

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas

Leticia Santana Nery

**MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA PONTE RODOFERROVIÁRIA MISTA DE
AÇO E CONCRETO COM LAJE PROTENDIDA**

Belo Horizonte
2025

Letícia Santana Nery

**MODELAGEM NUMÉRICA DE UMA PONTE RODOFERROVIÁRIA MISTA DE
AÇO E CONCRETO COM LAJE PROTENDIDA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Hermes Carvalho

Coorientador: Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

Belo Horizonte
2025

N455m	<p>Nery, Leticia Santana. Modelagem numérica de uma ponte rodoferroviária mista de aço e concreto com laje protendida / Leticia Santana Nery. – 2025. 1 recurso online (121 f. : il., color.) : pdf.</p> <p>Orientador: Hermes Carvalho. Coorientador: Túlio Nogueira Bittencourt.</p> <p>Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Inclui bibliografia.</p> <p>1. Engenharia de estruturas – Teses. 2. Modelagem matemática – Teses. 3. Pontes de concreto – Teses. 4. Pontes ferroviárias – Teses. 5. Concreto protendido – Pontes – Teses. I. Carvalho, Hermes. II. Bittencourt, Túlio Nogueira. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.</p>
	CDU: 624(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
COLEGIADO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA ESTRUTURAS

ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS Nº: 419 DA ALUNA LETÍCIA SANTANA NERY

Às **15:00** horas do dia **18** do mês de **dezembro** de **2025**, reuniu-se na Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, a Comissão Examinadora indicada pelo Colegiado do Programa em **02 de dezembro de 2025**, para julgar a defesa da Dissertação de Mestrado intitulada "**Modelagem Numérica de uma Ponte Rodoferroviária Mista de Aço e Concreto com Laje Protendida**", cuja aprovação é um dos requisitos para a obtenção do Grau de MESTRE EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS na área de ESTRUTURAS.

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

- Aprovada
 Reprovada

Prof. Dr. Hermes Carvalho - DEES - UFMG (Orientador)

Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt - USP - SP (Coorientador)

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas - DEES - UFMG

Prof. Dr. João Victor Fragoso Dias - UFES

A aprovação da aluna na Defesa de Dissertação de Mestrado não significa que a mesma tenha cumprido todos os requisitos necessários para obtenção do DIPLOMA de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Para ciência da aluna:

1. Atesto que as alterações solicitadas pela Comissão Examinadora serão cumpridas no prazo de ATÉ 60 dias corridos.
2. Atesto estar ciente que a versão corrigida da Tese/dissertação deverá ser entregue ao Repositório Institucional da UFMG, conforme orientações disponíveis em: <https://repositorio.ufmg.br/custom/instructions.jsp>

Ciente: Letícia Santana Nery

Aluna

Belo Horizonte, 18 de dezembro de 2025.

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

Após a Homologação da Defesa pelo Colegiado do Programa, este documento será assinado pela Coordenação e disponibilizado à aluna.



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas, Professor do Magistério Superior**, em 18/12/2025, às 18:05, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Tulio Nogueira Bittencourt, Usuário Externo**, em 19/12/2025, às 16:16, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Letícia Santana Nery, Usuária Externa**, em 19/12/2025, às 17:52, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **hermes carvalho, Usuário Externo**, em 27/01/2026, às 17:11, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Felicio Bruzzi Barros, Subcoordenador(a)**, em 28/01/2026, às 08:53, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **4798926** e o código CRC **C68B2971**.

Aos meus pais,
que sob muito sol, pavimentaram o caminho
que me trouxe até aqui.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, a Deus, por ter me dado forças pra continuar.

Aos meus pais, que desde de cedo priorizaram a minha educação e formação, fazendo o possível e o impossível, abrindo mão de muitas coisas para me dar todo o suporte e coragem para chegar até aqui.

Aos meus orientadores, Hermes Carvalho e Túlio Bittencourt, pela ideia deste trabalho, pelo suporte, pelos ensinamentos e por acreditar no meu potencial.

Ao meu professor João Victor Fragoso Dias, que me inspira desde 2019, ainda em sua primeira turma, quando era doutorando. A esse amigo devo todo este trabalho, desde a modelagem e escrita, até os conselhos e puxões de orelha. Ele acreditou em mim quando eu mesma duvidava.

Ao irmão que a vida me deu, Igor Drumond, que acompanhou toda a saga desse mestrado, segurando minha mão todas as vezes que pensei em desistir. Agradeço imensamente, amigo, por sempre me ouvir, me aconselhar e por sempre estar comigo nas alegrias e nas dificuldades.

Aos meus amigos, em especial, Thaís Ramos, Andressa Dias, Camille Moliere e Lucas Teixeira, que acreditaram em mim desde a graduação e me incentivaram a continuar com o mestrado e, quem sabe, me tornar professora, um sonho antigo, um pouco adormecido pelo tempo, mas que ainda há de se tornar realidade.

Aos meus professores da vida profissional, Leandro Vinagre e Keliane Lara, por todos os ensinamentos, por me inspirarem diariamente e me tornarem a engenheira de estruturas que sou hoje.

Por fim, a todos amigos e colegas que passaram pela minha vida e que, de alguma forma, me ajudaram a trilhar este caminho e alcançar essa etapa na minha trajetória.

E que venham os próximos desafios!

“Pra tudo tem um jeito
E se não teve jeito
Ainda não chegou ao fim”
(Serginho Meriti e Rodrigo Leite, 2012)

RESUMO

NERY, Letícia Santana. **Modelagem numérica de uma ponte rodoferroviária mista de aço e concreto com laje protendida**. 2025, 121 pg. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais. 2025.

O presente trabalho apresenta a modelagem numérica de uma ponte rodoferroviária sobre o rio Tocantins com extensão total de 2344 m. A superestrutura é dividida em cinco trechos em vigas contínuas constituídas por um caixão metálico solidarizado a um tabuleiro de concreto protendido na região dos apoios. Cada trecho típico possui dez vãos de 55 m, exceto o trecho central, com dois vãos de 44 m e um vão de 77 m com arco superior atirantado. Os trechos podem ser considerados de forma independente devido a presença de juntas entre eles. O emprego simultâneo da tecnologia construtiva de estruturas mistas com concreto protendido não é usual e, neste caso, a protensão na região dos apoios tem como um de seus objetivos reduzir a fissuração e, conseqüentemente, evitar a infiltração de água no caixão misto. Ressalta-se que a perda de protensão ao longo do tempo pode resultar na perda da estanqueidade desse elemento estrutural podendo acelerar assim os processos de degradação. Por se tratar de um sistema estrutural particular, seu comportamento ainda carece de descrição na literatura, enquanto modelos simplificados de cálculo podem ser muitas vezes insuficientes. Neste trabalho, é apresentada uma metodologia numérica para análise desta ponte, utilizando o Método dos Elementos Finitos, implementado através do software ANSYS Mechanical APDL. Para a simulação da ponte, um dos trechos foi modelado. No intuito de reduzir o custo computacional, uma parte correspondente a um vão e meio na região do apoio foi modelada em elementos de casca, enquanto o restante foi representado por elementos de barra equivalentes, realizando-se uma compatibilização entre esses trechos por meio de elementos rígidos. Resultados de extensometria foram comparados à resposta numérica e indicaram que o modelo proposto é capaz de reproduzir bem o comportamento da estrutura. Desta forma, foi possível realizar as verificações dos estados limites de serviço, constatando-se que, para as premissas adotadas, a estrutura não apresenta formação de fissuras que comprometam a resistência e funcionamento.

