$	Reação permanente da longarina
$Q := 340 \text{ kN}$	Reação móvel da longarina
$F_{Sd} := 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 793.5 \text{ kN}$	Força solicitante de cálculo
$Z_d := .25 \cdot F_{Sd} = 198.375 \text{ kN}$	Resultante de fendilhamento (despreza-se a relação entre a área carregada e a área total, a favor da segurança)
$A_s := \frac{Z_d}{f_{yd}} = 4.563 \text{ cm}^2$	Armadura necessária em cada direção. A armadura é dividida em duas camadas de barras $\phi 8 \text{ mm}$, sendo que na área referente ao poio dos macacos para elevação da superestrutura prevê-se a utilização de camada única.

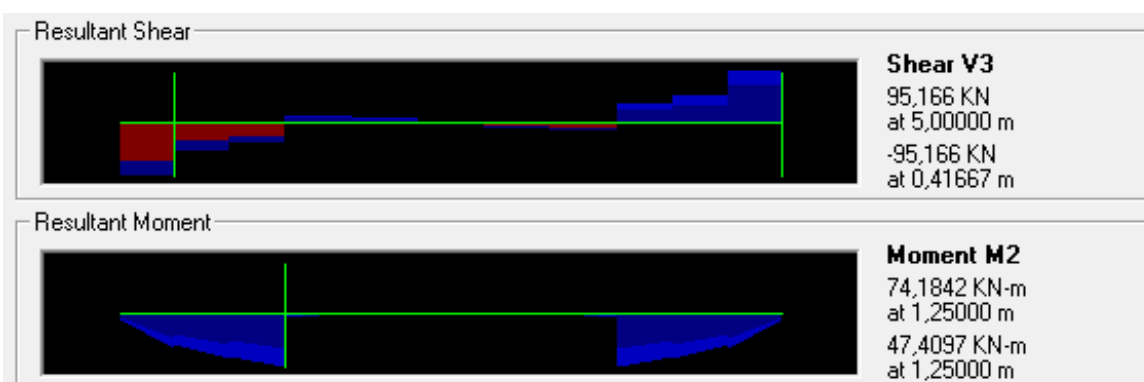
	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 318 de 447

3.9.2 Verificação ao ELS

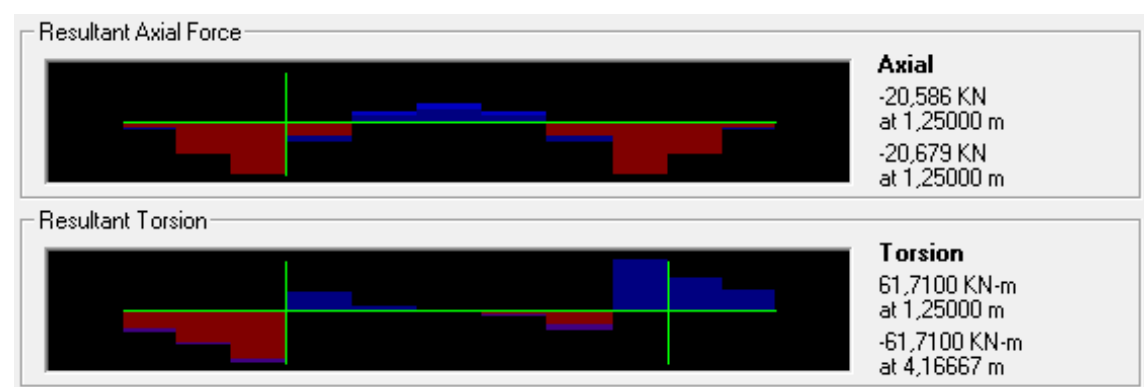
A **Figura 3-13** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa para as combinações de serviço.



(a) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Vertical.



(b) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Horizontal.

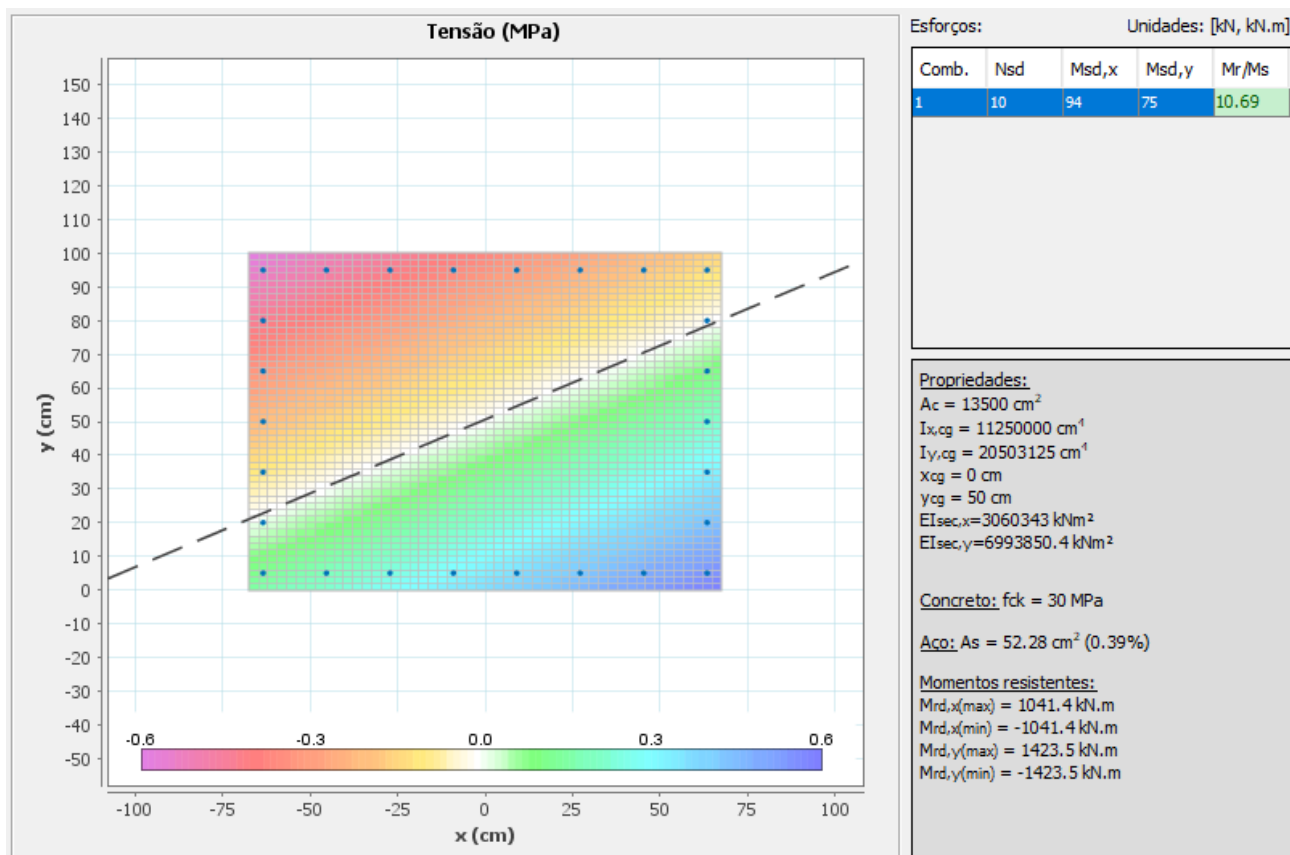


(c) Esforço Normal e torção.

Figura 3-13 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa – E15

A

Figura 3-14 mostra o diagrama de tensões no estágio I para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de formação de fissuras (ELS-F).



(Diagrama de Tensões no Estádio I)

Resultado:

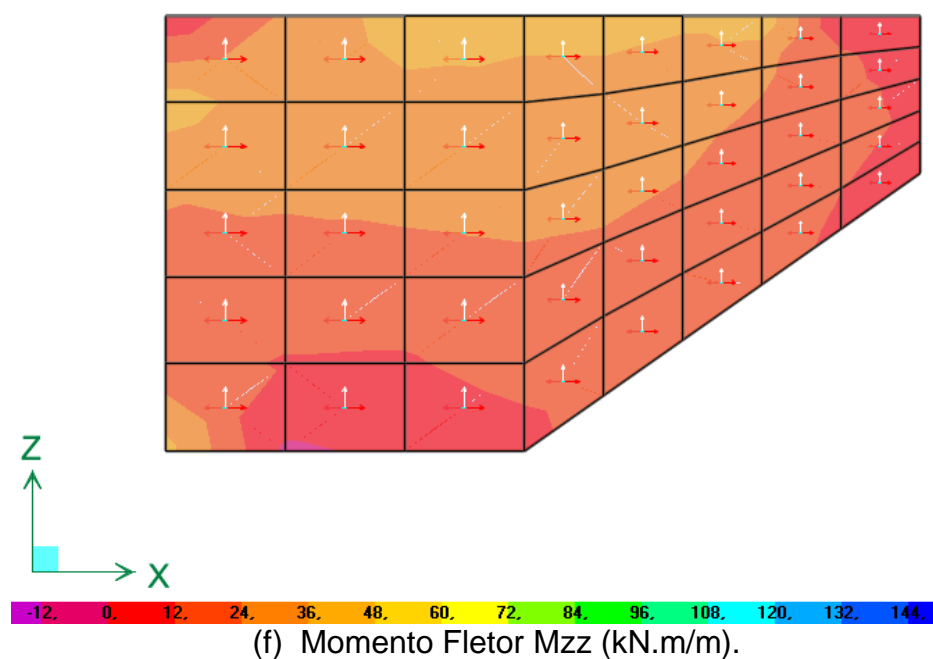
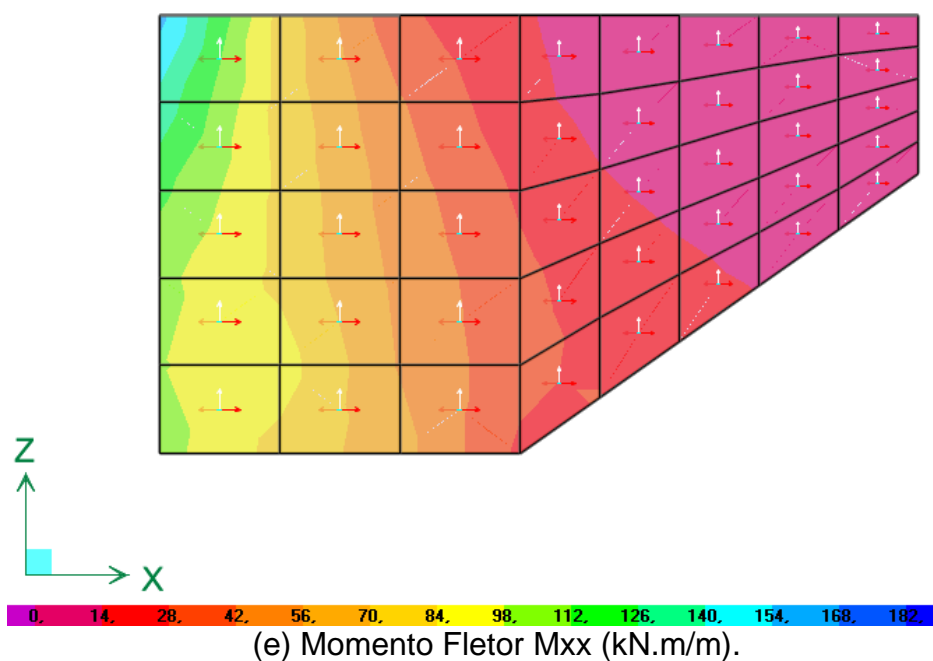
Como a tensão máxima no estágio I é igual a $0,6 \text{ MPa} < f_{ctk,inf} = 2 \text{ MPa}$, conclui-se que a viga travessa atende satisfatoriamente ao ELS-F.

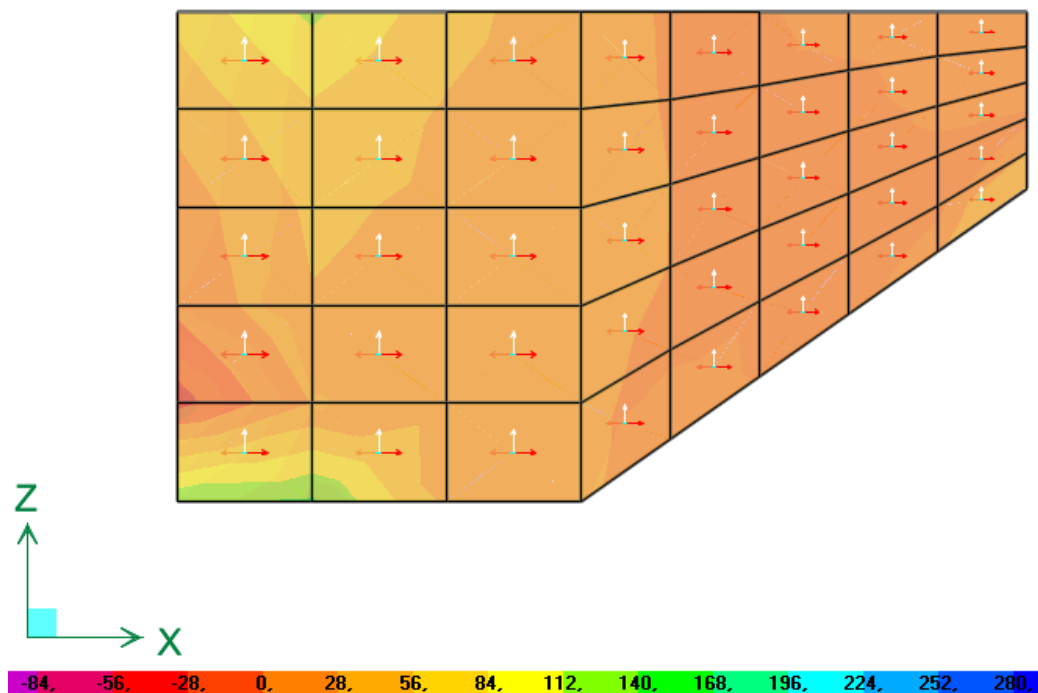
Figura 3-14 – Verificação da Travessa ao ELS – E15

3.10 DIMENSIONAMENTO DOS MUROS ALA – E15

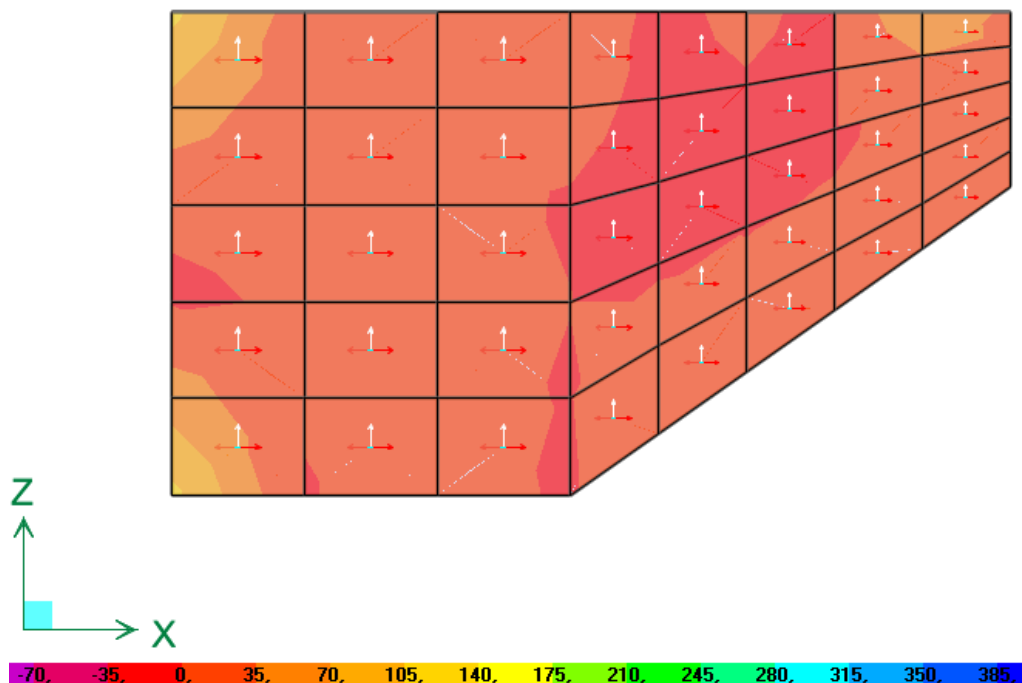
3.10.1 Dimensionamento no ELU

A **Figura 3-6** mostra a envoltória dos esforços solicitantes dos muros ala para as combinações últimas. São apresentadas apenas as envoltórias máximas, visto que os momentos mínimos têm valor inferior ao momento mínimo da seção transversal.





(g) Esforço Cortante V_x (kN/m).



(h) Esforço Cortante V_z (kN/m).

Figura 3-15 – Envoltória de Esforços Últimos dos Muros Ala – E15

A Tabela 3-20 mostra o dimensionamento das armaduras longitudinais dos muros ala, para as direções x e z.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 322 de 447

Tabela 3-27 – Armadura Longitudinal dos Muros Ala – E15

Armadura Longitudinal na direção x (Horizontal)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 112\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.116$ $KX = 0.185$ $KZ = 0.926$	Coefficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 13.12\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 16\text{ c/ } 12,5\text{cm}$ na face interna e $\phi 10\text{c/ } 15\text{cm}$ na face externa (armadura mínima).
Armadura Longitudinal na direção z (Vertical)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 40\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.5\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.04$ $KX = 0.061$ $KZ = 0.976$	Coefficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 4.386\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 10\text{ c/ } 15\text{cm}$ na face interna e face externa (armadura mínima).

A **Tabela 3-28** mostra a verificação ao esforço cortante nas direções x e z.



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 323 de 447

Tabela 3-28 – Verificação ao Cortante dos Muros Ala – E15

Verificação na direção x (Horizontal)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 75\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$As1 := 14.145\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0062$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VRd1 := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 153.233 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < VRd1$ OK!
Verificação na direção z (Vertical)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 40\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$As1 := 4.4\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0021$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VRd1 := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 135.679 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < VRd1$ OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 324 de 447

3.10.2 Verificação ao ELS

A **Figura 3-16** mostra a envoltória dos esforços solicitantes dos muros ala para as combinações de serviço.

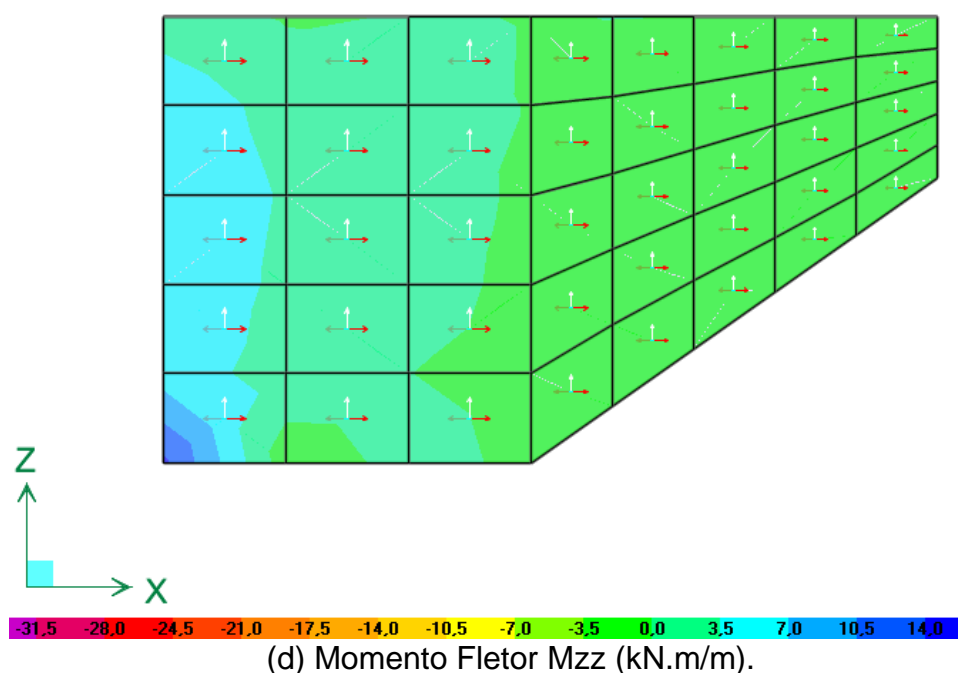
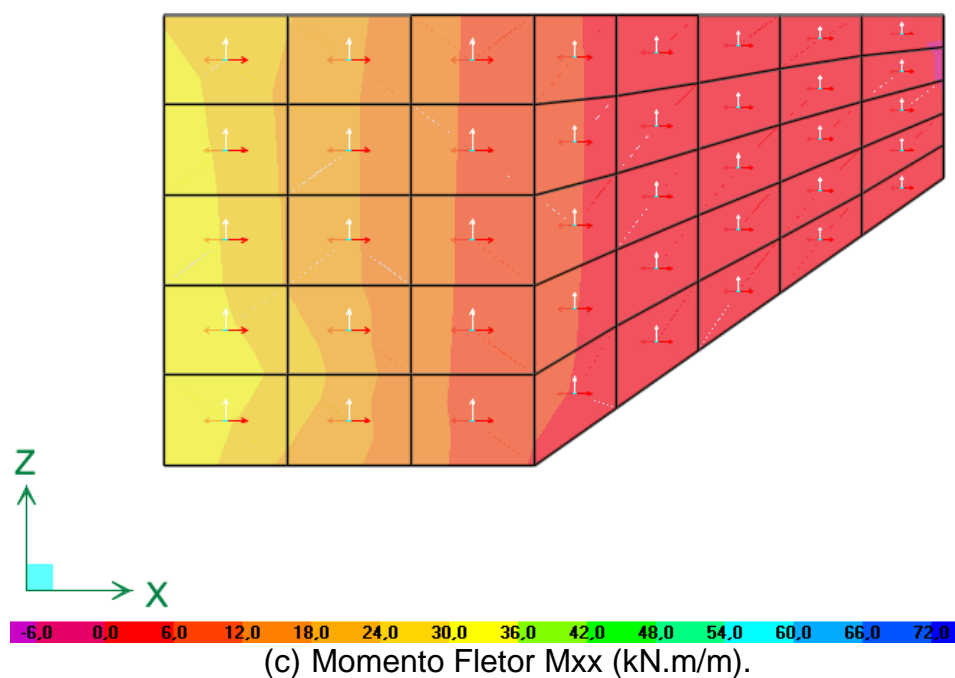
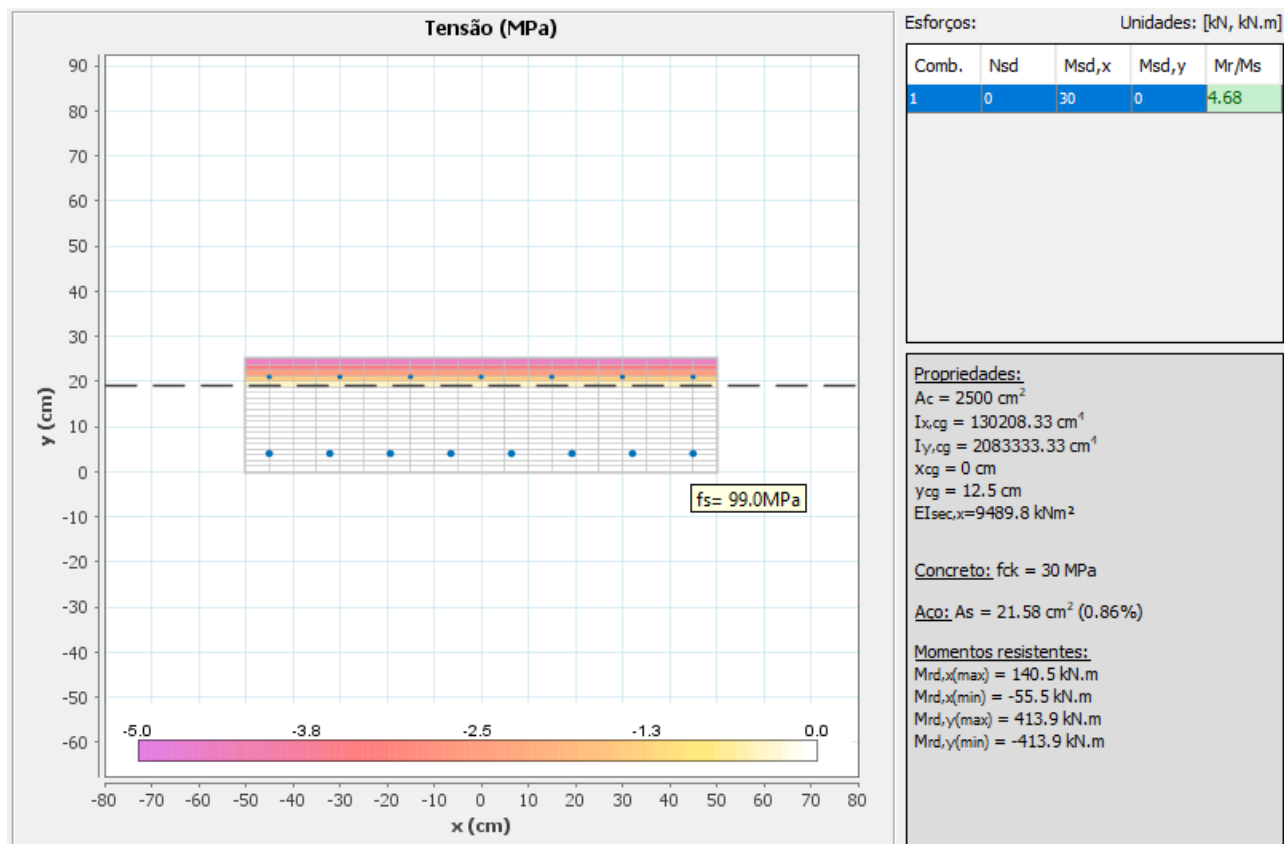


Figura 3-16 – Envoltória de Esforços de Serviço dos Muros Ala– E15

A

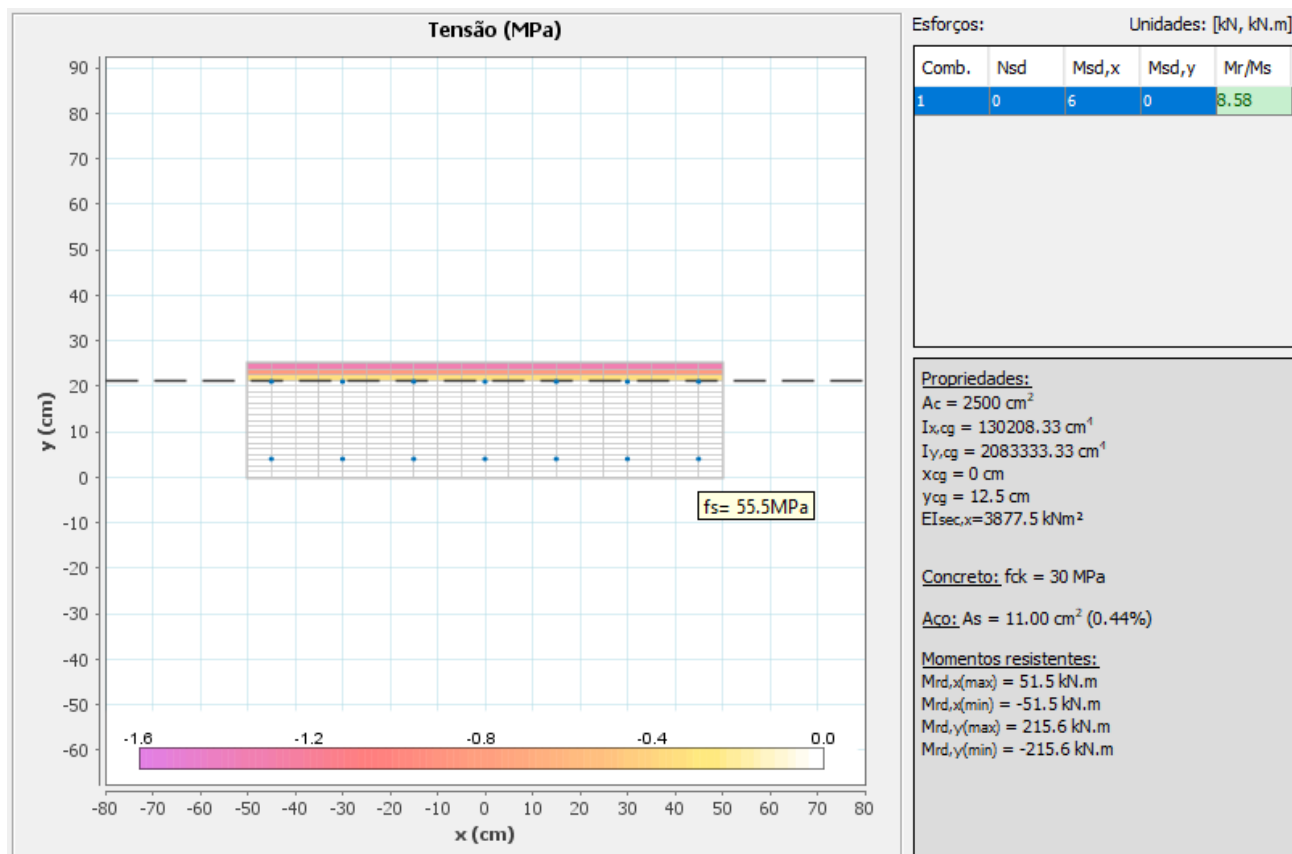
Figura 3-17 mostra o diagrama de tensões no estágio II para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de abertura de fissuras (ELS-W).



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção y)

Resultado na direção y:

Como a tensão máxima no estágio II é igual a 99 MPa < 280 MPa (Tabela 17.2 da NBR 6118:2014) conclui-se que a seção atende ao ELS-W.



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção z)

Resultado na direção z:

$$w_1 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{ctm}} = 0.01 \cdot \text{mm}$$

$$w_2 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{cri}} + 45 \right) = 0.08 \cdot \text{mm}$$

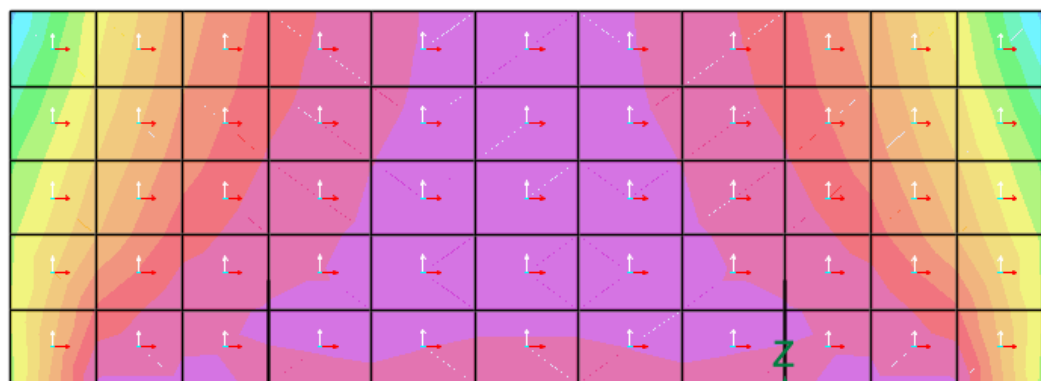
Como $w_k < 0,3 \text{ mm}$ conclui-se que a seção atende ao ELS-W.

Figura 3-17 – Verificação dos Muros Ala ao ELS – E15

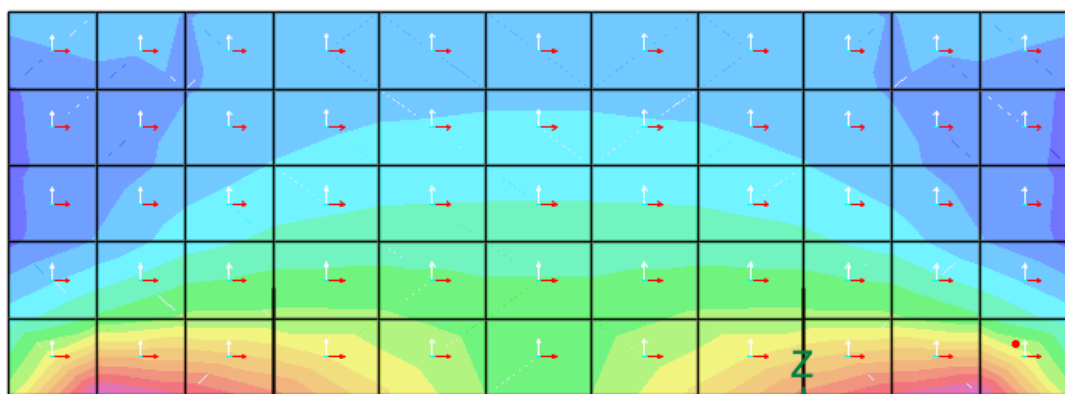
3.11 DIMENSIONAMENTO DA CORTINA – E15

3.11.1 Dimensionamento no ELU

A **Figura 3-18** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da cortina para as combinações últimas. São apresentadas as envoltórias críticas (máxima ou mínima) para cada direção.



(e) Momento Fletor M_{yy} (kN.m/m) – Envoltória Máxima.



(f) Momento Fletor M_{zz} (kN.m/m) – Envoltória Mínima.

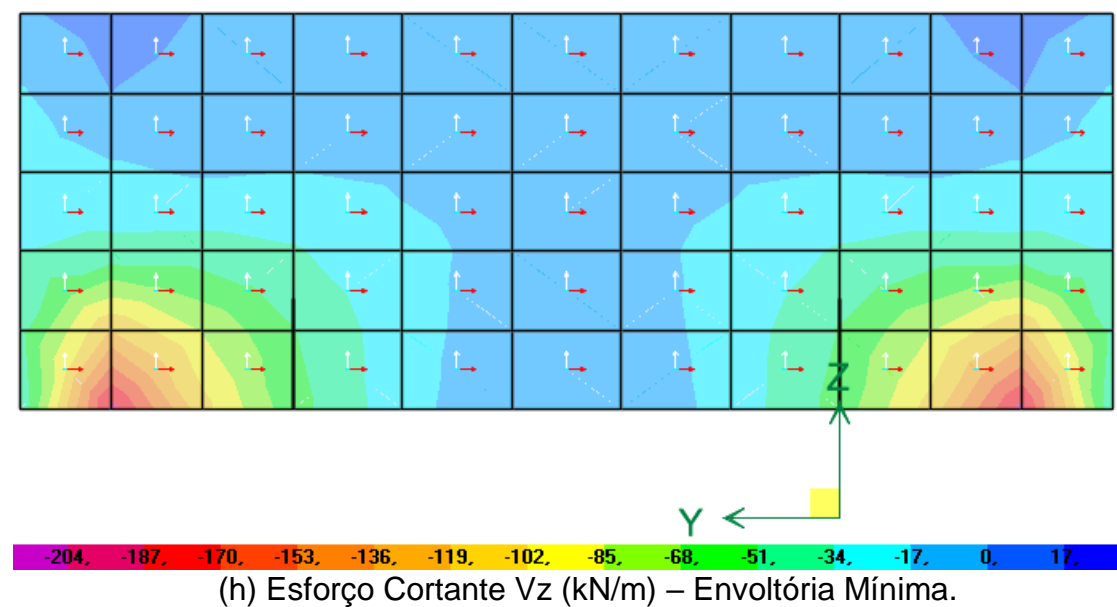
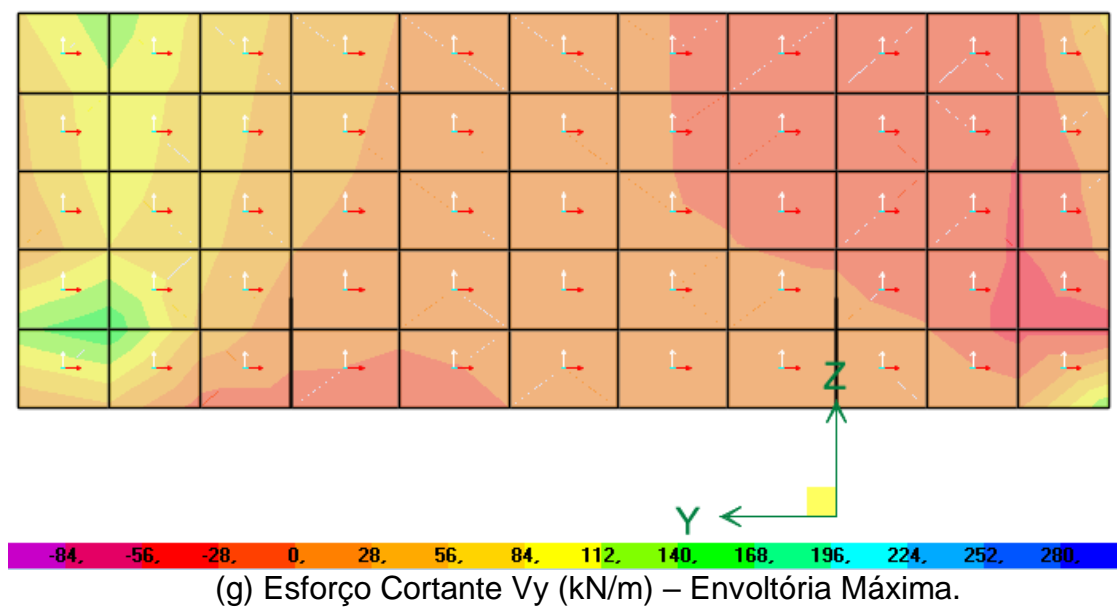


Figura 3-18 – Envoltória de Esforços Últimos da Cortina – E15

A **Tabela 3-29** mostra o dimensionamento das armaduras longitudinais da cortina, para as direções y e z.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 329 de 447

Tabela 3-29 – Armadura Longitudinal da Cortina – E15

Armadura Longitudinal na direção y (Horizontal)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 116\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.12$ $KX = 0.192$ $KZ = 0.923$	Coefficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 13.631\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 16\text{ c/ } 12,5\text{cm}$ na face interna e $\phi 10\text{c/ } 15\text{cm}$ na face externa (armadura mínima).
Armadura Longitudinal na direção z (Vertical)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 30\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste da viga travessa)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.5\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.03$ $KX = 0.045$ $KZ = 0.982$	Coefficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 3.419\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 10\text{ c/ } 15\text{cm}$ na face interna e face externa.

A **Tabela 3-30** mostra a verificação ao esforço cortante nas direções y e z.



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 330 de 447

Tabela 3-30 – Verificação ao Cortante da Cortina – E15

Verificação na direção y (Horizontal)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 110\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$A_{s1} := 13.63\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0065$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VR_{d1} := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 154.26 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < V_{Rd1}$ OK!
Verificação na direção z (Vertical)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 125\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$A_{s1} := 4.4\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0021$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VR_{d1} := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 135.679 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < V_{Rd1}$ OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 331 de 447

3.11.2 Verificação ao ELS

A **Figura 3-10** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da cortina para as combinações de serviço.