Palavras-chave: ponte mista em aço e concreto; concreto protendido; análise numérica; ponte rodoferroviária; fissuração.

ABSTRACT

NERY, Letícia Santana. **Numerical analysis of a steel-concrete composite road-rail bridge with prestressed deck.** 2025, 121 p. Master's Thesis (Master's Degree in Structural Engineering) – Engineering school, Federal University of Minas Gerais, Minas Gerais. 2025.

This study presents the numerical analysis of a road-rail bridge over the Tocantins River, with a total length of 2,344 m. The superstructure consists of composite beams with prestressed concrete at the internal supports, divided into five continuous segments. Each typical segment comprises ten spans of 55 m, except for the central segment, which includes two spans of 44 m and one span of 77 m with an upper arch. The segments can be considered independently due to the presence of expansion joints between them. The simultaneous use of composite steel-concrete structural systems with prestressed concrete is relatively uncommon. In this case, the prestressing at the supports is intended, among other purposes, to reduce concrete cracking and, consequently, to prevent water infiltration into the composite box section. It should be noted that prestress losses over time may compromise the watertightness of this structural element and potentially accelerate deterioration processes. Considering the distinctive characteristics of this structural system, its behavior remains insufficiently addressed in the literature, while simplified analytical models are often inadequate. In this work, a numerical methodology for the analysis of this bridge is presented, employing the Finite Element Method through the software ANSYS Mechanical APDL. One of the bridge segments was modeled for the simulation. A part corresponding to one and a half spans in the support region was modeled with shell element, while the remaining spans were represented by equivalent beam elements, to reduce computational cost. Compatibility between these parts was ensured through rigid elements. Strain gauge measurements were compared with the numerical response, indicating that the proposed model accurately reproduces the structural behavior. Thus, the service limit state verifications were performed, indicating that, under the adopted assumptions, the structure does not exhibit cracking that would compromise its structural capacity or service performance.

Keywords: composite steel-concrete bridge; prestressed concrete; numerical analysis; road-rail bridge; cracking.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Estrada de Ferro Carajás (EFC)	20
Figura 1.2 – Ponte rodoferroviária em estudo.	21
Figura 2.1 – Subdivisão geral de uma ponte	26
Figura 2.2 – Imagem de satélite da ponte em estudo.....	27
Figura 2.3 – Montagem das placas em concreto armado pré-moldado	28
Figura 2.4 – Deslocamento da linha neutra para estruturas mistas sob momento fletor positivo	29
Figura 2.5 – Seção caixão mista	30
Figura 2.6 – Diagrama de momento fletor para viga biapoiada e viga contínua (tf.m)	31
Figura 2.7 – Princípio da protensão em estruturas de concreto.....	32
Figura 2.8 – Diagrama de tensão na armadura após as perdas por atrito e escorregamento	38
Figura 2.9 – Elementos SHELL181, BEAM188 e MPC184.....	45
Figura 2.10 – Métodos de refinamento de malha	46
Figura 3.1 – Elevação geral da ponte sobre o rio Tocantins da Estrada de Ferro Carajás	55
Figura 3.2 – Distribuição das unidades no trecho 2	56
Figura 3.3 – Esquema das mesas superiores da seção caixão ao longo do vão.....	57
Figura 3.4 – Seção transversal enrijecida tipo 1 – sobre o apoio	58
Figura 3.5 – Seção transversal enrijecida tipo 2 – típica	58
Figura 3.6 – Seção transversal enrijecida tipo 3 – apoio para rodovia.....	59
Figura 3.7 – Seção transversal da laje no trecho ferroviário	60
Figura 3.8 – Vista do modelo	62
Figura 3.9 – Vista geral do modelo – restrições aplicadas nos apoios	62
Figura 3.10 – Trem-tipo Cooper E-80 em tf/eixo.....	66
Figura 3.11 – Trem-tipo operacional em tf/eixo, distâncias em cm.....	66
Figura 3.12 – Fluxograma para determinar a necessidade de realizar uma análise dinâmica..	68
Figura 3.13 – Locação das juntas no trecho 2 da ponte.....	70
Figura 3.14 – Posição dos extensômetros sobre o pilar P11	71
Figura 3.15 – Resultados de extensometria	72
Figura 3.16 – Deformação na região do apoio P11	72
Figura 3.17 – Flecha no meio do segundo vão devido à carga móvel unitária na longarina....	74
Figura 3.18 – Flecha no meio do segundo vão devido à carga móvel unitária na longarina....	75

Figura 3.19 – Análise modal - modos de vibração	76
Figura 3.20 – Comparação entre as análises estática e dinâmica	77
Figura 4.1 – Tensão axial na seção da laje sobre o apoio para carga permanente	79
Figura 4.2 – Força normal e momento fletor na seção da laje sobre o apoio para carga móvel ferroviária	79
Figura 4.3 – Tensão axial na seção da laje sobre o apoio para carga móvel ferroviária	80
Figura 4.4 – Tensão axial na seção da laje sobre o apoio para carga equivalente móvel rodoviária	80
Figura 4.5 – Tensão axial na laje sobre o apoio por combinação de serviço, sem consideração da protensão	82
Figura 4.6 – Protensão tipo II no tabuleiro sobre o apoio P11	83
Figura 4.7 – Tensão axial na seção da laje sobre o apoio - verificação ELS-F e ELS-D	84
Figura 4.8 – Tensão axial na seção da laje sobre o apoio - verificação ELS-F para combinação rara	86

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	34
Tabela 2.2 – Níveis de protensão e exigências relacionadas à fissuração.....	35
Tabela 2.3 – Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem	42
Tabela 2.4 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t_{\infty},t_0)$ e do coeficiente de fluência $\varphi(t_{\infty},t_0)$	42
Tabela 3.1 – Diferenças entre as unidades do trecho 2	56
Tabela 3.2 – Refinamento da malha	63
Tabela 3.3 – Comparação entre os valores numéricos de deformação e experimentais	73
Tabela 4.1 – Combinação de ações em serviço para a estrutura em estudo	81