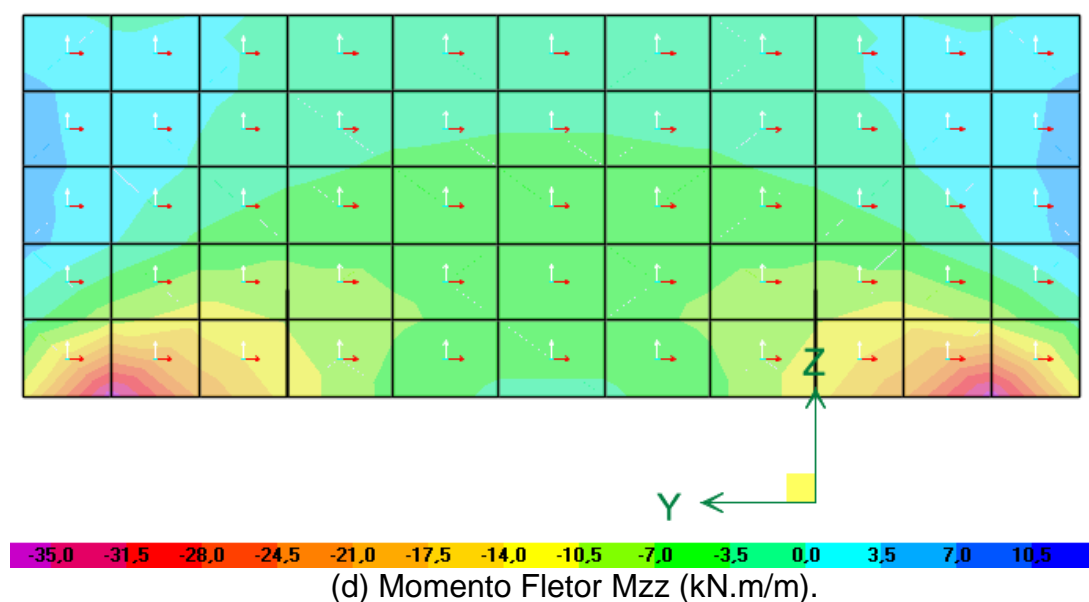
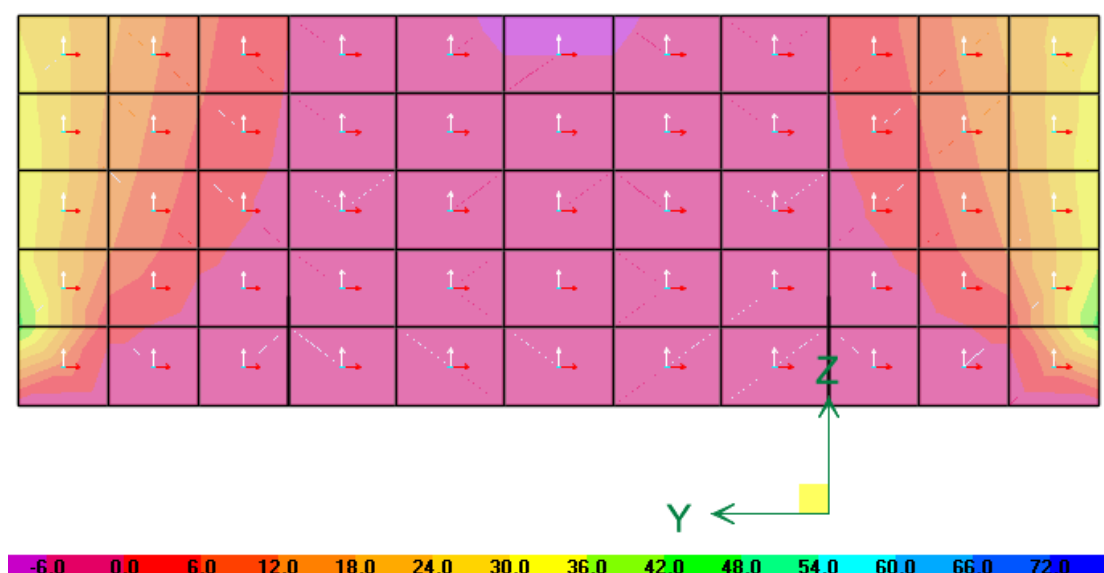
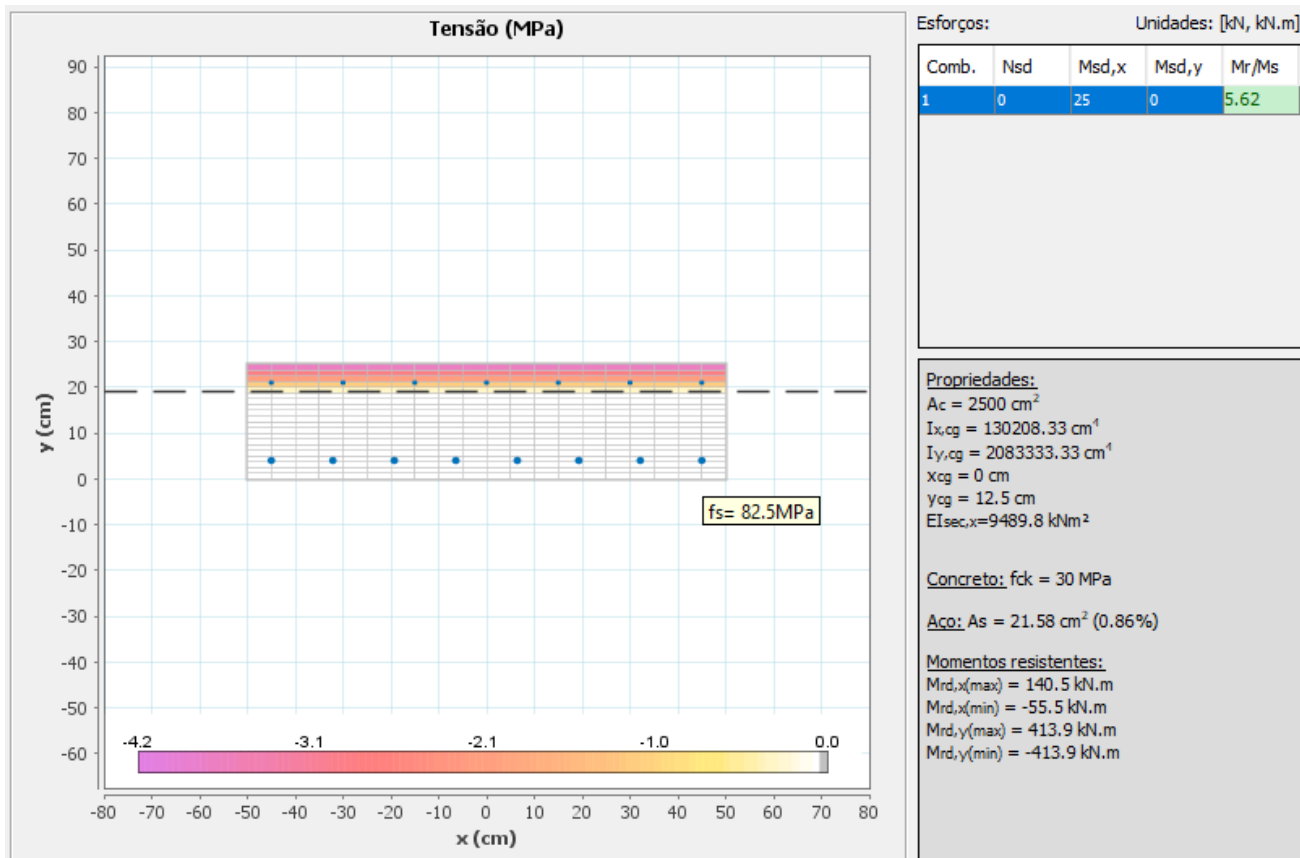


Figura 3-19 – Envoltória de Esforços de Serviço da Cortina – E15

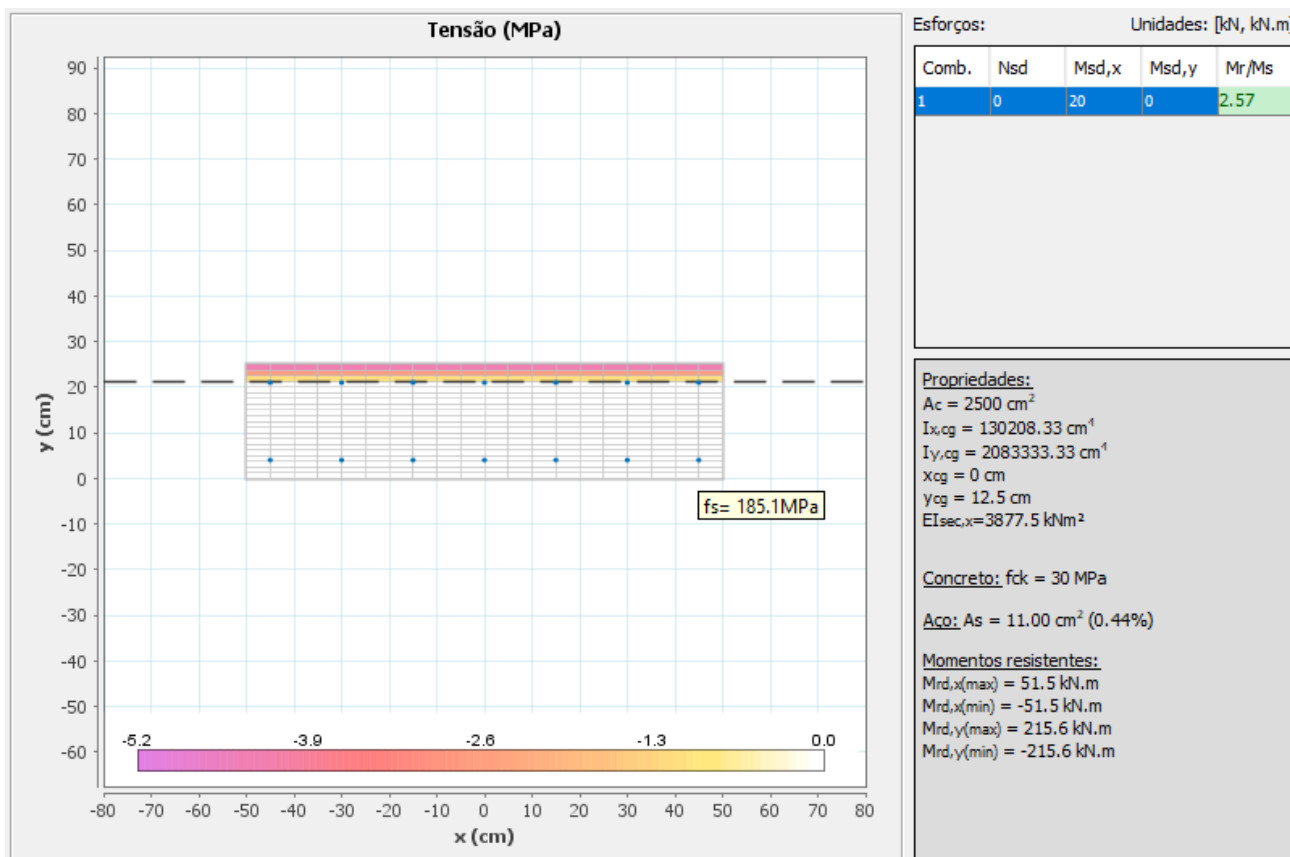
A **Figura 3-20** mostra o diagrama de tensões no estágio II para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de abertura de fissuras (ELS-W).



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção y)

Resultado na direção y:

Como a tensão máxima no estágio II é igual a 82,5 MPa < 280 MPa (Tabela 17.2 da NBR 6118:2014) conclui-se que a seção atende ao ELS-W.



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção z)


Resultado na direção z:

$$w1 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{ctm}} = 0.06 \cdot \text{mm}$$

$$w2 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{p_{cri}} + 45 \right) = 0.25 \cdot \text{mm}$$

Como $w_k < 0,3\text{mm}$ conclui-se que a seção atende ao ELS-W.

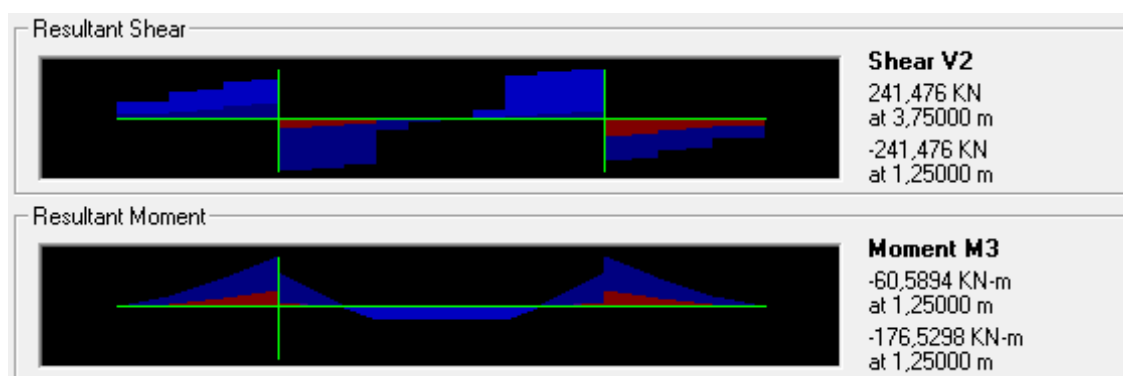
Figura 3-20 – Verificação da Cortina ao ELS – E15

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 334 de 447

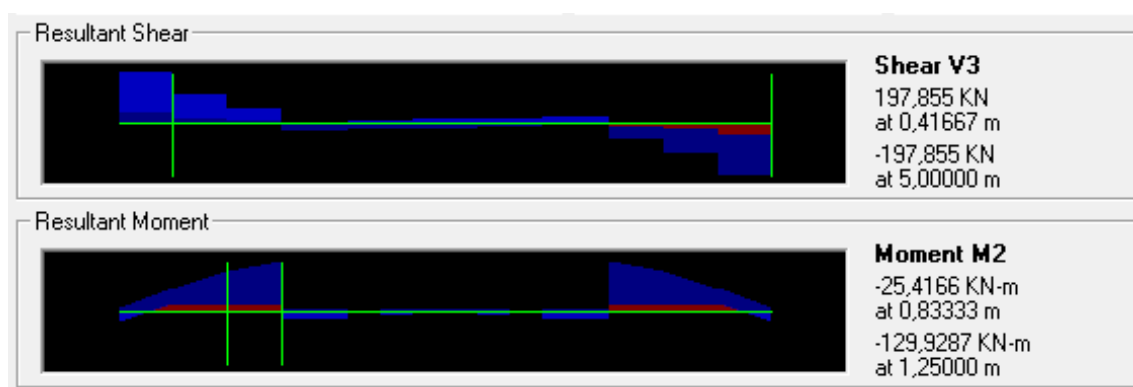
3.12 DIMENSIONAMENTO DA VIGA TRAVESSA – E10

3.12.1 Dimensionamento no ELU

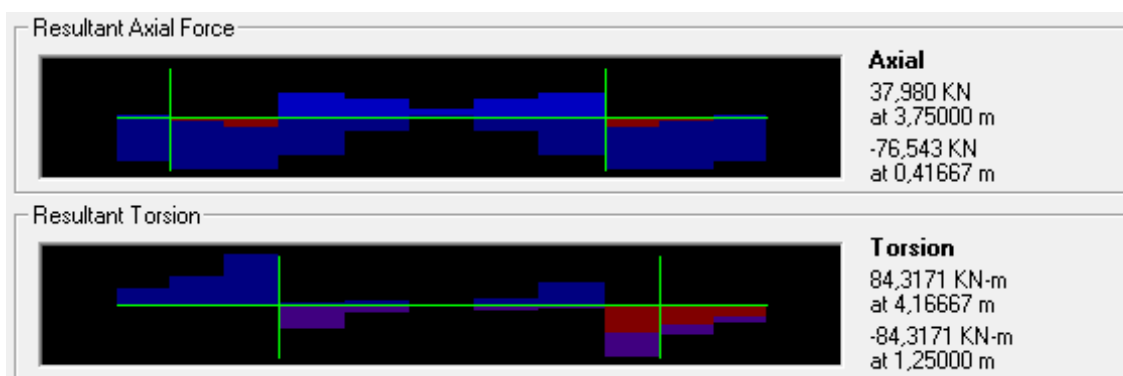
A **Figura 3-21** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa para as combinações últimas.



(a) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Vertical.




(b) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Horizontal.



(c) Esforço Normal e torção.

Figura 3-21 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa – E10

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 335 de 447

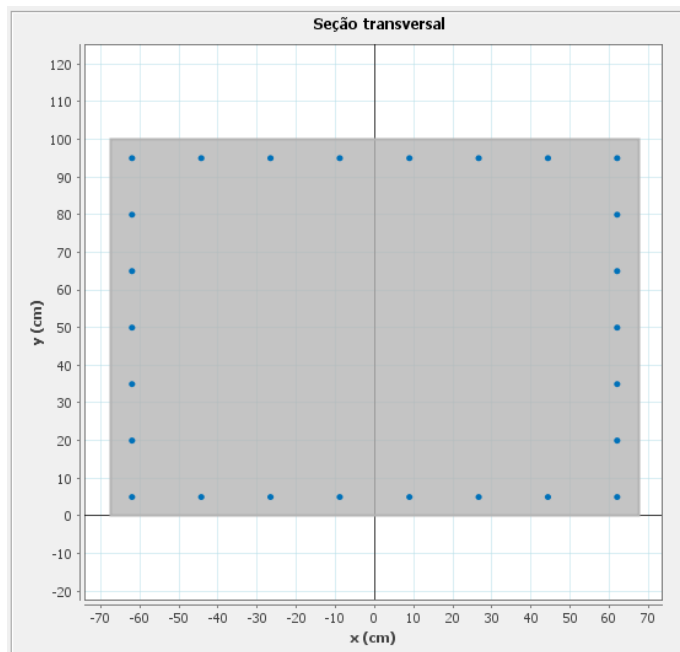
O dimensionamento da armadura de flexão da travessa é apresentado na **Tabela 3-31**.

Tabela 3-31 – Armadura Longitudinal da Travessa – E10

Verificação do momento mínimo no plano vertical	
$b := 135\text{cm}$	Base da Viga
$h := 100\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 177\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano vertical
$W_0 := b \cdot \frac{h^2}{6} = 0.225 \cdot \text{m}^3$	Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto
$f_{ctksup} := 1.3 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1\text{MPa}} \right)^{\left(\frac{2}{3} \right)} \cdot 1\text{MPa} = 3.765 \cdot \text{MPa}$	Resistência característica superior do concreto à tração
$M_{dmin} := 0.8 \cdot W_0 \cdot f_{ctksup} = 677.8 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$	Momento mínimo. Utilizar momento mínimo no dimensionamento, pois $M_{dmin} > M_d$.
Verificação do momento mínimo no plano horizontal	
$b := 100\text{cm}$	Base da Viga
$h := 135\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 130\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano horizontal
$W_0 := b \cdot \frac{h^2}{6} = 0.304 \cdot \text{m}^3$	Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto
$f_{ctksup} := 1.3 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1\text{MPa}} \right)^{\left(\frac{2}{3} \right)} \cdot 1\text{MPa} = 3.765 \cdot \text{MPa}$	Resistência característica superior do concreto à tração
$M_{dmin} := 0.8 \cdot W_0 \cdot f_{ctksup} = 915 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$	Momento mínimo. Utilizar momento mínimo no dimensionamento, pois $M_{dmin} > M_d$

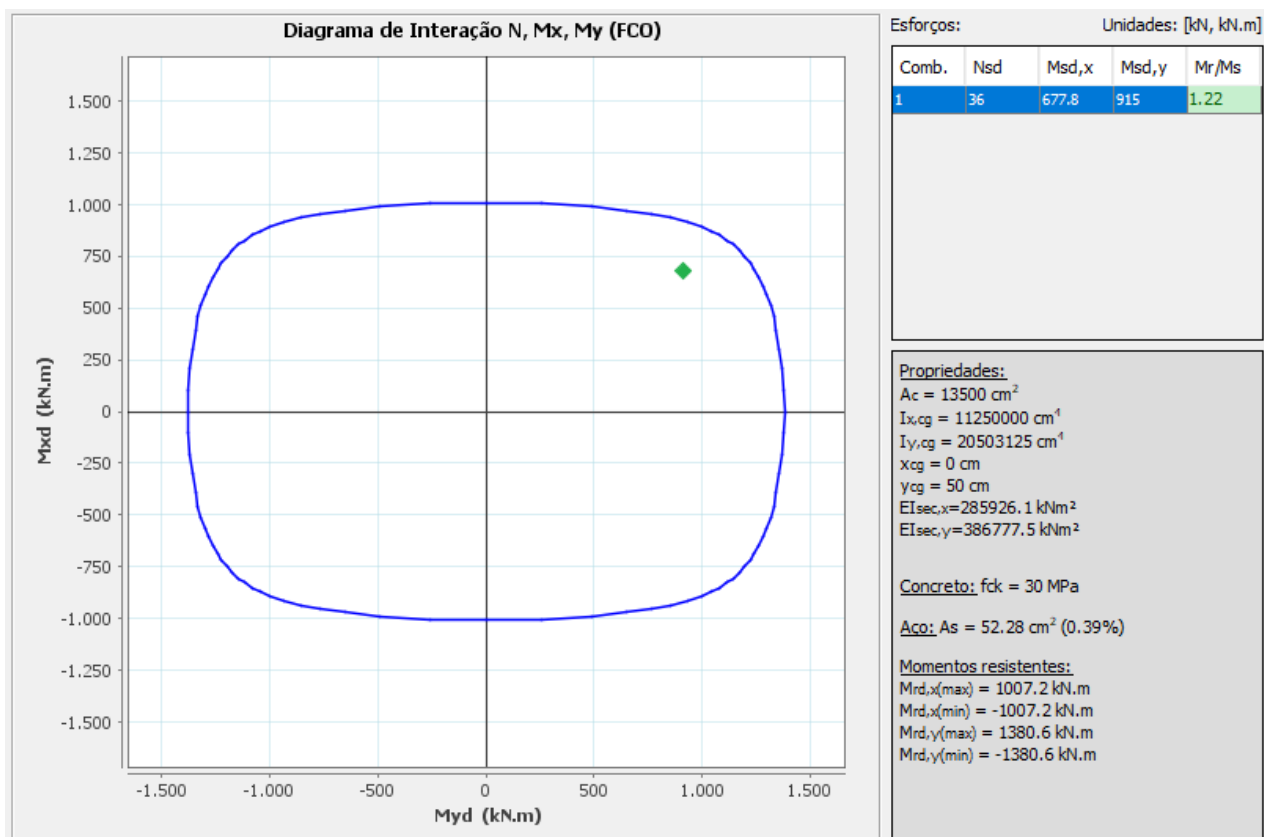
Verificação à flexão composta oblíqua


Armadura adotada:



(26 ϕ 16mm)

Diagrama de interação:



	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 337 de 447

O dimensionamento da armadura transversal da travessa é apresentado na **Tabela 3-32**

Tabela 3-32 – Armadura Transversal da Travessa – E10

Dimensionamento ao esforço cortante no plano vertical	
$b_w := 135\text{cm}$	Base da Viga
$h := 100\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 242\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo no plano vertical
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$\alpha := 90^\circ$	Inclinação da armadura transversal
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão
$\alpha_v2 := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\text{MPa}}\right) = 0.88$	Coeficiente redutor
$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha_v2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 6529.76\text{ kN}$	$> V_{Sd}$ OK!
$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 1114.42\text{ kN}$	Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
$\rho_{min} := \frac{0.2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0.00116$	Taxa geométrica de armadura mínima
$A_{swmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1\text{m} = 15.64\text{ cm}^2$	Armadura transversal mínima no plano vertical
Dimensionamento ao esforço cortante no plano horizontal	
$b_w := 100\text{cm}$	Base da Viga
$h := 135\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 198\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo no plano horizontal
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$\alpha := 90^\circ$	Inclinação da armadura transversal
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão

Dimensionamento ao esforço cortante no plano horizontal

$$\alpha_{v2} := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.88$$

Coeficiente redutor

$$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 6618.86 \text{ kN}$$

 $> V_{sd}$ OK!

$$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 1129.62 \text{ kN}$$

Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça

$$\rho_{min} := \frac{0.2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0.00116$$

Taxa geométrica de armadura mínima

$$A_{swmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1 \text{ m} = 11.59 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal mínima no plano horizontal

Verificação ao esforço de torção

$$b := 135 \text{ cm}$$

Base da Viga

$$h := 100 \text{ cm}$$

Altura da Viga

$$T_{sd} := 85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Torçor de cálculo

$$\theta := 45^\circ$$

Inclinação das bielas de compressão

$$h_e := \frac{A}{u} = 28.723 \text{ cm}$$

Espessura da parede equivalente

$$A_e := (b - h_e)(h - h_e) = 7.575 \times 10^3 \cdot \text{cm}^2$$

Área limitada pela linha média da parede da seção vazada

$$T_{Rd2} := 0.5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin(2 \cdot \theta) = 2051.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

 $> T_{sd}$ OK!

$$A_{g0} := \frac{T_{sd} \cdot 100 \text{ cm}}{f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot(\theta)} = 1.29 \cdot \text{cm}^2$$

Área da seção transversal dos estribos

$$A_{sl} := \frac{u_e \cdot T_{sd}}{2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan(\theta)} = 4.582 \cdot \text{cm}^2$$


Área da seção da armadura longitudinal devido à torção

$$A_{slmin} := 0.2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot h_e \cdot u_e = 11.817 \cdot \text{cm}^2$$

Armadura longitudinal mínima devido à torção

Armadura adotada


A armadura transversal adotada refere-se à armadura mínima levando-se em conta o entendimento de que a taxa geométrica mínima apresentada na ABNT NBR 6118:2014 abrange a armadura transversal total (soma da armadura para o esforço cortante e esforço torçor). Ou seja, utiliza-se armadura composta por **φ10 mm a cada 15 cm** em quatro ramos verticais em ambas as direções. A armadura definida para a flexão já atende a armadura longitudinal mínima de torção.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 339 de 447

A introdução das reações das longarinas em uma área reduzida da superfície viga travessa provoca o surgimento de tensões de tração no interior do maciço de concreto, conhecido como esforço de fendilhamento. O dimensionamento da armadura de fendilhamento é apresentado na **Tabela 3-33**.

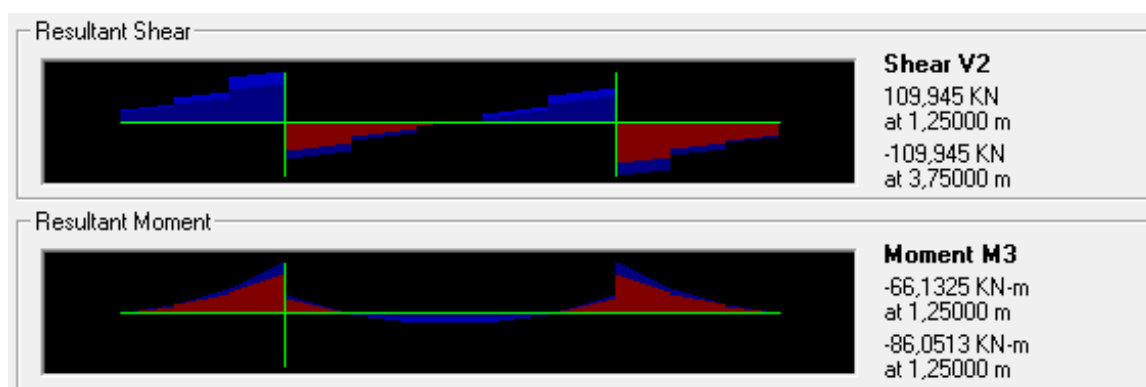
Tabela 3-33 – Armadura de Fendilhamento – E10

Armadura de fendilhamento – E10	
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$	Tensão de escoamento de cálculo do aço
$G := 131 \text{ kN}$	Reação permanente da longarina
$Q := 315 \text{ kN}$	Reação móvel da longarina
$F_{Sd} := 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 649.35 \text{ kN}$	Força solicitante de cálculo
$Z_d := .25 \cdot F_{Sd} = 162.338 \text{ kN}$	Resultante de fendilhamento (despreza-se a relação entre a área carregada e a área total, a favor da segurança)
$A_s := \frac{Z_d}{f_{yd}} = 3.734 \text{ cm}^2$	Armadura necessária em cada direção. A armadura é dividida em duas camadas de barras $\phi 8 \text{ mm}$, sendo que na área referente ao apoio dos macacos para elevação da superestrutura prevê-se a utilização de camada única.

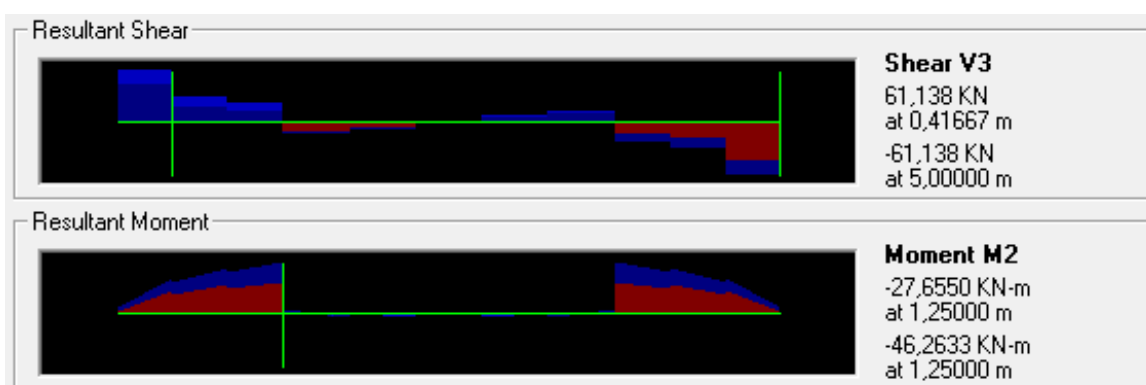
	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 340 de 447

3.12.2 Verificação ao ELS

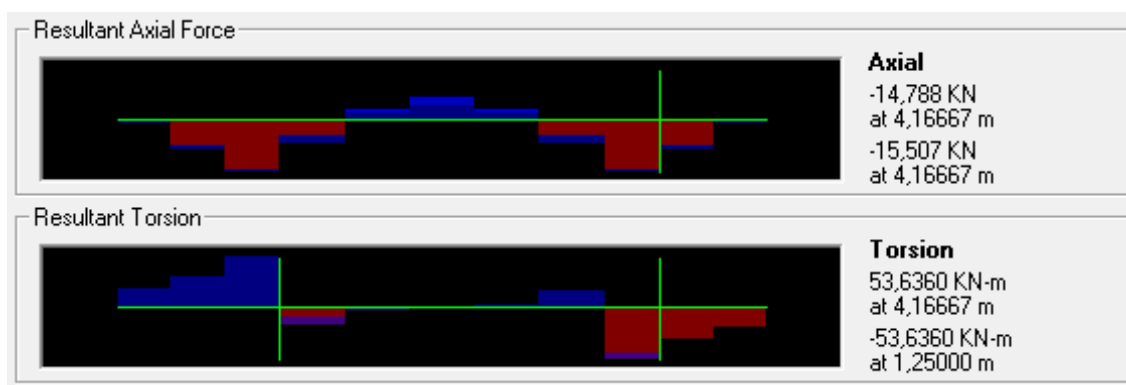
A **Figura 3-22** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa para as combinações de serviço.



(a) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Vertical.



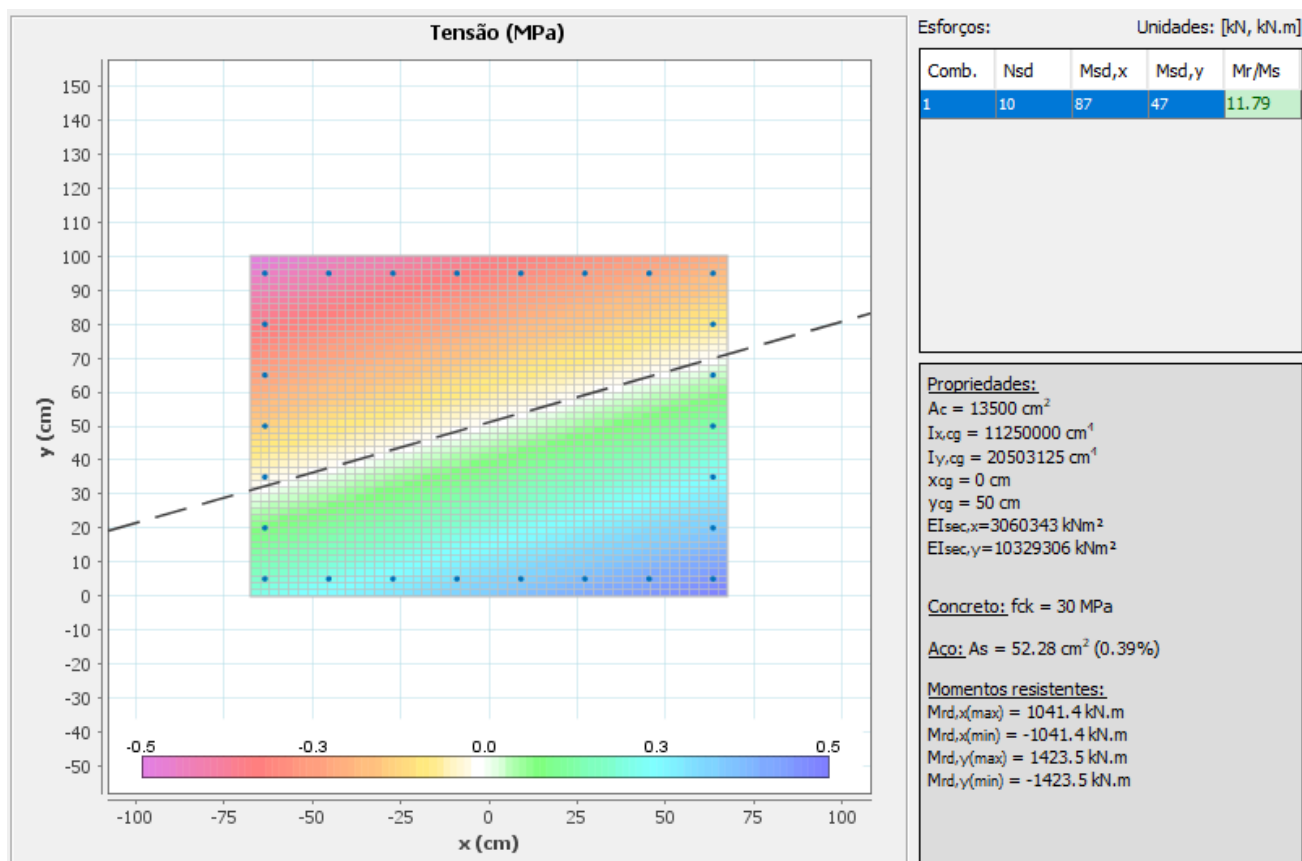
(b) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Horizontal.



(c) Esforço Normal e torção.

Figura 3-22 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa – E10

A **Figura 3-23** mostra o diagrama de tensões no estágio I para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de formação de fissuras (ELS-F).



(Diagrama de Tensões no Estádio I)

Resultado:

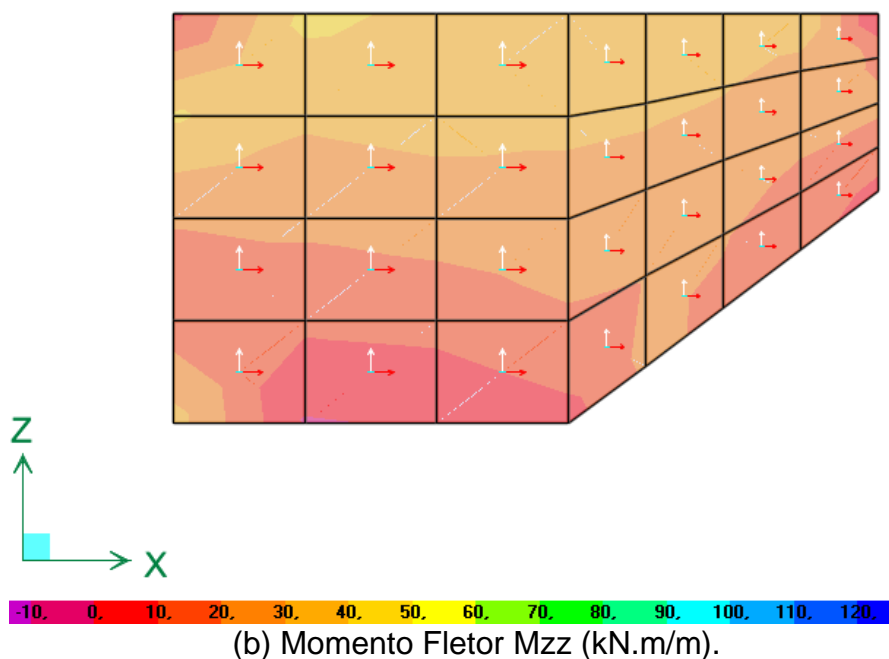
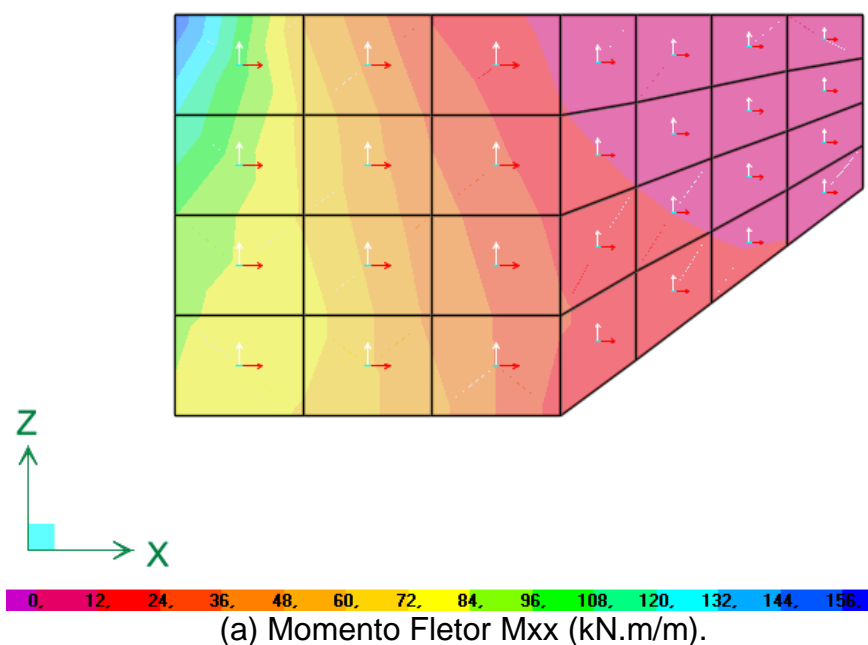
Como a tensão máxima no estágio I é igual a $0,5 \text{ MPa} < f_{ctk,inf} = 2 \text{ MPa}$, conclui-se que a viga travessa atende satisfatoriamente ao ELS-F.


Figura 3-23 – Verificação da Travessa ao ELS – E10

3.13 DIMENSIONAMENTO DOS MUROS ALA – E10

3.13.1 Dimensionamento no ELU

A **Figura 3-24** mostra a envoltória dos esforços solicitantes dos muros ala para as combinações últimas. São apresentadas apenas as envoltórias máximas, visto que os momentos mínimos têm valor inferior ao momento mínimo da seção transversal.



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 343 de 447

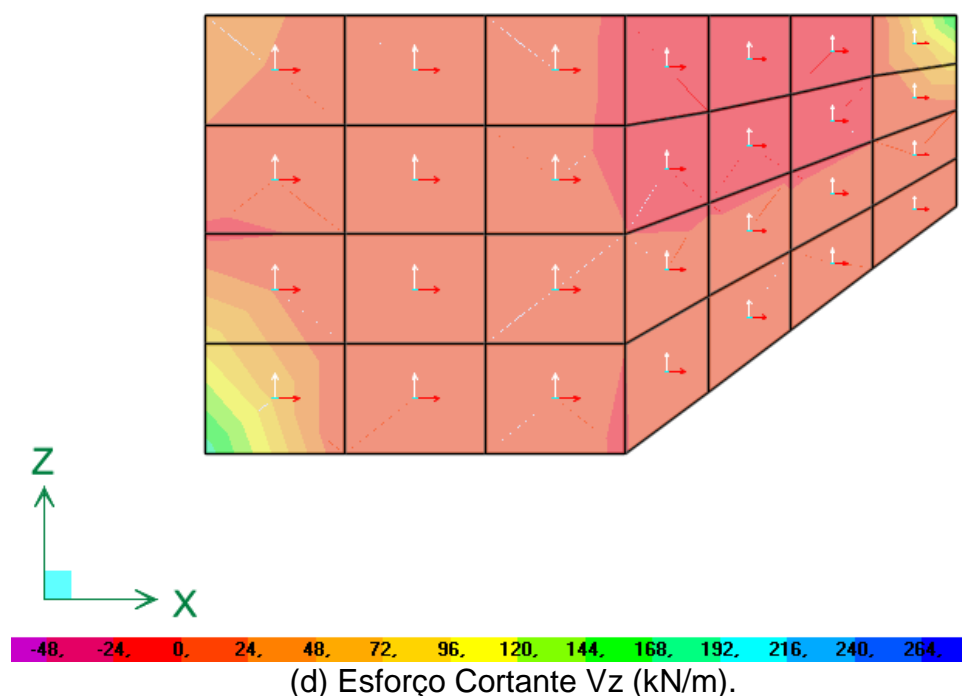
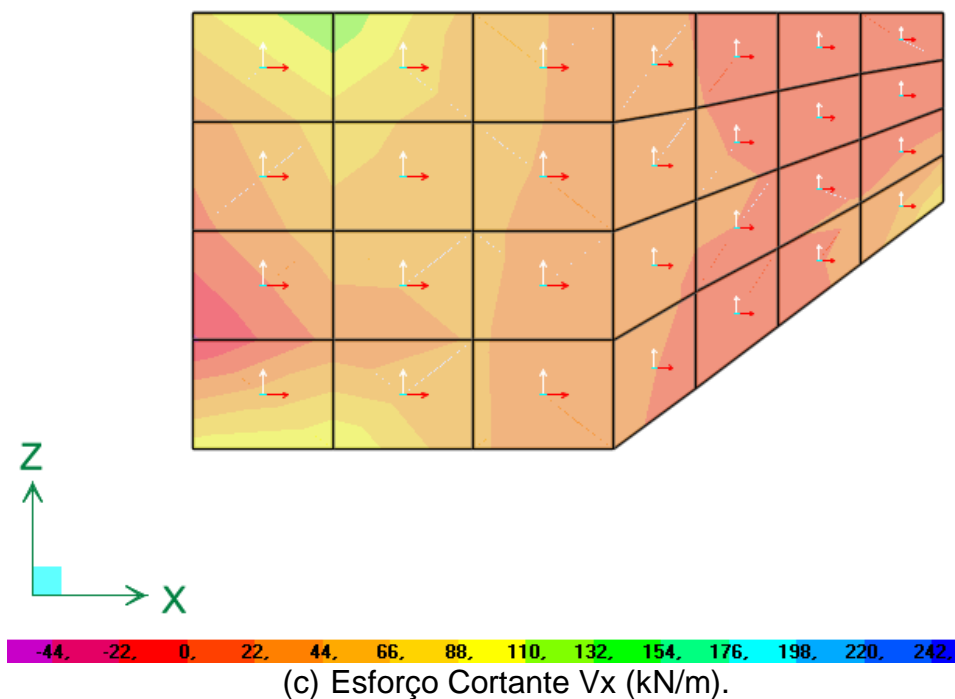


Figura 3-24 – Envoltória de Esforços Últimos dos Muros Ala – E10

A **Tabela 3-34** mostra o dimensionamento das armaduras longitudinais dos muros ala, para as direções x e z .


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 344 de 447

Tabela 3-34 – Armadura Longitudinal dos Muros Ala – E10

Armadura Longitudinal na direção x (Horizontal)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 100\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.104$ $KX = 0.163$ $KZ = 0.935$	Coeficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 11.608\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 16\text{ c/ }15\text{cm}$ na face interna e $\phi 10\text{c/ }15\text{cm}$ na face externa (armadura mínima).
Armadura Longitudinal na direção z (Vertical)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 40\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.5\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.04$ $KX = 0.061$ $KZ = 0.976$	Coeficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 4.386\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 10\text{ c/ }15\text{cm}$ na face interna e face externa (armadura mínima).

A **Tabela 3-28** mostra a verificação ao esforço cortante nas direções x e z.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 345 de 447

Tabela 3-35 – Verificação ao Cortante dos Muros Ala – E10

Verificação na direção x (Horizontal)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 75\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$A_{s1} := 11.61\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0055$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VR_{d1} := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 150.193 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < V_{Rd1}$ OK!
Verificação na direção z (Vertical)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 40\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$A_{s1} := 4.4\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0021$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VR_{d1} := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 135.679 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < V_{Rd1}$ OK!

3.13.2 Verificação ao ELS

A **Figura 3-25** mostra a envoltória dos esforços solicitantes dos muros ala para as combinações de serviço.