LISTA DE ACRÔNIMOS E SIGLAS

ABNT	–	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANTT	–	Agência Nacional de Transportes Terrestres
APDL	–	Ansys Parametric Design Language
AREMA	–	American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association
CIA	–	Coefficiente de impacto adicional
CIV	–	Coefficiente de impacto vertical
CNF	–	Coefficiente de ajuste do número de faixas do tabuleiro
CNT	–	Confederação Nacional do Transporte
EFC	–	Estrada de Ferro Carajás
OAE	–	Obra de arte especial
CAA	–	Classe de agressividade ambiental
ELS	–	Estado Limite de Serviço
ELS-D	–	Estado Limite de Descompressão
ELS-F	–	Estado Limite de Formação de Fissuras
ELS-W	–	Estado Limite de Abertura de Fissuras
ELU	–	Estado Limite Último

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

a_p	–	Área da seção transversal do cabo
b_{laje}	–	Largura da laje
e_p	–	Excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto
f	–	Fator de redução da carga dinâmica devido à velocidade
$\mathbf{f}(t)$	–	Vetor de força externa no tempo t
f_{ck}	–	Resistência característica do à compressão do concreto
$f_{ct,f}$	–	Resistência do concreto à tração na flexão
f_{ctm}	–	Resistência média à tração do concreto
f_{ptk}	–	Resistência característica do aço da armadura ativa
h	–	Altura da laje na respectiva coordenada do elemento finito de acordo com a geometria da seção transversal
h_{laje}	–	Altura da laje para seção retangular equivalente
$h_{laje_hmg_eq}$	–	Altura equivalente da laje homogeneizada em aço
k	–	Coefficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo
n	–	Número de cabos
t	–	Tempo
t_0	–	Tempo inicial, após as perdas imediatas de protensão
t_{efli_T}	–	Espessura das chapas do enrijecedor longitudinal da mesa inferior do caixão metálico
t_{efls_T}	–	Espessura das chapas do enrijecedor longitudinal da mesa superior do caixão metálico quando a mesa possui 3,8 m de largura
t_{fi}	–	Espessura da mesa inferior do caixão metálico
t_{fs}	–	Espessura da mesa superior do caixão metálico
t_w	–	Espessura da alma do caixão metálico
u	–	Perímetro da seção transversal de concreto em contato com a atmosfera
\mathbf{u}	–	Vetor de deslocamento

$\dot{\mathbf{u}}$	–	Vetor de velocidade, derivada primeira do vetor de deslocamento
$\ddot{\mathbf{u}}$	–	Vetor de aceleração, derivada segunda do vetor de deslocamento
x	–	Abscissa do cabo de protensão, medida a partir da ancoragem, expressa em metros
y_{cm}	–	Centro de massa da seção transversal

Letras romanas maiúsculas

A_c	–	Área da seção transversal de concreto
A_p	–	Soma das áreas da seção transversal de cada cabo de protensão
\mathbf{C}	–	Matriz de amortecimento
E_{ci}	–	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
E_{cs}	–	Módulo de elasticidade secante do concreto
E_p	–	Módulo de elasticidade da armadura ativa
$F_{d,ser}$	–	Valor da ação atuante na estrutura para a combinação de serviço aplicável
F_{gk}	–	Valor característico da ação permanente
F_{qk}	–	Valor característico da ação variável
I_c	–	Momento central de inércia do concreto
\mathbf{K}	–	Matriz de rigidez
L_p	–	Comprimento do vão da ponte em ft
M	–	Momento fletor no elemento finito
\mathbf{M}	–	Matriz de massa
N	–	Força normal no elemento finito
$\Delta P_0(x)$	–	Perda imediata de protensão, medida a partir de P_i no tempo $t = 0$, na seção da abscissa x
$\Delta P_{atr}(x)$	–	Perda de protensão imediata por atrito, na seção da abscissa x
P_i	–	Força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração
$P_t(x)$	–	Força na armadura de protensão, no tempo t , na seção da abscissa x , medida a partir da ancoragem
$\Delta P_t(x)$	–	Perda de protensão no tempo t , calculada após o tempo $t = 0$, na seção da abscissa x
S	–	Velocidade do trem em mph

X – Posição onde a perda de tensão por escorregamento é igual a 0

Letras gregas minúsculas

- α – Parâmetro de proporcionalidade associado a matriz de massa
- $\Sigma\alpha$ – Soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , em radianos
- α_p – Relação entre o módulo de elasticidade do aço de armadura ativa (E_p) e o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto (E_{ci})
- β – Parâmetro de proporcionalidade associado a matriz de rigidez
- δ – Valor do escorregamento da armadura
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – Retração no instante t , descontada a retração ocorrida até o instante t_0
- ζ – Coeficiente de amortecimento da estrutura
- μ – Coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha
- ρ_p – Taxa geométrica da armadura de protensão, ou seja, a relação entre a soma das áreas da seção transversal de cada cabo (A_p) e a área da seção transversal do elemento de concreto (A_c)
- σ_{cg} – Tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão
- σ_{cp} – Tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos
- $\sigma_{c,p0g}$ – Tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão
- σ_{p0} – Tensão na armadura ativa correspondente a P_0 , ou seja, à força de protensão após descontadas as perdas imediatas
- $\Delta\sigma_{p,0}(x)$ – Perda imediata total de protensão, medida a partir de σ_{pi} no tempo $t = 0$, na seção da abscissa x
- $\Delta\sigma_{p,atr}(x)$ – Perda de protensão imediata por atrito, em tensão, na seção da abscissa x
- $\Delta\sigma_{p,encur}$ – Perda média de protensão por cabo por encurtamento imediato do concreto

$\Delta\sigma_{p,escor}(x)$	–	Perda de protensão imediata por escorregamento da armadura, na seção da abscissa x
$\Delta\sigma_{p,escor,a}$	–	Perda de protensão por escorregamento da armadura na seção da ancoragem ativa ($x = 0$)
σ_{pi}	–	Tensão máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração
$\sigma_{pi,2}$	–	Tensão de protensão na seção $x = 0$, após a perda por escorregamento $\Delta\sigma_{p,escor,a}$
$\Delta\sigma_{p,t}(t, t_0)$	–	Varição da tensão no aço de protensão entre t_0 e t
$\sigma_{p,x}$	–	Tensão de protensão na posição X
$\varphi(t, t_0)$	–	Coefficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente aplicadas no instante t_0
$\chi(t, t_0)$	–	Coefficiente de fluência do aço
$\psi(t, t_0)$	–	Coefficiente de relaxação no aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0
ψ_1	–	Coefficientes de ponderação para valor frequente das ações variáveis
ψ_2	–	Coefficientes de ponderação para valor quase permanente das ações variáveis
ψ_{1000}	–	Valor médio da relaxação, medidos após 1000 h, à temperatura constante de 20°C para as perdas de tensão referidas a valores básicos da tensão inicial de 50% a 80% da resistência característica do aço da armadura ativa (f_{ptk})
ω_i	–	Frequência angular do i -ésimo modo de vibração
ω_j	–	Frequência angular do j -ésimo modo de vibração