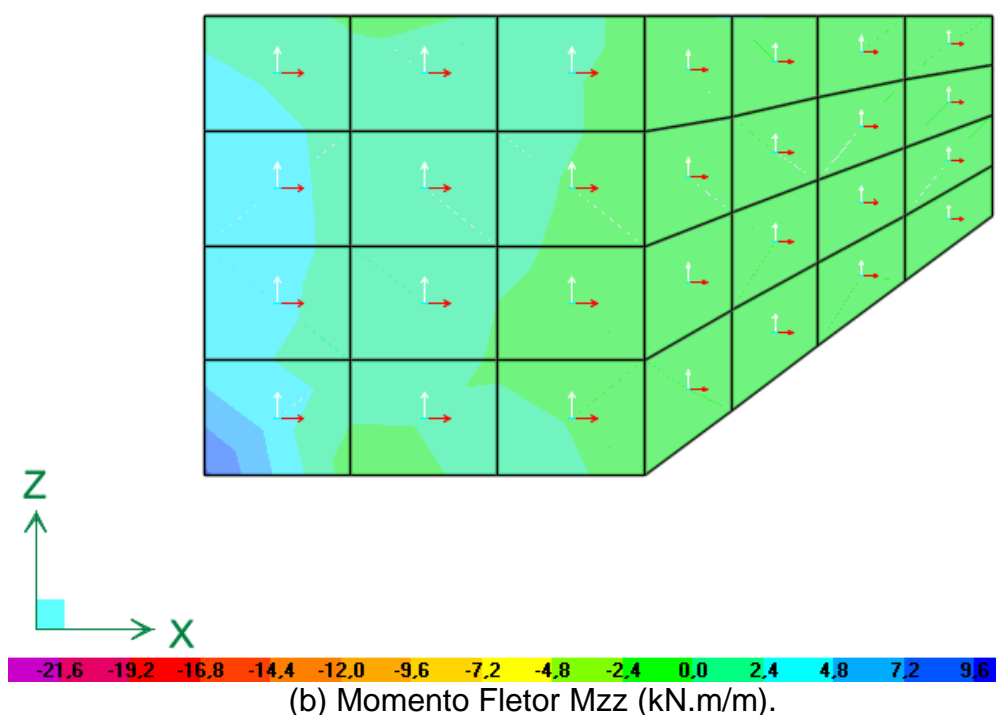
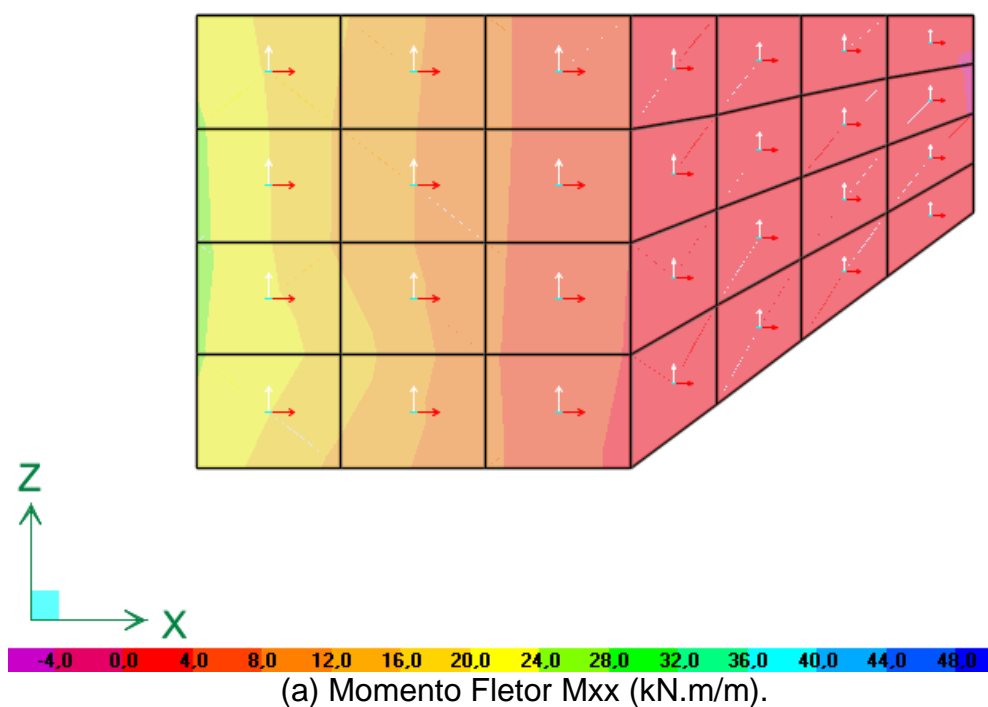
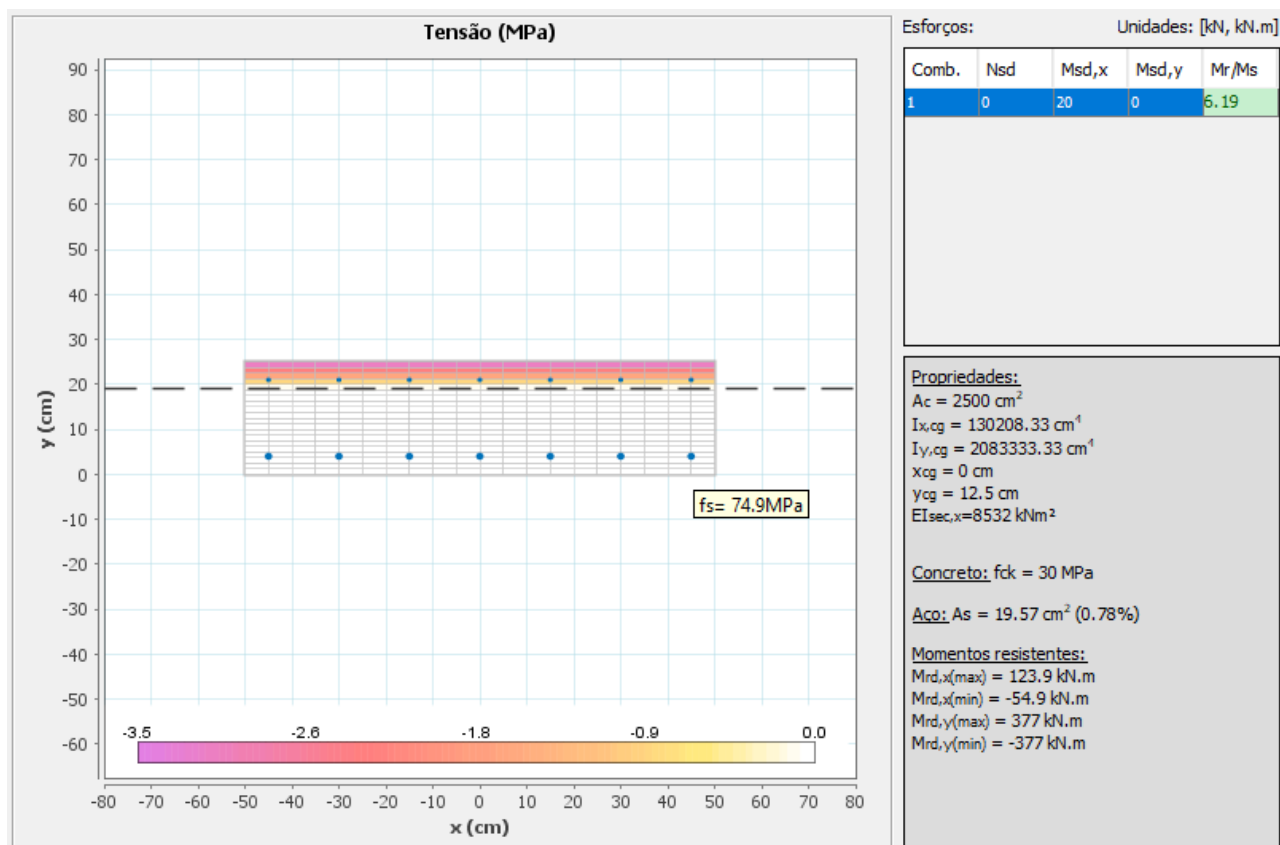


Figura 3-25 – Envoltória de Esforços de Serviço dos Muros Ala– E10

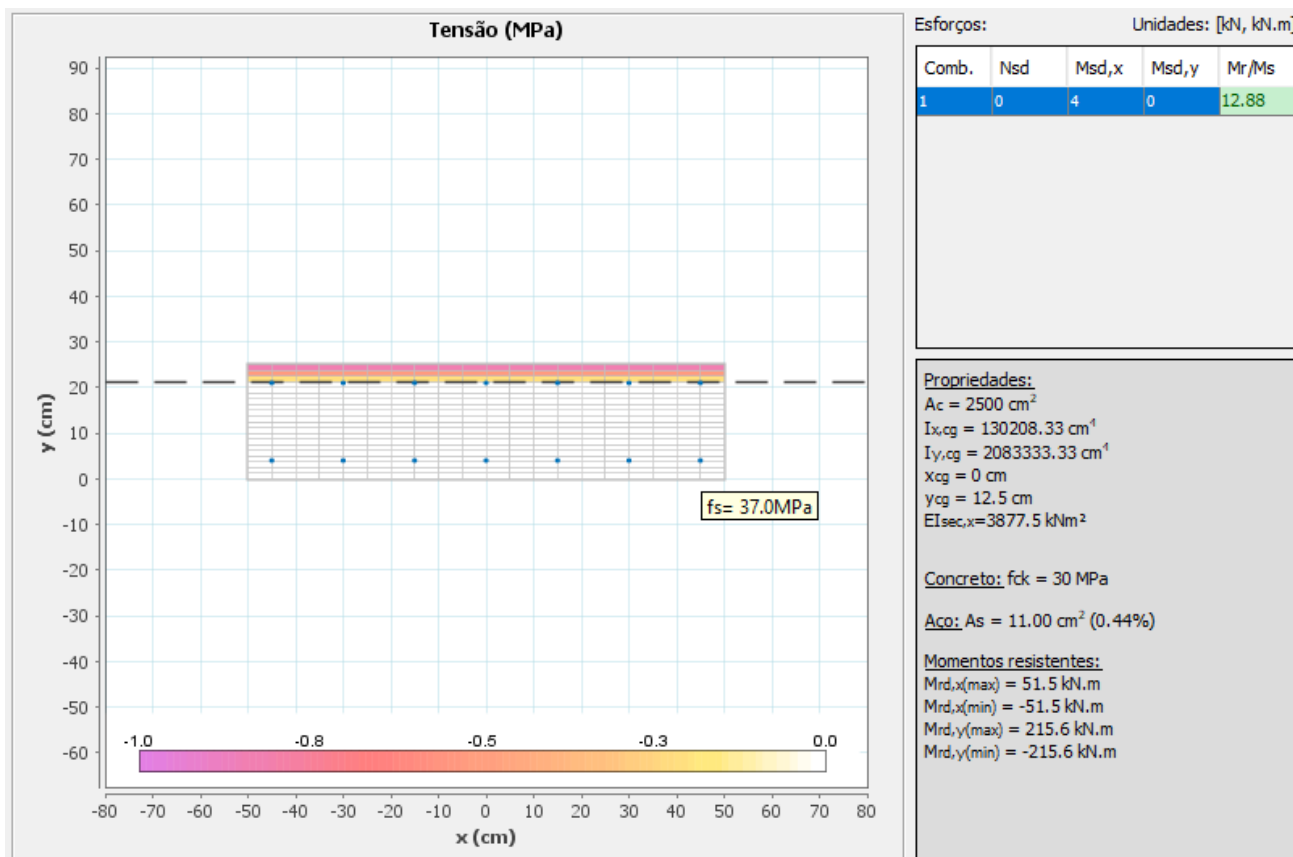
A **Figura 3-26** mostra o diagrama de tensões no estágio II para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de abertura de fissuras (ELS-W).



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção y)

Resultado na direção y:

Como a tensão máxima no estágio II é igual a 74,9 MPa < 280 MPa (Tabela 17.2 da ABNT NBR 6118:2014) conclui-se que a seção atende ao ELS-W.



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção z)

Resultado na direção z:

$$w_1 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{ctm}} = 0.002 \cdot \text{mm}$$

$$w_2 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{cri}} + 45 \right) = 0.05 \cdot \text{mm}$$

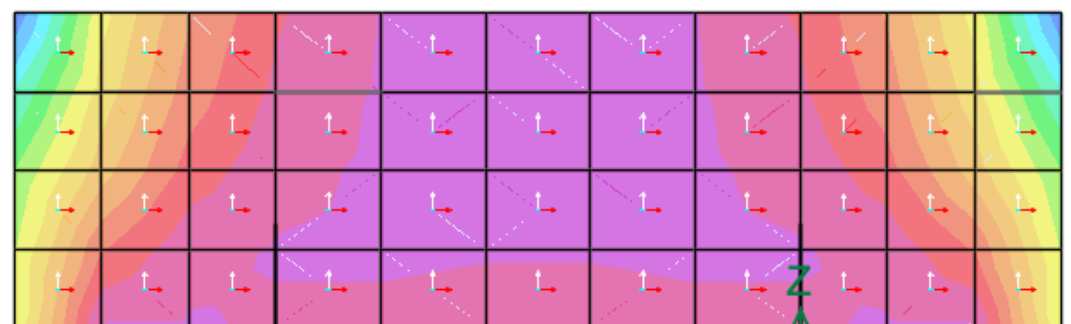
Como $w_k < 0,3 \text{ mm}$ conclui-se que a seção atende ao ELS-W.

Figura 3-26 – Verificação dos Muros Ala ao ELS – E10

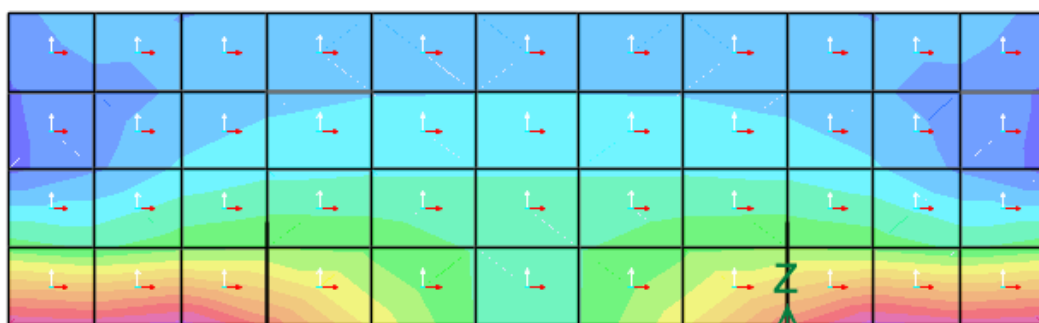
3.14 DIMENSIONAMENTO DA CORTINA – E10

3.14.1 Dimensionamento no ELU

A **Figura 3-27** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da cortina para as combinações últimas. São apresentadas as envoltórias críticas (máxima ou mínima) para cada direção.



(a) Momento Fletor M_{yy} (kN.m/m) – Envoltória Máxima.



(b) Momento Fletor M_{zz} (kN.m/m) – Envoltória Mínima.

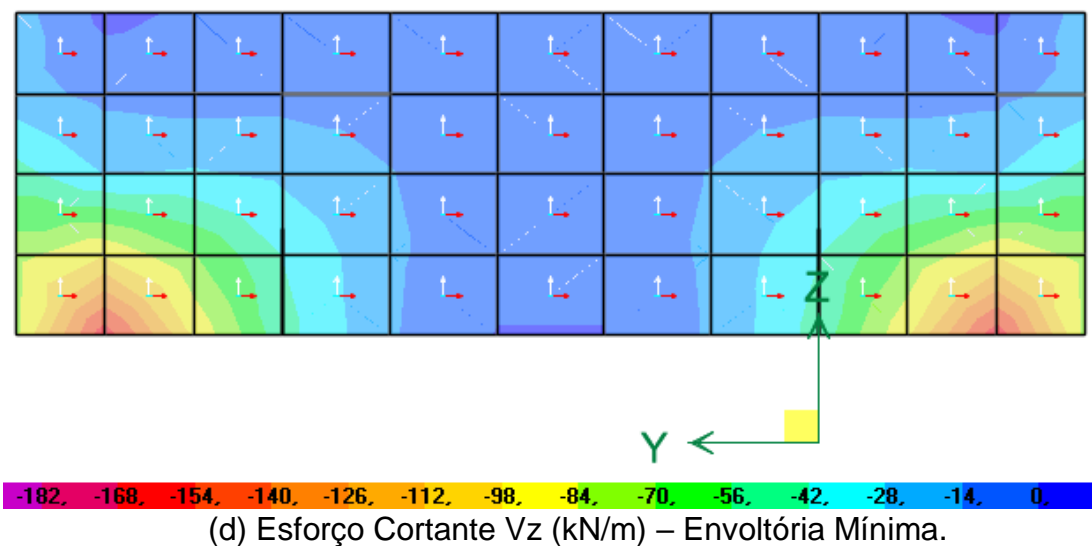
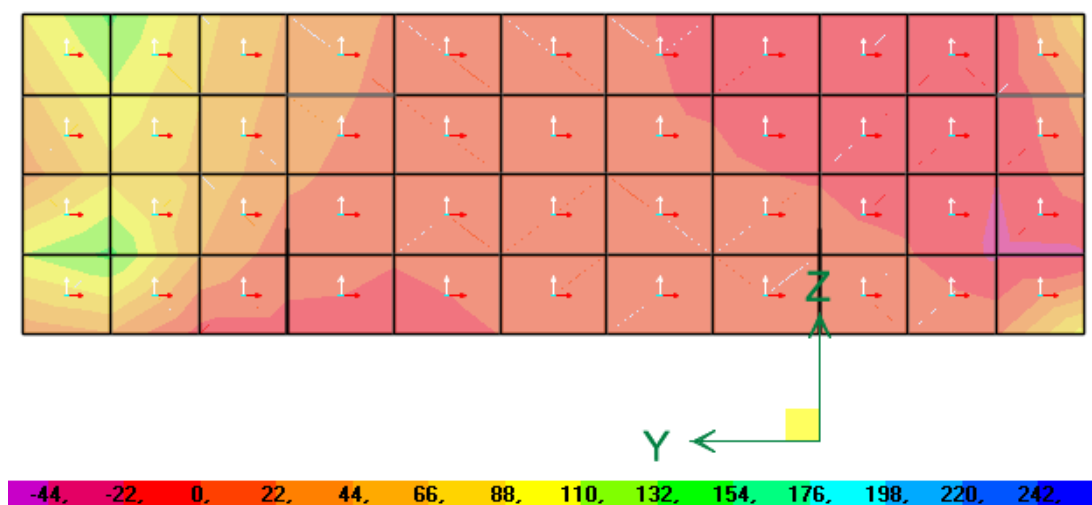


Figura 3-27 – Envoltória de Esforços Últimos da Cortina – E10

A **Tabela 3-36** mostra o dimensionamento das armaduras longitudinais da cortina, para as direções y e z.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 351 de 447

Tabela 3-36 – Armadura Longitudinal da Cortina – E10

Armadura Longitudinal na direção y (Horizontal)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 105\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.109$ $KX = 0.172$ $KZ = 0.931$	Coefficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 12.234\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 16\text{ c/ }15\text{cm}$ na face interna e $\phi 10\text{c/ }15\text{cm}$ na face externa (armadura mínima).
Armadura Longitudinal na direção z (Vertical)	
$b := 100\text{cm}$	Base considerada (armadura por metro)
$h := 25\text{cm}$	Altura do muro ala
$M_d := 20\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste da viga travessa)
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.5\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.02$ $KX = 0.03$ $KZ = 0.988$	Coefficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 3.398\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 10\text{ c/ }15\text{cm}$ na face interna e face externa.

A **Tabela 3-37** mostra a verificação ao esforço cortante nas direções y e z.


	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 352 de 447

Tabela 3-37 – Verificação ao Cortante da Cortina – E10

Verificação na direção y (Horizontal)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 85\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$As1 := 12.2\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0058$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VRd1 := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 151.381 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < VRd1$ OK!
Verificação na direção z (Vertical)	
$b_w := 100\text{cm}$	Base do muro ala
$d := 21\text{cm}$	Altura útil da seção transversal
$V_{Sd} := 110\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo (valor médio no elemento mais solicitado na base de engaste do muro)
$As1 := 3.4\text{cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0021$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.39$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VRd1 := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 133.666 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < VRd1$ OK!

3.14.2 Verificação ao ELS

A **Figura 3-28** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da cortina para as combinações de serviço.

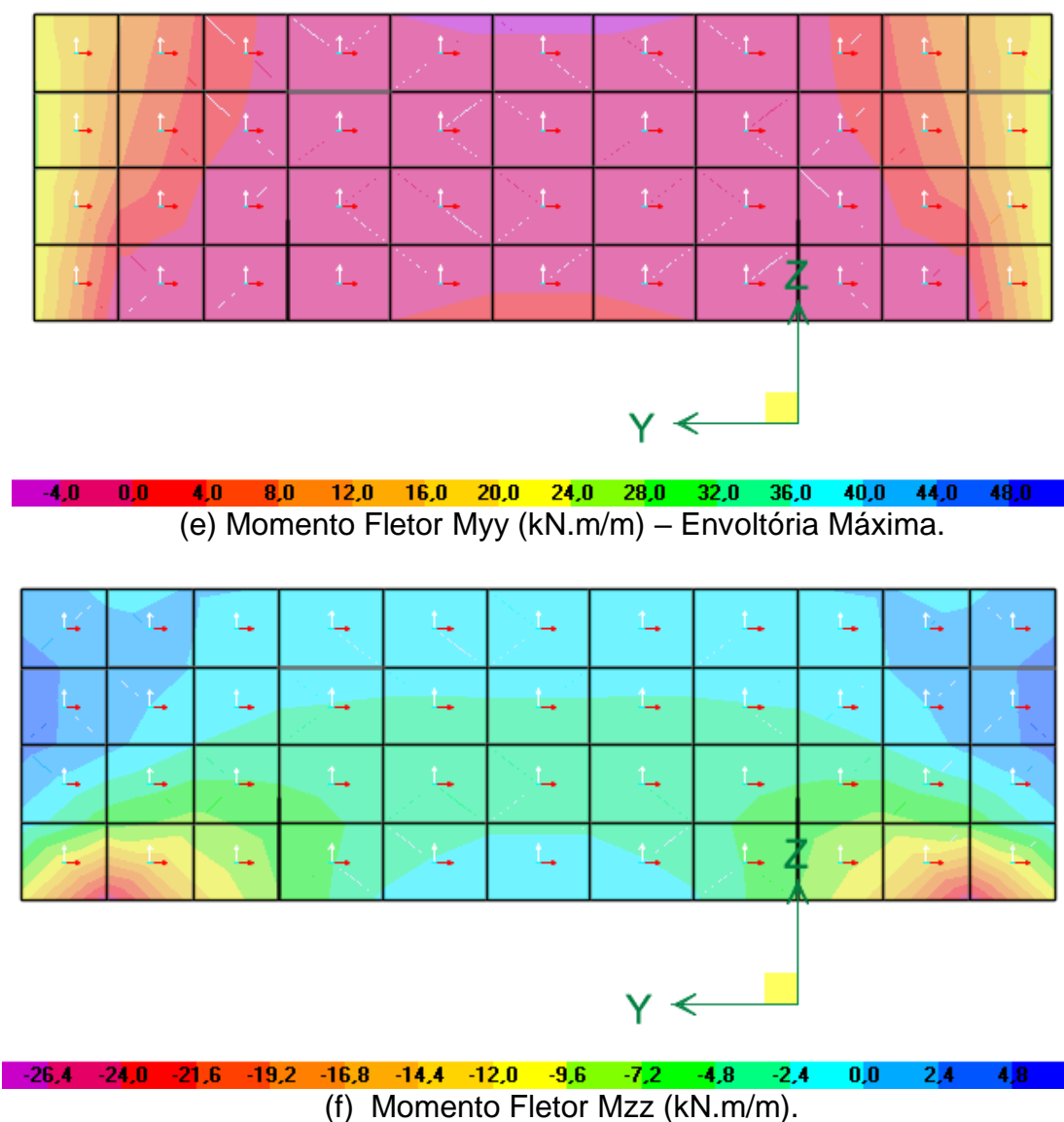
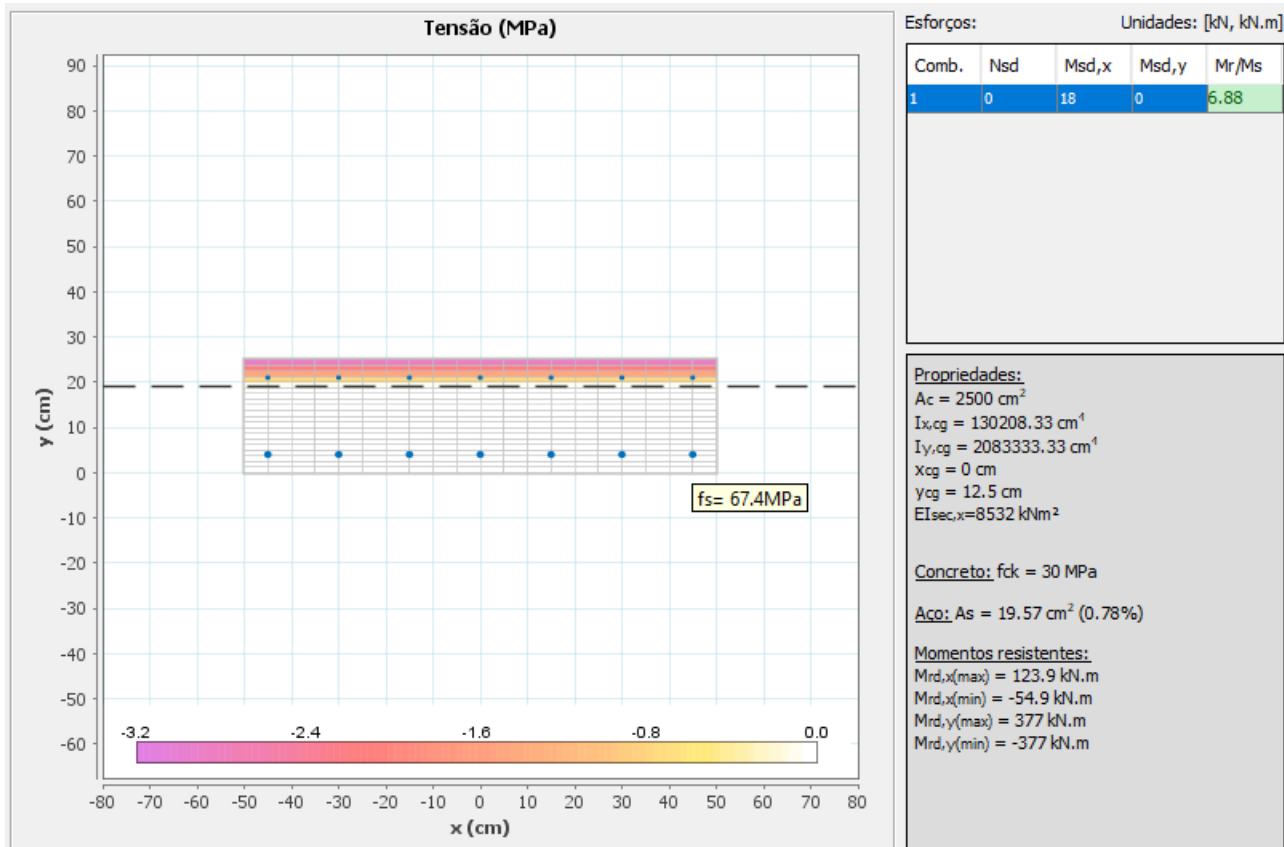


Figura 3-28 – Envoltória de Esforços de Serviço da Cortina – E10

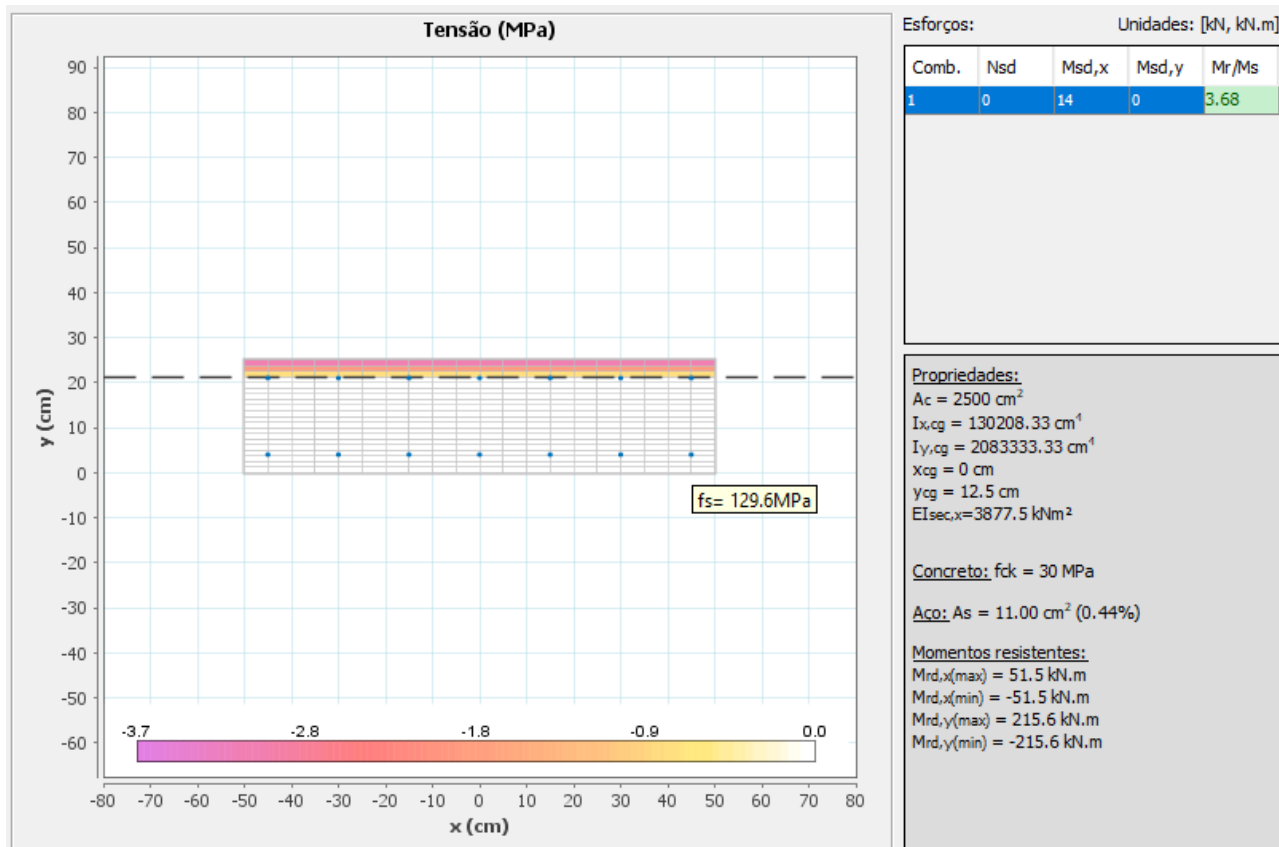
A **Figura 3-29** mostra o diagrama de tensões no estágio II para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de abertura de fissuras (ELS-W).



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção y)

Resultado na direção y:

Como a tensão máxima no estágio II é igual a 67,4 MPa < 280 MPa (Tabela 17.2 da NBR 6118:2014) conclui-se que a seção atende ao ELS-W.



(Diagrama de Tensões no Estádio II – Direção z)


Resultado na direção z:

$$w_1 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{ctm}} = 0.03 \cdot \text{mm}$$

$$w_2 := \frac{\phi}{12.5\eta} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{cri}} + 45 \right) = 0.18 \cdot \text{mm}$$

Como $w_k < 0,3\text{mm}$ conclui-se que a seção atende ao ELS-W.

Figura 3-29 – Verificação da Cortina ao ELS – E10


	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 356 de 447

3.15 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE TRANSIÇÃO E CONSOLE DE APOIO

As premissas de cálculo da laje de transição são as descritas no Item 2.4.3.4.2 do Manual de Projetos de Obras de Arte de Especiais (DNER, 1996). A laje é calculada na direção longitudinal como viga simplesmente apoiada nas extremidades longitudinais. A **Tabela 3-38** resume a marcha do dimensionamento da laje de transição.

Tabela 3-38 – Dimensionamento da Laje de Transição

Esforços Solicitantes	
$L := 4\text{m}$	Comprimento longitudinal da laje de transição
$L_T := 5\text{m} - 2 \cdot (40\text{cm} + 2\text{cm}) = 4.16\text{m}$	Comprimento transversal da laje de transição
$q_g := 30\text{cm} \cdot 1\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Carga distribuída em faixa unitária da laje de transição devido ao peso próprio
$q_m := 1\text{m} \cdot \frac{25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3\text{m} + 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (L_T - 3\text{m})}{L_T} = 19.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Carga distribuída em faixa unitária da laje de transição devido à carga móvel.
$\text{CIV} := 1.35$	Coeficiente de impacto vertical
$M_g := \frac{q_g \cdot L^2}{8} = 15\text{kN} \cdot \text{m}$	Momento fletor máximo devido à carga permanente
$M_q := \frac{q_m \cdot L^2}{8} = 38.8\text{kN} \cdot \text{m}$	Momento fletor máximo devido à carga móvel
$V_g := \frac{q_g \cdot L}{2} = 15\text{kN}$	Esforço cortante máximo devido à carga permanente
$V_q := \frac{q_m \cdot L}{2} = 38.8\text{kN}$	Esforço cortante máximo devido à carga móvel
$M_k := M_g + .5\text{CIV} \cdot M_q = 41.2\text{kN} \cdot \text{m}$	Momento fletor de serviço
$M_d := 1.35 \cdot M_g + 1.5 \cdot \text{CIV} \cdot M_q = 98.9\text{kN} \cdot \text{m}$	Momento fletor de cálculo

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 357 de 447

$V_d := 1.35 \cdot V_g + 1.5 \cdot CIV \cdot V_q = 98.9 \text{ kN}$	Esforço cortante de cálculo
Dimensionamento à flexão	
$b := 100 \text{ cm}$	Base (faixa unitária)
$h := 30 \text{ cm}$	Altura da laje de transição
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.625 \cdot \text{cm}$	C.G. da armadura
$KMD = 0.066$ $KX = 0.102$ $KZ = 0.959$	Coeficientes adimensionais de cálculo
$A_s = 8.99 \cdot \text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar $\phi 12,5$ c. $12,5 \text{ cm}$ nas duas direções, inferior e superior.
Verificação ao cortante	
$b_w := 100 \text{ cm}$	Base do muro ala
$d := 26 \text{ cm}$	Altura útil da seção transversal
$A_{s1} := 9 \text{ cm}^2$	Armadura longitudinal de tração
$\rho_1 = 0.0035$	Taxa de armadura da seção
$k = 1.34$	Coeficiente majorado
$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.362 \cdot \text{MPa}$	Tensão resistente do concreto ao cisalhamento
$VR_{d1} := [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d = 168.8 \cdot \text{kN}$	Força cortante resistente de cálculo. $V_{Sd} < V_{Rd1}$ OK!

O dimensionamento do console de apoio da laje de transição segue a formulação apresentada na ABNT NBR 9062:2017. A **Tabela 3-39** resume o dimensionamento do console de apoio da laje de transição.



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 358 de 447

Tabela 3-39 – Dimensionamento do Console

Dimensionamento do console	
$a := 16\text{cm}$	Ponto de aplicação da carga em relação ao engaste (considerou-se o ponto médio de contato entre a laje de transição e o console)
$d := 46\text{cm}$	Altura útil
$b := 100\text{cm}$	Largura do console (faixa unitária)
$V_d := 99\text{kN}$ $H_d := 0.8 \cdot V_d = 79.2 \cdot \text{kN}$	Esforços solicitantes
$\frac{a}{d} = 0.35$	Critério de classificação do console: muito curto $a/d < 0,5$
$\mu := 1.4$	Concreto lançado monoliticamente
$A_{\text{scurto}} := \left(\frac{1}{f_{yd}} \right) \cdot \left(H_d + 0.8 \cdot \frac{V_d}{\mu} \right) = 3.12 \cdot \text{cm}^2$	Armadura do tirante.
$A_{\text{stir}} := 7 \cdot A_{\phi} = 14.07 \cdot \text{cm}^2$	Armadura adotada $\phi 16 \text{ c. } 15$. O fator crítico para a adoção desta armadura foi a taxa mecânica de cálculo. O espaçamento de 15cm foi adotado para ficar compatível com a armadura das cortinas.
$\rho := \frac{A_{\text{stir}}}{b \cdot d} = 3.1 \times 10^{-3}$	Taxa de armadura no engaste
$\omega := \rho \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} = 0.05099$	Taxa mecânica de cálculo $> 0,04$ OK!
$\tau_{wu} := 3\text{MPa} + 0.9 \cdot \rho \cdot f_{yd} = 3.27 \cdot \text{MPa}$	Tensão de cisalhamento resistente.
$\tau_{w\text{dcurto}} := \frac{V_d}{b \cdot d} = 0.22 \cdot \text{MPa}$	Tensão cisalhante solicitante $< \tau_{wu}$ OK!
$A_{\text{sh}} := 0.5 \cdot A_{\text{stir}} = 7.04 \cdot \text{cm}^2$	Armadura de costura. Adotar estribos adicionais de $\phi 8 \text{ c. } 15\text{cm}$ (dois ramos atravessando a interface do console com a cortina)

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 359 de 447

3.16 REAÇÕES DE APOIO

As reações de apoio são fornecidas para cada caso de carregamento. O usuário, no momento de dimensionamento das fundações, deverá montar as combinações de carregamento pertinentes. Os esforços são apresentados em relação aos eixos globais mostrados na **Figura 3-30** para os pontos de apoio P1 e P2. O eixo Y é formado pela reta que contém os pontos P1 e P2, o eixo X é perpendicular ao eixo Y e o eixo Z é perpendicular a ambos.



Figura 3-30 – Pontos P1 e P2 de Apoio dos Encontros

As tabelas mostradas a seguir resumem as reações de apoio obtidas por meio do modelo numérico elaborado para os encontros E10, E15 e E20. A **Tabela 3-40** contém a legenda dos casos de carregamento considerados.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 360 de 447

Tabela 3-40 – Legenda dos Casos de Carregamento

PP	Peso Próprio
VY+	Vento na direção Y+
VY-	Vento na direção Y-
FX+	Frenagem na direção X+
FX-	Frenagem na direção X-
TX+	Variação de temperatura na direção X+
TX-	Variação de temperatura na direção X-
G	Reação permanente da superestrutura
Q	Reação móvel da superestrutura
EG	Empuxo de solo permanente
EQ	Empuxo de solo devido às cargas móveis
RG	Reação permanente da laje de transição
RQ	Reação móvel da laje de transição
M	Macaqueamento da superestrutura
IY+	Impacto lateral na barreira rígida na direção Y+
IY-	Impacto lateral na barreira rígida na direção Y-

Tabela 3-41 – Reações de Apoio do Encontro E10


Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	20,92	143,88	23,32	-76,42	7,59
P1	VY+	0,00	-13,50	0,00	13,50	0,00	0,00
P1	VY-	0,00	13,50	0,00	-13,50	0,00	0,00
P1	FX+	-67,50	0,00	0,00	0,00	-67,50	0,00
P1	FX-	67,50	0,00	0,00	0,00	67,50	0,00
P1	TX+	-2,20	0,00	0,00	0,00	-2,20	0,00
P1	TX-	2,20	0,00	0,00	0,00	2,20	0,00
P1	G	0,00	0,00	131,00	0,00	0,00	0,00
P1	Q	0,00	0,00	315,00	0,00	0,00	0,00
P1	EG	26,25	-11,71	0,00	10,99	28,59	-33,44
P1	EQ	28,50	-11,14	0,00	13,17	35,63	-38,40
P1	RG	0,00	-0,95	37,50	4,25	-20,63	-0,52
P1	RQ	0,00	-3,38	133,25	15,10	-73,29	-1,85
P1	M	0,00	-9,87	150,00	-63,09	0,00	-5,47
P1	IY+	16,93	-27,38	51,64	115,56	-11,58	-122,72
P1	IY-	-16,93	72,52	-51,64	-42,07	11,58	18,78
P2	PP	0,00	-20,92	143,88	-23,32	-76,42	-7,59
P2	VY+	0,00	-13,50	0,00	13,50	0,00	0,00
P2	VY-	0,00	13,50	0,00	-13,50	0,00	0,00
P2	FX+	-67,50	0,00	0,00	0,00	-67,50	0,00
P2	FX-	67,50	0,00	0,00	0,00	67,50	0,00
P2	TX+	-2,20	0,00	0,00	0,00	-2,20	0,00
P2	TX-	2,20	0,00	0,00	0,00	2,20	0,00
P2	G	0,00	0,00	131,00	0,00	0,00	0,00
P2	Q	0,00	0,00	315,00	0,00	0,00	0,00
P2	EG	26,25	11,71	0,00	-10,99	28,59	33,44
P2	EQ	28,50	11,14	0,00	-13,17	35,63	38,40
P2	RG	0,00	0,95	37,50	-4,25	-20,63	0,52
P2	RQ	0,00	3,38	133,25	-15,10	-73,29	1,85
P2	M	0,00	9,87	150,00	63,09	0,00	5,47
P2	IY+	-16,93	-72,52	-51,64	42,07	11,58	-18,78
P2	IY-	16,93	27,38	51,64	-115,56	-11,58	122,72

Tabela 3-42 – Reações de Apoio do Encontro E15

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	26,79	159,79	22,60	-109,26	6,87
P1	VY+	0,00	-22,30	0,00	22,30	0,00	0,00
P1	VY-	0,00	22,30	0,00	-22,30	0,00	0,00
P1	FX+	-67,50	0,00	0,00	0,00	-67,50	0,00
P1	FX-	67,50	0,00	0,00	0,00	67,50	0,00
P1	TX+	-3,80	0,00	0,00	0,00	-3,80	0,00
P1	TX-	3,80	0,00	0,00	0,00	3,80	0,00
P1	G	0,00	0,00	210,00	0,00	0,00	0,00
P1	Q	0,00	0,00	340,00	0,00	0,00	0,00
P1	EG	35,55	-15,26	0,00	15,13	42,48	-53,62
P1	EQ	34,20	-11,93	0,00	15,98	47,88	-56,56
P1	RG	0,00	-1,13	37,50	4,32	-20,63	-0,62
P1	RQ	0,00	-4,02	133,25	15,36	-73,29	-2,20
P1	M	0,00	-16,37	250,00	-101,59	0,00	-9,09
P1	IY+	20,95	-20,91	64,03	103,95	-10,44	-139,04
P1	IY-	-20,95	78,99	-64,03	-52,67	10,44	19,38
P2	PP	0,00	-26,79	159,79	-22,60	-109,26	-6,87
P2	VY+	0,00	-22,30	0,00	22,30	0,00	0,00
P2	VY-	0,00	22,30	0,00	-22,30	0,00	0,00
P2	FX+	-67,50	0,00	0,00	0,00	-67,50	0,00
P2	FX-	67,50	0,00	0,00	0,00	67,50	0,00
P2	TX+	-3,80	0,00	0,00	0,00	-3,80	0,00
P2	TX-	3,80	0,00	0,00	0,00	3,80	0,00
P2	G	0,00	0,00	210,00	0,00	0,00	0,00
P2	Q	0,00	0,00	340,00	0,00	0,00	0,00
P2	EG	35,55	15,26	0,00	-15,13	42,48	53,62
P2	EQ	34,20	11,93	0,00	-15,98	47,88	56,56
P2	RG	0,00	1,13	37,50	-4,32	-20,63	0,62
P2	RQ	0,00	4,02	133,25	-15,36	-73,29	2,20
P2	M	0,00	16,37	250,00	101,59	0,00	9,09
P2	IY+	-20,95	-78,99	-64,03	52,67	10,44	-19,38
P2	IY-	20,95	20,91	64,03	-103,95	-10,44	139,04

Tabela 3-43 – Reações de Apoio do Encontro E20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	29,81	173,08	22,19	-135,07	4,45
P1	VY+	0,00	-32,50	0,00	32,50	0,00	0,00
P1	VY-	0,00	32,50	0,00	-32,50	0,00	0,00
P1	FX+	-67,50	0,00	0,00	0,00	-67,50	0,00
P1	FX-	67,50	0,00	0,00	0,00	67,50	0,00
P1	TX+	-7,20	0,00	0,00	0,00	-7,20	0,00
P1	TX-	7,20	0,00	0,00	0,00	7,20	0,00
P1	G	0,00	0,00	305,00	0,00	0,00	0,00
P1	Q	0,00	0,00	365,00	0,00	0,00	0,00
P1	EG	46,20	-18,04	0,00	18,37	60,03	-72,12
P1	EQ	39,90	-11,63	0,00	17,16	61,85	-70,09
P1	RG	0,00	-1,26	37,50	4,37	-20,63	-0,69
P1	RQ	0,00	-4,49	133,25	15,53	-73,29	-2,46
P1	M	0,00	-21,94	350,00	-139,12	0,00	-12,21
P1	IY+	24,98	-18,08	75,49	96,79	-8,40	-144,69
P1	IY-	-24,98	81,82	-75,49	-61,15	8,40	19,14
P2	PP	0,00	-29,81	173,08	-22,19	-135,07	-4,45
P2	VY+	0,00	-32,50	0,00	32,50	0,00	0,00
P2	VY-	0,00	32,50	0,00	-32,50	0,00	0,00
P2	FX+	-67,50	0,00	0,00	0,00	-67,50	0,00
P2	FX-	67,50	0,00	0,00	0,00	67,50	0,00
P2	TX+	-7,20	0,00	0,00	0,00	-7,20	0,00
P2	TX-	7,20	0,00	0,00	0,00	7,20	0,00
P2	G	0,00	0,00	305,00	0,00	0,00	0,00
P2	Q	0,00	0,00	365,00	0,00	0,00	0,00
P2	EG	46,20	18,04	0,00	-18,37	60,03	72,12
P2	EQ	39,90	11,63	0,00	-17,16	61,85	70,09
P2	RG	0,00	1,26	37,50	-4,37	-20,63	0,69
P2	RQ	0,00	4,49	133,25	-15,53	-73,29	2,46
P2	M	0,00	21,94	350,00	139,12	0,00	12,21
P2	IY+	-24,98	-81,82	-75,49	61,15	8,40	-19,14
P2	IY-	24,98	18,08	75,49	-96,79	-8,40	144,69

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 364 de 447

4 DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS INTERMEDIÁRIOS

O álbum prevê a implantação de apoios intermediários para possibilitar a composição de um número arbitrário de vãos com os módulos de superestrutura disponibilizados. A estrutura dos apoios intermediários é composta por uma viga travessa, que recebe diretamente a carga da superestrutura, e dois pilares de seção retangular espaçados em 2,5 metros alinhados com as longarinas da superestrutura.

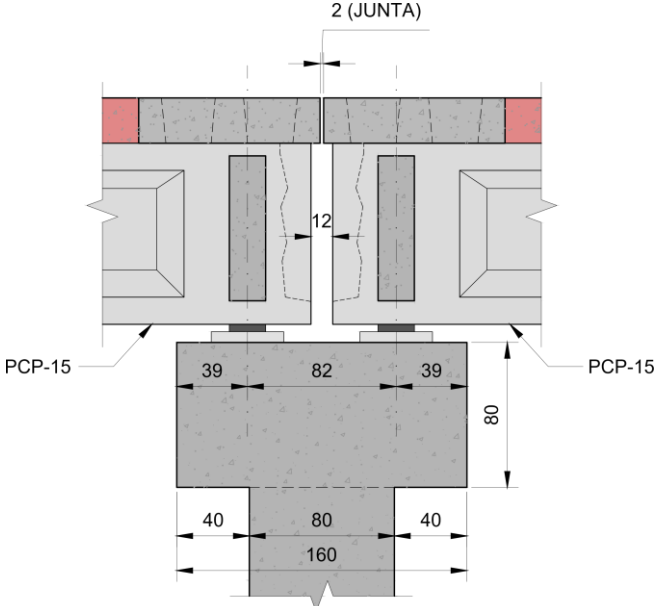
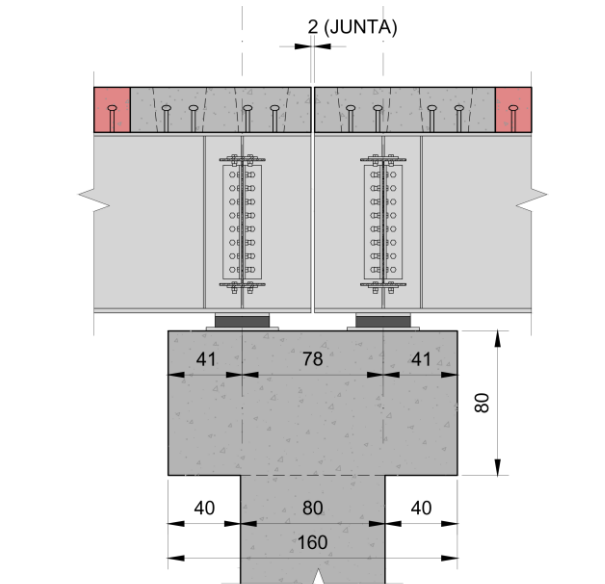
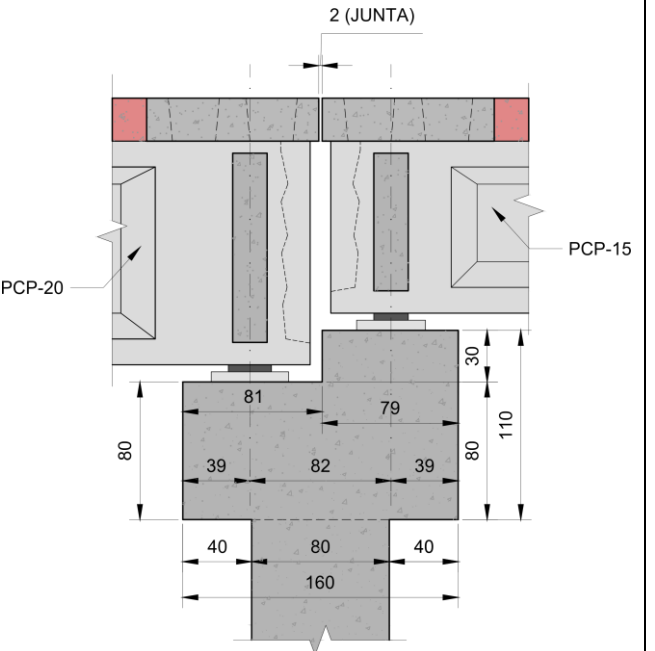
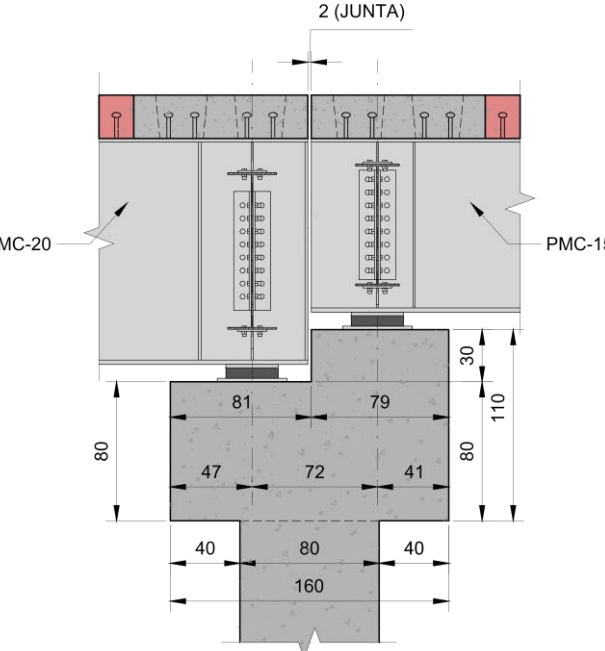
Foram concebidos três tipos de vigas travessa (tipo 1, 2 e 3), cada um prevendo a junção de diferentes comprimentos de vão em determinado apoio intermediário. Cada tipo de travessa é compatível tanto para os módulos PMC quanto para os módulos PCP. De forma a aumentar a abrangência da utilização deste álbum, considerando uma grande gama de configurações topográficas, foram previstos comprimentos escalonados para os pilares, a saber, 2 metros, 4 metros, 6 metros e 8 metros. Dessa forma, cada conjunto de apoio intermediário é identificado pelo código **AI-Y-XXX-ZZ-WW** que é detalhada na **Tabela 4-1**.

Tabela 4-1 – Codificação para Identificação dos Apoios Intermediários

AI-Y-XXX-ZZ-WW	
Y	= 1 , se for utilizada a viga travessa tipo 1
	= 2 , se for utilizada a viga travessa tipo 2
	= 3 , se for utilizada a viga travessa tipo 3
XXX	= 200 , se forem utilizados pilares com altura igual a 200 cm
	= 400 , se forem utilizados pilares com altura igual a 400 cm
	= 600 , se forem utilizados pilares com altura igual a 600 cm
	= 800 , se forem utilizados pilares com altura igual a 800 cm
ZZ	= 10 , se for acoplado um módulo PCP-10 ou PMC-10 à esquerda
	= 15 , se for acoplado um módulo PCP-15 ou PMC-15 à esquerda
	= 20 , se for acoplado um módulo PCP-20 ou PMC-20 à esquerda
WW	= 10 , se for acoplado um módulo PCP-10 ou PMC-10 à direita
	= 15 , se for acoplado um módulo PCP-15 ou PMC-15 à direita
	= 20 , se for acoplado um módulo PCP-20 ou PMC-20 à direita

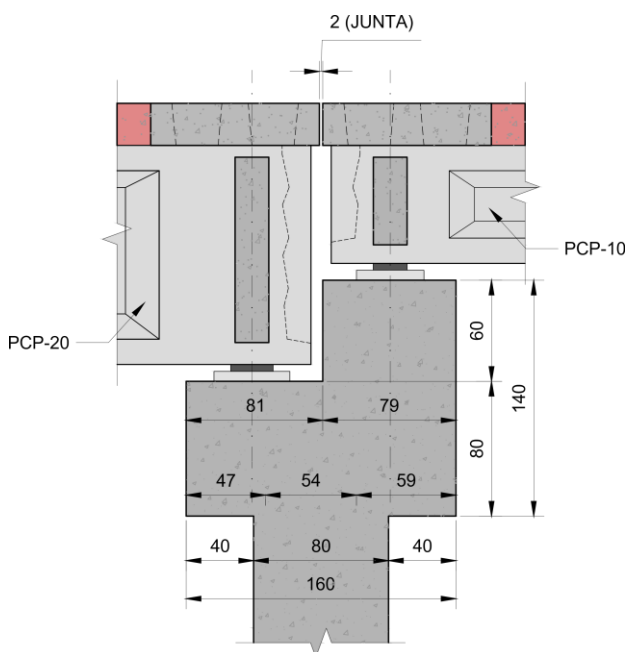
Convenciona-se o lado direito como o lado positivo do eixo X e esquerda o lado negativo do eixo X, conforme eixos coordenados definidos na **Figura 4-2**. A **Tabela 4-2** mostra os tipos de viga travessa e a **Figura 4-1** ilustra os tipos de pilares.

Tabela 4-2 – Tipos de Travessa dos Apoios Intermediários

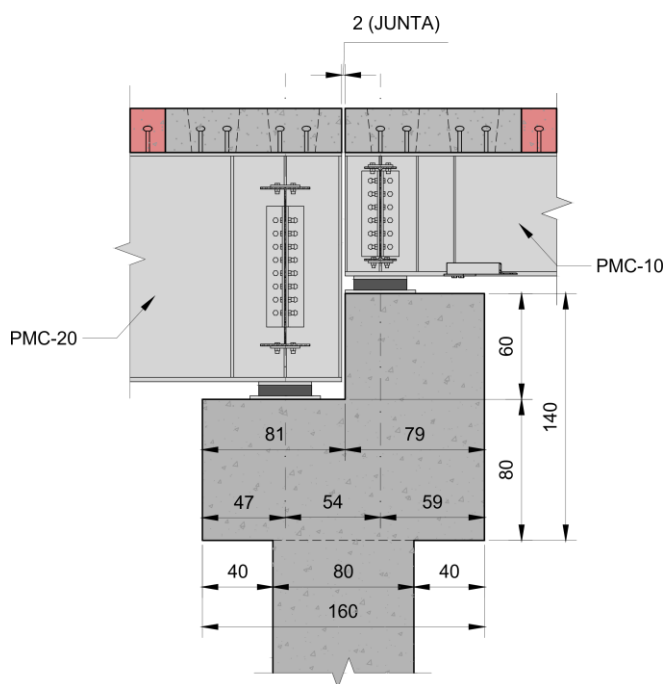
Travessa Tipo 1	
<p>Exemplo PCP-15 + PCP-15:</p> 	<p>Exemplo PMC-15 + PMC-15:</p> 
Travessa Tipo 2	
<p>Exemplo PCP-20 + PCP-15:</p> 	<p>Exemplo PMC-20 + PMC-15:</p> 

Travessa Tipo 3

Exemplo PCP-20 + PCP-10:



Exemplo PMC-20 + PMC-10:



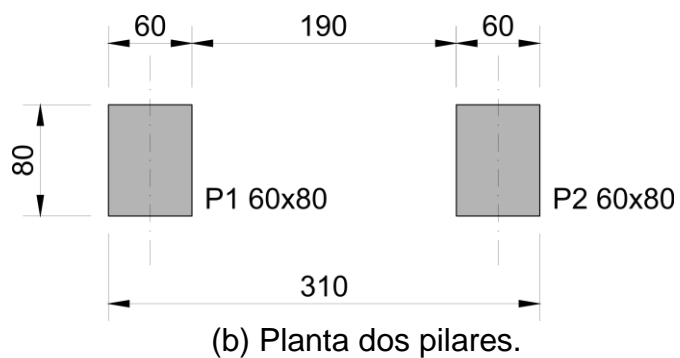
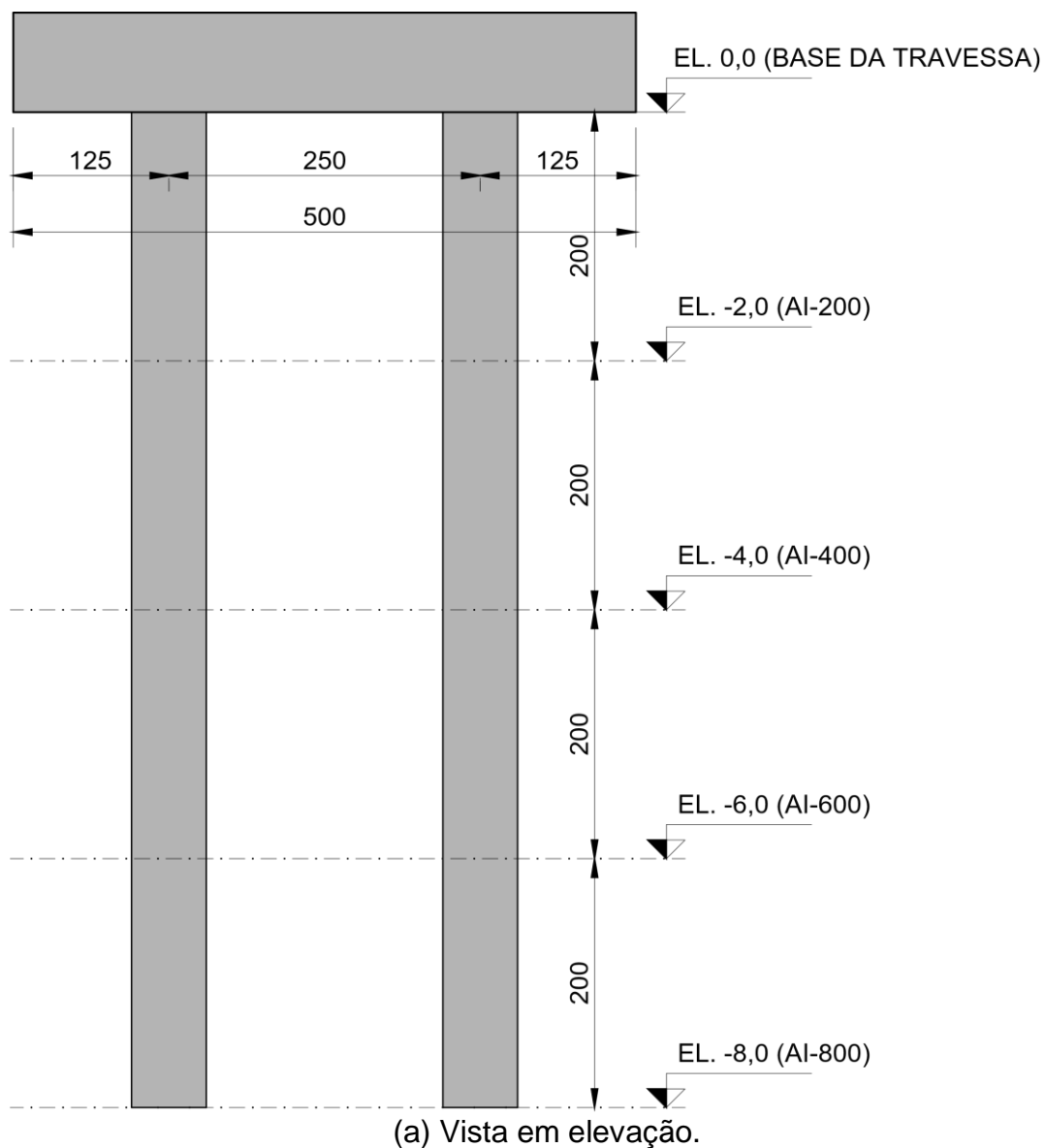



Figura 4-1 – Pilares dos Apoios Intermediários

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 368 de 447

4.1 CRITÉRIOS DE CÁLCULO

Os critérios de cálculo seguem as prescrições da ABNT NBR 6118:2014, especificamente seu Item 17.2.2. As estruturas dos encontros são verificadas para atender aos seguintes estados-limites e as respectivas combinações de carregamento consideradas.


- Estado-limite último de ruína estrutural (ELU): combinação última normal, de construção e excepcional;
- Estado-limite de abertura/formação das fissuras (ELS-W/ELS-F): combinação frequente;

Quanto ao aspecto de durabilidade das estruturas de concreto adota-se classe de agressividade igual a II (moderada), pois não é possível definir com precisão o local de implantação das pontes e esse nível de proteção atende maior parte do território nacional.

4.1.1 Considerações sobre o Dimensionamento dos Elementos

Os pilares e travessas são dimensionados de maneira independente para a configuração de apoio intermediário que gere os esforços críticos. Os pilares serão dimensionados considerando a travessa tipo 1 carregada com dois módulos PCP-20, pois é caso de carregamento crítico, considerando duas alturas: 4 metros e 8 metros. A armadura calculada para o pilar de 4 metros será adotada no pilar de 2 metros e a armadura calculada para o pilar de 8 metros será adotada para o pilar de 6 metros. Serão elaborados modelos para todas as configurações possíveis de apoios intermediários para fins de obtenção dos mapas de carga para o posterior dimensionamento das fundações.

Na Seção 4.3, são indicados os modelos numéricos utilizados para o dimensionamento de cada elemento estrutural dos apoios intermediários, assim como os grupos de dimensionamento considerados.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 369 de 447

4.2 MATERIAIS

A **Tabela 4-3** resume as propriedades dos materiais utilizados nas estruturas dos apoios intermediários.

Tabela 4-3 – Apoios Intermediários - Propriedades dos Materiais

Material	Propriedades
Concreto	<ul style="list-style-type: none"> • $f_{ck} = 30$ MPa • $E_{cs} = 26,8$ GPa • $G_c = 11,2$ GPa • $\rho_c = 2500$ kg/m³
Armadura passiva	<ul style="list-style-type: none"> • Aço CA-50 • $f_{yk} = 500$ MPa • $E_s = 210$ GPa • $\rho_s = 7850$ kg/m³

Para os materiais elencados, a ABNT NBR 6118:2014 define os coeficientes de ponderação da resistência listados na **Tabela 4-4**.

Tabela 4-4 – Coeficientes de Ponderação das Resistências

Combinação	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normal	1,4	1,15
Construção	1,2	1,15
Excepcional	1,2	1

4.3 MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico, elaborado no programa SAP2000, consiste em uma análise segundo o método dos elementos finitos em que foram utilizados elementos de pórtico espacial para representar os pilares e viga travessa. São utilizados elementos rígidos (*links*) para considerar a excentricidade das cargas em relação ao centro geométrico dos elementos estruturais. Os pilares são engastados na base, fato que deverá ser considerado no dimensionamento das fundações.

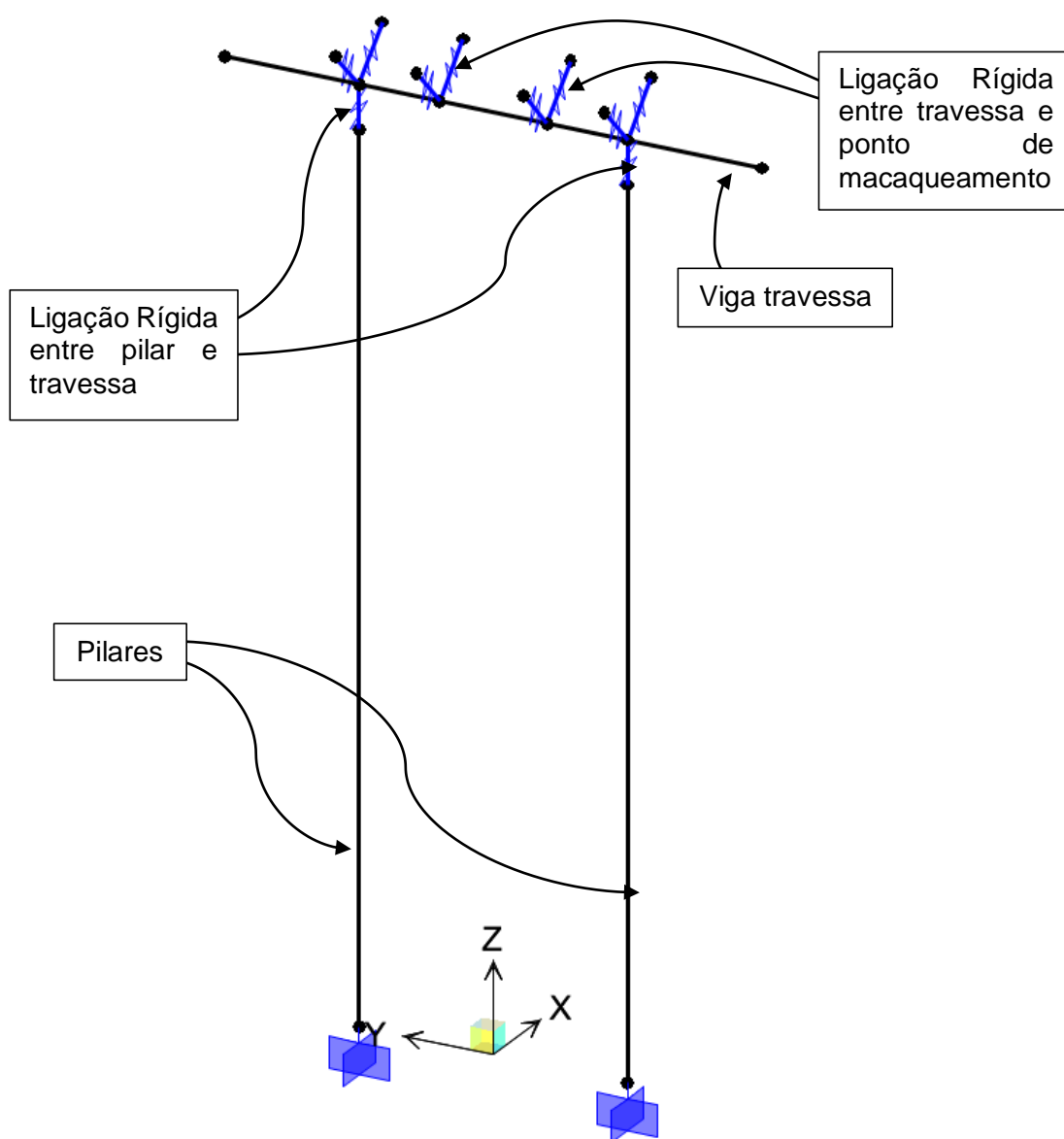
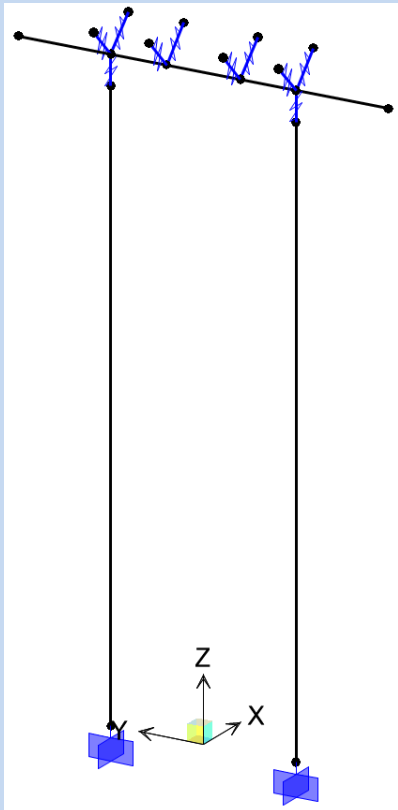
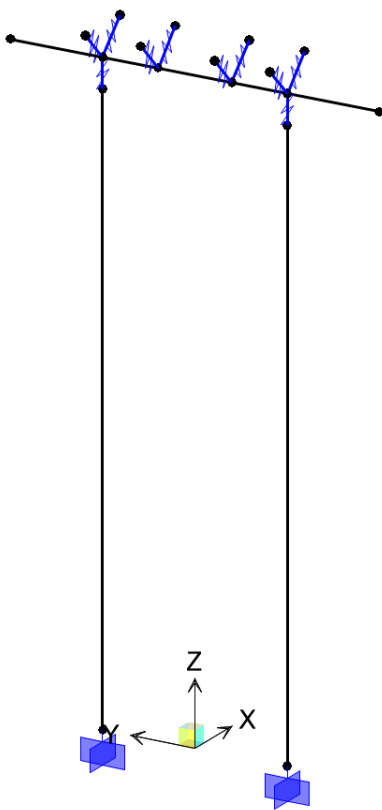
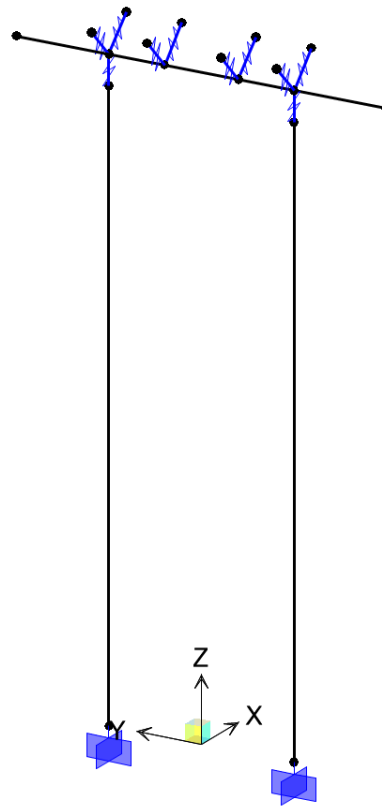
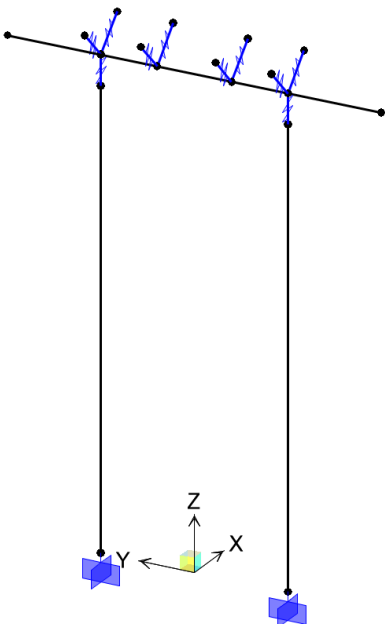
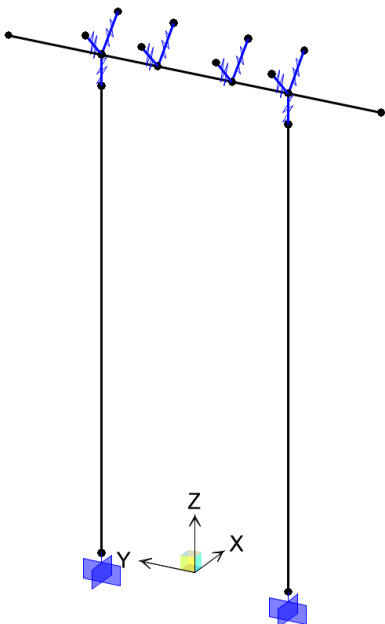
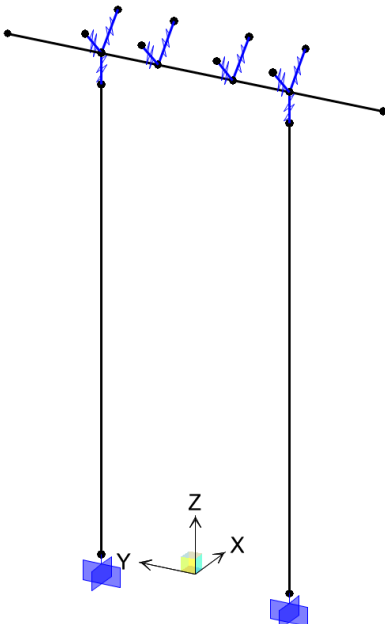
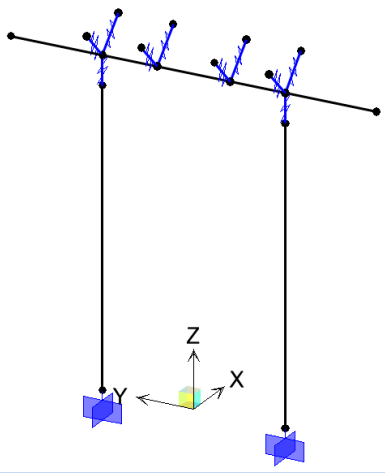
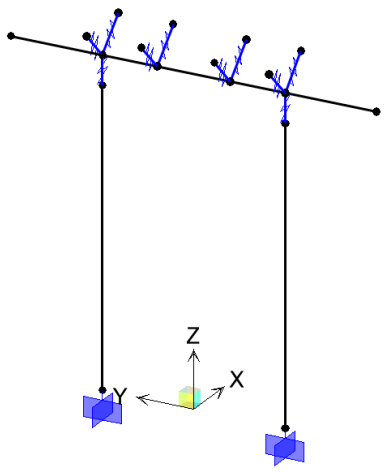
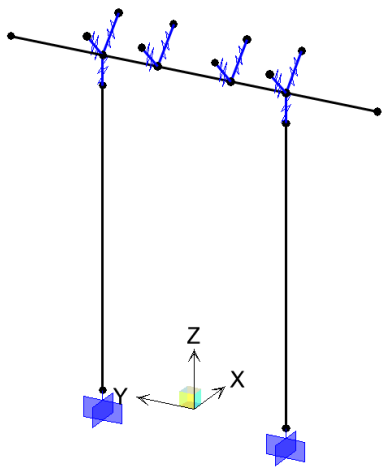
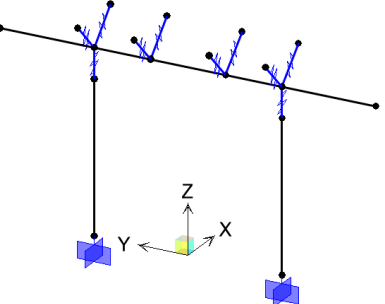
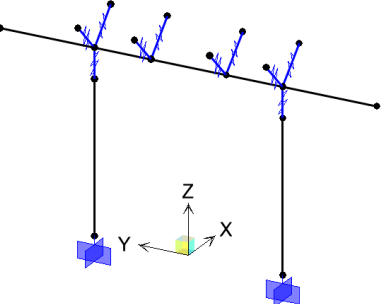
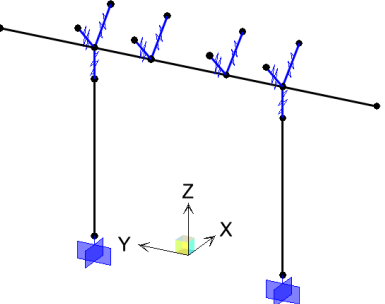


Figura 4-2 – Modelo Numérico Típico para os Apoios Intermediários

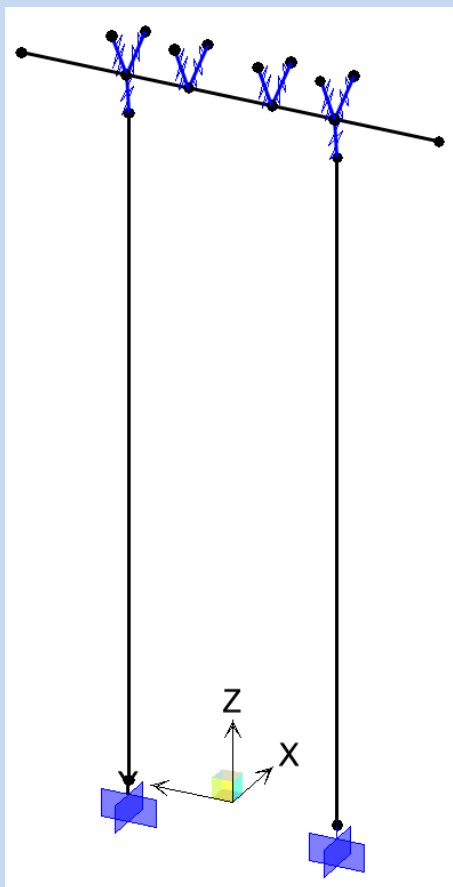
A **Tabela 4-5** mostra os modelos numéricos para todas as configurações possíveis dos apoios intermediários, sendo organizados em qual tipo de travessa é utilizada. Estes modelos foram elaborados com o objetivo de se obter plantas de cargas para todas as variações possíveis dentro da concepção adotada. No entanto, os elementos estruturais foram dimensionados considerando arranjos específicos no intuito de se obter detalhamentos padronizados de fácil utilização. Dessa forma, são marcados na **Tabela 4-5** os modelos que foram utilizados para o dimensionamento e a **Tabela 4-6** resume os grupos de dimensionamento considerados.

Tabela 4-5 – Modelos Numéricos dos Apoios Intermediários

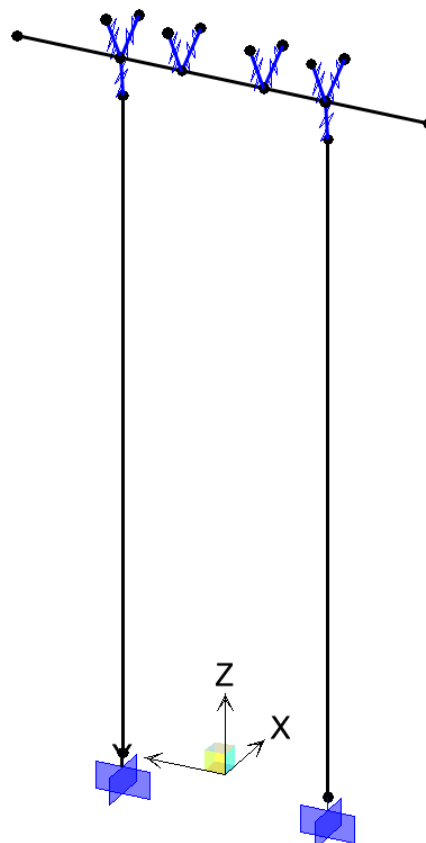
Série 1 – Travessas Tipo 1		
 <p>AI-1-800-20-20</p>	 <p>AI-1-800-15-15</p>	 <p>AI-1-800-10-10</p>

 <p>AI-1-600-20-20</p>	 <p>AI-1-600-15-15</p>	 <p>AI-1-600-10-10</p>
 <p>AI-1-400-20-20</p>	 <p>AI-1-400-15-15</p>	 <p>AI-1-400-10-10</p>
 <p>AI-1-200-20-20</p>	 <p>AI-1-200-15-15</p>	 <p>AI-1-200-10-10</p>

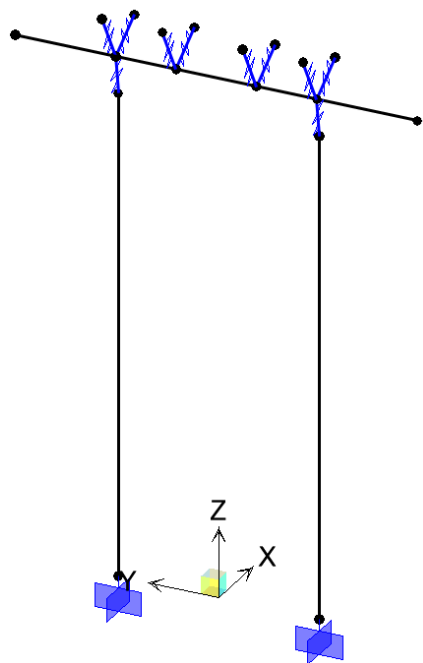
Série 2 – Travessas Tipo 2



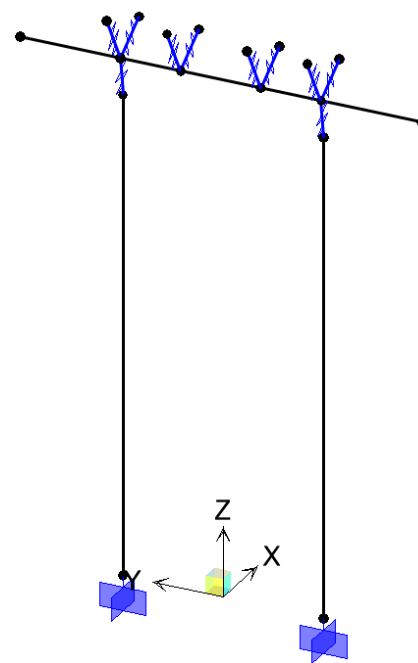
AI-2-800-15-20



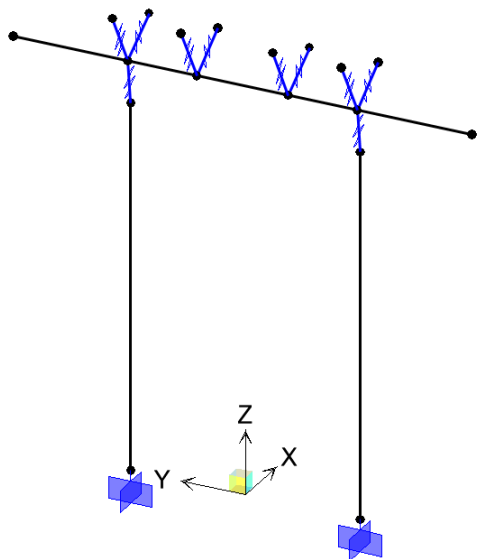
AI-2-800-10-15



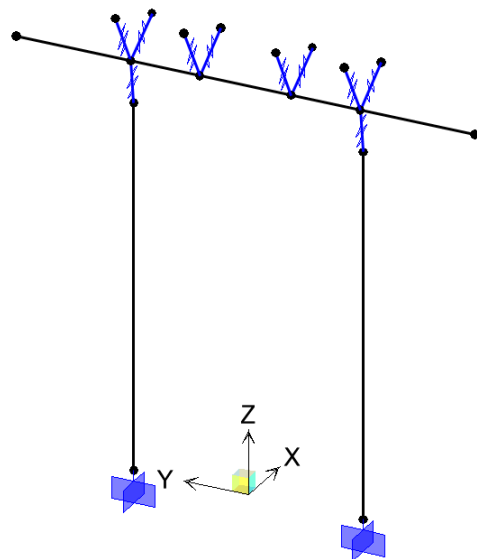
AI-2-600-15-20



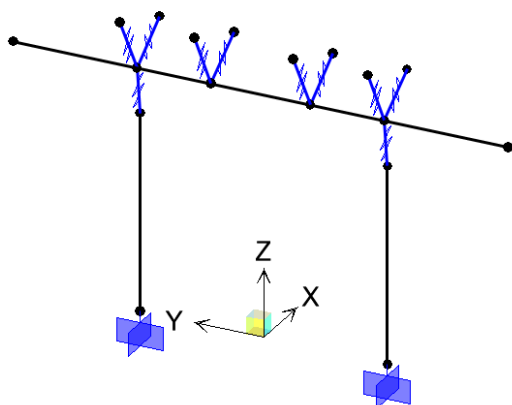
AI-2-600-10-15



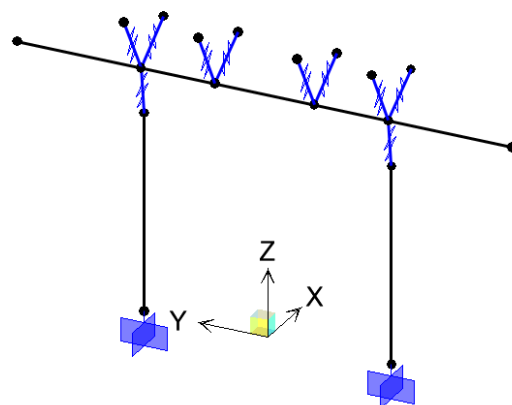
AI-2-400-15-20



AI-2-400-10-15

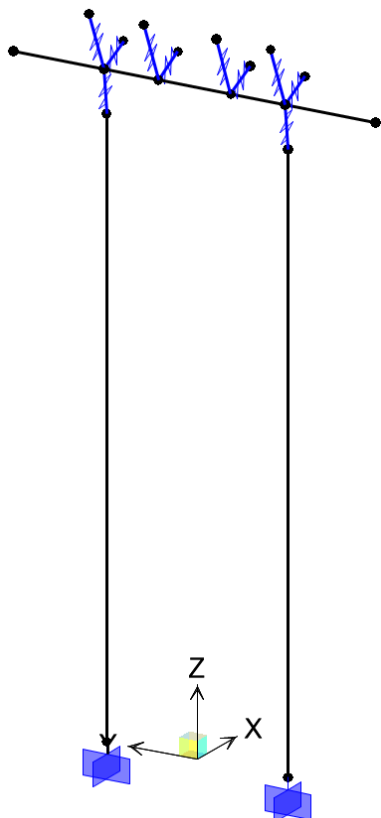


AI-2-200-15-20

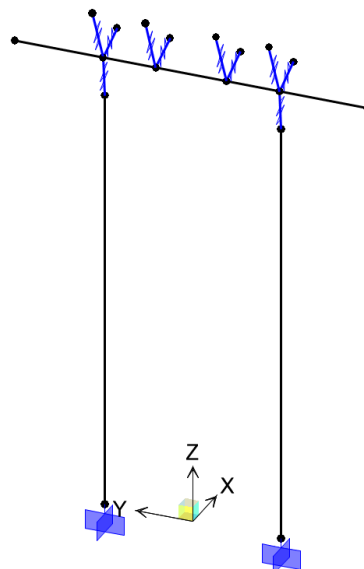


AI-2-200-10-15

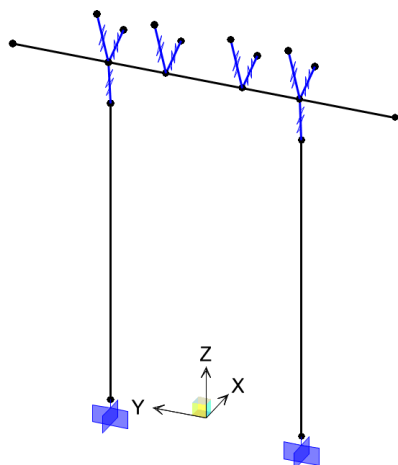
Série 3 – Travessas Tipo 3



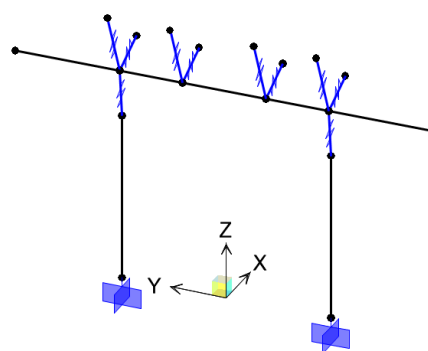
AI-3-800-10-20



AI-3-600-10-20



AI-3-400-10-20



AI-3-200-10-20



	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 376 de 447

Tabela 4-6 – Grupos de Dimensionamento

Elemento	Modelo utilizado
Pilares 800	Envoltória de: AI-1-800-20-20, AI-2-800-15-20 e AI-3-800-10-20
Pilares 600	
Pilares 400	Envoltória de: AI-1-400-20-20, AI-2-400-15-20 e AI-3-400-10-20
Pilares 200	
Travessa Tipo 1	AI-1-800-20-20
Travessa Tipo 2	AI-2-800-15-20
Travessa Tipo 3	AI-3-800-10-20

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 377 de 447

4.4 CARREGAMENTOS

A seguir são especificados os carregamentos considerados para o dimensionamento da estrutura. A título ilustrativo, as cargas aplicadas ao modelo numérico são apresentadas para o apoio intermediário AI-2-800-15-20, sendo que a mesma metodologia foi adotada para as demais configurações. Os dimensionamentos são efetuados considerando as cargas verticais provenientes dos módulos em concreto protendido (PCP), a favor da segurança.