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	JUSTIFICATIVA	22
1.2	OBJETIVOS	23
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	25
2.1.1	Pontes	25
2.1.2	Vigas mistas contínuas	28
2.1.3	Concreto protendido	31
2.1.4	Breve abordagem sobre o método dos elementos finitos	43
2.1.5	Breve abordagem sobre a análise dinâmica	46
2.2	ESTUDOS RECENTES SOBRE O TEMA	49
3	MODELAGEM NUMÉRICA	54
3.1	DESCRIÇÃO DA GEOMETRIA	54
3.2	ELEMENTOS UTILIZADOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO	59
3.3	ESTUDO DE CONVERGÊNCIA NUMÉRICA	62
3.4	CARREGAMENTOS	64
3.4.1	Ações permanentes	64
3.4.2	Carga móvel ferroviária	65
3.4.3	Carga equivalente do trecho rodoviário	68
3.5	VALIDAÇÃO DO MODELO	70
3.6	COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISE ESTÁTICA E ANÁLISE DINÂMICA	73
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	78
4.1	TENSÕES AXIAIS NA LAJE SOBRE O APOIO	78
4.2	VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO NA LAJE	81
4.3	DISCUSSÕES E OBSERVAÇÕES	84
5	CONCLUSÃO	87

5.1	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	89
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	91
	APÊNDICE A – CÁLCULO DAS PERDAS DE PROTENSÃO.....	95
	APÊNDICE B – CÓDIGO BASE EM LINGUAGEM APDL.....	98

A eficiência do sistema ferroviário está vinculada, entre outros fatores, à definição de um traçado bem planejado e otimizado, o que frequentemente requer a construção de obras de arte especiais (OAEs) para transpor obstáculos. Nesse contexto, insere-se a ponte rodoferroviária objeto de estudo desse trabalho, apresentada na Figura 1.2, que possui extensão total de 2,34 km e está localizada sobre o Rio Tocantins, em Marabá/PA. A parte ferroviária possui 6 m de largura, com a superestrutura constituída por um caixão metálico contínuo solidarizado a um tabuleiro de concreto com protensão na região dos apoios. Nela trafega o maior trem de carga do mundo, com mais de 3 km de extensão. As duas pistas laterais rodoviárias também são mistas, suportadas por mãos francesas acopladas ao caixão central e constituem uma rodovia estadual.

Figura 1.2 – Ponte rodoferroviária em estudo.



Fonte: Acervo pessoal (2023).

De acordo com Mason e Ghavami (1994), o nível d'água do rio Tocantins variava cerca de 15 m, assim, a execução da fundação não poderia ser realizada por mais de 6 meses. Em nível baixo d'água, poucas balsas podiam ser usadas e, na época, o local estava distante de qualquer povoado. Desta forma, foi utilizado este método construtivo pouco usual para o trecho ferroviário, que consiste em aliar a execução de vigas mistas contínuas com a técnica de protensão do concreto.

Uma estrutura mista contínua permite alcançar vãos maiores (menos pontos de apoio), devido à redução do momento fletor positivo no meio do vão. Todavia, leva ao surgimento de momento fletor negativo sobre os apoios internos, provocando tração no concreto e possibilidade de surgimento de fissuras. Para evitar a fissuração, utilizou-se protensão no tabuleiro que reduz a

tração no concreto, a partir da introdução de tensões de compressão prévias. Essa solução reduz a formação de fissuras que poderiam levar ao surgimento de patologias, como a carbonatação do concreto e a corrosão do interior do caixão metálico, devido à maior possibilidade de infiltração de água na estrutura.

Por se tratar de um sistema estrutural particular, seu comportamento ainda carece de descrição na literatura, principalmente, para o caso de carregamentos elevados e dinâmicos. Adicionalmente, existem fatores que dificultam a realização de ensaios para avaliar a resposta estrutural da ponte, como a disponibilidade de equipamentos e um ambiente controlado. Desta forma, modelos numéricos auxiliam no estudo dessas estruturas, possibilitando verificar a necessidade de realizar reforços e assegurar a segurança.

Neste contexto, este trabalho busca desenvolver uma metodologia numérica para a análise de uma ponte rodoferroviária mista de aço e concreto protendido, utilizada basicamente para o transporte de minério a baixas velocidades. Desta forma, será possível ampliar a literatura desse sistema estrutural e prever de forma mais acurada a resposta da OAE, verificando a necessidade de realizar recuperações para assegurar a integridade dessa ponte que possui uma grande importância econômica-social.

1.1 JUSTIFICATIVA

Geralmente, as estruturas mistas de aço e concreto são concebidas em sistemas estruturais simples e isostáticos, devido à facilidade de montagem, transporte e custo inferior. Contudo, em grandes e múltiplos vãos pode ser necessário o emprego de sistemas contínuos e hiperestáticos. Com isso, surgem tensões de tração na laje de concreto que podem ser combatidas com aumento da taxa de armadura passiva. Uma alternativa não usual é aplicar protensão para reduzir a tração e a possibilidade de fissuração.

De acordo com Qi *et al.* (2021), existem poucos exemplos relevantes na engenharia, sendo que a pesquisa sobre o tema ainda possui lacunas, sendo necessário estudar sobre a construção deste tipo de estrutura. Os trabalhos em destaque focam em análises estáticas em estruturas pequenas com dois ou três vãos, partindo de análises experimentais e com poucos estudos utilizando metodologia numérica. Entre estes trabalhos pode-se citar Sarnes e Daniels (1971); Kennedy e

Grace (1990); Ryu e Chang (2005); Su, Yang e Bradford (2014); Ma, Shi e Zhang (2018); Hu, Shah e Yu (2021) e Qi *et al.* (2021).

Além das lacunas na bibliografia, a estrutura em estudo possui uma grande relevância econômica-social, pois está inserida em uma ferrovia com transporte de passageiros entre dois estados e é utilizada para escoamento da produção de minério, com circulação do maior trem de carga do mundo com mais de 3 km de comprimento. É uma estrutura antiga, inaugurada há 40 anos, com possibilidade de aumento da capacidade. Assim, há necessidade de avaliar a resposta da ponte e o atendimento dos critérios normativos para Estado Limite de Serviço. Portanto, um modelo numérico capaz de deduzir o comportamento real da estrutura e calibrado através das respostas experimentais é fundamental para auxiliar na tomada de decisões dessas estruturas devido a sua elevada complexidade estrutural.

O modelo numérico também possibilitará a avaliação da fissuração do tabuleiro para o carregamento operacional atual, analisando o impacto em utilizar a solução não usual de aplicar protensão em uma estrutura mista, bem como prever a necessidade de realizar manutenções para realizar reforços ou recuperações. Ressalta-se que a fissuração do concreto leva a patologias como carbonatação do concreto e corrosão do interior do caixão devido à infiltração de água na estrutura.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é verificar o atendimento aos Estados Limites de Serviço relacionados à fissuração da laje de concreto protendida sobre os apoios de uma ponte rodoferroviária mista de aço e concreto. Para alcançar este objetivo, é necessário atingir os objetivos específicos abaixo:

- Produzir e validar um modelo numérico representativo da ponte rodoferroviária, capaz de reproduzir de forma adequada o comportamento estrutural da laje protendida, apresentando equilíbrio entre custo computacional e refinamento;
- Avaliar a influência da protensão no controle das tensões de tração na laje, especialmente nas regiões sobre os apoios, observando as vantagens deste método construtivo;

- Comparar os resultados obtidos por meio de análises estáticas e dinâmicas simplificadas, investigando a necessidade da realização de uma análise dinâmica completa;
- Analisar a fissuração da laje protendida sob as combinações de ações de serviço previstas em norma.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação foi dividida em cinco capítulos. No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica sobre o tema. É apresentada uma fundamentação teórica breve, necessária para o desenvolvimento deste trabalho. Inicia-se com uma introdução sobre pontes, seguida por uma abordagem sobre vigas mistas contínuas. Na sequência são apresentados os principais conceitos sobre concreto protendido, com as formulações normativas para o cálculo das perdas de protensão e as exigências relacionadas aos Estados Limites de Serviço. Também são apresentados alguns conceitos de método dos elementos finitos e análise dinâmica que foram utilizados na pesquisa. Por fim, são expostos alguns trabalhos desenvolvidos, mostrando as lacunas observadas na área.

No capítulo 3 é descrita a modelagem numérica, com descrição detalhada da geometria, os elementos utilizados no modelo e carregamentos aplicados. O capítulo também apresenta a validação do modelo, uma comparação entre análise estática e dinâmica e justificativas para as escolhas realizadas.

No capítulo 4 são apresentados os resultados. São avaliadas a fissuração na laje e realizadas algumas observações e discussões sobre os valores obtidos.

Por fim, a dissertação encerra-se com o capítulo 5, com apresentação das conclusões obtidas e sugestões para os próximos trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A obra de arte especial em análise é constituída por trechos em viga contínua mista de aço e concreto armado com protensão nos apoios. O uso conjunto deste sistema estrutural protendido não é usual, com literatura escassa. Neste capítulo, para melhor compreensão do estudo, serão abordados os conceitos relacionados a pontes, vigas mistas contínuas e concreto protendido. Também será feita uma breve abordagem sobre método dos elementos finitos, sua aplicação no software utilizado neste trabalho e análise dinâmica. Por fim, são apresentados alguns trabalhos desenvolvidos, mostrando as lacunas observadas na área.

2.1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

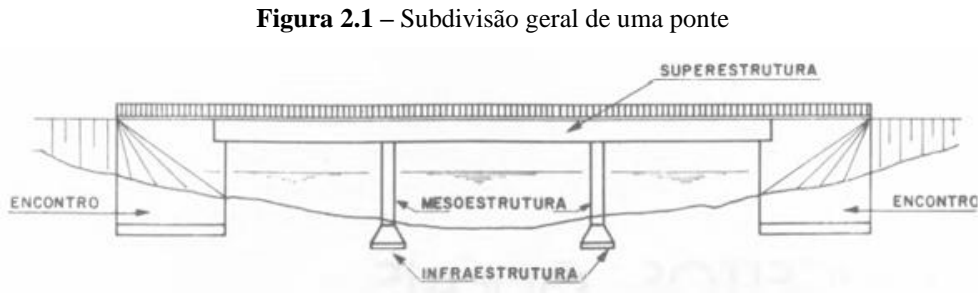
2.1.1 Pontes

Pontes são um tipo de obra de arte especial (OAE), uma construção de grande porte e desafiadora para engenheiros e construtores. As pontes surgiram a partir da necessidade de transpor rios, riachos e outros cursos d'água para acesso a outras comunidades. Quando a transposição é feita sobre outra via ou sobre algum elemento não constituído de água, a OAE é denominada viaduto.

De acordo com Pinho e Bellei (2020), as primeiras pontes foram construídas em arcos de pedra em Roma, também eram utilizadas treliças de madeira como opção de sistema construtivo. Ao longo do tempo a madeira foi substituída por ferro fundido e posteriormente por aço. As primeiras pontes de concreto armado surgiram no século XIX. Segundo Debs e Takeya (1995), o emprego da protensão começou a ser feito a partir de 1938, mas somente após a Segunda Guerra Mundial, devido a necessidade de se reconstruir rapidamente um grande número de pontes durante a guerra, a técnica começou a ser utilizada com mais frequência. De forma semelhante, as estruturas mistas em aço e concreto armado também tiveram maior uso após a 2ª Guerra Mundial. Novas técnicas podem ser desenvolvidas ao longo dos próximos anos, objetivando a otimização dos custos e tempo de execução.

2.1.1.1 Subdivisão de uma ponte

As pontes são divididas em três partes, superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, conforme apresentado na Figura 2.1.



Fonte: PFEIL (1979).

A superestrutura é a parte superior que recebe a ação direta das cargas. É constituída pelo tabuleiro também denominado de estrutura secundária, submetido à ação do tráfego diretamente, e pela estrutura principal com as vigas (longarinas e transversinas) que tem a função de vencer o vão livre entre os pilares.

A mesoestrutura recebe os esforços da superestrutura e os transmite à infraestrutura, em conjunto com outras forças solicitantes da ponte, tais como pressões do vento e água em movimento (PFEIL, 1979). É constituída pelos pilares e encontros. Entre a superestrutura e a mesoestrutura são utilizados aparelhos de apoio para transmitir as reações de apoio e permitir determinados movimentos da superestrutura. Os encontros são situados nas extremidades das pontes, possuem características variáveis e tem como função principal receber o empuxo dos aterros de acesso e evitar sua transmissão aos demais elementos da ponte. Por estar em contato direto com o solo, alguns engenheiros consideram os encontros como parte da infraestrutura.