4.4.1 Peso Próprio (PP)

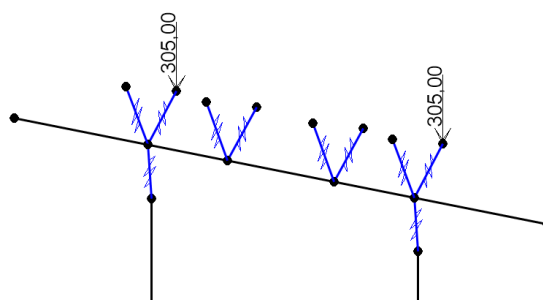
O peso próprio dos elementos estruturais é considerado automaticamente pelo programa SAP2000, a partir da geometria das peças e das características dos materiais adotados.

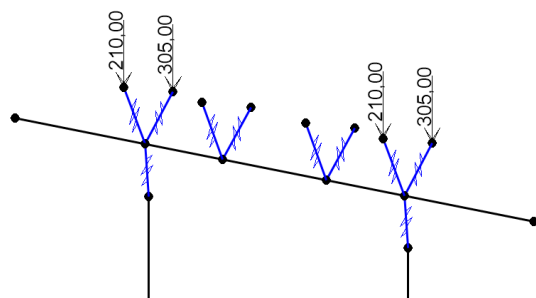
4.4.2 Reações de Apoio da Superestrutura

As cargas provenientes da superestrutura consistem em cargas verticais (devido ao peso próprio do tabuleiro e devido à carga móvel) e cargas horizontais (de vento e de frenagem do tabuleiro). Como os aparelhos de apoio são em neoprene fretado, assume-se que as cargas se dividem igualmente entre os quatro apoios das OAEs.

4.4.2.1 Reações de Apoio Permanentes da Superestrutura (G)

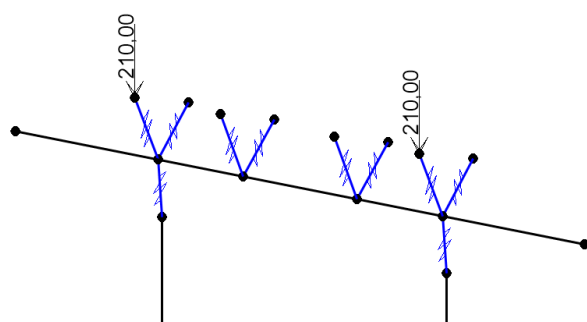
As reações verticais permanentes das longarinas para o tabuleiro de 20m foram calculadas a partir dos carregamentos permanentes do tabuleiro PCP-20 e aplicadas ao modelo como cargas concentradas (**G20** = 305kN), assim como para o PCP-15 (**G15** = 210 kN). São consideradas as etapas construtivas possíveis, com cada carga aplicada separadamente, e a situação final com ambas. A **Figura 4-3**, a seguir, mostra as cargas sendo aplicadas ao modelo numérico.





(b) G20

(a) G20+15



(c) G15

Figura 4-3 – G20+15, G20 e G15

4.4.2.2 Reações de Apoio Móveis da Superestrutura (Q)

As reações devido às cargas moveis são aplicadas nos pontos de apoio das longarinas do módulo PCP-20 e do módulo PCP-15. Como hipótese de cálculo, considera-se que o trem-tipo está atuando em um dos vãos por vez, enquanto a carga de multidão é aplicada no outro vão. Assim tem-se dois subcasos de carregamento, o primeiro considerando o trem-tipo à direita, na PCP-20 (**Q20**), e o segundo considerando o trem-tipo à esquerda, na PCP-15 (**Q15**). Convenciona-se o lado direito como o lado positivo do eixo X e esquerda o lado negativo do eixo X, conforme eixos coordenados definidos na **Figura 4-2**. A **Figura 4-4**, a seguir, mostra as cargas sendo aplicadas ao modelo numérico.

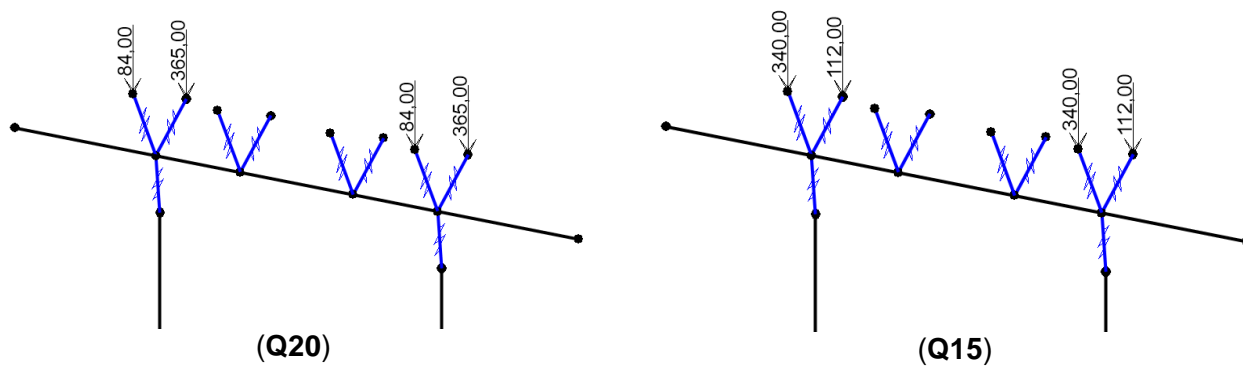



Figura 4-4 – Q20 e Q15

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 380 de 447

4.4.2.3 Reações de Superestrutura Devido à Frenagem/Aceleração

A magnitude das forças de frenagem/aceleração foi calculada conforme prescrição do Item 5.2.1 da ABNT NBR 7188:2013. Como hipótese de cálculo, considera-se 30 % da carga do trem-tipo TB-450 (135 kN) atuando no vão onde o trem-tipo se encontra enquanto adota-se 5% da carga de multidão ($0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$) concomitantemente atuando no outro vão. A carga atuante em um apoio intermediário é dividida igualmente entre os pontos de apoio.

Como existe a possibilidade da composição arbitrária de vãos, é necessário considerar a repartição das cargas horizontais longitudinais conforme a rigidez composta dos pilares e aparelhos de apoio. Conforme ilustrado na **Figura 4-5**, a parcela de carga que é absorvida pelo apoio “i” é dada pelo coeficiente α . Como hipótese de cálculo, sempre o pior caso possível é contemplado. Por exemplo, nos modelos com pilar de altura igual a 2 metros, apoio “i”, se considera que os pilares adjacentes, apoio “j”, têm 8 metros de altura, dessa forma o apoio com 2 metros de altura absorve a maior parte da carga horizontal.

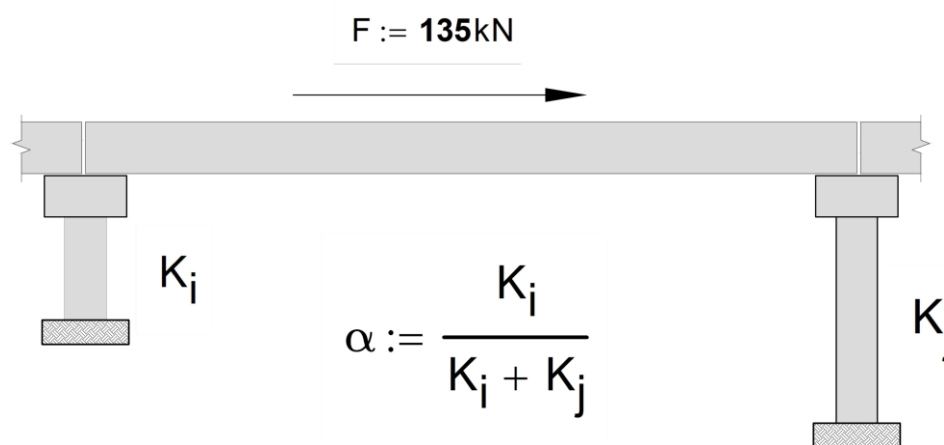
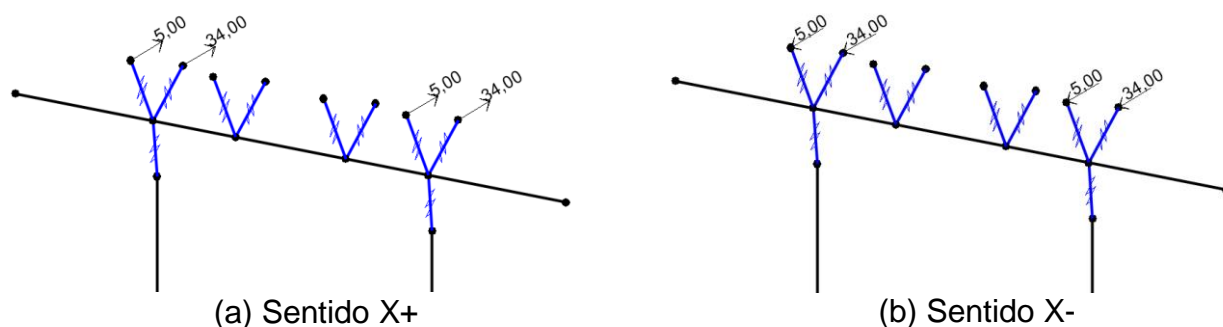


Figura 4-5 – Coeficiente de Repartição de Cargas Longitudinais

No caso em fita, como o pilar tem 8 metros de altura, o pior caso consiste em se ter pilares de 8 metros no apoio adjacente. Então, o coeficiente α seria igual a 0,5. Nas combinações de carregamento as cargas de frenagem são agrupadas em conjunto com as cargas móveis verticais no caso **Q**. A **Figura 4-6** mostra a aplicação das cargas de frenagem no modelo numérico do apoio AI-2-800-15-20.


Figura 4-6 – Cargas de Frenagem

4.4.2.4 Reações de Apoio da Superestrutura Devido ao Vento (VY+, VY-)

O carregamento devido ao vento é calculado conforme o preconizado pelas normas ABNT NBR 6123:1988 e ABNT NBR 7187:2021. Considerando o efeito de diafragma rígido da superestrutura, o travamento do pórtico do apoio intermediário no sentido transversal ao tráfego e que a rigidez dos aparelhos de apoio é muito inferior aos dos pilares, tem-se que as cargas horizontais devido ao vento se dividem igualmente pelos quatro apoios do módulo de superestrutura. A **Tabela 4-7** resume os parâmetros adotados e as cargas obtidas para cada variação vão em questão.

Tabela 4-7 – Carregamento Devido ao Vento

Parâmetros Iniciais	
$V_0 := 40 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Velocidade básica do vento
$S_1 := 1$	Fator topográfico: Terreno pouco acidentado
$S_2 := .88$	Fator de rugosidade do terreno (Categoria III, Classe A, $z < 5\text{m}$)
$S_3 := 1.1$	Fator estatístico
$V_k := V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 38.72 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Velocidade característica do vento
$q := 0.613 \frac{\text{N} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \cdot V_k^2 = 0.919 \cdot \text{kPa}$	Pressão dinâmica do vento

$$C_f := 2$$

Coeficiente de força (Tabela 16 ABNT NBR 6123:1988)

E20

$$h_S := 1.3\text{m} + .24\text{m} = 1.54\text{m}$$

Altura da longarina e laje

$$h_V := 2\text{m}$$

Altura do veículo

$$H := h_S + h_V = 3.54\text{m}$$

Altura total da ponte carregada

$$F_V := C_f \cdot q \cdot H = 6.507 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Força de vento por metro (perpendicular ao tráfego)

$$F_{\text{apoio}} := \frac{F_V \cdot 20\text{m}}{4} = 32.5 \cdot \text{kN}$$

Força por apoio da superestrutura

E15

$$h_S := 1\text{m} + .24\text{m} = 1.24\text{m}$$

Altura da longarina e laje

$$h_V := 2\text{m}$$

Altura do veículo

$$H := h_S + h_V = 3.24\text{m}$$

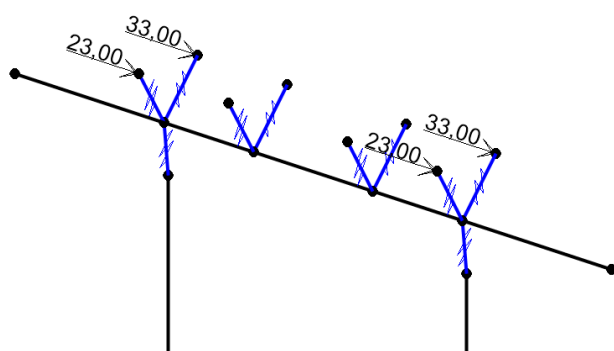
Altura total da ponte carregada

$$F_V := C_f \cdot q \cdot H = 5.955 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

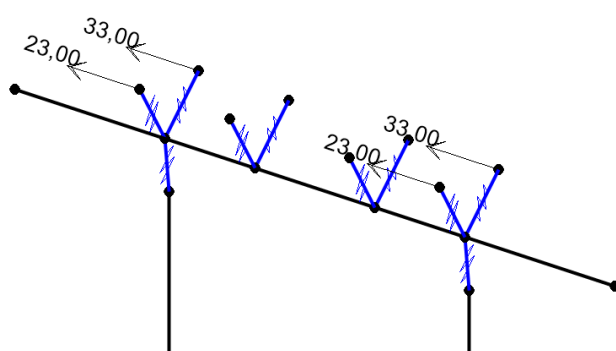
Força de vento por metro (perpendicular ao tráfego)

$$F_{\text{apoio}} := \frac{F_V \cdot 15\text{m}}{4} = 22.3 \cdot \text{kN}$$

Força por apoio da superestrutura



VY-



VY+

4.4.3 Operação de Troca de Aparelhos de Apoio (M)

A operação de troca de aparelho de apoios pressupõe que as cargas permanentes da superestrutura sejam aplicadas pelos macacos na viga travessa em posição diversa dos apoios projetados para as OAES. Adota-se o esquema de elevação da estrutura definido na seção 2.8.2 e as reações do modelo numérico (para o macaqueamento do tabuleiro de 20 m). Considera-se a possibilidade da elevação simultânea de ambos os vãos adjacentes ao apoio intermediário assim como a elevação de cada vão por vez.

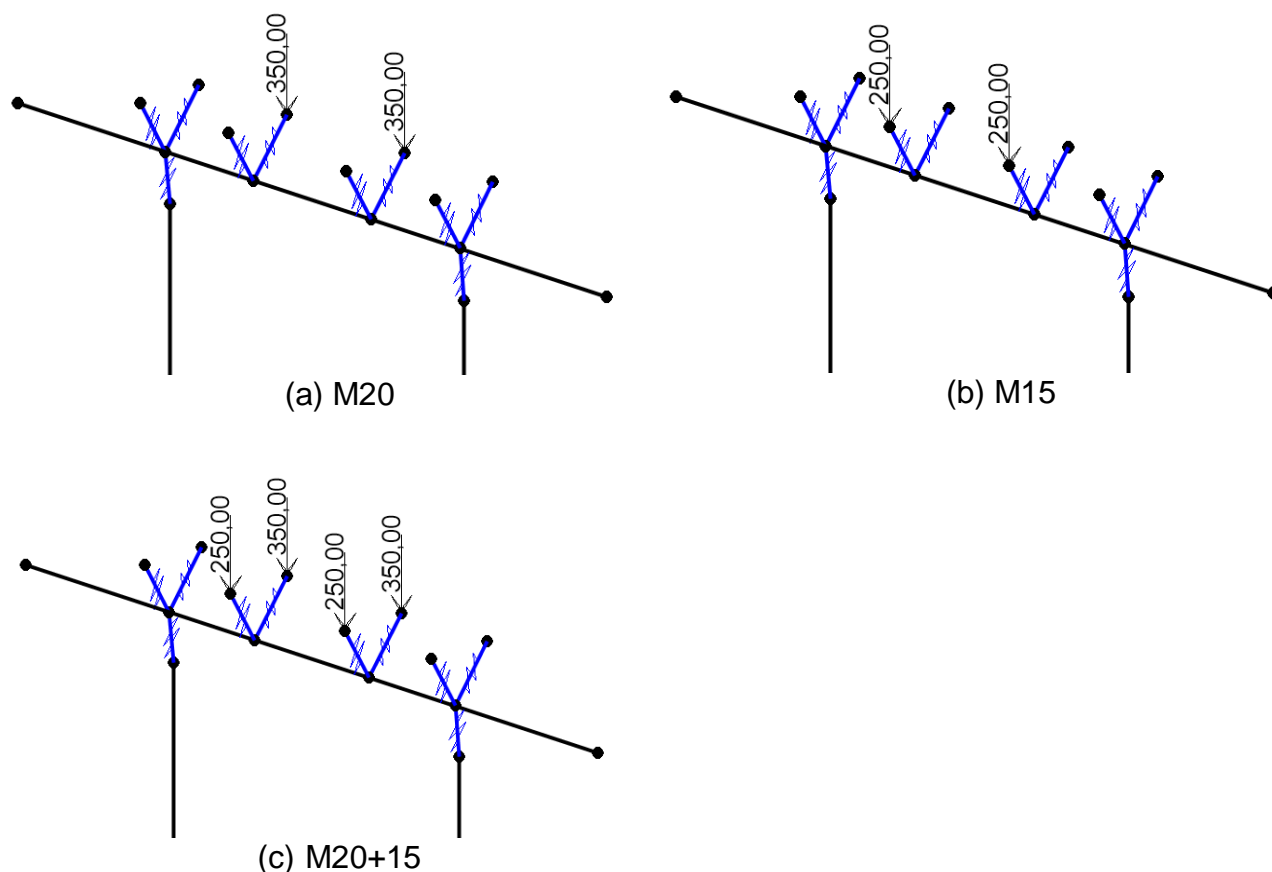
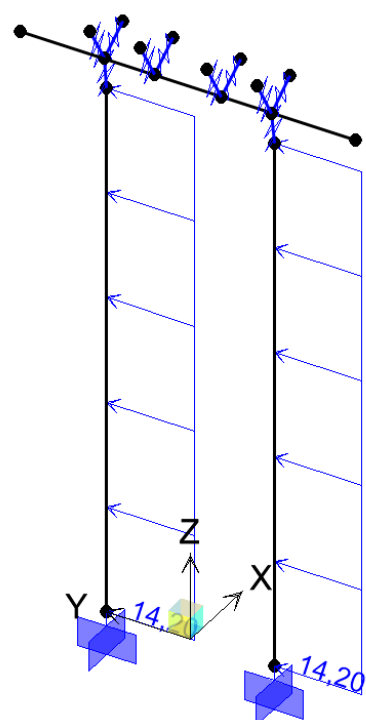
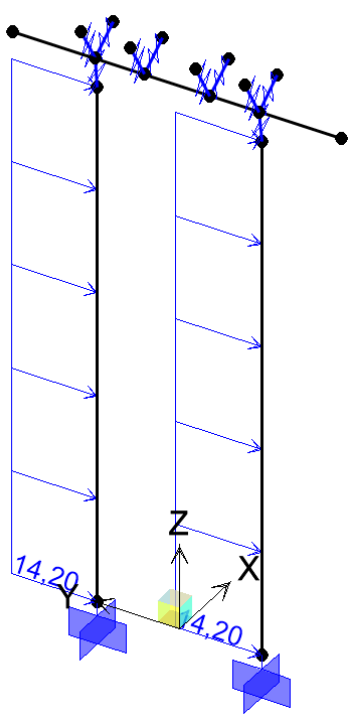



Figura 4-7 – Cargas do Macaco para Elevação da Superestrutura

4.4.4 Pressão Hidrodinâmica

A pressão da água em movimento ao redor dos pilares é calculada em consonância com o Item 7.3.6 da ABNT NBR 7187:2021. Adota-se um valor conservador para a velocidade de escoamento da água, sendo que cabe ao usuário verificar se esse valor atende ao caso de aplicação concreta do álbum. A **Tabela 4-8** resume os parâmetros de cálculo adotados e mostra aplicação da carga no modelo numérico.

Tabela 4-8 – Carregamento devido ao Escoamento da Água

Parâmetros Iniciais	
$v := 5 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Velocidade de escoamento da água
$k := .71 \frac{10^3 \text{kg}}{\text{m}^3}$	Coefficiente dimensional (seção retangular)
$p := k v^2 = 17.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Pressão estática equivalente
$p_L := p \cdot 0.8 \text{m} = 14.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Pressão por metro linear no pilar
 <p>AY+</p>	 <p>AY-</p>

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 385 de 447

4.5 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTO

As combinações utilizadas para o dimensionamento e verificação dos encontros são as mesmas já listadas na Tabela 2-6. Como existe mais de uma carga variável faz-se necessário permutar a carga principal para se pesquisar a combinação de carregamento mais desfavorável à segurança. Adota-se os mesmos coeficientes de combinação e de redução para o vento e pressão hidrodinâmica ($\psi_0 = 0,6$, $\psi_1 = 0,3$ e $\psi_2 = 0$). A **Tabela 4-9** lista as combinações últimas normais consideradas no cálculo.

Tabela 4-9 – Combinações Últimas Normais

COMB.	PP	Q	VY+	VY-	AY+	AY-
ELU-1	1,35					
ELU-2	1,35	1,5				
ELU-3	1,35		1,5			
ELU-4	1,35			1,5		
ELU-5	1,35				1,5	
ELU-6	1,35					1,5
ELU-7	1,35	1,5	0,9			
ELU-8	1,35	1,5		0,9		
ELU-9	1,35	1,5			0,9	
ELU-10	1,35	1,5				0,9
ELU-11	1,35	1,05	1,5			
ELU-12	1,35		1,5		0,9	
ELU-13	1,35		1,5			0,9
ELU-14	1,35	1,05		1,5		
ELU-15	1,35			1,5	0,9	
ELU-16	1,35			1,5		0,9
ELU-17	1,35	1,05			1,5	
ELU-18	1,35		0,9		1,5	
ELU-19	1,35			0,9	1,5	
ELU-20	1,35	1,05				1,5
ELU-21	1,35		0,9			1,5
ELU-22	1,35			0,9		1,5
ELU-23	1,35	1,5	0,9		0,9	
ELU-24	1,35	1,5	0,9			0,9
ELU-25	1,35	1,5		0,9	0,9	
ELU-26	1,35	1,5		0,9		0,9
ELU-27	1,35	1,05	1,5		0,9	
ELU-28	1,35	1,05	1,5			0,9

COMB.	PP	Q	VY+	VY-	AY+	AY-
ELU-29	1,35	1,05		1,5	0,9	
ELU-30	1,35	1,05		1,5		0,9
ELU-31	1,35	1,05	0,9		1,5	
ELU-32	1,35	1,05	0,9			1,5
ELU-33	1,35	1,05		0,9	1,5	
ELU-34	1,35	1,05		0,9		1,5
ELU-35	1,0					
ELU-36	1,0	1,5				
ELU-37	1,0		1,5			
ELU-38	1,0			1,5		
ELU-39	1,0				1,5	
ELU-40	1,0					1,5
ELU-41	1,0	1,5	0,9			
ELU-42	1,0	1,5		0,9		
ELU-43	1,0	1,5			0,9	
ELU-44	1,0	1,5				0,9
ELU-45	1,0	1,05	1,5			
ELU-46	1,0		1,5		0,9	
ELU-47	1,0		1,5			0,9
ELU-48	1,0	1,05		1,5		
ELU-49	1,0			1,5	0,9	
ELU-50	1,0			1,5		0,9
ELU-51	1,0	1,05			1,5	
ELU-52	1,0		0,9		1,5	
ELU-53	1,0			0,9	1,5	
ELU-54	1,0	1,05				1,5
ELU-55	1,0		0,9			1,5
ELU-56	1,0			0,9		1,5
ELU-57	1,0	1,5	0,9		0,9	
ELU-58	1,0	1,5	0,9			0,9
ELU-59	1,0	1,5		0,9	0,9	
ELU-60	1,0	1,5		0,9		0,9
ELU-61	1,0	1,05	1,5		0,9	
ELU-62	1,0	1,05	1,5			0,9
ELU-63	1,0	1,05		1,5	0,9	
ELU-64	1,0	1,05		1,5		0,9
ELU-65	1,0	1,05	0,9		1,5	
ELU-66	1,0	1,05	0,9			1,5
ELU-67	1,0	1,05		0,9	1,5	
ELU-68	1,0	1,05		0,9		1,5

A seguir, as combinações de carregamento de construção relativas ao macaqueamento da superestrutura com vistas à manutenção dos aparelhos de apoio. Assim como descrito na seção 2.8.2, considera-se que não há tráfego na rodovia.

Tabela 4-10 – Combinações Últimas de Construção

COMB.	PP	M	VY+	VY-	AY+	AY-
ELU-69	1,25	1,3				
ELU-70	1,25	1,3	0,78			
ELU-71	1,25	1,3		0,78		
ELU-72	1,25	1,3			0,78	
ELU-73	1,25	1,3				0,78
ELU-74	1,25	0,91	1,3			
ELU-75	1,25	0,91		1,3		
ELU-76	1,25	0,91			1,3	
ELU-77	1,25	0,91				1,3
ELU-78	1,25	1,3	0,78		0,78	
ELU-79	1,25	1,3	0,78			0,78
ELU-80	1,25	1,3		0,78	0,78	
ELU-81	1,25	1,3		0,78		0,78
ELU-82	1,25	0,91	1,3		0,78	
ELU-83	1,25	0,91	1,3			0,78
ELU-84	1,25	0,91		1,3	0,78	
ELU-85	1,25	0,91		1,3		0,78
ELU-86	1,25	0,91	0,78		1,3	
ELU-87	1,25	0,91	0,78			1,3
ELU-88	1,25	0,91		0,78	1,3	
ELU-89	1,25	0,91		0,78		1,3
ELU-90	1,0	1,3				
ELU-91	1,0	1,3	0,78			
ELU-92	1,0	1,3		0,78		
ELU-93	1,0	1,3			0,78	
ELU-94	1,0	1,3				0,78
ELU-95	1,0	0,91	1,3			
ELU-96	1,0	0,91		1,3		
ELU-97	1,0	0,91			1,3	
ELU-98	1,0	0,91				1,3
ELU-99	1,0	1,3	0,78		0,78	
ELU-100	1,0	1,3	0,78			0,78
ELU-101	1,0	1,3		0,78	0,78	

COMB.	PP	M	VY+	VY-	AY+	AY-
ELU-102	1,0	1,3		0,78		0,78
ELU-103	1,0	0,91	1,3		0,78	
ELU-104	1,0	0,91	1,3			0,78
ELU-105	1,0	0,91		1,3	0,78	
ELU-106	1,0	0,91		1,3		0,78
ELU-107	1,0	0,91	0,78		1,3	
ELU-108	1,0	0,91	0,78			1,3
ELU-109	1,0	0,91		0,78	1,3	
ELU-110	1,0	0,91		0,78		1,3


Para a verificação ao Estado Limite de Serviço (ELS) são utilizadas as combinações de serviço listadas na **Tabela 4-11** para a situação normal e na **Tabela 4-12** para a situação de construção (manutenção dos aparelhos de apoio). Nota-se que, a favor da segurança, a carga dos macacos é considerada permanente, diferentemente do que foi adotado nas combinações últimas.

Tabela 4-11 – Combinações de Serviço Normais

COMB.	PP	Q	VY+	VY-	AY+	AY-
ELS-1	1	0,5				
ELS-2	1		0,3			
ELS-3	1			0,3		
ELS-4	1				0,3	
ELS-5	1					0,3
ELS-6	1	0,3	0,3			
ELS-7	1	0,3		0,3		
ELS-8	1	0,3			0,3	
ELS-9	1	0,3				0,3

Tabela 4-12 – Combinações de Serviço de Construção

COMB.	PP	M	VY+	VY-	AY+	AY-	
ELS-10	1	1					
ELS-11	1	1	0,3				
ELS-12	1	1		0,3			
ELS-13	1	1			0,3		
ELS-14	1	1				0,3	

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 389 de 447

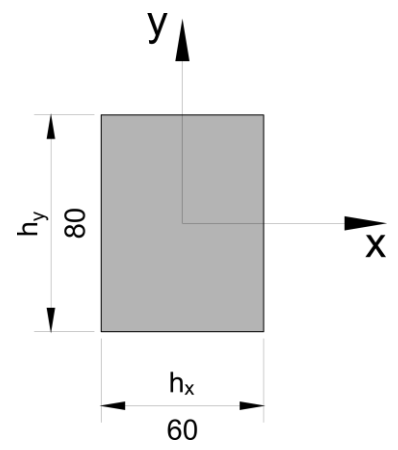
4.6 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

O dimensionamento dos pilares é realizado considerando o grupo de dimensionamento da **Tabela 4-6**. Utiliza-se o método do pilar-padrão com curvatura aproximada para a obtenção dos esforços de segunda ordem, quando necessário, conforme o item 15.8.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014. Os pilares deste álbum, portanto, tem seção transversal e armadura simétricas e constantes ao longo do eixo longitudinal.

4.6.1 Pilares 600 e 800

Nesta seção são apresentados o dimensionamento dos pilares de 8 metros, cuja armadura também será adotada para os pilares com 6 metros de comprimento. A **Tabela 4-13** mostra os parâmetros de cálculo e a formulação adotada para o cálculo da armadura longitudinal.

Tabela 4-13 – Parâmetros de Dimensionamento dos Pilares 600 e 800

Parâmetros de cálculo	
$h_x := 60\text{cm}$	
$h_y := 80\text{cm}$	
$A := h_x \cdot h_y = 4800\text{cm}^2$	
$l_{e_x} := 16\text{m}$	Comprimento de flambagem efetivo para flexão em torno do eixo x. Considera-se pilar em balanço.
$l_{e_y} := 8\text{m}$	Comprimento de flambagem efetivo para flexão em torno do eixo y. Considera-se pilar biapoiado devido ao travamento do pórtico.
$f_{cd} := \frac{30\text{MPa}}{1.4} = 21.429\text{MPa}$	Resistência à compressão de cálculo do concreto
$f_{yd} := \frac{500\text{MPa}}{1.15} = 434.783\text{MPa}$	Tensão de escoamento de cálculo do aço

Parâmetros de cálculo

$$\lambda_x := \sqrt{12} \cdot \frac{le_x}{h_y} = 69.3$$

Índice de esbeltez flexão em torno do eixo x

$$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{le_y}{h_x} = 46.2$$

Índice de esbeltez flexão em torno do eixo y

Formulação adotada – Pilar padrão com curvatura aproximada

 N_d

Esforço normal de cálculo

 $M_{1d,x}, M_{1d,y}$

Momentos de cálculo de primeira ordem em cada direção

$$M_{1dx.min} := N_d \cdot (.015m + 0.03 \cdot h_y)$$

Momento mínimo de primeira ordem na direção x

$$M_{1dy.min} := N_d \cdot (.015m + 0.03 \cdot h_x)$$

Momento mínimo de primeira ordem na direção y

$$\lambda_{1x.min} := \frac{25 + 12.5 \cdot \frac{e_{1x.min}}{h_y}}{\alpha_b}$$

Esbeltez limite calculada para o momento mínimo na direção x

$$\lambda_{1y.min} := \frac{25 + 12.5 \cdot \frac{e_{1y.min}}{h_x}}{\alpha_b}$$

Esbeltez limite calculada para o momento mínimo na direção y

$$\lambda_{1x} := \frac{25 + 12.5 \cdot \frac{e_{1x}}{h_y}}{\alpha_b}$$

Esbeltez limite calculada para o momento de cálculo de primeira ordem na direção x

$$\lambda_{1y} := \frac{25 + 12.5 \cdot \frac{e_{1y}}{h_x}}{\alpha_b}$$

Esbeltez limite calculada para o momento de cálculo de primeira ordem na direção y

$$\alpha_b := 1$$

Pilares do álbum podem ter carga transversal significativa

$$M_{2dx} := N_d \cdot \frac{le_x^2}{10} \cdot \frac{1}{r_x}$$

Momento de segunda ordem na direção x

$$M_{2dy} := N_d \cdot \frac{le_y^2}{10} \cdot \frac{1}{r_y}$$

Momento de segunda ordem na direção y

Formulação adotada – Pilar padrão com curvatura aproximada

$$\theta_1 := \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}}$$

Desaprumo dos elementos verticais

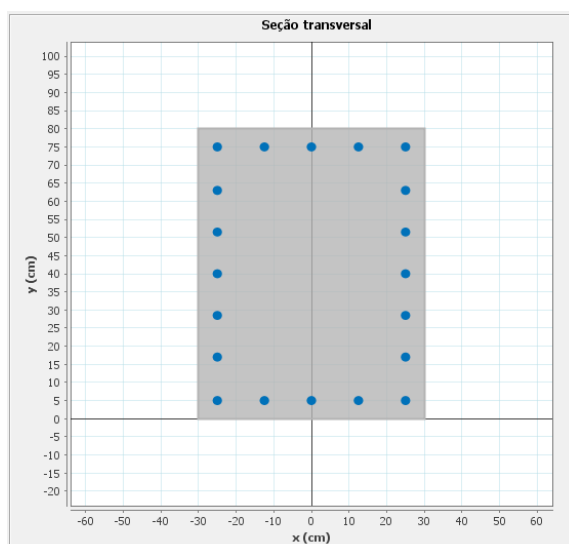
$$e_a := \frac{\theta_1 \cdot H}{2}$$

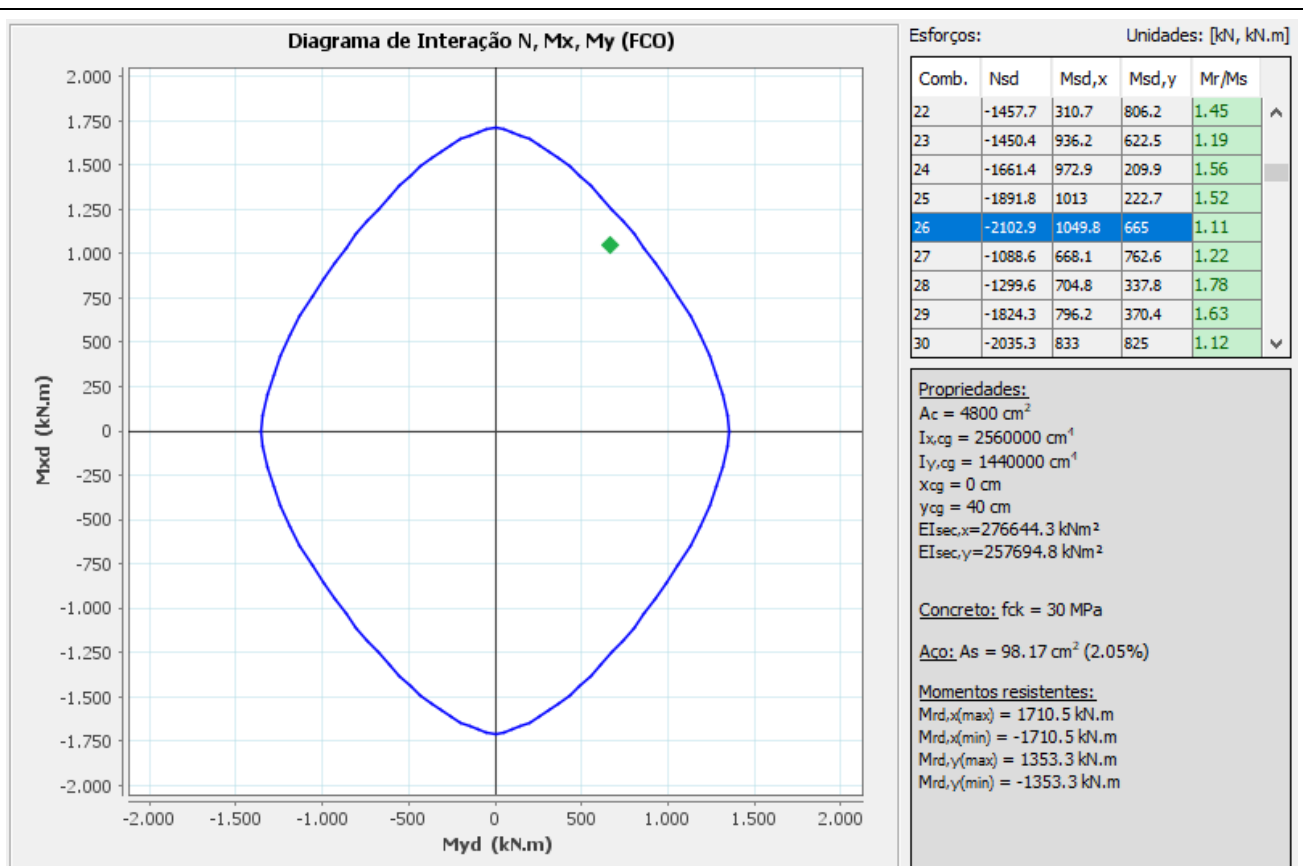
Excentricidade devido ao desaprumo. Considera-se a carga vertical concentrada no ponto médio do pilar.

A **Tabela 4-14** resume os resultados obtidos para os três modelos numéricos utilizados para a verificação à flexão composta oblíqua.

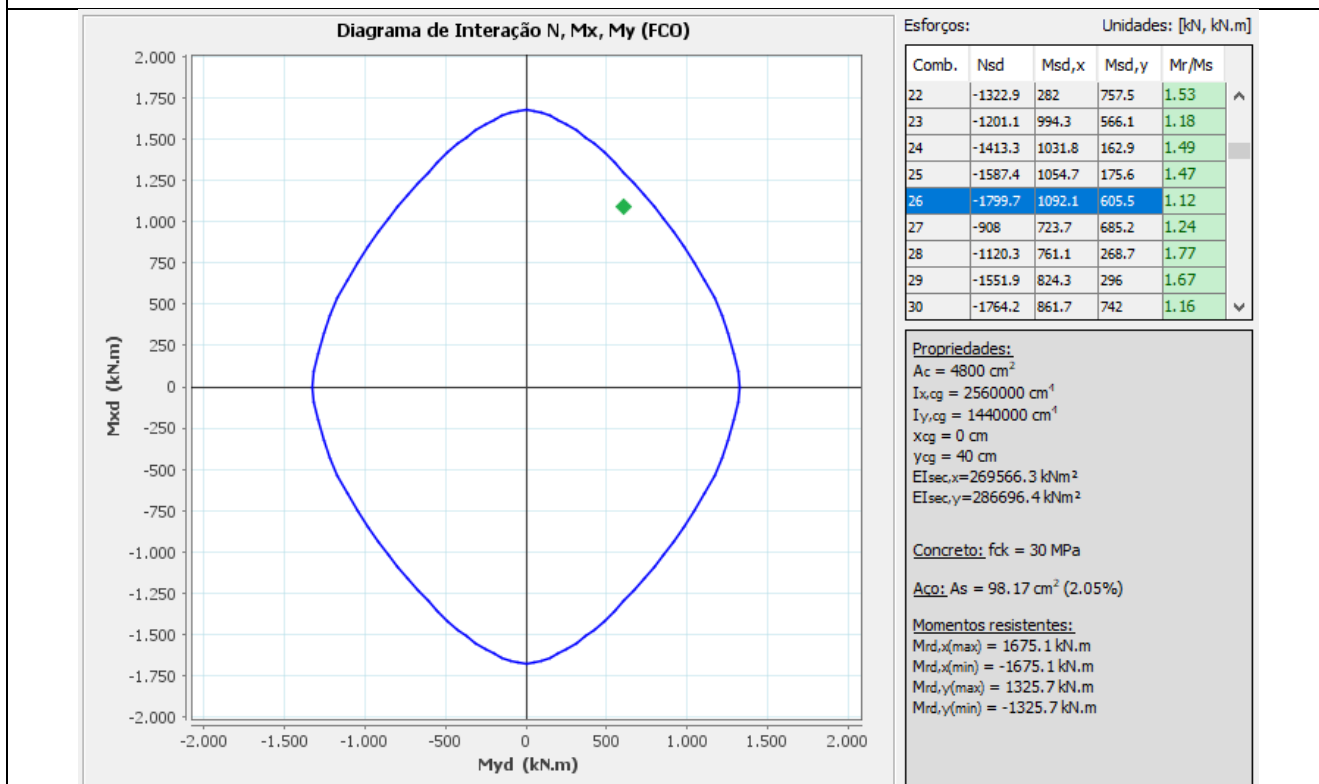
Tabela 4-14 – Armadura Longitudinal dos Pilares 800 e 600**Verificação à flexão composta oblíqua**

Armadura adotada:

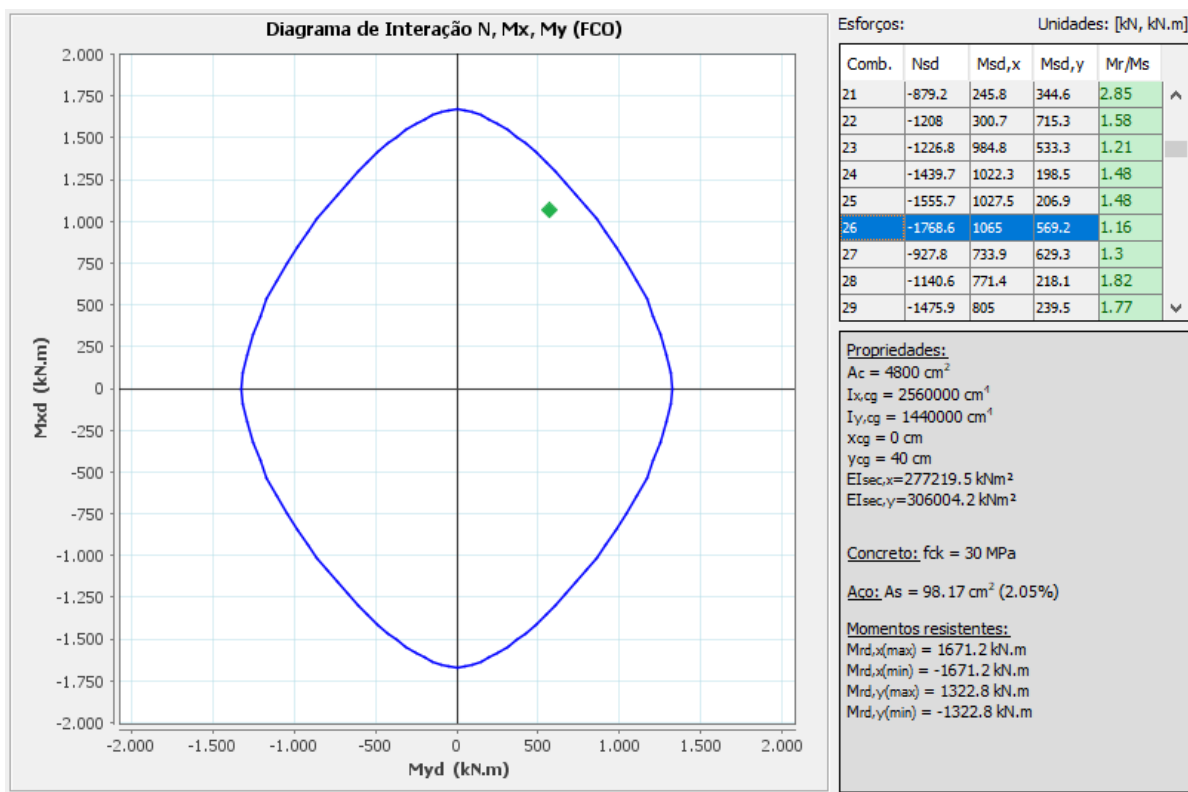
(20 ϕ 25mm)



AI-1-800-20-20 – Combinação crítica: ELU-26. FS=1,11 OK!