Por fim, a infraestrutura é constituída pelos elementos de fundação, ou seja, blocos, sapatas, tubulões, estacas e peças de ligação entre estes elementos. A função da fundação é transmitir as cargas da mesoestrutura para o solo.

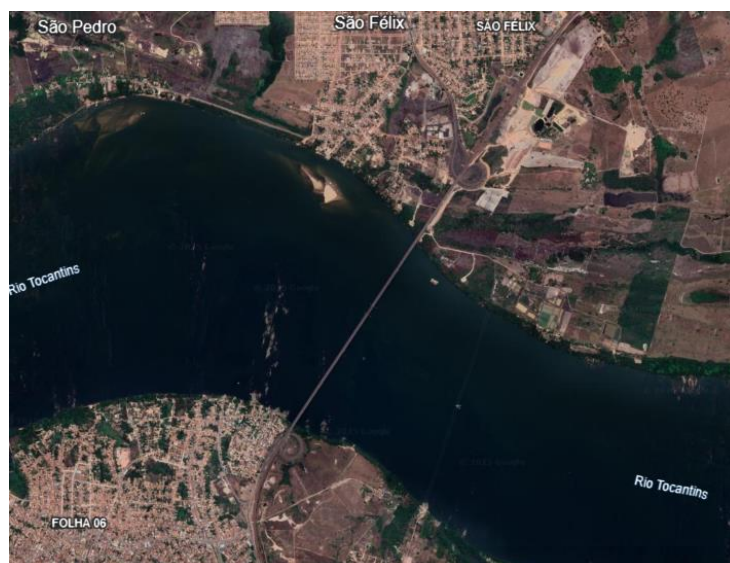
2.1.1.2 Classificação das pontes

Quanto a classificação, as pontes podem ser agrupadas de acordo com as suas características. Segundo Debs e Takeya (1995), entre os critérios de classificação podem-se citar o sistema estrutural da superestrutura, natureza do tráfego, desenvolvimento planimétrico e processo de execução.

Quanto ao sistema estrutural da superestrutura, as pontes podem ser em viga, pórtico, arco, estaiada e pênsil. Ainda há subdivisões em função dos tipos de vinculação dos elementos, como em viga simplesmente apoiada, em arco biarticulado, etc (DEBS & TAKEYA, 1995). Quanto à natureza do tráfego, podem ser rodoviárias, ferroviárias, passarelas, aeroviárias, aquedutos e mistas que são associadas a mais de um tipo de tráfego como a rodoferroviária, como a ponte sobre o rio Tocantins em estudo. O desenvolvimento planimétrico pode ser curvo ou reto e ainda ortogonal ou esconso. O processo de construção pode ser com concreto moldado no local, com elementos pré-moldados, com balanços sucessivos, com deslocamentos progressivos.

Conforme apresentado na Figura 2.2, a direção do eixo longitudinal da ponte em estudo é perpendicular ao curso d'água que atravessa, por isso é classificada como ortogonal e também não possui curva, sendo o desenvolvimento planimétrico reto.

Figura 2.2 – Imagem de satélite da ponte em estudo



Fonte: GOOGLE EARTH (2022).

A estrutura foi executada com deslocamentos progressivos, ou seja, a ponte foi construída em partes, transportada até o local onde seria construída, onde foi feita a montagem e deslocamento gradual da ponte, utilizando apoios deslizantes e macacos hidráulicos, para a posição final de cada trecho do caixão metálico. Em seguida, foram posicionadas as pré-lajes de concreto armado pré-moldado sobre o caixão e aplicada a protensão nos trechos sobre os apoios com as cordoalhas previstas em projeto. O tabuleiro pré-moldado possuía nichos para os conectores de cisalhamento, de forma que, somente após a concretagem dos nichos, a laje protendida assume participação na viga mista. A Figura 2.3 a seguir mostra uma parte deste processo na fase de construção.

Figura 2.3 – Montagem das placas em concreto armado pré-moldado



Fonte: MASON & GHAVAMI (1994)

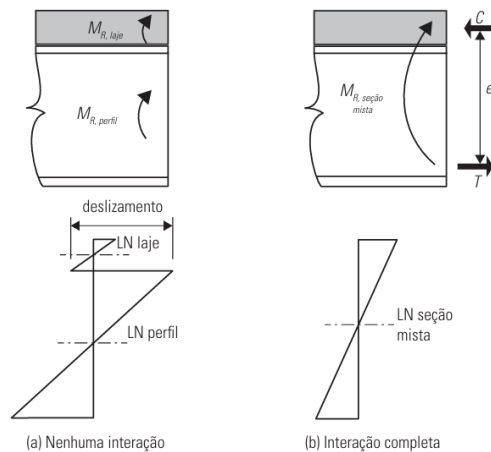
Quanto ao sistema estrutural da superestrutura, a ponte em estudo é classificada como em viga contínua mista de aço e concreto com protensão na laje sobre os apoios. O próximo item irá abordar em mais detalhes as características do sistema de viga mista contínua.

2.1.2 Vigas mistas contínuas

Vigas mista de aço e concreto consistem em um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I ou outros perfis como caixão ou tubular retangular ou uma treliça, com uma laje de concreto acima da sua face superior (ABNT NBR8800:2024). Para que essas estruturas sejam classificadas como mistas, deve haver uma ligação mecânica,

geralmente utilizando conectores de cisalhamento, para garantir que os materiais funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Na região de momentos fletores positivos, a solução mista é mais efetiva devido a elevação da linha neutra pela interação entre os materiais, ou seja, a laje estará sujeita a sollicitação de compressão, conforme apresentado na Figura 2.4. Assim, alia-se a alta resistência do aço à tração com a alta resistência do concreto à compressão.

Figura 2.4 – Deslocamento da linha neutra para estruturas mistas sob momento fletor positivo



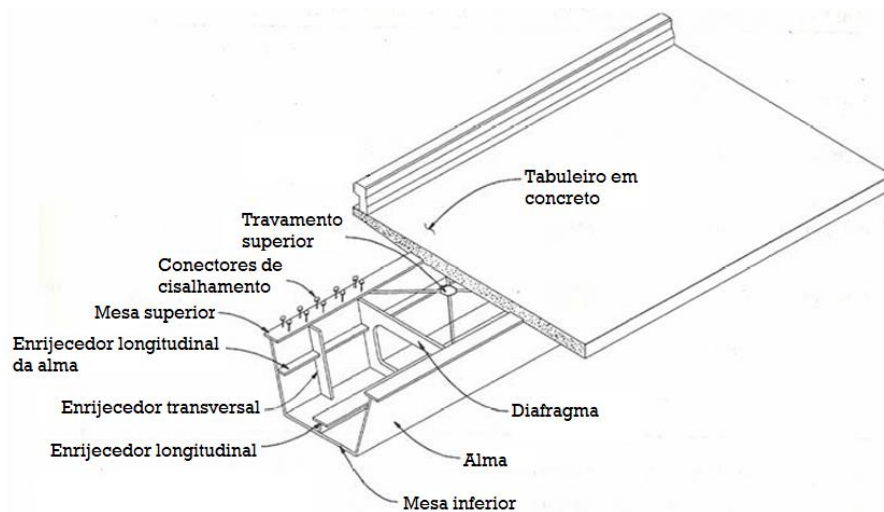
Fonte: FAKURY; CASTRO & CALDAS (2016).