AI-2-800-20-15 – Combinação crítica: ELU-26. FS=1,12 OK!



AI-3-800-20-10 – Combinação crítica: ELU-26. FS=1,16 OK!.

O dimensionamento da armadura transversal dos pilares é apresentado na Tabela 4-15. Os parâmetros de cálculo omitidos são os mesmos adotados para as vigas travessa dos encontros.

Tabela 4-15 – Armadura Transversal dos Pilares 600 e 800

Dimensionamento ao esforço cortante no eixo x	
$b_w := 80 \text{ cm}$	Base da Viga
$h := 60 \text{ cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 230 \text{ kN}$	Esforço cortante de cálculo na direção x
$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 2240.23 \text{ kN}$	$> V_{Sd}$ OK!
$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 382.33 \text{ kN}$	Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
$\rho_{min} := \frac{0.2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0.00116$	Taxa geométrica de armadura mínima

$$A_{swmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1m = 9.27 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal mínima
na direção x

Dimensionamento ao esforço cortante no eixo y

$$b_w := 60 \text{ cm}$$

Base da Viga

$$h := 80 \text{ cm}$$

Altura da Viga

$$V_{Sd} := 60 \text{ kN}$$

Esforço cortante de cálculo na
direção y

$$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha v2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 2291.14 \text{ kN}$$

> V_{Sd} OK!

$$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 391.02 \text{ kN}$$

Parcela de força cortante
absorvida por mecanismos
complementares ao da treliça

$$\rho_{min} := \frac{0.2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0.00116$$


Taxa geométrica de armadura
mínima

$$A_{swmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1m = 6.95 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal mínima
na direção y

Armadura adotada

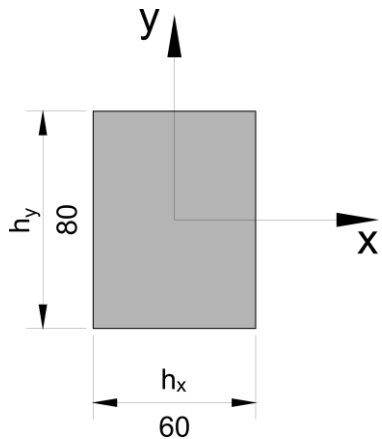
Utiliza-se armadura mínima, visto que $V_{c0} > V_{Sd}$, composta por $\phi 10 \text{ mm}$ a cada **15 cm** em dois ramos em cada direção

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 395 de 447

4.6.2 Pilares 200 e 400

Nesta seção são apresentados o dimensionamento dos pilares de 4 metros, cuja armadura também será adotada para os pilares com 6 metros de comprimento. A **Tabela 4-16** resume os parâmetros de cálculo para o cálculo da armadura longitudinal, sendo que a formulação é a mesma da descrita na **Tabela 4-13**.

Tabela 4-16 – Parâmetros de Dimensionamento dos Pilares 200 e 400

Parâmetros de cálculo	
$h_x := 60\text{cm}$	
$h_y := 80\text{cm}$	
$A := h_x \cdot h_y = 4800\text{cm}^2$	
$le_x := 8\text{m}$	Comprimento de flambagem efetivo para flexão em torno do eixo x. Considera-se pilar em balanço.
$le_y := 4\text{m}$	Comprimento de flambagem efetivo para flexão em torno do eixo y. Considera-se pilar biapoiado devido ao travamento do pórtico.
$\lambda_x := \sqrt{12} \cdot \frac{le_x}{h_y} = 34.6$	Índice de esbeltez flexão em torno do eixo x
$\lambda_y := \sqrt{12} \cdot \frac{le_y}{h_x} = 23.1$	Índice de esbeltez flexão em torno do eixo y

A **Tabela 4-17** resume os resultados obtidos para os três modelos numéricos utilizados para a verificação à flexão composta oblíqua.

Tabela 4-17 – Armadura Longitudinal dos Pilares 200 e 400

Verificação à flexão composta oblíqua

Armadura adotada:

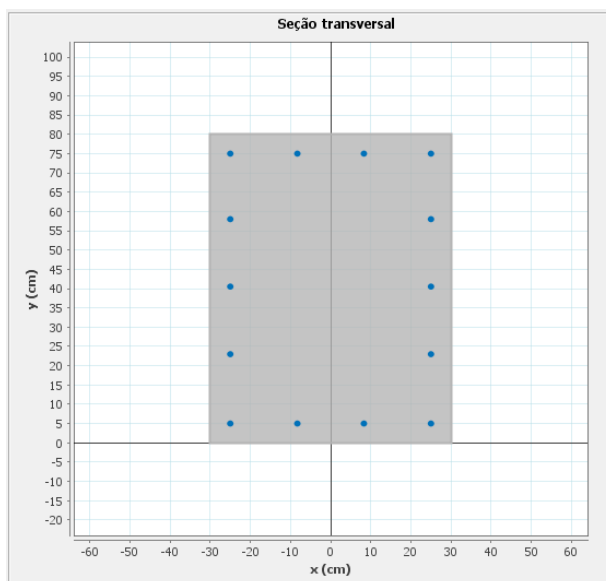
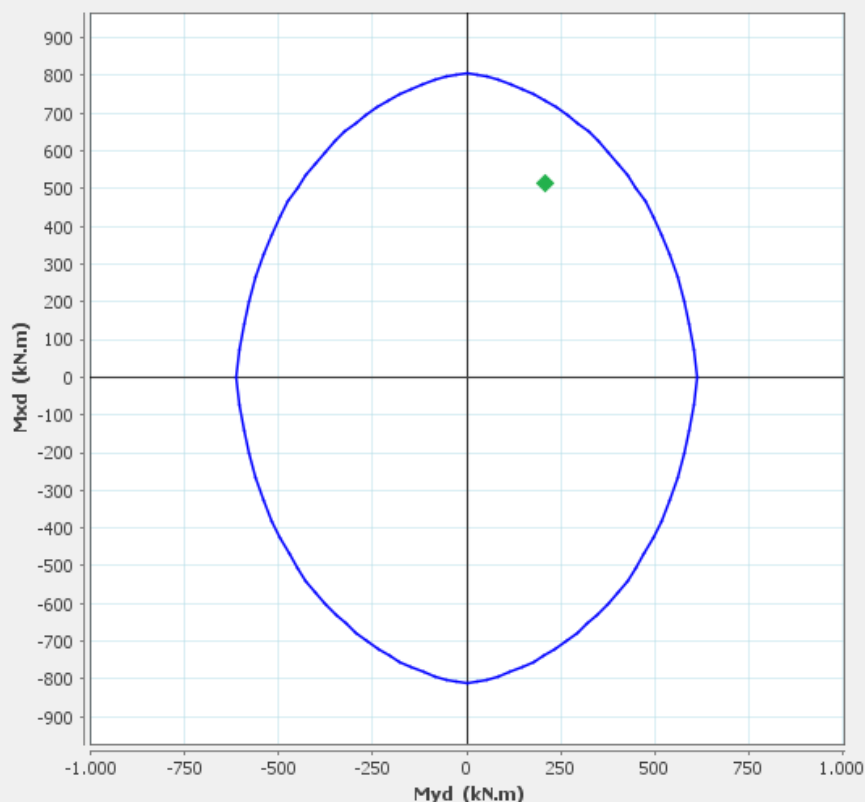

(14 ϕ 16mm)

Diagrama de Interação N, Mx, My (FCO)



Esforços: Unidades: [kN, kN.m]

Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	Mr/Ms
55	-654.4	32.1	65.4	6.87
56	-908.4	44.5	250.7	2.09
57	-1300.5	514.2	210.1	1.33
58	-1352.5	514.7	94	1.51
59	-1554.5	516.7	92.4	1.58
60	-1606.5	517.3	211.2	1.41
61	-1001.2	360.8	291.3	1.36
62	-1053.2	361.4	165.2	1.72
63	-1424.5	365.1	165.3	1.88

Propriedades:

$A_c = 4800 \text{ cm}^2$
 $I_{x,cg} = 2560000 \text{ cm}^4$
 $I_{y,cg} = 1440000 \text{ cm}^4$
 $x_{cg} = 0 \text{ cm}$
 $y_{cg} = 40 \text{ cm}$
 $EI_{sec,x} = 175810 \text{ kNm}^2$
 $EI_{sec,y} = 254556.2 \text{ kNm}^2$

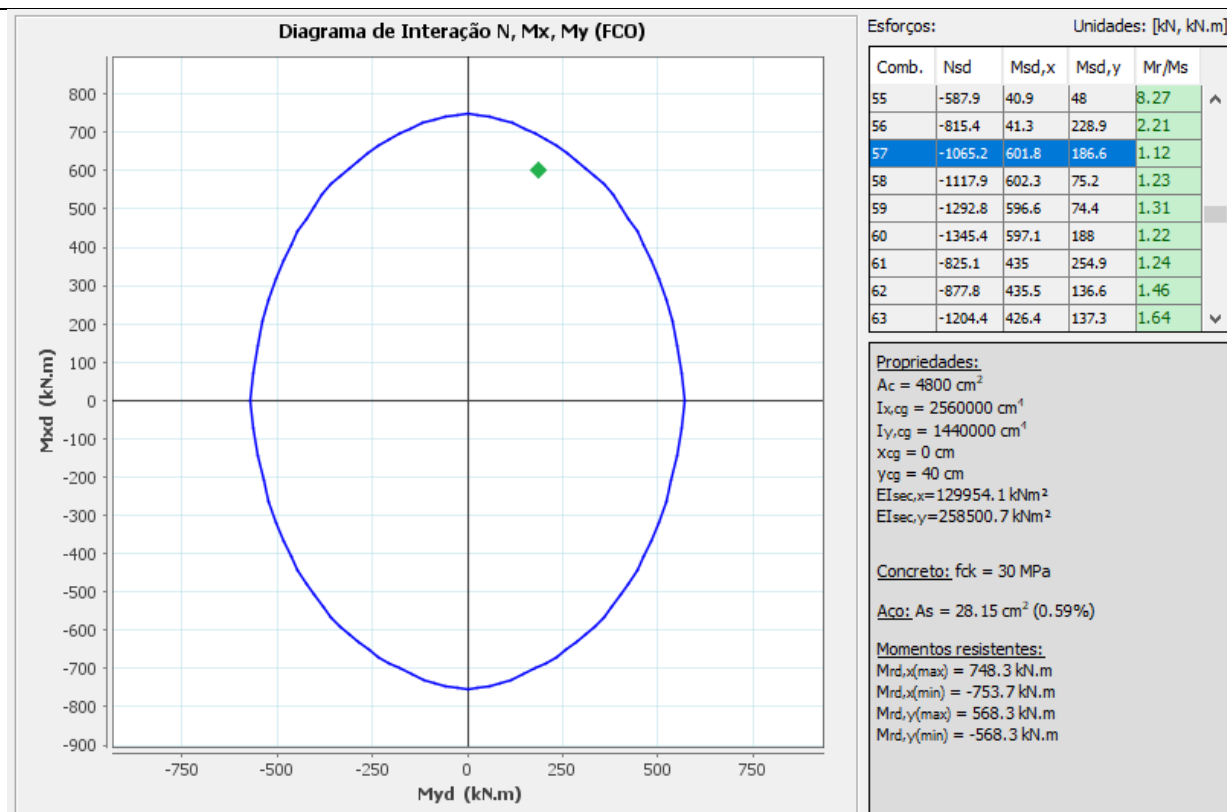
Concreto: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Aço: $A_s = 28.15 \text{ cm}^2$ (0.59%)

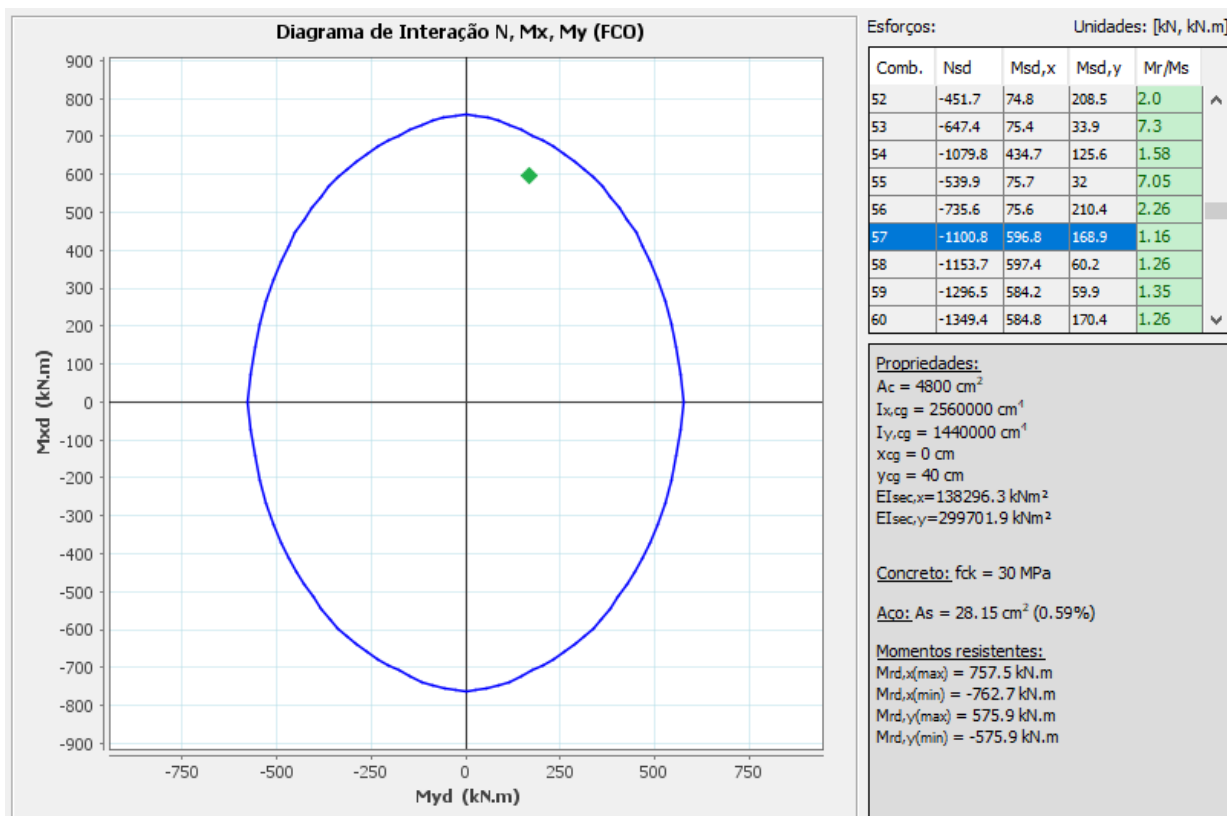
Momentos resistentes:

$M_{rd,x(max)} = 805.4 \text{ kN.m}$
 $M_{rd,x(min)} = -810.3 \text{ kN.m}$
 $M_{rd,y(max)} = 613.8 \text{ kN.m}$
 $M_{rd,y(min)} = -613.8 \text{ kN.m}$


AI-1-400-20-20 – Combinação crítica: ELU-57. FS=1,33 OK!.



AI-2-400-20-15 – Combinação crítica: ELU-57. FS=1,12 OK!




AI-3-400-20-10 – Combinação crítica: ELU-57. FS=1,16 OK!

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 398 de 447

O dimensionamento da armadura transversal dos pilares é apresentado na Tabela 4-15. Os parâmetros de cálculo omitidos são os mesmos adotados para as vigas travessa dos encontros.

Tabela 4-18 – Armadura Transversal dos Pilares 200 e 400

Dimensionamento ao esforço cortante no eixo x	
$b_W := 80\text{cm}$	Base da Viga
$h := 60\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 152\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo na direção x
$VRd2 := .54 \cdot \alpha v2 \cdot f_{cd} \cdot b_W \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 2240.23 \text{ kN}$	$> V_{Sd}$ OK!
$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_W \cdot d = 382.33 \cdot \text{kN}$	Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
$\rho_{min} := \frac{0.2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0.00116$	Taxa geométrica de armadura mínima
$As_{wmin} := \rho_{min} \cdot b_W \cdot \sin(\alpha) \cdot 1\text{m} = 9.27 \text{ cm}^2$	Armadura transversal mínima na direção x
Dimensionamento ao esforço cortante no eixo y	
$b_W := 60\text{cm}$	Base da Viga
$h := 80\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 72\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo na direção y
$VRd2 := .54 \cdot \alpha v2 \cdot f_{cd} \cdot b_W \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 2291.14 \text{ kN}$	$> V_{Sd}$ OK!
$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_W \cdot d = 391.02 \cdot \text{kN}$	Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
$\rho_{min} := \frac{0.2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0.00116$	Taxa geométrica de armadura mínima
$As_{wmin} := \rho_{min} \cdot b_W \cdot \sin(\alpha) \cdot 1\text{m} = 6.95 \text{ cm}^2$	Armadura transversal mínima na direção y
Armadura adotada	
Utiliza-se armadura mínima, visto que $V_{c0} > V_{Sd}$, composta por $\phi 10 \text{ mm}$ a cada 15 cm em dois ramos em cada direção	

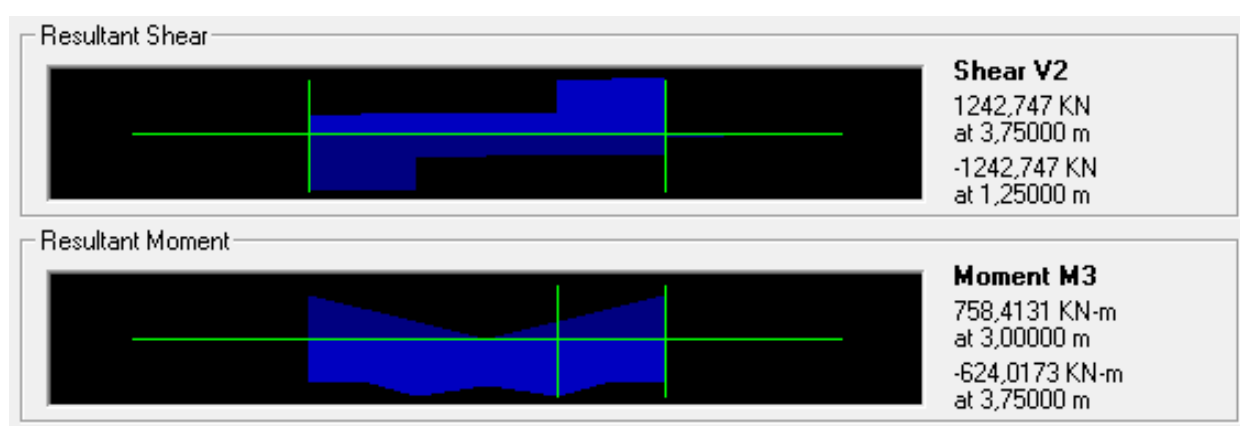
	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 399 de 447

4.7 DIMENSIONAMENTO DAS TRAVESSAS

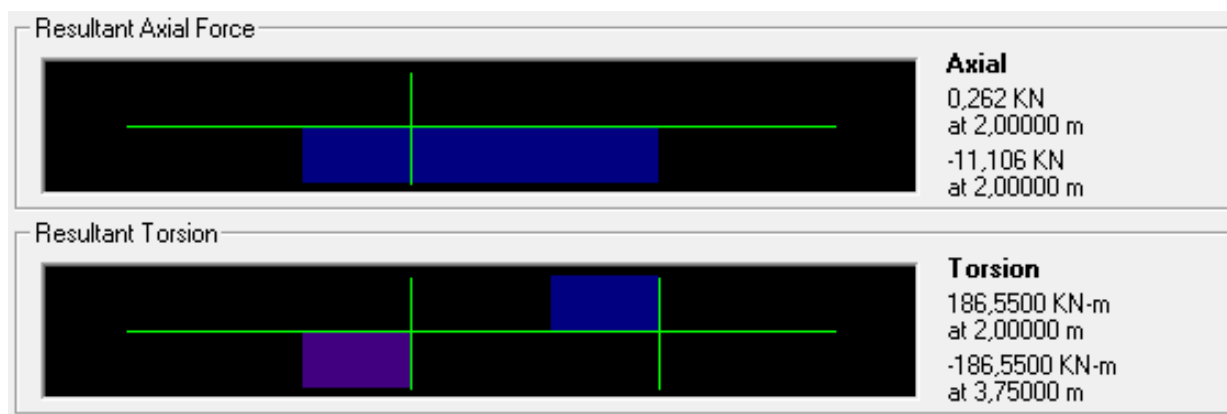
4.7.1 Travessa Tipo 1

4.7.1.1 Dimensionamento no ELU

A **Figura 4-8** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa tipo 1 para as combinações últimas.



(a) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Vertical.



(b) Esforço Normal e torção.

Figura 4-8 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa Tipo 1

O dimensionamento da armadura de flexão da travessa é apresentado na **Tabela 4-19**.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 400 de 447

Tabela 4-19 – Armadura Longitudinal da Travessa Tipo 1

Armadura positiva	
$b := 160\text{cm}$	Base da Viga
$h := 80\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 760\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano vertical
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$KMD = 0.038$ $KX = 0.057$ $KZ = 0.977$	Coeficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 23.479\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar 12 ϕ 16mm
Armadura negativa	
$b := 160\text{cm}$	Base da Viga
$h := 80\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 625\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano horizontal
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$KMD = 0.031$ $KX = 0.047$ $KZ = 0.981$	Coeficientes adimensionais de dimensionamento
$A_s = 19.227\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar 12 ϕ 16mm

O dimensionamento da armadura transversal da travessa é apresentado na **Tabela 4-20**.



	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 401 de 447

Tabela 4-20 – Armadura Transversal da Travessa Tipo 1

Dimensionamento ao esforço cortante no plano vertical	
$b_w := 160\text{cm}$	Base da Viga
$h := 80\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 1243\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo no plano vertical
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{yk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$\alpha := 90^\circ$	Inclinação da armadura transversal
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão
$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 6109.71\text{ kN}$	$> V_{Sd}$ OK!
$V_c = 1001.51 \cdot \text{kN}$	Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
$As_{wmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1\text{m} = 18.54\text{ cm}^2$	Armadura transversal mínima
$As_w := \frac{(V_{Sd} - V_c) \cdot 100\text{cm}}{0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 8.23\text{ cm}^2$	Armadura calculada
Verificação ao esforço de torção	
$T_{Sd} := 187\text{kN}\cdot\text{m}$	Torçor de cálculo
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão
$h_e := \frac{A}{u} = 26.667\text{ cm}$	Espessura da parede equivalente
$A_e := (b - h_e)(h - h_e) = 7.111 \times 10^3\text{ cm}^2$	Área limitada pela linha média da parede da seção vazada
$T_{Rd2} := 0.5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin(2 \cdot \theta) = 1787.9\text{ kN}\cdot\text{m}$	$> T_{Sd}$ OK!
$A_{90} := \frac{T_{Sd} \cdot 100\text{cm}}{f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot(\theta)} = 3.024\text{ cm}^2$	Área da seção transversal dos estribos
$A_{sl} := \frac{u_e \cdot T_{Sd}}{2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan(\theta)} = 11.29\text{ cm}^2$	Área da seção da armadura longitudinal devido à torção

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 402 de 447

$A_{slmin} := 0.2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot h_e \cdot u_e = 11.534 \cdot \text{cm}^2$	Armadura longitudinal mínima devido à torção
Armadura adotada	
<p>A armadura transversal adotada refere-se à armadura mínima levando-se em conta o entendimento de que a taxa geométrica mínima apresentada na ABNT NBR 6118:2014 abrange a armadura transversal total (soma da armadura para o esforço cortante e esforço torçor). Ou seja, utiliza-se armadura composta por φ10 mm a cada 15 cm em quatro ramos verticais.</p> <p>A armadura longitudinal devido à torção é alocada nas laterais da viga travessa.</p>	

A introdução das reações das longarinas em uma área reduzida da superfície viga travessa provoca o surgimento de tensões de tração no interior do maciço de concreto, conhecido como esforço de fendilhamento. A armadura de fendilhamento segue as mesmas prescrições das armaduras calculadas para as travessas dos encontros.

4.7.1.2 Verificação ao ELS

A **Figura 4-9** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa para as combinações de serviço.

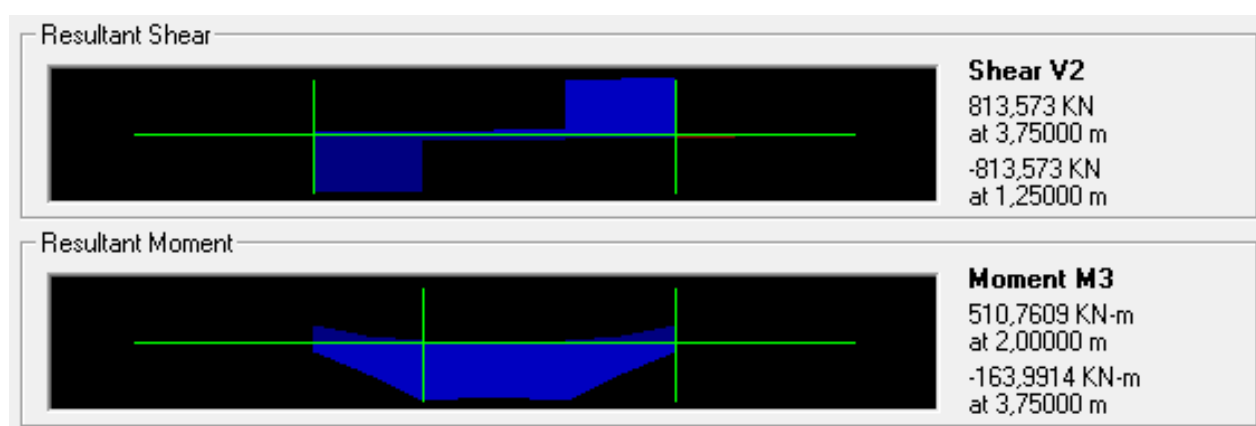
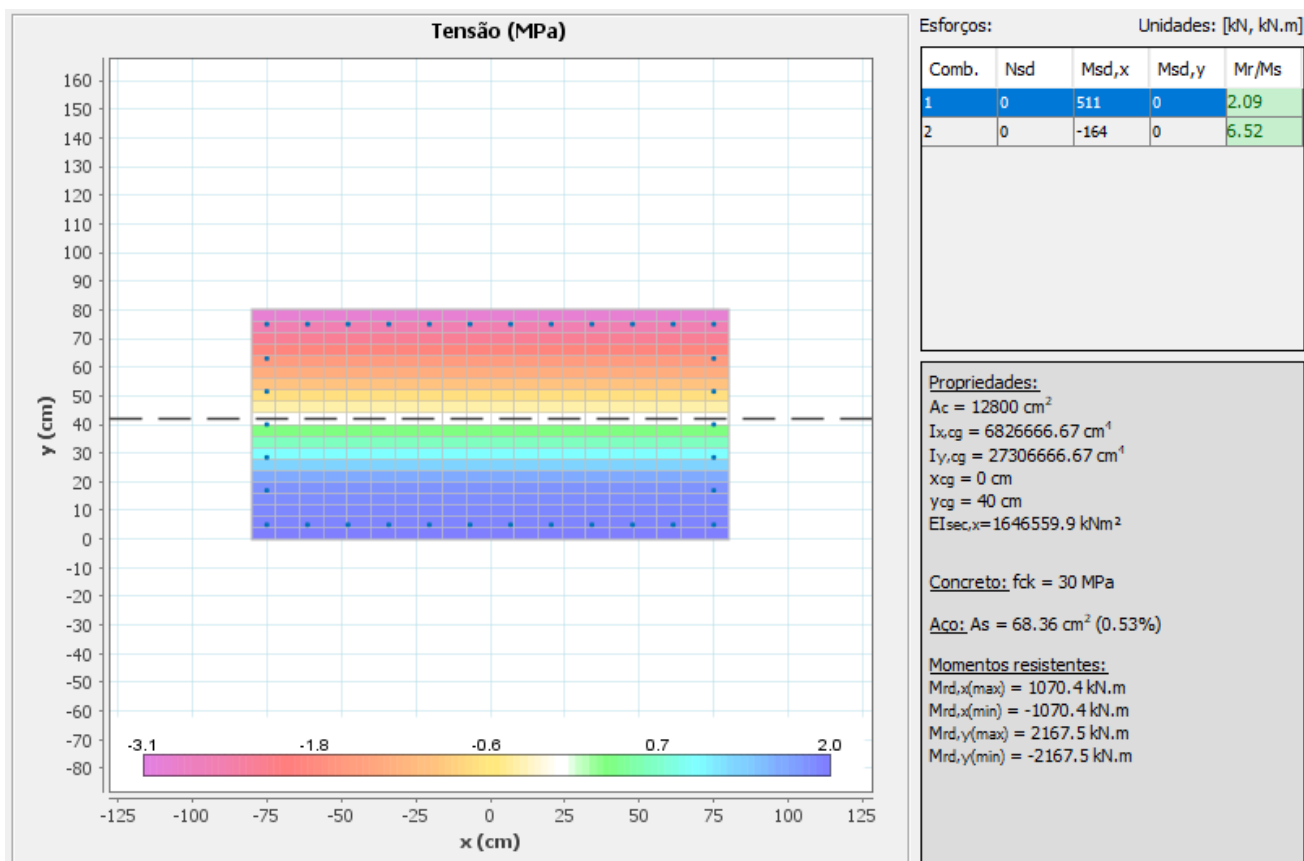


Figura 4-9 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa Tipo 1

A **Figura 3-23** mostra o diagrama de tensões no estágio I para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de formação de fissuras (ELS-F).




(Diagrama de Tensões no Estádio I)

Resultado:

Como a tensão máxima no estágio I é igual a $1,9 \text{ MPa} < f_{ctk,inf} = 2 \text{ MPa}$, conclui-se que a viga travessa atende satisfatoriamente ao ELS-F.

Figura 4-10 – Verificação da Travessa Tipo 1 ao ELS

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 404 de 447

4.7.2 Travessa Tipo 2

A travessa tipo 2 possui uma geometria com descontinuidade devido à diferença entre alturas das longarinas que se apoiam. Como hipótese de cálculo, considera-se que o núcleo retangular absorve a integralidade dos esforços e o dente é verificado como console para as cargas horizontais atuantes na seção de apoio das longarinas.

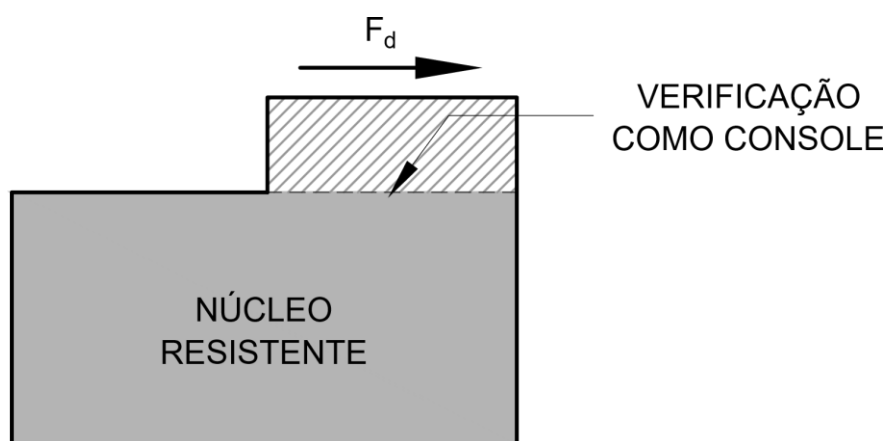
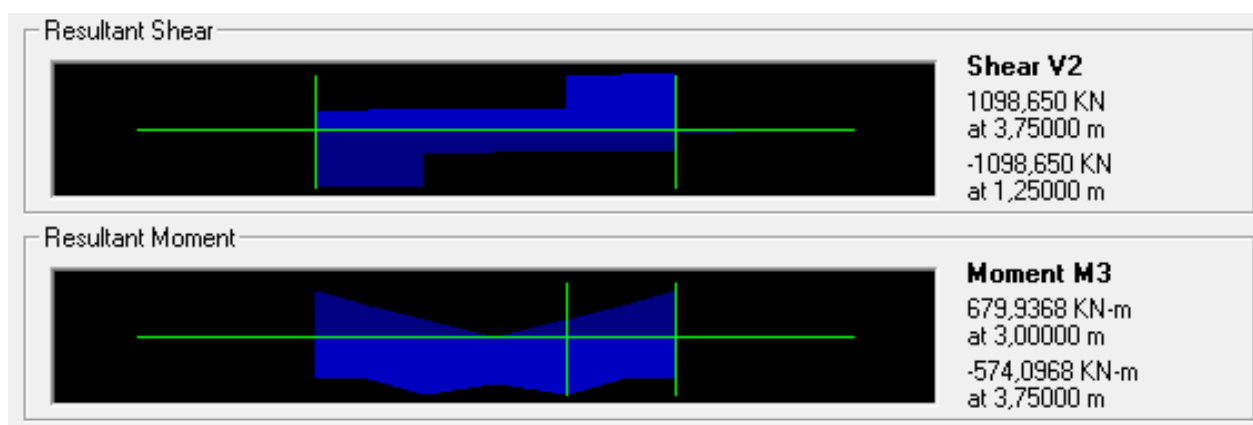



Figura 4-11 – Esquema de Cálculo da Viga Travessa Tipo 2

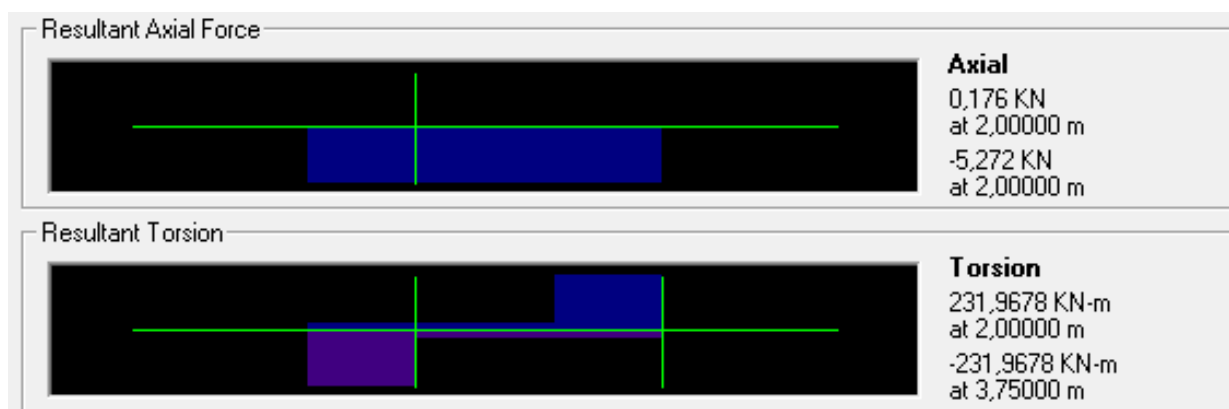
4.7.2.1 Dimensionamento no ELU

A **Figura 4-12** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa tipo 2 para as combinações últimas.



(a) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Vertical.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 405 de 447




(b) Esforço Normal e torção.

Figura 4-12 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa Tipo 2

O dimensionamento da armadura de flexão da travessa é apresentado na **Tabela 4-21**.

Tabela 4-21 – Armadura Longitudinal da Travessa Tipo 2

Armadura positiva	
$b := 160\text{cm}$	Base da Viga
$h := 80\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 680\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano vertical
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$KMD = 0.034$ $KX = 0.051$ $KZ = 0.979$	Coeficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 20.955\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar 11 ϕ 16mm


	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 406 de 447

Armadura negativa	
$b := 160\text{cm}$	Base da Viga
$h := 80\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 575\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano horizontal
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$KMD = 0.029$ $KX = 0.043$ $KZ = 0.983$	Coeficientes adimensionais de dimensionamento
$A_s = 17.661\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar armadura mínima 11 ϕ 16mm

O dimensionamento da armadura transversal da travessa é apresentado na **Tabela 4-22**.


Tabela 4-22 – Armadura Transversal da Travessa Tipo 2

Dimensionamento ao esforço cortante no plano vertical	
$b_w := 160\text{cm}$	Base da Viga
$h := 80\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 1243\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo no plano vertical
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$\alpha := 90^\circ$	Inclinação da armadura transversal
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão
$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha v^2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 6109.71\text{ kN}$	$> V_{Sd}$ OK!
$V_c = 1031.15\cdot\text{kN}$	Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
$A_{swmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1\text{m} = 18.54\text{ cm}^2$	Armadura transversal mínima

	ÁLBUM DE PROJETOS—TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 407 de 447

$A_{sw} := \frac{(V_{Sd} - V_c) \cdot 100 \text{ cm}}{0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 2.31 \cdot \text{cm}^2$	Armadura calculada
Verificação ao esforço de torção	
$T_{Sd} := 232 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Torçor de cálculo
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão
$h_e := \frac{A}{u} = 26.667 \cdot \text{cm}$	Espessura da parede equivalente
$A_e := (b - h_e)(h - h_e) = 7.111 \times 10^3 \cdot \text{cm}^2$	Área limitada pela linha média da parede da seção vazada
$T_{Rd2} := 0.5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin(2 \cdot \theta) = 1787.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	$> T_{Sd}$ OK!
$A_{g0} := \frac{T_{Sd} \cdot 100 \text{ cm}}{f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot(\theta)} = 3.752 \cdot \text{cm}^2$	Área da seção transversal dos estribos
$A_{sl} := \frac{u_e \cdot T_{Sd}}{2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan(\theta)} = 14.007 \cdot \text{cm}^2$	Área da seção da armadura longitudinal devido à torção
$A_{slmin} := 0.2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot h_e \cdot u_e = 11.534 \cdot \text{cm}^2$	Armadura longitudinal mínima devido à torção
Armadura adotada	
<p>A armadura transversal adotada refere-se à armadura mínima levando-se em conta o entendimento de que a taxa geométrica mínima apresentada na ABNT NBR 6118:2014 abrange a armadura transversal total (soma da armadura para o esforço cortante e esforço torçor). Ou seja, utiliza-se armadura composta por φ10 mm a cada 15 cm em quatro ramos verticais.</p> <p>A armadura longitudinal devido à torção é alocada nas laterais da viga travessa.</p>	

A introdução das reações das longarinas em uma área reduzida da superfície viga travessa provoca o surgimento de tensões de tração no interior do maciço de concreto, conhecido como esforço de fendilhamento. A armadura de fendilhamento segue as mesmas prescrições das armaduras calculadas para as travessas dos encontros.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 408 de 447

4.7.2.2 Verificação ao ELS

A **Figura 4-13** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa para as combinações de serviço. A **Figura 4-14** mostra o diagrama de tensões no estágio I para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de formação de fissuras (ELS-F).

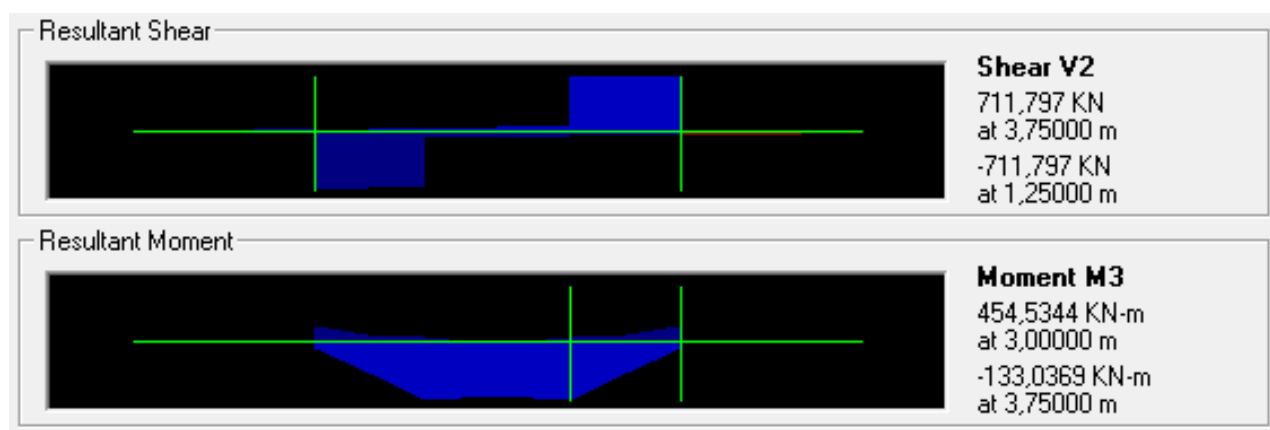
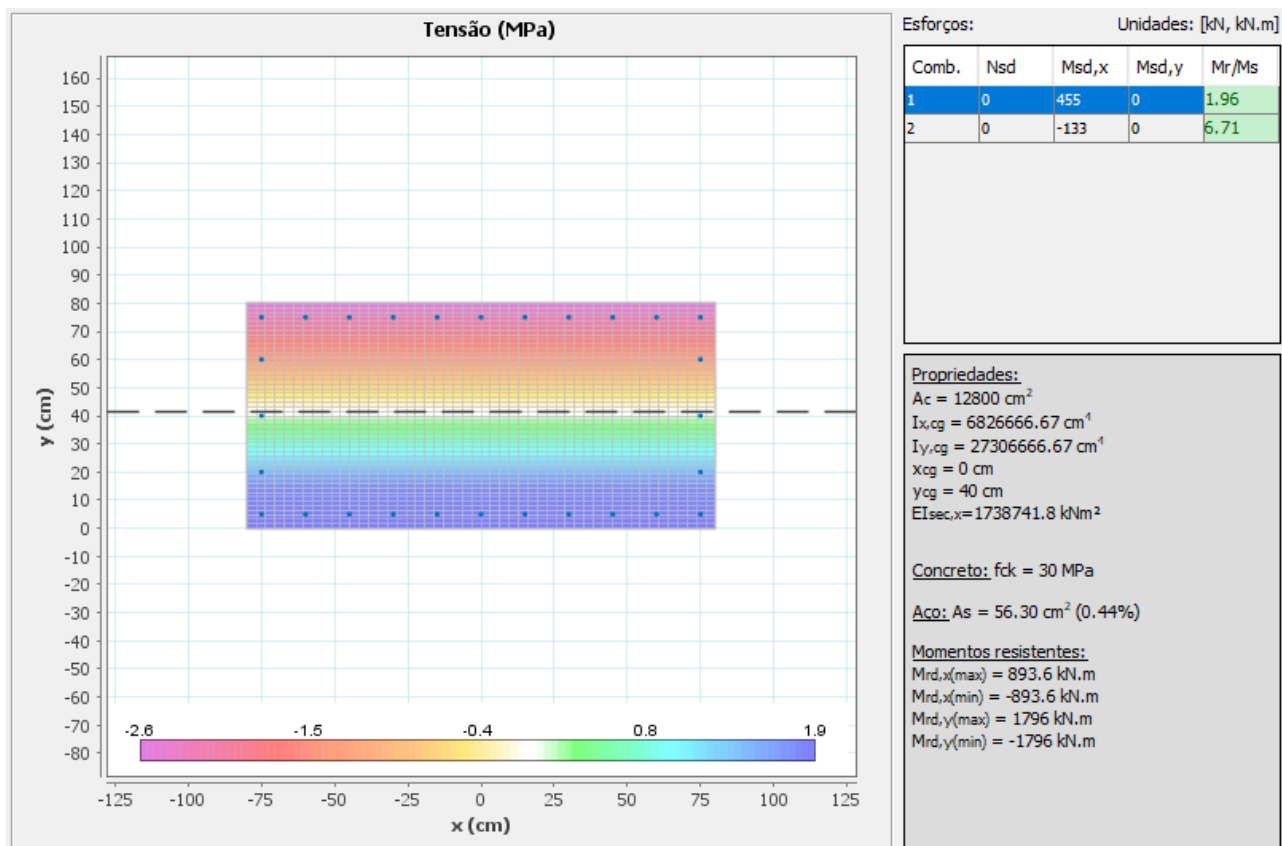


Figura 4-13 – Envoltória de Esforços de Serviço da Viga Travessa Tipo 2




(Diagrama de Tensões no Estádio I)

Resultado:

Como a tensão máxima no estágio I é igual a $1,9 \text{ MPa} < f_{ctk,inf} = 2 \text{ MPa}$, conclui-se que a viga travessa atende satisfatoriamente ao ELS-F.