Alguns tipos de seção transversal podem ser utilizados na solução mista de aço e concreto. Mais comumente são usadas múltiplas vigas de alma cheia. Essas estruturas são simples na geometria, com menores custos de fabricação e conseqüentemente, custos de manutenção razoáveis pela estrutura totalmente exposta e acessível para reparos e reforços (PINHO & BELLEI, 2020). É possível utilizar várias longarinas com pequeno espaçamento entre si ou poucas longarinas, adotando-se transversinas como sistema auxiliar para o suporte do tabuleiro. Além disso, em projeto deve-se prever se é mais vantajoso optar por almas esbeltas com muitos enrijecedores o que aumenta o custo de mão de obra, ou almas espessas com menos enrijecedores, o que gera rapidez, mas aumenta o peso. Além das vigas de alma cheia, também podem ser utilizadas seções do tipo caixão.

As longarinas do tipo caixão misto, são formadas por duas ou mais almas, uma mesa inferior única e uma ou mais mesa superior, formando um caixão na sua configuração final com o tabuleiro de concreto sobre a viga. Na maior parte dos casos, as seções caixão são abertas na parte superior com as mesas superiores separadas. De acordo com Linhares (2015), neste caso, a seção caixão apresenta pouca rigidez à torção antes da cura do concreto da laje, assim, para

estabilizá-la durante a fase de construção são necessários contraventamentos internos e podem ser utilizados alguns travamentos superiores. Pinho e Bellei (2020) apresentam algumas vantagens para vigas caixão, entre elas: eficiência quanto a instabilidade aerodinâmica em pontes com grandes vãos; possibilidade de usar a mesa superior como laje do tabuleiro; grande resistência e rigidez a torção; maior inércia com alturas menores; espaço livre útil para passagem de tubulações e melhor qualidade estética decorrente da regularidade das superfícies. A Figura 2.5 a seguir ilustra alguns componentes de uma seção caixão mista.

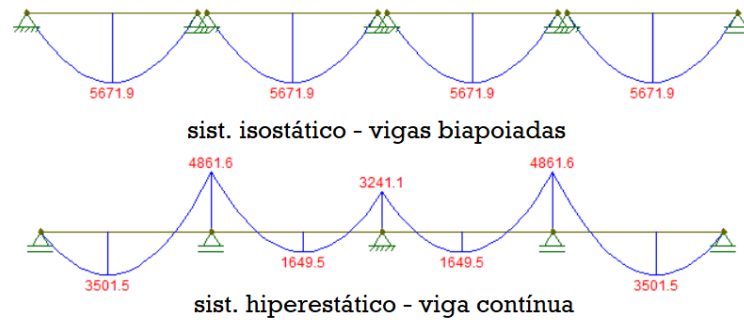
Figura 2.5 – Seção caixão mista



Fonte: Adaptado de LINHARES (2015).

Devido às propriedades dos materiais associados, o usual é adotar soluções mistas em pontes com vãos sucessivos biapoiados, ou seja, vãos isostáticos solicitados apenas à momentos fletores positivos. Todavia, à medida que o vão aumenta, os esforços também se intensificam, o que pode inviabilizar a solução biapoiada, já que exige uma viga metálica com seção mais robusta para suportar os elevados esforços de tração. Neste caso, pode-se optar pela solução em viga contínua, um sistema hiperestático que por um lado reduz o momento fletor positivo no meio do vão e melhora as condições de estabilidade global da estrutura, mas por outro, gera momentos fletores negativos na região dos apoios. A Figura 2.6 ilustra essa diferença dos diagramas de momento fletor dos dois sistemas, são duas pontes com 4 vãos iguais a 55 m submetidas a mesma carga de 15 tf/m. É importante lembrar que, sob momento fletor negativo, a longarina metálica fica sujeita a esforços de compressão e a laje à solicitação de tração. Ressalta-se que o concreto possui resistência a tração igual a aproximadamente 10% da resistência à compressão. Além disso, o aço sob compressão fica sujeito a instabilidades.

Figura 2.6 – Diagrama de momento fletor para viga biapoiada e viga contínua (tf.m)



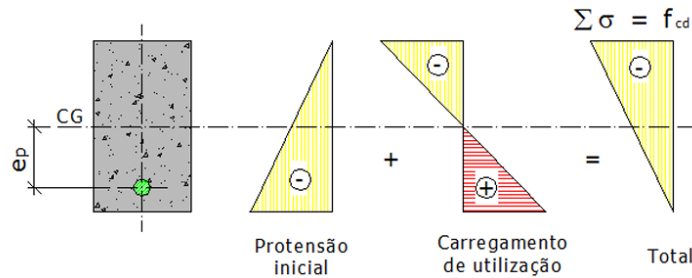
Fonte: Elaborada pela autora (2025).

Portanto, por um lado a continuidade reduz a eficiência do sistema misto devido à fissuração do concreto tracionado e à possibilidade de flambagem local na região comprimida da viga de aço; por outro, traz vantagens como redução dos esforços e deslocamentos e melhoria da estabilidade global da estrutura, favorecida pelo aumento na rigidez das ligações viga-pilar (NARDIN & SOUZA, 2008). Para reduzir os efeitos desvantajosos, pode-se aplicar protensão externa na viga metálica ou protensão interna no tabuleiro de concreto. De acordo com Linhares (2015), a aplicação da protensão neste caso, mantém a laje sob tensões de compressão ou tensões de tração reduzidas, evitando fissuração e entrada de agentes agressivos na estrutura, além de aumentar a capacidade resistente última da seção.

2.1.3 Concreto protendido

A ABNT NBR 6118:2023 define como concreto protendido os elementos de concreto nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura. A partir do alongamento das armaduras de alta resistência, o concreto circundante é comprimido, reduzindo ou anulando as tensões de tração provocadas pelas solicitações de utilização da estrutura. A Figura 2.7 ilustra o princípio da protensão em estruturas de concreto. Ressalta-se que o concreto possui melhor desempenho quando submetido à compressão e, em caso de tração, deve-se monitorar a fissuração do mesmo devido à baixa resistência a esse esforço.