Figura 4-14 – Verificação da Travessa Tipo 2 ao ELS

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 410 de 447

4.7.3 Travessa Tipo 3

A travessa tipo 3 possui uma geometria com descontinuidade devido à diferença entre alturas das longarinas que se apoiam. Como hipótese de cálculo, considera-se que o núcleo retangular absorve a integralidade dos esforços e o dente é verificado como console para as cargas horizontais atuantes na seção de apoio das longarinas.

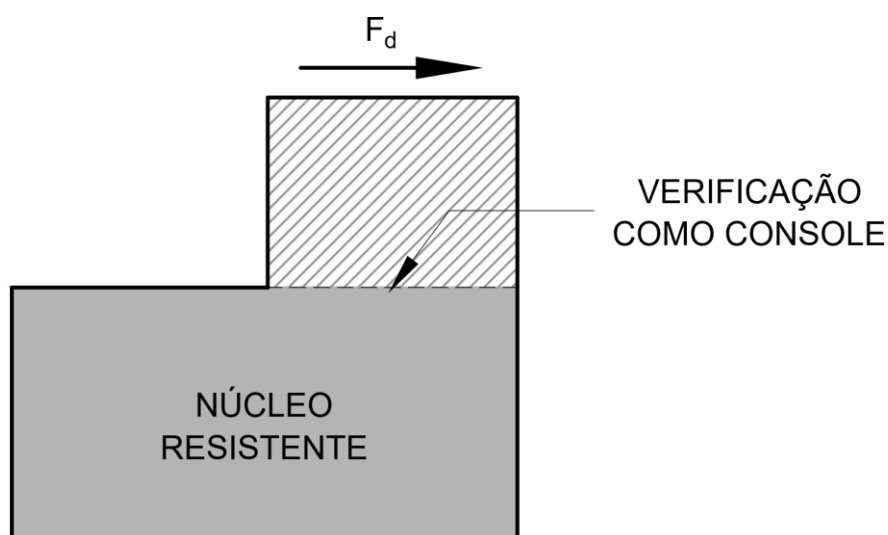
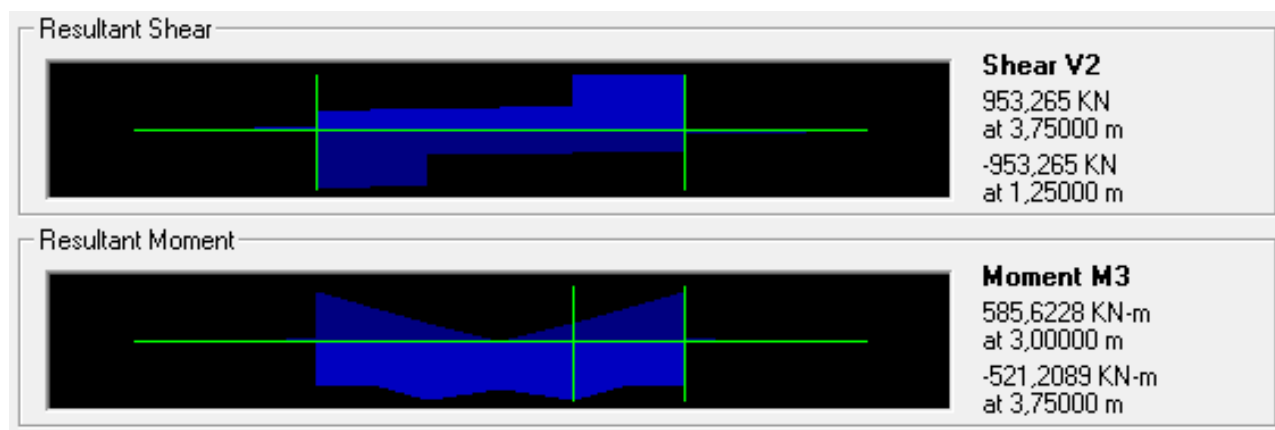



Figura 4-15 – Esquema de Cálculo da Viga Travessa Tipo 3

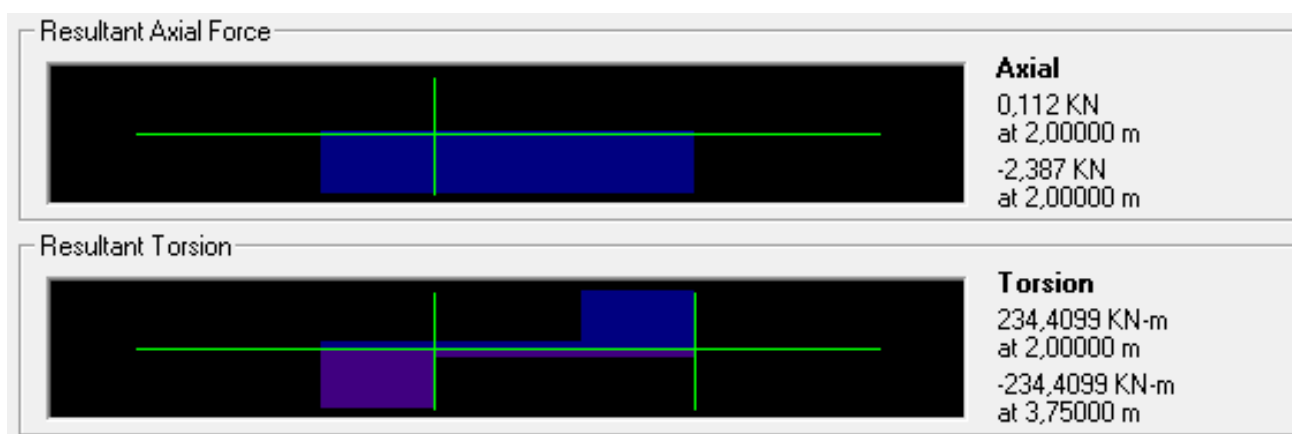
4.7.3.1 Dimensionamento no ELU

A **Figura 4-16** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa tipo 2 para as combinações últimas.



(c) Momento Fletor e Esforço Cortante – Plano Vertical.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 411 de 447




(d) Esforço Normal e torção.

Figura 4-16 – Envoltória de Esforços Últimos da Viga Travessa Tipo 3

O dimensionamento da armadura de flexão da travessa é apresentado na **Tabela 4-23**.

Tabela 4-23 – Armadura Longitudinal da Travessa Tipo 3

Armadura positiva	
$b := 160\text{cm}$	Base da Viga
$h := 80\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 586\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano vertical
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$KMD = 0.029$ $KX = 0.044$ $KZ = 0.982$	Coeficiente adimensionais de dimensionamento
$A_s = 18.005\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar armadura mínima 11 ϕ 16mm


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 412 de 447

Armadura negativa	
$b := 160\text{cm}$	Base da Viga
$h := 80\text{cm}$	Altura da Viga
$M_d := 522\text{kN}\cdot\text{m}$	Momento Fletor de cálculo no plano horizontal
$d' := c + \frac{\phi}{2} = 3.8\cdot\text{cm}$	C.G. da armadura
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$KMD = 0.026$ $KX = 0.039$ $KZ = 0.984$	Coeficientes adimensionais de dimensionamento
$A_s = 16.007\cdot\text{cm}^2$	Armadura calculada. Adotar armadura mínima 11 ϕ 16mm

O dimensionamento da armadura transversal da travessa é apresentado na **Tabela 4-24**.

Tabela 4-24 – Armadura Transversal da Travessa Tipo 3

Dimensionamento ao esforço cortante no plano vertical	
$b_w := 160\text{cm}$	Base da Viga
$h := 80\text{cm}$	Altura da Viga
$V_{Sd} := 954\text{kN}$	Esforço cortante de cálculo no plano vertical
$f_{ck} := 30\text{MPa}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ywk} := 500\text{MPa}$	Tensão de escoamento do aço
$\alpha := 90^\circ$	Inclinação da armadura transversal
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão
$VR_{d2} := .54 \cdot \alpha v^2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin(\theta)^2 \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) = 6109.71\text{ kN}$	$> V_{Sd}$ OK!
$V_c = 1042.73\cdot\text{kN}$	Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
$A_{swmin} := \rho_{min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \cdot 1\text{m} = 18.54\text{cm}^2$	Armadura transversal mínima

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 413 de 447

Verificação ao esforço de torção	
$T_{Sd} := 235 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Torçor de cálculo
$\theta := 45^\circ$	Inclinação das bielas de compressão
$h_e := \frac{A}{u} = 26.667 \cdot \text{cm}$	Espessura da parede equivalente
$A_e := (b - h_e)(h - h_e) = 7.111 \times 10^3 \cdot \text{cm}^2$	Área limitada pela linha média da parede da seção vazada
$T_{Rd2} := 0.5 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin(2 \cdot \theta) = 1787.9 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$	$> T_{Sd}$ OK!
$A_{90} := \frac{T_{Sd} \cdot 100 \text{ cm}}{f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot(\theta)} = 3.8 \cdot \text{cm}^2$	Área da seção transversal dos estribos
$A_{sl} := \frac{u_e \cdot T_{Sd}}{2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan(\theta)} = 14.188 \cdot \text{cm}^2$	Área da seção da armadura longitudinal devido à torção
$A_{slmin} := 0.2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot h_e \cdot u_e = 11.534 \cdot \text{cm}^2$	Armadura longitudinal mínima devido à torção
Armadura adotada	
<p>A armadura transversal adotada refere-se à armadura mínima levando-se em conta o entendimento de que a taxa geométrica mínima apresentada na ABNT NBR 6118:2014 abrange a armadura transversal total (soma da armadura para o esforço cortante e esforço torçor). Ou seja, utiliza-se armadura composta por φ10 mm a cada 15 cm em quatro ramos verticais.</p> <p>A armadura longitudinal devido à torção é alocada nas laterais da viga travessa.</p>	

A introdução das reações das longarinas em uma área reduzida da superfície viga travessa provoca o surgimento de tensões de tração no interior do maciço de concreto, conhecido como esforço de fendilhamento. A armadura de fendilhamento segue as mesmas prescrições das armaduras calculadas para as travessas dos encontros.

4.7.3.2 Verificação ao ELS

A **Figura 4-17** mostra a envoltória dos esforços solicitantes da viga travessa para as combinações de serviço. A **Figura 4-18** mostra o diagrama de tensões no estágio I para os esforços máximos de serviço e o resultado da verificação ao estado limite de formação de fissuras (ELS-F).

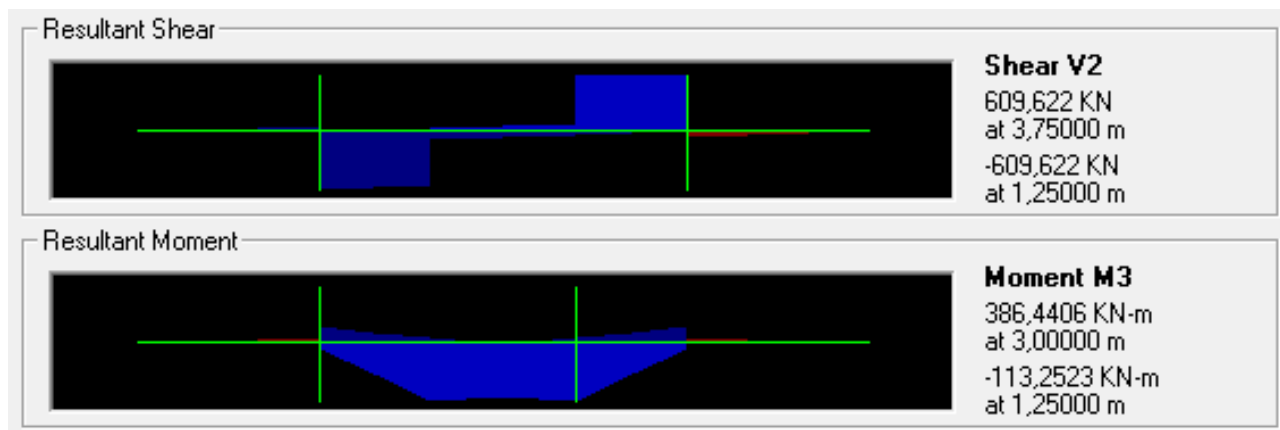
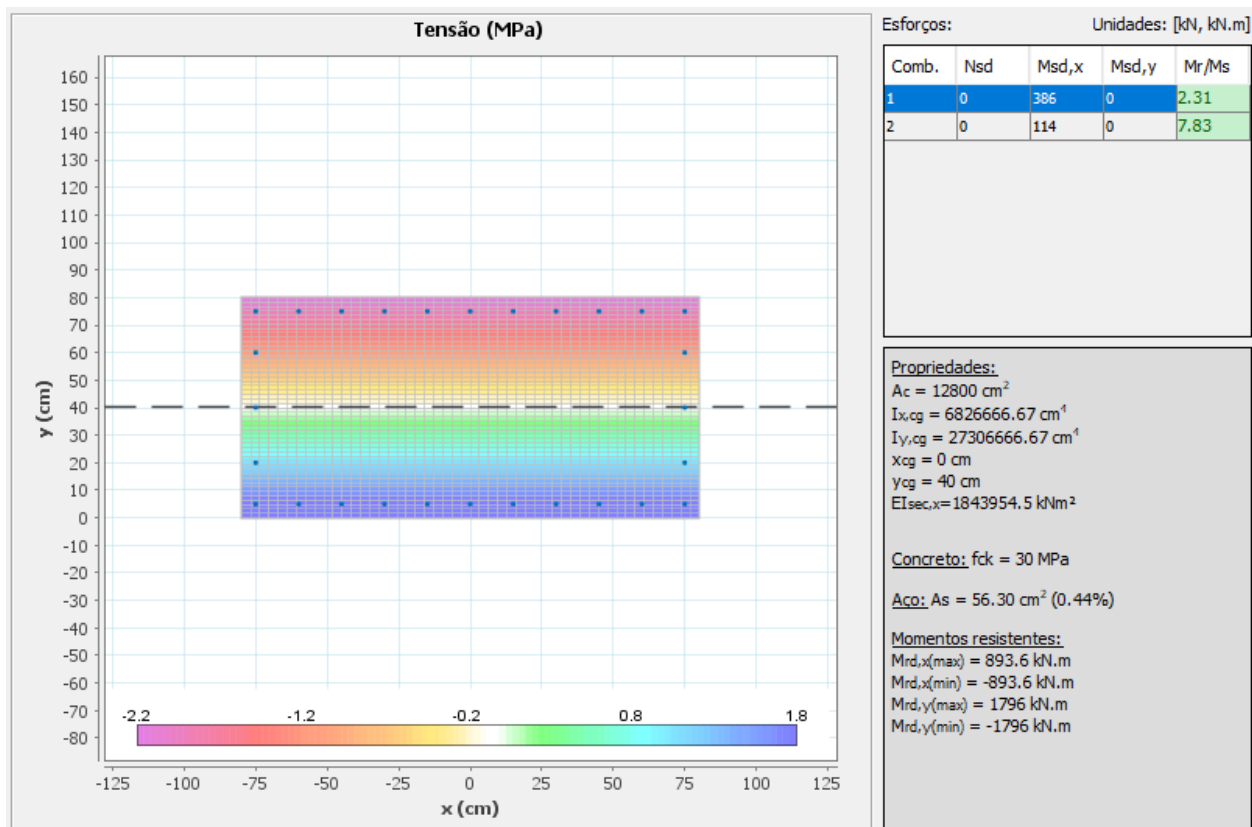


Figura 4-17 – Envolvória de Esforços de Serviço da Viga Travessa Tipo 3




(Diagrama de Tensões no Estádio I)

Resultado:

Como a tensão máxima no estágio I é igual a $1,8 \text{ MPa} < f_{ctk,inf} = 2 \text{ MPa}$, conclui-se que a viga travessa atende satisfatoriamente ao ELS-F.

Figura 4-18 – Verificação da Travessa Tipo 3 ao ELS

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 415 de 447

4.7.4 Verificação da Seção de Engaste com o Pilar e Dente

A largura das vigas travessas excede a largura dos pilares. Dessa forma, é necessário a verificação da capacidade portante da seção de engastamento. Adota-se, neste trabalho, o modelo estrutural de console com seção de engastamento no ponto médio da viga travessa, conforme ilustrado na **Figura 4-19**.

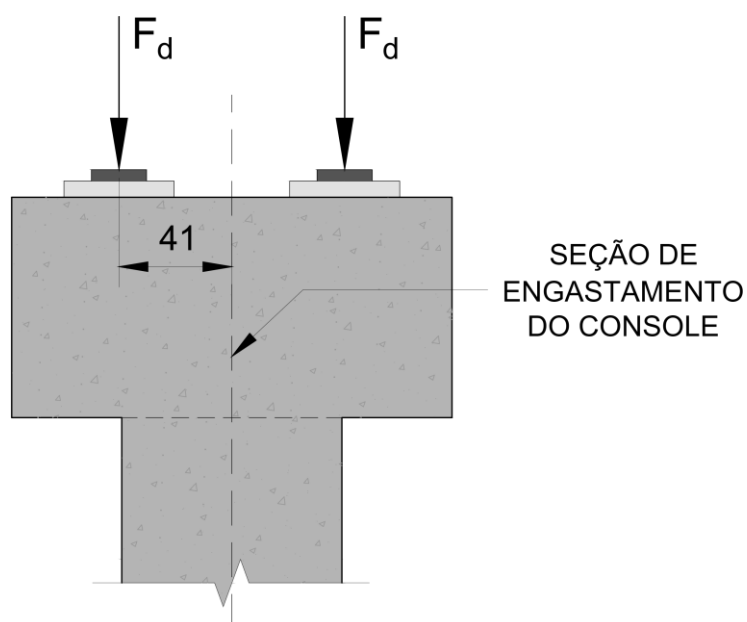



Figura 4-19 – Modelo de Verificação da Seção de Engaste


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 416 de 447

A Tabela 4-25 resume o dimensionamento da armadura necessária para garantir a segurança da seção de engaste entre a viga travessa e os pilares.

Tabela 4-25 – Dimensionamento da Seção de Engaste como Console

Dimensionamento da seção de engaste como console	
$a := 41\text{cm}$	Ponto de aplicação da carga em relação ao engaste (ver Figura 4-19)
$d := 74\text{cm}$	Altura útil
$b := 60\text{cm}$	Largura do console (largura do berço de graute)
$V_d := 1.35 \cdot 305\text{kN} + 1.5 \cdot 365\text{kN} = 959.25\text{ kN}$	Esforço vertical máximo (reações máximas da PCP-20)
$H_d := 1.5 \cdot 42\text{kN} = 63\text{ kN}$	Esforço vertical máximo (reações máximas devido à frenagem/aceleração crítica)
$\frac{a}{d} = 0.55$	Critério de classificação do console: curto
$A_{stir} := \frac{H_d}{f_{yd}} + \left(0.1 + \frac{a}{d}\right) \cdot \frac{F_d}{f_{yd}} = 15.87\text{ cm}^2$	Armadura do tirante. Utilizar duas camadas de 7 $\phi 12,5\text{ mm}$
$\sigma_d := \frac{F_d}{0.2 \cdot b \cdot d \cdot \sin(2 \cdot \alpha)} = 11.54\text{ MPa}$	Tensão máxima na biela comprimida. < $f_{cd} = 21\text{ Mpa}$ OK!

Adota-se mesma bitola de armadura ($\phi 12,5\text{ mm}$) para o engaste dos dentes. Esta armadura é suficiente para a resistência aos esforços horizontais atuantes.

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 417 de 447

4.8 REAÇÕES DE APOIO

As reações de apoio são fornecidas para cada caso de carregamento. O usuário, no momento de dimensionamento das fundações, deverá montar as combinações de carregamento pertinentes. Os esforços são apresentados em relação aos eixos globais mostrados na

Figura 4-20 para os pontos de apoio P1 e P2. O eixo Y é definido pela reta que perpassa os pontos P1 e P2, o eixo X é perpendicular ao eixo Y e o eixo Z é perpendicular aos outros eixos.

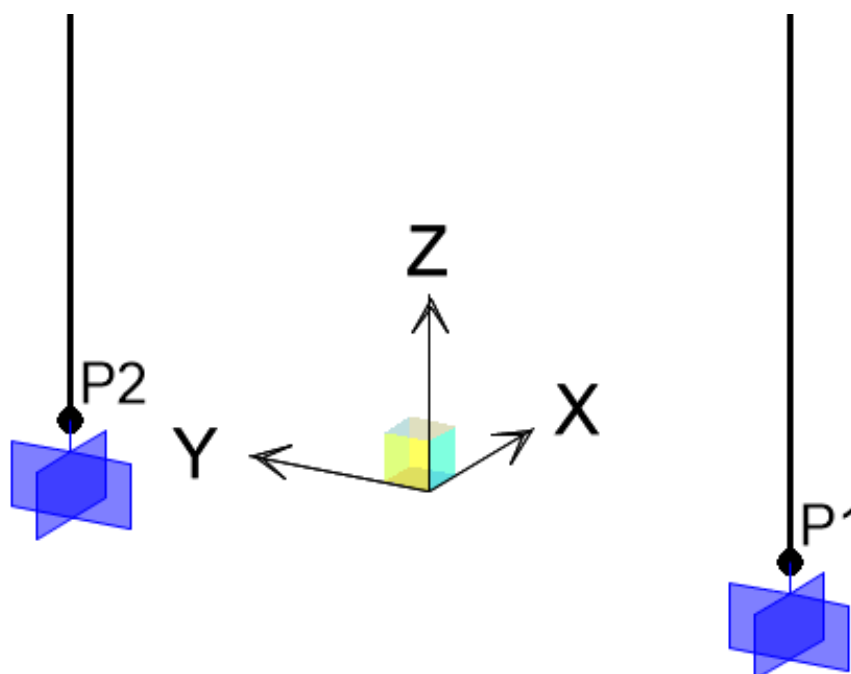


Figura 4-20 – Pontos P1 e P2 de Apoio dos Encontros

As tabelas mostradas a seguir resumem as reações de apoio obtidas por meio do modelo numérico elaborado para todas as configurações de apoio intermediário. A legenda dos casos de carregamento é apresentada na **Tabela 4-26**.


	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 418 de 447

Tabela 4-26 – Legenda dos Casos de Carregamento


Séries Travessas Tipo 1	
PP	Peso próprio
VY+	Vento na direção Y+
VY-	Vento na direção Y-
FA_X+	Frenagem/Aceleração na direção X+
FA_X-	Frenagem/Aceleração na direção X-
A_Y+	Pressão Hidrodinâmica na direção Y+
A_Y-	Pressão Hidrodinâmica na direção Y-
G20	Reação permanente da PCP-20 ambos os lados carregados
G20_X+	Reação permanente da PCP-20 aplicada somente no lado X+
G20_X-	Reação permanente da PCP-20 aplicada somente no lado X-
G15	Reação permanente da PCP-15 ambos os lados carregados
G15_X+	Reação permanente da PCP-15 aplicada somente no lado X+
G15_X-	Reação permanente da PCP-15 aplicada somente no lado X-
G10	Reação permanente da PCP-10 ambos os lados carregados
G10_X+	Reação permanente da PCP-10 aplicada somente no lado X+
G10_X-	Reação permanente da PCP-10 aplicada somente no lado X-
Q20_X-	Reação móvel da PCP-20 com o trem-tipo no lado X-
Q20_X+	Reação móvel da PCP-20 com o trem-tipo no lado X+
Q15_X-	Reação móvel da PCP-15 com o trem-tipo no lado X-
Q15_X+	Reação móvel da PCP-15 com o trem-tipo no lado X+
Q10_X-	Reação móvel da PCP-10 com o trem-tipo no lado X-
Q10_X+	Reação móvel da PCP-10 com o trem-tipo no lado X+
M20	Macaqueamento da superestrutura PCP-20 dos dois lados simultâneos
M20_X+	Macaqueamento da superestrutura PCP-20 somente no lado X+
M20_X-	Macaqueamento da superestrutura PCP-20 somente no lado X-
M15	Macaqueamento da superestrutura PCP-15 dos dois lados simultâneos
M15_X+	Macaqueamento da superestrutura PCP-15 somente no lado X+
M15_X-	Macaqueamento da superestrutura PCP-15 somente no lado X-
M10	Macaqueamento da superestrutura PCP-10 dos dois lados simultâneos
M10_X+	Macaqueamento da superestrutura PCP-10 somente no lado X+
M10_X-	Macaqueamento da superestrutura PCP-10 somente no lado X-

Séries Travessas Tipo 2

PP	Peso próprio
VY+	Vento na direção Y+
VY-	Vento na direção Y-
FA_X+	Frenagem/Aceleração na direção X+
FA_X-	Frenagem/Aceleração na direção X-
A_Y+	Pressão Hidrodinâmica na direção Y+
A_Y-	Pressão Hidrodinâmica na direção Y-
G20+15	Reação permanente da PCP-20 e PCP-15 simultâneos
G15+10	Reação permanente da PCP-15 e PCP-10 simultâneos
G20	Reação permanente da PCP-20 isolada
G15	Reação permanente da PCP-15 isolada
G10	Reação permanente da PCP-10 isolada
Q20	Reação móvel da PCP-20 com o trem-tipo no lado correspondente
Q15	Reação móvel da PCP-15 com o trem-tipo no lado correspondente
Q10	Reação móvel da PCP-10 com o trem-tipo no lado correspondente
M20+15	Macaqueamento da PCP-20 e PCP-15 simultâneos
M15+10	Macaqueamento da PCP-10 e PCP-15 simultâneos
M20	Macaqueamento da PCP-20 isolada
M15	Macaqueamento da PCP-15 isolada
M10	Macaqueamento da PCP-10 isolada

Séries Travessas Tipo 3

PP	
VY+	Vento na direção Y+
VY-	Vento na direção Y-
FA_X+	Frenagem/Aceleração na direção X+
FA_X-	Frenagem/Aceleração na direção X-
A_Y+	Pressão Hidrodinâmica na direção Y+
A_Y-	Pressão Hidrodinâmica na direção Y-
G20+10	Reação permanente da PCP-10 e PCP-20 simultâneos
G20	Reação permanente da PCP-20 isolada
G10	Reação permanente da PCP-10 isolada
Q20	Reação móvel da PCP-20 com o trem-tipo no lado correspondente
Q10	Reação móvel da PCP-10 com o trem-tipo no lado correspondente
M20+10	Macaqueamento da PCP-10 e PCP-20 simultâneos
M20	Macaqueamento da PCP-20 isolada
M10	Macaqueamento da PCP-10 isolada

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 420 de 447

4.8.1 Série Travessas Tipo 1

Tabela 4-27 – Reações de Apoio – AI-1-800-20-20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,19	176,00	0,54	0,00
P1	G20	0,00	0,00	610,00	0,00	0,00
P1	VY+	0,00	-66,00	-245,24	274,25	0,00
P1	VY-	0,00	66,00	245,24	-274,25	0,00
P1	FA_X+	-40,00	0,00	0,00	0,00	-352,00
P1	FA_X-	40,00	0,00	0,00	0,00	352,00
P1	A_Y+	0,00	-113,60	-117,25	307,83	0,00
P1	A_Y-	0,00	113,60	117,25	-307,83	0,00
P1	M20	0,00	8,54	700,00	-23,65	0,00
P1	G20_X+	0,00	0,00	305,00	0,00	-125,05
P1	G20_X-	0,00	0,00	305,00	0,00	125,05
P1	M20_X+	0,00	4,27	350,00	-11,82	-143,50
P1	M20_X-	0,00	4,27	350,00	-11,82	143,50
P1	Q20_X-	0,00	-0,19	653,00	0,54	103,73
P1	Q20_X+	0,00	0,00	477,00	0,00	-103,73
P2	PP	0,00	0,19	176,00	-0,54	0,00
P2	G20	0,00	0,00	610,00	0,00	0,00
P2	VY+	0,00	-66,00	245,24	274,25	0,00
P2	VY-	0,00	66,00	-245,24	-274,25	0,00
P2	FA_X+	-40,00	0,00	0,00	0,00	-352,00
P2	FA_X-	40,00	0,00	0,00	0,00	352,00
P2	A_Y+	0,00	-113,60	117,25	307,83	0,00
P2	A_Y-	0,00	113,60	-117,25	-307,83	0,00
P2	M20	0,00	-8,54	700,00	23,65	0,00
P2	G20_X+	0,00	0,00	305,00	0,00	-125,05
P2	G20_X-	0,00	0,00	305,00	0,00	125,05
P2	M20_X+	0,00	-4,27	350,00	11,82	-143,50
P2	M20_X-	0,00	-4,27	350,00	11,82	143,50
P2	Q20_X-	0,00	0,19	653,00	-0,54	103,73
P2	Q20_X+	0,00	0,00	477,00	0,00	-103,73

Tabela 4-28 – Reações de Apoio – AI-1-800-15-15

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,19	176,00	0,54	0,00
P1	G15	0,00	0,00	420,00	0,00	0,00
P1	Q15_X+	0,00	0,00	424,00	0,00	-104,96
P1	VY+	0,00	-46,00	-170,93	191,14	0,00
P1	VY-	0,00	46,00	170,93	-191,14	0,00
P1	FA_X+	-39,00	0,00	0,00	0,00	-343,20
P1	FA_X-	39,00	0,00	0,00	0,00	343,20
P1	A_Y+	0,00	-113,60	-117,25	307,83	0,00
P1	A_Y-	0,00	113,60	117,25	-307,83	0,00
P1	M15	0,00	6,10	500,00	-16,89	0,00
P1	G15_X+	0,00	0,00	210,00	0,00	-86,10
P1	G15_X-	0,00	0,00	210,00	0,00	86,10
P1	M15_X+	0,00	3,05	250,00	-8,45	-102,50
P1	M15_X-	0,00	3,05	250,00	-8,45	102,50
P1	Q15_X-	0,00	0,00	424,00	0,00	104,96
P2	PP	0,00	0,19	176,00	-0,54	0,00
P2	G15	0,00	0,00	420,00	0,00	0,00
P2	Q15_X+	0,00	0,00	424,00	0,00	-104,96
P2	VY+	0,00	-46,00	170,93	191,14	0,00
P2	VY-	0,00	46,00	-170,93	-191,14	0,00
P2	FA_X+	-39,00	0,00	0,00	0,00	-343,20
P2	FA_X-	39,00	0,00	0,00	0,00	343,20
P2	A_Y+	0,00	-113,60	117,25	307,83	0,00
P2	A_Y-	0,00	113,60	-117,25	-307,83	0,00
P2	M15	0,00	-6,10	500,00	16,89	0,00
P2	G15_X+	0,00	0,00	210,00	0,00	-86,10
P2	G15_X-	0,00	0,00	210,00	0,00	86,10
P2	M15_X+	0,00	-3,05	250,00	8,45	-102,50
P2	M15_X-	0,00	-3,05	250,00	8,45	102,50
P2	Q15_X-	0,00	0,00	424,00	0,00	104,96

Tabela 4-29– Reações de Apoio – AI-1-800-10-10

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,19	176,00	0,54	0,00
P1	G10	0,00	0,00	262,00	0,00	0,00
P1	Q10_X+	0,00	0,00	371,00	0,00	-106,19
P1	VY+	0,00	-28,00	-104,04	116,35	0,00
P1	VY-	0,00	28,00	104,04	-116,35	0,00
P1	FA_X+	-37,00	0,00	0,00	0,00	-325,60
P1	FA_X-	37,00	0,00	0,00	0,00	325,60
P1	A_Y+	0,00	-113,60	-117,25	307,83	0,00
P1	A_Y-	0,00	113,60	117,25	-307,83	0,00
P1	M10	0,00	3,66	300,00	-10,13	0,00
P1	G10_X+	0,00	0,00	131,00	0,00	-53,71
P1	G10_X-	0,00	0,00	131,00	0,00	53,71
P1	M10_X+	0,00	1,83	150,00	-5,07	-61,50
P1	M10_X-	0,00	1,83	150,00	-5,07	61,50
P1	Q10_X-	0,00	-0,19	547,00	0,54	106,19
P2	PP	0,00	0,19	176,00	-0,54	0,00
P2	G10	0,00	0,00	262,00	0,00	0,00
P2	Q10_X+	0,00	0,00	371,00	0,00	-106,19
P2	VY+	0,00	-28,00	104,04	116,35	0,00
P2	VY-	0,00	28,00	-104,04	-116,35	0,00
P2	FA_X+	-37,00	0,00	0,00	0,00	-325,60
P2	FA_X-	37,00	0,00	0,00	0,00	325,60
P2	A_Y+	0,00	-113,60	117,25	307,83	0,00
P2	A_Y-	0,00	113,60	-117,25	-307,83	0,00
P2	M10	0,00	-3,66	300,00	10,13	0,00
P2	G10_X+	0,00	0,00	131,00	0,00	-53,71
P2	G10_X-	0,00	0,00	131,00	0,00	53,71
P2	M10_X+	0,00	-1,83	150,00	5,07	-61,50
P2	M10_X-	0,00	-1,83	150,00	5,07	61,50
P2	Q10_X-	0,00	0,19	547,00	-0,54	106,19

Tabela 4-30– Reações de Apoio – AI-1-600-20-20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,33	152,00	0,70	0,00
P1	G20	0,00	0,00	610,00	0,00	0,00
P1	Q20_X+	0,00	0,00	477,00	0,00	-103,73
P1	VY+	0,00	-66,00	-193,26	207,22	0,00
P1	VY-	0,00	66,00	193,26	-207,22	0,00
P1	FA_X+	-45,00	0,00	0,00	0,00	-306,00
P1	FA_X-	45,00	0,00	0,00	0,00	306,00
P1	A_Y+	0,00	-85,20	-65,65	173,53	0,00
P1	A_Y-	0,00	85,20	65,65	-173,53	0,00
P1	M20	0,00	14,71	700,00	-30,77	0,00
P1	G20_X+	0,00	0,00	305,00	0,00	-125,05
P1	G20_X-	0,00	0,00	305,00	0,00	125,05
P1	M20_X+	0,00	7,36	350,00	-15,38	-143,50
P1	M20_X-	0,00	7,36	350,00	-15,38	143,50
P1	Q20_X-	0,00	-0,33	629,00	0,70	103,73
P2	PP	0,00	0,33	152,00	-0,70	0,00
P2	G20	0,00	0,00	610,00	0,00	0,00
P2	Q20_X+	0,00	0,00	477,00	0,00	-103,73
P2	VY+	0,00	-66,00	193,26	207,22	0,00
P2	VY-	0,00	66,00	-193,26	-207,22	0,00
P2	FA_X+	-45,00	0,00	0,00	0,00	-306,00
P2	FA_X-	45,00	0,00	0,00	0,00	306,00
P2	A_Y+	0,00	-85,20	65,65	173,53	0,00
P2	A_Y-	0,00	85,20	-65,65	-173,53	0,00
P2	M20	0,00	-14,71	700,00	30,77	0,00
P2	G20_X+	0,00	0,00	305,00	0,00	-125,05
P2	G20_X-	0,00	0,00	305,00	0,00	125,05
P2	M20_X+	0,00	-7,36	350,00	15,38	-143,50
P2	M20_X-	0,00	-7,36	350,00	15,38	143,50
P2	Q20_X-	0,00	0,33	629,00	-0,70	103,73

Tabela 4-31– Reações de Apoio – AI-1-600-15-15

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,33	152,00	0,70	0,00
P1	G15	0,00	0,00	420,00	0,00	0,00
P1	Q15_X+	0,00	0,00	424,00	0,00	-104,96
P1	VY+	0,00	-46,00	-134,70	144,43	0,00
P1	VY-	0,00	46,00	134,70	-144,43	0,00
P1	FA_X+	-42,00	0,00	0,00	0,00	-285,60
P1	FA_X-	42,00	0,00	0,00	0,00	285,60
P1	A_Y+	0,00	-85,20	-65,65	173,53	0,00
P1	A_Y-	0,00	85,20	65,65	-173,53	0,00
P1	M15	0,00	10,51	500,00	-21,98	0,00
P1	G15_X+	0,00	0,00	210,00	0,00	-86,10
P1	G15_X-	0,00	0,00	210,00	0,00	86,10
P1	M15_X+	0,00	5,25	250,00	-10,99	-102,50
P1	M15_X-	0,00	5,25	250,00	-10,99	102,50
P1	Q15_X-	0,00	0,00	424,00	0,00	104,96
P2	PP	0,00	0,33	152,00	-0,70	0,00
P2	G15	0,00	0,00	420,00	0,00	0,00
P2	Q15_X+	0,00	0,00	424,00	0,00	-104,96
P2	VY+	0,00	-46,00	134,70	144,43	0,00
P2	VY-	0,00	46,00	-134,70	-144,43	0,00
P2	FA_X+	-42,00	0,00	0,00	0,00	-285,60
P2	FA_X-	42,00	0,00	0,00	0,00	285,60
P2	A_Y+	0,00	-85,20	65,65	173,53	0,00
P2	A_Y-	0,00	85,20	-65,65	-173,53	0,00
P2	M15	0,00	-10,51	500,00	21,98	0,00
P2	G15_X+	0,00	0,00	210,00	0,00	-86,10
P2	G15_X-	0,00	0,00	210,00	0,00	86,10
P2	M15_X+	0,00	-5,25	250,00	10,99	-102,50
P2	M15_X-	0,00	-5,25	250,00	10,99	102,50
P2	Q15_X-	0,00	0,00	424,00	0,00	104,96

Tabela 4-32- Reações de Apoio – AI-1-600-10-10

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,33	152,00	0,70	0,00
P1	G10	0,00	0,00	262,00	0,00	0,00
P1	Q10_X+	0,00	0,00	371,00	0,00	-106,19
P1	VY+	0,00	-28,00	-81,99	87,91	0,00
P1	VY-	0,00	28,00	81,99	-87,91	0,00
P1	FA_X+	-40,00	0,00	0,00	0,00	-272,00
P1	FA_X-	40,00	0,00	0,00	0,00	272,00
P1	A_Y+	0,00	-85,20	-65,65	173,53	0,00
P1	A_Y-	0,00	85,20	65,65	-173,53	0,00
P1	M10	0,00	6,31	300,00	-13,19	0,00
P1	G10_X+	0,00	0,00	131,00	0,00	-53,71
P1	G10_X-	0,00	0,00	131,00	0,00	53,71
P1	M10_X+	0,00	3,15	150,00	-6,59	-61,50
P1	M10_X-	0,00	3,15	150,00	-6,59	61,50
P1	Q10_X-	0,00	-0,33	523,00	0,70	106,19
P2	PP	0,00	0,33	152,00	-0,70	0,00
P2	G10	0,00	0,00	262,00	0,00	0,00
P2	Q10_X+	0,00	0,00	371,00	0,00	-106,19
P2	VY+	0,00	-28,00	81,99	87,91	0,00
P2	VY-	0,00	28,00	-81,99	-87,91	0,00
P2	FA_X+	-40,00	0,00	0,00	0,00	-272,00
P2	FA_X-	40,00	0,00	0,00	0,00	272,00
P2	A_Y+	0,00	-85,20	65,65	173,53	0,00
P2	A_Y-	0,00	85,20	-65,65	-173,53	0,00
P2	M10	0,00	-6,31	300,00	13,19	0,00
P2	G10_X+	0,00	0,00	131,00	0,00	-53,71
P2	G10_X-	0,00	0,00	131,00	0,00	53,71
P2	M10_X+	0,00	-3,15	150,00	6,59	-61,50
P2	M10_X-	0,00	-3,15	150,00	6,59	61,50
P2	Q10_X-	0,00	0,33	523,00	-0,70	106,19

Tabela 4-33– Reações de Apoio – AI-1-400-20-20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,70	128,00	0,98	0,00
P1	G20	0,00	0,00	610,00	0,00	0,00
P1	Q20_X+	0,00	0,00	477,00	0,00	-103,73
P1	VY+	0,00	-66,00	-141,12	140,41	0,00
P1	VY-	0,00	66,00	141,12	-140,41	0,00
P1	FA_X+	-48,00	0,00	0,00	0,00	-230,40
P1	FA_X-	48,00	0,00	0,00	0,00	230,40
P1	A_Y+	0,00	-56,80	-28,92	77,46	0,00
P1	A_Y-	0,00	56,80	28,92	-77,46	0,00
P1	M20	0,00	30,65	700,00	-43,13	0,00
P1	G20_X+	0,00	0,00	305,00	0,00	-125,05
P1	G20_X-	0,00	0,00	305,00	0,00	125,05
P1	M20_X+	0,00	15,33	350,00	-21,56	-143,50
P1	M20_X-	0,00	15,33	350,00	-21,56	143,50
P1	Q20_X-	0,00	-0,70	605,00	0,98	103,73
P2	PP	0,00	0,70	128,00	-0,98	0,00
P2	G20	0,00	0,00	610,00	0,00	0,00
P2	Q20_X+	0,00	0,00	477,00	0,00	-103,73
P2	VY+	0,00	-66,00	141,12	140,41	0,00
P2	VY-	0,00	66,00	-141,12	-140,41	0,00
P2	FA_X+	-48,00	0,00	0,00	0,00	-230,40
P2	FA_X-	48,00	0,00	0,00	0,00	230,40
P2	A_Y+	0,00	-56,80	28,92	77,46	0,00
P2	A_Y-	0,00	56,80	-28,92	-77,46	0,00
P2	M20	0,00	-30,65	700,00	43,13	0,00
P2	G20_X+	0,00	0,00	305,00	0,00	-125,05
P2	G20_X-	0,00	0,00	305,00	0,00	125,05
P2	M20_X+	0,00	-15,33	350,00	21,56	-143,50
P2	M20_X-	0,00	-15,33	350,00	21,56	143,50
P2	Q20_X-	0,00	0,70	605,00	-0,98	103,73

Tabela 4-34– Reações de Apoio – AI-1-400-15-15

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,70	128,00	0,98	0,00
P1	G15	0,00	0,00	420,00	0,00	0,00
P1	Q15_X+	0,00	0,00	424,00	0,00	-104,96
P1	VY+	0,00	-46,00	-98,35	97,86	0,00
P1	VY-	0,00	46,00	98,35	-97,86	0,00
P1	FA_X+	-44,00	0,00	0,00	0,00	-211,20
P1	FA_X-	44,00	0,00	0,00	0,00	211,20
P1	A_Y+	0,00	-56,80	-28,92	77,46	0,00
P1	A_Y-	0,00	56,80	28,92	-77,46	0,00
P1	M15	0,00	21,89	500,00	-30,81	0,00
P1	G15_X+	0,00	0,00	210,00	0,00	-86,10
P1	G15_X-	0,00	0,00	210,00	0,00	86,10
P1	M15_X+	0,00	10,95	250,00	-15,40	-102,50
P1	M15_X-	0,00	10,95	250,00	-15,40	102,50
P1	Q15_X-	0,00	0,00	424,00	0,00	104,96
P2	PP	0,00	0,70	128,00	-0,98	0,00
P2	G15	0,00	0,00	420,00	0,00	0,00
P2	Q15_X+	0,00	0,00	424,00	0,00	-104,96
P2	VY+	0,00	-46,00	98,35	97,86	0,00
P2	VY-	0,00	46,00	-98,35	-97,86	0,00
P2	FA_X+	-44,00	0,00	0,00	0,00	-211,20
P2	FA_X-	44,00	0,00	0,00	0,00	211,20
P2	A_Y+	0,00	-56,80	28,92	77,46	0,00
P2	A_Y-	0,00	56,80	-28,92	-77,46	0,00
P2	M15	0,00	-21,89	500,00	30,81	0,00
P2	G15_X+	0,00	0,00	210,00	0,00	-86,10
P2	G15_X-	0,00	0,00	210,00	0,00	86,10
P2	M15_X+	0,00	-10,95	250,00	15,40	-102,50
P2	M15_X-	0,00	-10,95	250,00	15,40	102,50
P2	Q15_X-	0,00	0,00	424,00	0,00	104,96

Tabela 4-35– Reações de Apoio – AI-1-400-10-10

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,70	128,00	0,98	0,00
P1	G10	0,00	0,00	262,00	0,00	0,00
P1	Q10_X+	0,00	0,00	371,00	0,00	-106,19
P1	VY+	0,00	-28,00	-59,87	59,57	0,00
P1	VY-	0,00	28,00	59,87	-59,57	0,00
P1	FA_X+	-43,00	0,00	0,00	0,00	-206,40
P1	FA_X-	43,00	0,00	0,00	0,00	206,40
P1	A_Y+	0,00	-56,80	-28,92	77,46	0,00
P1	A_Y-	0,00	56,80	28,92	-77,46	0,00
P1	M10	0,00	13,14	300,00	-18,48	0,00
P1	G10_X+	0,00	0,00	131,00	0,00	-53,71
P1	G10_X-	0,00	0,00	131,00	0,00	53,71
P1	M10_X+	0,00	6,57	150,00	-9,24	-61,50
P1	M10_X-	0,00	6,57	150,00	-9,24	61,50
P1	Q10_X-	0,00	-0,70	499,00	0,98	106,19
P2	PP	0,00	0,70	128,00	-0,98	0,00
P2	G10	0,00	0,00	262,00	0,00	0,00
P2	Q10_X+	0,00	0,00	371,00	0,00	-106,19
P2	VY+	0,00	-28,00	59,87	59,57	0,00
P2	VY-	0,00	28,00	-59,87	-59,57	0,00
P2	FA_X+	-43,00	0,00	0,00	0,00	-206,40
P2	FA_X-	43,00	0,00	0,00	0,00	206,40
P2	A_Y+	0,00	-56,80	28,92	77,46	0,00
P2	A_Y-	0,00	56,80	-28,92	-77,46	0,00
P2	M10	0,00	-13,14	300,00	18,48	0,00
P2	G10_X+	0,00	0,00	131,00	0,00	-53,71
P2	G10_X-	0,00	0,00	131,00	0,00	53,71
P2	M10_X+	0,00	-6,57	150,00	9,24	-61,50
P2	M10_X-	0,00	-6,57	150,00	9,24	61,50
P2	Q10_X-	0,00	0,70	499,00	-0,98	106,19

Tabela 4-36– Reações de Apoio – AI-1-200-20-20


Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-2,07	104,00	1,44	0,00
P1	G20	0,00	0,00	610,00	0,00	0,00
P1	Q20_X+	0,00	0,00	477,00	0,00	-103,73
P1	VY+	0,00	-66,00	-88,32	74,40	0,00
P1	VY-	0,00	66,00	88,32	-74,40	0,00
P1	FA_X+	-49,00	0,00	0,00	0,00	-137,20
P1	FA_X-	49,00	0,00	0,00	0,00	137,20
P1	A_Y+	0,00	-28,40	-7,04	19,60	0,00
P1	A_Y-	0,00	28,40	7,04	-19,60	0,00
P1	M20	0,00	91,49	700,00	-63,60	0,00
P1	G20_X+	0,00	0,00	305,00	0,00	-125,05
P1	G20_X-	0,00	0,00	305,00	0,00	125,05
P1	M20_X+	0,00	45,74	350,00	-31,80	-143,50
P1	M20_X-	0,00	45,74	350,00	-31,80	143,50
P1	Q20_X-	0,00	-2,07	581,00	1,44	103,73
P2	PP	0,00	2,07	104,00	-1,44	0,00
P2	G20	0,00	0,00	610,00	0,00	0,00
P2	Q20_X+	0,00	0,00	477,00	0,00	-103,73
P2	VY+	0,00	-66,00	88,32	74,40	0,00
P2	VY-	0,00	66,00	-88,32	-74,40	0,00
P2	FA_X+	-49,00	0,00	0,00	0,00	-137,20
P2	FA_X-	49,00	0,00	0,00	0,00	137,20
P2	A_Y+	0,00	-28,40	7,04	19,60	0,00
P2	A_Y-	0,00	28,40	-7,04	-19,60	0,00
P2	M20	0,00	-91,49	700,00	63,60	0,00
P2	G20_X+	0,00	0,00	305,00	0,00	-125,05
P2	G20_X-	0,00	0,00	305,00	0,00	125,05
P2	M20_X+	0,00	-45,74	350,00	31,80	-143,50
P2	M20_X-	0,00	-45,74	350,00	31,80	143,50
P2	Q20_X-	0,00	2,07	581,00	-1,44	103,73

Tabela 4-37– Reações de Apoio – AI-1-200-15-15

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-2,07	104,00	1,44	0,00
P1	G15	0,00	0,00	420,00	0,00	0,00
P1	Q15_X+	0,00	0,00	424,00	0,00	-104,96
P1	VY+	0,00	-46,00	-61,56	51,86	0,00
P1	VY-	0,00	46,00	61,56	-51,86	0,00
P1	FA_X+	-45,00	0,00	0,00	0,00	-126,00
P1	FA_X-	45,00	0,00	0,00	0,00	126,00
P1	A_Y+	0,00	-28,40	-7,04	19,60	0,00
P1	A_Y-	0,00	28,40	7,04	-19,60	0,00
P1	M15	0,00	65,35	500,00	-45,43	0,00
P1	G15_X+	0,00	0,00	210,00	0,00	-86,10
P1	G15_X-	0,00	0,00	210,00	0,00	86,10
P1	M15_X+	0,00	32,67	250,00	-22,71	-102,50
P1	M15_X-	0,00	32,67	250,00	-22,71	102,50
P1	Q15_X-	0,00	0,00	424,00	0,00	104,96
P2	PP	0,00	2,07	104,00	-1,44	0,00
P2	G15	0,00	0,00	420,00	0,00	0,00
P2	Q15_X+	0,00	0,00	424,00	0,00	-104,96
P2	VY+	0,00	-46,00	61,56	51,86	0,00
P2	VY-	0,00	46,00	-61,56	-51,86	0,00
P2	FA_X+	-45,00	0,00	0,00	0,00	-126,00
P2	FA_X-	45,00	0,00	0,00	0,00	126,00
P2	A_Y+	0,00	-28,40	7,04	19,60	0,00
P2	A_Y-	0,00	28,40	-7,04	-19,60	0,00
P2	M15	0,00	-65,35	500,00	45,43	0,00
P2	G15_X+	0,00	0,00	210,00	0,00	-86,10
P2	G15_X-	0,00	0,00	210,00	0,00	86,10
P2	M15_X+	0,00	-32,67	250,00	22,71	-102,50
P2	M15_X-	0,00	-32,67	250,00	22,71	102,50
P2	Q15_X-	0,00	0,00	424,00	0,00	104,96

Tabela 4-38– Reações de Apoio – AI-1-200-10-10

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-2,07	104,00	1,44	0,00
P1	G10	0,00	0,00	262,00	0,00	0,00
P1	Q10_X+	0,00	0,00	371,00	0,00	-106,19
P1	VY+	0,00	-28,00	-37,47	31,56	0,00
P1	VY-	0,00	28,00	37,47	-31,56	0,00
P1	FA_X+	-43,00	0,00	0,00	0,00	-120,40
P1	FA_X-	43,00	0,00	0,00	0,00	120,40
P1	A_Y+	0,00	-28,40	-7,04	19,60	0,00
P1	A_Y-	0,00	28,40	7,04	-19,60	0,00
P1	M10	0,00	39,21	300,00	-27,26	0,00
P1	G10_X+	0,00	0,00	131,00	0,00	-53,71
P1	G10_X-	0,00	0,00	131,00	0,00	53,71
P1	M10_X+	0,00	19,60	150,00	-13,63	-61,50
P1	M10_X-	0,00	19,60	150,00	-13,63	61,50
P1	Q10_X-	0,00	-2,07	475,00	1,44	106,19
P2	PP	0,00	2,07	104,00	-1,44	0,00
P2	G10	0,00	0,00	262,00	0,00	0,00
P2	Q10_X+	0,00	0,00	371,00	0,00	-106,19
P2	VY+	0,00	-28,00	37,47	31,56	0,00
P2	VY-	0,00	28,00	-37,47	-31,56	0,00
P2	FA_X+	-43,00	0,00	0,00	0,00	-120,40
P2	FA_X-	43,00	0,00	0,00	0,00	120,40
P2	A_Y+	0,00	-28,40	7,04	19,60	0,00
P2	A_Y-	0,00	28,40	-7,04	-19,60	0,00
P2	M10	0,00	-39,21	300,00	27,26	0,00
P2	G10_X+	0,00	0,00	131,00	0,00	-53,71
P2	G10_X-	0,00	0,00	131,00	0,00	53,71
P2	M10_X+	0,00	-19,60	150,00	13,63	-61,50
P2	M10_X-	0,00	-19,60	150,00	13,63	61,50
P2	Q10_X-	0,00	2,07	475,00	-1,44	106,19

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 432 de 447

4.8.2 Série Travessas Tipo 2

Tabela 4-39– Reações de Apoio – AI-2-800-15-20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,13	190,81	0,36	6,00
P1	G20+15	0,00	0,00	515,00	0,00	-37,26
P1	Q20	0,00	0,00	365,00	0,00	-148,46
P1	VY+	-0,81	-56,00	-214,63	231,41	-3,84
P1	VY-	0,81	56,00	214,63	-231,41	3,84
P1	FA_X+	-39,00	0,00	0,00	0,00	-344,70
P1	FA_X-	39,00	0,00	0,00	0,00	344,70
P1	A_Y+	0,13	-113,60	-117,92	307,00	0,27
P1	A_Y-	-0,13	113,60	117,92	-307,00	-0,27
P1	M20+15	0,00	4,16	600,00	-11,60	-39,04
P1	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P1	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	86,79
P1	M20	0,00	2,42	350,00	-6,77	-142,35
P1	M15	0,00	1,73	250,00	-4,83	103,32
P1	Q15	0,00	-0,13	642,81	0,36	100,96
P2	PP	0,00	0,13	190,81	-0,36	6,00
P2	G20+15	0,00	0,00	515,00	0,00	-37,26
P2	Q20	0,00	0,00	365,00	0,00	-148,46
P2	VY+	0,81	-56,00	214,63	231,41	3,84
P2	VY-	-0,81	56,00	-214,63	-231,41	-3,84
P2	FA_X+	-39,00	0,00	0,00	0,00	-344,70
P2	FA_X-	39,00	0,00	0,00	0,00	344,70
P2	A_Y+	-0,13	-113,60	117,92	307,00	-0,27
P2	A_Y-	0,13	113,60	-117,92	-307,00	0,27
P2	M20+15	0,00	-4,16	600,00	11,60	-39,04
P2	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P2	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	86,79
P2	M20	0,00	-2,42	350,00	6,77	-142,35
P2	M15	0,00	-1,73	250,00	4,83	103,32
P2	Q15	0,00	0,13	642,81	-0,36	100,96

Tabela 4-40– Reações de Apoio – AI-2-800-10-15

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,13	190,81	0,36	6,00
P1	G15+10	0,00	0,00	341,00	0,00	-31,27
P1	Q15	0,00	0,00	396,00	0,00	-115,14
P1	VY+	-0,79	-37,00	-141,53	152,89	-3,62
P1	VY-	0,79	37,00	141,53	-152,89	3,62
P1	FA_X+	-37,00	0,00	0,00	0,00	-326,50
P1	FA_X-	37,00	0,00	0,00	0,00	326,50
P1	A_Y+	0,13	-113,60	-117,92	307,00	0,27
P1	A_Y-	-0,13	113,60	117,92	-307,00	-0,27
P1	M15+10	0,00	2,77	400,00	-7,73	-39,69
P1	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	-85,41
P1	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P1	M15	0,00	1,73	250,00	-4,83	-101,68
P1	M10	0,00	1,04	150,00	-2,90	61,99
P1	Q10	0,00	-0,13	589,81	0,36	102,02
P2	PP	0,00	0,13	190,81	-0,36	6,00
P2	G15+10	0,00	0,00	341,00	0,00	-31,27
P2	Q15	0,00	0,00	396,00	0,00	-115,14
P2	VY+	0,79	-37,00	141,53	152,89	3,62
P2	VY-	-0,79	37,00	-141,53	-152,89	-3,62
P2	FA_X+	-37,00	0,00	0,00	0,00	-326,50
P2	FA_X-	37,00	0,00	0,00	0,00	326,50
P2	A_Y+	-0,13	-113,60	117,92	307,00	-0,27
P2	A_Y-	0,13	113,60	-117,92	-307,00	0,27
P2	M15+10	0,00	-2,77	400,00	7,73	-39,69
P2	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	-85,41
P2	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P2	M15	0,00	-1,73	250,00	4,83	-101,68
P2	M10	0,00	-1,04	150,00	2,90	61,99
P2	Q10	0,00	0,13	589,81	-0,36	102,02

Tabela 4-41– Reações de Apoio – AI-2-600-15-20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,23	166,81	0,49	6,00
P1	G20+15	0,00	0,00	515,00	0,00	-37,26
P1	Q20	0,00	0,00	449,00	0,00	-113,74
P1	VY+	-1,16	-56,00	-170,57	174,49	-4,17
P1	VY-	1,16	56,00	170,57	-174,49	4,17
P1	FA_X+	-43,00	0,00	0,00	0,00	-293,90
P1	FA_X-	43,00	0,00	0,00	0,00	293,90
P1	A_Y+	0,10	-85,20	-66,15	172,91	0,12
P1	A_Y-	-0,10	85,20	66,15	-172,91	-0,12
P1	M20+15	0,00	7,34	600,00	-15,51	-39,04
P1	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P1	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	86,79
P1	M20	0,00	4,28	350,00	-9,05	-142,35
P1	M15	0,00	3,06	250,00	-6,46	103,32
P1	Q15	0,00	-0,23	618,81	0,49	100,96
P2	PP	0,00	0,23	166,81	-0,49	6,00
P2	G20+15	0,00	0,00	515,00	0,00	-37,26
P2	Q20	0,00	0,00	449,00	0,00	-113,74
P2	VY+	1,16	-56,00	170,57	174,49	4,17
P2	VY-	-1,16	56,00	-170,57	-174,49	-4,17
P2	FA_X+	-43,00	0,00	0,00	0,00	-293,90
P2	FA_X-	43,00	0,00	0,00	0,00	293,90
P2	A_Y+	-0,10	-85,20	66,15	172,91	-0,12
P2	A_Y-	0,10	85,20	-66,15	-172,91	0,12
P2	M20+15	0,00	-7,34	600,00	15,51	-39,04
P2	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P2	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	86,79
P2	M20	0,00	-4,28	350,00	9,05	-142,35
P2	M15	0,00	-3,06	250,00	6,46	103,32
P2	Q15	0,00	0,23	618,81	-0,49	100,96

Tabela 4-42- Reações de Apoio – AI-2-600-10-15

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,23	166,81	0,49	6,00
P1	G15+10	0,00	0,00	341,00	0,00	-31,27
P1	Q15	0,00	0,00	396,00	0,00	-115,14
P1	VY+	-1,12	-37,00	-112,42	115,28	-3,88
P1	VY-	1,12	37,00	112,42	-115,28	3,88
P1	FA_X+	-40,00	0,00	0,00	0,00	-272,90
P1	FA_X-	40,00	0,00	0,00	0,00	272,90
P1	A_Y+	0,10	-85,20	-66,15	172,91	0,12
P1	A_Y-	-0,10	85,20	66,15	-172,91	-0,12
P1	M15+10	0,00	4,89	400,00	-10,34	-39,69
P1	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	-85,41
P1	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P1	M15	0,00	3,06	250,00	-6,46	-101,68
P1	M10	0,00	1,84	150,00	-3,88	61,99
P1	Q10	0,00	-0,23	565,81	0,49	102,02
P2	PP	0,00	0,23	166,81	-0,49	6,00
P2	G15+10	0,00	0,00	341,00	0,00	-31,27
P2	Q15	0,00	0,00	396,00	0,00	-115,14
P2	VY+	1,12	-37,00	112,42	115,28	3,88
P2	VY-	-1,12	37,00	-112,42	-115,28	-3,88
P2	FA_X+	-40,00	0,00	0,00	0,00	-272,90
P2	FA_X-	40,00	0,00	0,00	0,00	272,90
P2	A_Y+	-0,10	-85,20	66,15	172,91	-0,12
P2	A_Y-	0,10	85,20	-66,15	-172,91	0,12
P2	M15+10	0,00	-4,89	400,00	10,34	-39,69
P2	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	-85,41
P2	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P2	M15	0,00	-3,06	250,00	6,46	-101,68
P2	M10	0,00	-1,84	150,00	3,88	61,99
P2	Q10	0,00	0,23	565,81	-0,49	102,02

Tabela 4-43– Reações de Apoio – AI-2-400-15-20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,50	142,81	0,72	6,00
P1	G20+15	0,00	0,00	515,00	0,00	-37,26
P1	Q20	0,00	0,00	365,00	0,00	-148,46
P1	VY+	-1,65	-56,00	-126,41	117,69	-4,14
P1	VY-	1,65	56,00	126,41	-117,69	4,14
P1	FA_X+	-46,00	0,00	0,00	0,00	-222,30
P1	FA_X-	46,00	0,00	0,00	0,00	222,30
P1	A_Y+	0,06	-56,80	-29,24	77,05	0,01
P1	A_Y-	-0,06	56,80	29,24	-77,05	-0,01
P1	M20+15	0,00	16,02	600,00	-22,87	-39,04
P1	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P1	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	86,79
P1	M20	0,00	9,35	350,00	-13,34	-142,35
P1	M15	0,00	6,68	250,00	-9,53	103,32
P1	Q15	0,00	-0,50	594,81	0,72	100,96
P2	PP	0,00	0,50	142,81	-0,72	6,00
P2	G20+15	0,00	0,00	515,00	0,00	-37,26
P2	Q20	0,00	0,00	365,00	0,00	-148,46
P2	VY+	1,65	-56,00	126,41	117,69	4,14
P2	VY-	-1,65	56,00	-126,41	-117,69	-4,14
P2	FA_X+	-46,00	0,00	0,00	0,00	-222,30
P2	FA_X-	46,00	0,00	0,00	0,00	222,30
P2	A_Y+	-0,06	-56,80	29,24	77,05	-0,01
P2	A_Y-	0,06	56,80	-29,24	-77,05	0,01
P2	M20+15	0,00	-16,02	600,00	22,87	-39,04
P2	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P2	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	86,79
P2	M20	0,00	-9,35	350,00	13,34	-142,35
P2	M15	0,00	-6,68	250,00	9,53	103,32
P2	Q15	0,00	0,50	594,81	-0,72	100,96

Tabela 4-44– Reações de Apoio – AI-2-400-10-15


Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,50	142,81	0,72	6,00
P1	G15+10	0,00	0,00	341,00	0,00	-31,27
P1	Q15	0,00	0,00	396,00	0,00	-115,14
P1	VY+	-1,57	-37,00	-83,24	77,75	-3,78
P1	VY-	1,57	37,00	83,24	-77,75	3,78
P1	FA_X+	-43,00	0,00	0,00	0,00	-207,60
P1	FA_X-	43,00	0,00	0,00	0,00	207,60
P1	A_Y+	0,06	-56,80	-29,24	77,05	0,01
P1	A_Y-	-0,06	56,80	29,24	-77,05	-0,01
P1	M15+10	0,00	10,68	400,00	-15,25	-39,69
P1	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	-85,41
P1	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P1	M15	0,00	6,68	250,00	-9,53	-101,68
P1	M10	0,00	4,01	150,00	-5,72	61,99
P1	Q10	0,00	-0,50	541,81	0,72	102,02
P2	PP	0,00	0,50	142,81	-0,72	6,00
P2	G15+10	0,00	0,00	341,00	0,00	-31,27
P2	Q15	0,00	0,00	396,00	0,00	-115,14
P2	VY+	1,57	-37,00	83,24	77,75	3,78
P2	VY-	-1,57	37,00	-83,24	-77,75	-3,78
P2	FA_X+	-43,00	0,00	0,00	0,00	-207,60
P2	FA_X-	43,00	0,00	0,00	0,00	207,60
P2	A_Y+	-0,06	-56,80	29,24	77,05	-0,01
P2	A_Y-	0,06	56,80	-29,24	-77,05	0,01
P2	M15+10	0,00	-10,68	400,00	15,25	-39,69
P2	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	-85,41
P2	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P2	M15	0,00	-6,68	250,00	9,53	-101,68
P2	M10	0,00	-4,01	150,00	5,72	61,99
P2	Q10	0,00	0,50	541,81	-0,72	102,02

Tabela 4-45– Reações de Apoio – AI-2-200-15-20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-1,67	118,81	1,19	6,00
P1	G20+15	0,00	0,00	515,00	0,00	-37,26
P1	Q20	0,00	0,00	449,00	0,00	-113,74
P1	VY+	-2,22	-56,00	-81,83	61,41	-3,31
P1	VY-	2,22	56,00	81,83	-61,41	3,31
P1	FA_X+	-47,00	0,00	0,00	0,00	-133,10
P1	FA_X-	47,00	0,00	0,00	0,00	133,10
P1	A_Y+	0,02	-28,40	-7,19	19,41	-0,03
P1	A_Y-	-0,02	28,40	7,19	-19,41	0,03
P1	M20+15	0,00	53,13	600,00	-37,91	-39,04
P1	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P1	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	86,79
P1	M20	0,00	31,00	350,00	-22,11	-142,35
P1	M15	0,00	22,14	250,00	-15,80	103,32
P1	Q15	0,00	-1,67	570,81	1,19	100,96
P2	PP	0,00	1,67	118,81	-1,19	6,00
P2	G20+15	0,00	0,00	515,00	0,00	-37,26
P2	Q20	0,00	0,00	449,00	0,00	-113,74
P2	VY+	2,22	-56,00	81,83	61,41	3,31
P2	VY-	-2,22	56,00	-81,83	-61,41	-3,31
P2	FA_X+	-47,00	0,00	0,00	0,00	-133,10
P2	FA_X-	47,00	0,00	0,00	0,00	133,10
P2	A_Y+	-0,02	-28,40	7,19	19,41	0,03
P2	A_Y-	0,02	28,40	-7,19	-19,41	-0,03
P2	M20+15	0,00	-53,13	600,00	37,91	-39,04
P2	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P2	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	86,79
P2	M20	0,00	-31,00	350,00	22,11	-142,35
P2	M15	0,00	-22,14	250,00	15,80	103,32
P2	Q15	0,00	1,67	570,81	-1,19	100,96

Tabela 4-46– Reações de Apoio – AI-2-200-10-15

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-1,67	118,81	1,19	6,00
P1	G15+10	0,00	0,00	341,00	0,00	-31,27
P1	Q15	0,00	0,00	396,00	0,00	-115,14
P1	VY+	-2,09	-37,00	-53,79	40,56	-2,92
P1	VY-	2,09	37,00	53,79	-40,56	2,92
P1	FA_X+	-44,00	0,00	0,00	0,00	-124,40
P1	FA_X-	44,00	0,00	0,00	0,00	124,40
P1	A_Y+	0,02	-28,40	-7,19	19,41	-0,03
P1	A_Y-	-0,02	28,40	7,19	-19,41	0,03
P1	M15+10	0,00	35,42	400,00	-25,27	-39,69
P1	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	-85,41
P1	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P1	M15	0,00	22,14	250,00	-15,80	-101,68
P1	M10	0,00	13,28	150,00	-9,48	61,99
P1	Q10	0,00	-1,67	517,81	1,19	102,02
P2	PP	0,00	1,67	118,81	-1,19	6,00
P2	G15+10	0,00	0,00	341,00	0,00	-31,27
P2	Q15	0,00	0,00	396,00	0,00	-115,14
P2	VY+	2,09	-37,00	53,79	40,56	2,92
P2	VY-	-2,09	37,00	-53,79	-40,56	-2,92
P2	FA_X+	-44,00	0,00	0,00	0,00	-124,40
P2	FA_X-	44,00	0,00	0,00	0,00	124,40
P2	A_Y+	-0,02	-28,40	7,19	19,41	0,03
P2	A_Y-	0,02	28,40	-7,19	-19,41	-0,03
P2	M15+10	0,00	-35,42	400,00	25,27	-39,69
P2	G15	0,00	0,00	210,00	0,00	-85,41
P2	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P2	M15	0,00	-22,14	250,00	15,80	-101,68
P2	M10	0,00	-13,28	150,00	9,48	61,99
P2	Q10	0,00	1,67	517,81	-1,19	102,02

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 440 de 447

4.8.3 Série Travessas Tipo 3

Tabela 4-47– Reações de Apoio – AI-3-800-10-20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,08	205,63	0,23	6,94
P1	G20+10	0,00	0,00	436,00	0,00	-69,91
P1	Q20	0,00	0,00	421,00	0,00	-125,31
P1	VY+	-1,88	-47,00	-182,70	193,63	-8,11
P1	VY-	1,88	47,00	182,70	-193,63	8,11
P1	FA_X+	-37,00	0,00	0,00	0,00	-327,40
P1	FA_X-	37,00	0,00	0,00	0,00	327,40
P1	A_Y+	0,11	-113,60	-118,26	306,57	0,23
P1	A_Y-	-0,11	113,60	118,26	-306,57	-0,23
P1	M20+10	0,00	1,90	500,00	-5,35	-80,36
P1	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P1	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P1	M20	0,00	1,33	350,00	-3,75	-142,35
P1	M10	0,00	0,57	150,00	-1,61	61,99
P1	Q10	0,00	-0,08	632,63	0,23	91,56
P2	PP	0,00	0,08	205,63	-0,23	6,94
P2	G20+10	0,00	0,00	436,00	0,00	-69,91
P2	Q20	0,00	0,00	421,00	0,00	-125,31
P2	VY+	1,88	-47,00	182,70	193,63	8,11
P2	VY-	-1,88	47,00	-182,70	-193,63	-8,11
P2	FA_X+	-37,00	0,00	0,00	0,00	-327,40
P2	FA_X-	37,00	0,00	0,00	0,00	327,40
P2	A_Y+	-0,11	-113,60	118,26	306,57	-0,23
P2	A_Y-	0,11	113,60	-118,26	-306,57	0,23
P2	M20+10	0,00	-1,90	500,00	5,35	-80,36
P2	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P2	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P2	M20	0,00	-1,33	350,00	3,75	-142,35
P2	M10	0,00	-0,57	150,00	1,61	61,99
P2	Q10	0,00	0,08	632,63	-0,23	91,56

Tabela 4-48– Reações de Apoio – AI-3-600-10-20


Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,15	181,63	0,32	6,94
P1	G20+10	0,00	0,00	436,00	0,00	-69,91
P1	Q20	0,00	0,00	421,00	0,00	-125,31
P1	VY+	-2,60	-47,00	-145,74	145,82	-8,52
P1	VY-	2,60	47,00	145,74	-145,82	8,52
P1	FA_X+	-41,00	0,00	0,00	0,00	-280,60
P1	FA_X-	41,00	0,00	0,00	0,00	280,60
P1	A_Y+	0,09	-85,20	-66,41	172,59	0,11
P1	A_Y-	-0,09	85,20	66,41	-172,59	-0,11
P1	M20+10	0,00	3,42	500,00	-7,31	-80,36
P1	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P1	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P1	M20	0,00	2,39	350,00	-5,12	-142,35
P1	M10	0,00	1,03	150,00	-2,19	61,99
P1	Q10	0,00	-0,15	608,63	0,32	91,56
P2	PP	0,00	0,15	181,63	-0,32	6,94
P2	G20+10	0,00	0,00	436,00	0,00	-69,91
P2	Q20	0,00	0,00	421,00	0,00	-125,31
P2	VY+	2,60	-47,00	145,74	145,82	8,52
P2	VY-	-2,60	47,00	-145,74	-145,82	-8,52
P2	FA_X+	-41,00	0,00	0,00	0,00	-280,60
P2	FA_X-	41,00	0,00	0,00	0,00	280,60
P2	A_Y+	-0,09	-85,20	66,41	172,59	-0,11
P2	A_Y-	0,09	85,20	-66,41	-172,59	0,11
P2	M20+10	0,00	-3,42	500,00	7,31	-80,36
P2	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P2	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P2	M20	0,00	-2,39	350,00	5,12	-142,35
P2	M10	0,00	-1,03	150,00	2,19	61,99
P2	Q10	0,00	0,15	608,63	-0,32	91,56

Tabela 4-49– Reações de Apoio – AI-3-400-10-20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-0,34	157,63	0,49	6,94
P1	G20+10	0,00	0,00	436,00	0,00	-69,91
P1	Q20	0,00	0,00	421,00	0,00	-125,31
P1	VY+	-3,58	-47,00	-108,72	98,09	-8,09
P1	VY-	3,58	47,00	108,72	-98,09	8,09
P1	FA_X+	-45,00	0,00	0,00	0,00	-218,40
P1	FA_X-	45,00	0,00	0,00	0,00	218,40
P1	A_Y+	0,06	-56,80	-29,41	76,84	0,01
P1	A_Y-	-0,06	56,80	29,41	-76,84	-0,01
P1	M20+10	0,00	7,74	500,00	-11,22	-80,36
P1	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P1	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P1	M20	0,00	5,42	350,00	-7,85	-142,35
P1	M10	0,00	2,32	150,00	-3,36	61,99
P1	Q10	0,00	-0,34	584,63	0,49	91,56
P2	PP	0,00	0,34	157,63	-0,49	6,94
P2	G20+10	0,00	0,00	436,00	0,00	-69,91
P2	Q20	0,00	0,00	421,00	0,00	-125,31
P2	VY+	3,58	-47,00	108,72	98,09	8,09
P2	VY-	-3,58	47,00	-108,72	-98,09	-8,09
P2	FA_X+	-45,00	0,00	0,00	0,00	-218,40
P2	FA_X-	45,00	0,00	0,00	0,00	218,40
P2	A_Y+	-0,06	-56,80	29,41	76,84	-0,01
P2	A_Y-	0,06	56,80	-29,41	-76,84	0,01
P2	M20+10	0,00	-7,74	500,00	11,22	-80,36
P2	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P2	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P2	M20	0,00	-5,42	350,00	7,85	-142,35
P2	M10	0,00	-2,32	150,00	3,36	61,99
P2	Q10	0,00	0,34	584,63	-0,49	91,56

Tabela 4-50– Reações de Apoio – AI-3-200-10-20

Pilar	CASO	FX	FY	FZ	MX	MY
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	PP	0,00	-1,22	133,63	0,89	6,94
P1	G20+10	0,00	0,00	436,00	0,00	-69,91
P1	Q20	0,00	0,00	421,00	0,00	-125,31
P1	VY+	-4,64	-47,00	-71,46	50,67	-5,92
P1	VY-	4,64	47,00	71,46	-50,67	5,92
P1	FA_X+	-46,00	0,00	0,00	0,00	-131,20
P1	FA_X-	46,00	0,00	0,00	0,00	131,20
P1	A_Y+	0,02	-28,40	-7,28	19,30	-0,03
P1	A_Y-	-0,02	28,40	7,28	-19,30	0,03
P1	M20+10	0,00	28,06	500,00	-20,54	-80,36
P1	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P1	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P1	M20	0,00	19,64	350,00	-14,38	-142,35
P1	M10	0,00	8,42	150,00	-6,16	61,99
P1	Q10	0,00	-1,22	560,63	0,89	91,56
P2	PP	0,00	1,22	133,63	-0,89	6,94
P2	G20+10	0,00	0,00	436,00	0,00	-69,91
P2	Q20	0,00	0,00	421,00	0,00	-125,31
P2	VY+	4,64	-47,00	71,46	50,67	5,92
P2	VY-	-4,64	47,00	-71,46	-50,67	-5,92
P2	FA_X+	-46,00	0,00	0,00	0,00	-131,20
P2	FA_X-	46,00	0,00	0,00	0,00	131,20
P2	A_Y+	-0,02	-28,40	7,28	19,30	0,03
P2	A_Y-	0,02	28,40	-7,28	-19,30	-0,03
P2	M20+10	0,00	-28,06	500,00	20,54	-80,36
P2	G20	0,00	0,00	305,00	0,00	-124,05
P2	G10	0,00	0,00	131,00	0,00	54,14
P2	M20	0,00	-19,64	350,00	14,38	-142,35
P2	M10	0,00	-8,42	150,00	6,16	61,99
P2	Q10	0,00	1,22	560,63	-0,89	91,56

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 444 de 447

5 ATESTADOS DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA

5.1 ATESTADO DAS ESTRUTURAS MISTAS DE CONCRETO (CAPÍTULO 3)



Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-DF

ART Obra ou serviço
0720210003679

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Distrito Federal

Coautor à 0720190048577

1. Responsável Técnico

WELINGTON VITAL DA SILVA

Título profissional: **Engenheiro Civil**

RNP: **0712343415**

Registro: **20770/D-DF**

Empresa contratada: **IGUATEMI - CONSULTORIA E SERVICOS DE ENGENHARIA LTDA** Registro: **13953-DF**

2. Dados do Contrato

Contratante: **DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES-DNIT**

CPF/CNPJ:
04.892.707/0001-00
CEP: 70040-902

SAUN Quadra 3 Bloco A Número: 00

Bairro: Asa Norte

Cidade: Brasília

UF: DF

Complemento:

E-Mail: cgmrr@dnit.gov.br

Fone: (61)33154319

Contrato: DNIT/TT951/2017-00

Celebrado em: 28/12/2017

Valor Obra/Serviço R\$:
15.056.834,98

Vinculada a ART:

Ação institucional: Nenhuma/Não Aplicável

Tipo de contratante: Pessoa Jurídica de Direito Público

3. Dados da Obra/Serviço

SAUN Quadra 3 Bloco A

Número: 00

Bairro: Asa Norte

CEP: 70040-902

Cidade: Brasília

UF: DF

Complemento:

Data de Início: 28/12/2017

Previsão término: 28/03/2021

Coordenadas Geográficas: ,

Finalidade: **Cadastral**

Código/Obra pública:

Proprietário: **DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES-DNIT**

CPF/CNPJ: **04.892.707/0001-00**

E-Mail: cgmrr@dnit.gov.br

Fone: (61) 33154319

4. Atividade Técnica

Consultoria

Quantidade Unidade

Projeto Executivo ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES

1.350,0000 metros quadrados

Após a conclusão das atividades técnicas o profissional deverá proceder à baixa desta ART.

5. Observações

CONSULTORIA PARA SERVICOS ESPECIALIZADOS DE APOIO E ASSESSORAMENTO TÉCNICO À DIR/DNIT, NO PLANEJAMENTO E GERENCIAMENTO DA EXECUÇÃO DO PROGRAMA DE MANUTENÇÃO E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS COM ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE OAEs SEMIPERMANENTES SEM FUNDAÇÃO 1ª EDIÇÃO NO ÂMBITO DO CONTRATO PROARTE.

6. Declarações

Acessibilidade: Sim: Declaro atendimento às regras de acessibilidade, previstas nas normas técnicas da ABNT e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004.

7. Entidade de Classe

NENHUMA

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima

Local _____, ____ de _____ de _____
Data

WELINGTON VITAL DA SILVA - CPF: 017.398.311-10

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES-DNIT - CPF/CNPJ: 04.892.707/0001-00

9. Informações

- A ART é válida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante de pagamento ou conferência no site do Crea.

- A autenticidade deste documento pode ser verificada no site: www.creadf.org.br


- A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.



www.creadf.org.br
informacao@creadf.org.br
Tel: (61) 3961-2800




Valor da ART: R\$ 88,78 Registrada em: 19/01/2021 Valor Pago: R\$ 88,78 Nosso Número/Baixa: 0121003607

	ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 445 de 447


5.2 ATESTADO DAS ESTRUTURAS CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO (CAPÍTULOS 4 A 7)

		Anotação de Responsabilidade Técnica - ART Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977		CREA-DF		ART Obra ou serviço 0720210059896	
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Distrito Federal							
1. Responsável Técnico VICENTE GERALDO DE OLIVEIRA JUNIOR Título profissional: Engenheiro Civil							
						RNP: 0708110827 Registro: 17391/D-DF	
Empresa contratada: IGUATEMI - CONSULTORIA E SERVICOS DE ENGENHARIA LTDA Registro: 13953-DF							
2. Dados do Contrato Contratante: DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES- DNIT							
SAUN Quadra 3 Bloco A Cidade: Brasília E-Mail: cgplan@dnit.gov.br		Número: 00 UF: DF		Bairro: Asa Norte Complemento: Fone: (61)33154151		CPF/CNPJ: 04.892.707/0001-00 CEP: 70040-902	
Contrato: Vinculada a ART: 0720190003664 Ação institucional: Nenhuma/Não Aplicável				Celebrado em: 28/12/2017 Valor Obra/Serviço R\$: 14.300.000,00 Tipo de contratante: Pessoa Jurídica de Direito Público			
3. Dados da Obra/Serviço Data de Início: 28/12/2017 Finalidade: Infra-estrutura Proprietário: DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES- DNIT E-Mail: cgplan@dnit.gov.br							
Previsão término: 28/03/2021				Coordenadas Geográficas: -15.79165478478744,-47.877012491226196 Código/Obra pública: CPF/CNPJ: 04.892.707/0001-00 Fone: (61) 33154151			
1º Endereço SAUN Quadra 3 Bloco A Bairro: Asa Norte Complemento:							
						Número: 00 CEP: 70040-902 Cidade: Brasília - DF	
4. Atividade Técnica Consultoria Projeto de pontes <i>Após a conclusão das atividades técnicas o profissional deverá proceder à baixa desta ART.</i>							
5. Observações ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES - 1ª EDIÇÃO. ESTA ART REFERE-SE SOMENTE AOS MÓDULOS EM CONCRETO PROTENDIDO, A SABER, O PCP-10, PCP-15 E PCP-20.							
6. Declarações Acessibilidade: Sim: Declaro atendimento às regras de acessibilidade, previstas nas normas técnicas da ABNT e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004.							
7. Entidade de Classe NENHUMA							
8. Assinaturas Declaro serem verdadeiras as informações acima Brasília, 12 de agosto de 2021 Local _____ Data _____ Vicente Geraldo de Oliveira Junior VICENTE GERALDO DE OLIVEIRA JUNIOR - CPF: 019.219.661-99 Alexandre Gil Batista Medeiros DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES- DNIT - CPF/CNPJ: 04.892.707/0001-00							
9. Informações - A ART é válida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante de pagamento ou conferência no site do Crea. - A autenticidade deste documento pode ser verificada no site: www.creadf.org.br - A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.							
							
www.creadf.org.br informacao@creadf.org.br Tel: (61) 3961-2800							
Valor da ART: R\$ 0,00 Registrada em: 12/08/2021 Valor Pago: R\$ 0,00 Nosso Número/Baixa: Sem ônus							

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 446 de 447

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- a) AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington DC, 2017;
- b) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro;
- c) _____. ABNT NBR 8682:2004 - Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro;
- d) _____. ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro;
- e) _____. ABNT NBR 7188:2013 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro;
- f) _____. ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro;
- g) _____. ABNT NBR 9050:2015 - Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos. Rio de Janeiro;
- h) _____. ABNT NBR 9062:2017 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro;
- i) _____. ABNT NBR 16694:2020 - Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas. Rio de Janeiro;
- j) _____. ABNT NBR 7187:2021 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto. Rio de Janeiro;
- k) ARAÚJO, D. L. Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos preenchidos com concreto de alto desempenho, 2002;

	ÁLBUM DE PROJETOS–TIPO DE PONTES SEMIPERMANENTES	
	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS	FOLHA: 447 de 447

- l) CBCA Manual de Construção em Aço: Pontes e Viadutos em Vigas Mistas. Rio de Janeiro, 2007;
- m) DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER Manual de Projetos de Obras de Arte Especiais. Rio de Janeiro, 1996;
- n) FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. FHWA LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge. Pennsylvania, 2003;
- o) _____. FHWA Bridge Welding Reference Manual. Pittsburg, 2019;
- p) FUSCO, P. B. Técnica de Armar as Estruturas de Concreto. São Paulo: Pini, 2013;
- q) MARCHETTI, O. Pontes de Concreto Armado. São Paulo: Blucher, 2008;
- r) TIMOSHENKO, S. P., & GERE, J. M. Theory of Elastic Stability. McGraw-Hill, 1961.