Figura 2.7 – Princípio da protensão em estruturas de concreto



Fonte: NELSEN (2013).

2.1.3.1 Pré-tração e pós-tração

As armaduras que são alongadas são denominadas ativas e podem ainda ser classificadas como pré-tracionadas ou pós-tracionadas. De acordo com Bastos (2024), a pré-tração é comumente aplicada na fabricação de peças pré-moldadas, em pistas de protensão, nas quais os fios são fixados em uma das extremidades (ancoragem passiva) e na outra (ancoragem ativa) os fios são alongados utilizando cilindros hidráulicos. Após o concreto adquirir resistência, os fios são soltos das ancoragens e, assim, a protensão é transferida ao concreto devido à aderência entre os dois materiais. Desta forma, o concreto com armaduras ativas pré-tracionadas é denominado como protendido com aderência inicial.

Na pós-tração, o alongamento da armadura ativa é feito após o endurecimento do concreto, com a armadura ancorada no próprio elemento de concreto nas extremidades da peça. Pode ser feita a aderência posterior com o concreto ou manter sem aderência. Para os casos de pós-tração, é feita concretagem do concreto com uma bainha (duto) dentro da fôrma. Segundo Bastos (2024), após o endurecimento, as cordoalhas são inseridas dentro da bainha e fixadas em uma das extremidades da viga (ancoragem passiva), e quando o concreto apresenta resistência requerida, as cordoalhas são estiradas pelo cilindro hidráulico na outra extremidade, onde são dispostas cunhas para conter o movimento contrário ao alongamento após a retirada do cilindro (ancoragem ativa). Quando se faz a injeção de calda de cimento dentro da bainha, tem-se a pós-tração com aderência, e sem a injeção tem-se a pós-tração sem aderência, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados. Também podem ser utilizadas cordoalhas engraxadas nos casos sem aderência.

Os casos apresentados são de protensão do tipo interna. Também pode-se utilizar protensão externa, onde a armadura de protensão fica posicionada externamente ao concreto, sem

aderência com concreto. Essa solução pode ser utilizada inclusive ao longo de longarinas metálicas em vigas mistas. Segundo Bastos (2024), pode-se utilizar a protensão externa como reforço de estruturas de pontes existentes (concreto, aço, mistas ou madeira), aumentando a capacidade de carga, uma solução simples e eficiente.

A ponte em estudo apresenta um caso de protensão interna com aderência posterior. De acordo com a especificação técnica para a construção do tabuleiro, elaborada por Mason (1985), foram colocados calços longitudinais entre a pré-laje em concreto pré-moldado e o flange superior, além de realizar a lubrificação da mesa onde há as juntas das pré-lajes. Na sequência os cabos foram enfiados e as bainhas emendadas, garantindo a estanqueidade à injeção na junção entre os elementos. Foi feita a concretagem in situ das juntas entre as pré-lajes, sendo a protensão aplicada somente após a cura dessas juntas. Após a protensão dos cabos com o valor de força prevista em projeto, foi feita a injeção de calda de cimento nas bainhas. Por fim, foram concretados os nichos onde estão dispostos os conectores de cisalhamento e injeção do espaço entre a mesa superior e os elementos pré-moldados com nata de cimento. Assim, a protensão da ponte foi feita antes que a estrutura atingisse o comportamento misto aço-concreto.

2.1.3.2 Níveis de protensão e exigências relacionadas à fissuração

A classe de agressividade ambiental (CAA) é definida a partir do item 6.4 da ABNT NBR 6118:2023 e está relacionada às ações químicas e físicas que atuam sobre as estruturas de concreto. A partir da CAA, é definido o nível de protensão da armadura (completa, limitada ou parcial) e, conseqüentemente, são definidas as exigências relativas à fissuração. A Tabela 2.1 a seguir apresenta de forma simplificada as CAAs. A ponte em estudo pode ser considerada como classe III, já que por estar em ambiente fluvial, há substâncias que podem acelerar a corrosão.

Tabela 2.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023.

Então, a partir da classe de agressividade (CAA), o item 13.4.2 da ABNT NBR 6118:2023 define os níveis de protensão e os limites de fissuração correspondentes. O nível 1, denominado protensão parcial, é aplicado para casos de pré-tração com CAA I ou pós-tração com CAA I e II. Para este nível, admite-se uma abertura de fissura maior, visto que o ambiente tem menor risco de deterioração da estrutura. Assim, utilizam-se combinações frequentes de ações em serviço para a verificação do Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W), limitado a fissuras de 0,2 mm.

O próximo nível é denominado protensão limitada, para pré-tração com CAA II ou pós tração com CAA III e IV. Admite-se uma pequena probabilidade de fissuração para estes casos, aplicável para algumas pontes e viadutos. Deve-se adotar a combinação frequente para a verificação do Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F) e a combinação quase permanente para o Estado Limite de Descompressão (ELS-D). É importante destacar que, neste caso, não se estabelece um valor limite específico para a abertura das fissuras, em vez disso, realiza-se o controle da sua abertura. O ELS-F é definido como o estado em que se inicia a formação de fissuras, quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual à resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ct,f}$). Já o ELS-D é o estado em que um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, sem tração no restante da seção.

Por fim, o último nível, protensão completa, é exigido para casos de pré-tração com CAA III e IV, ou seja, casos onde o controle de fissuração é mais rigoroso, devido ao alto risco de deterioração da estrutura. Pode ser aplicado para estruturas pré-moldadas protendidas de reservatórios, por exemplo. Verifica-se duas condições o Estado Limite de Formação de

Fissuras (ELS-F) para combinação rara e a combinação frequente para o Estado Limite de Descompressão (ELS-D).

Ressalta-se que as combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e apresentam as maiores reduções das ações variáveis, já que considera todas as ações variáveis com seus valores quase permanentes ($\Psi_2 F_{qk}$). As combinações frequentes repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, também utilizam as ações variáveis com seus valores quase permanentes, mas adota uma variável principal com seu valor frequente ($\Psi_1 F_{q1k}$). Já as combinações raras ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, possuem os menores níveis de minoração, com a variável principal com valor característico (F_{q1k}) e as demais com os valores frequentes ($\Psi_1 F_{qk}$), sendo estas combinações utilizadas para avaliações mais rigorosas. Todas as combinações são somadas com os valores das ações permanentes (F_{gik}). A Tabela 2.2 a seguir resume os níveis de protensão e as combinações aplicáveis.

Tabela 2.2 – Níveis de protensão e exigências relacionadas à fissuração

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto protendido nível 1 (prot. parcial)	Pré-tração CAA I ou	ELS-W	Frequente $F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$ (2.1)
	Pós-tração CAA I e II	$w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 2 (prot. limitada)	Pré-tração CAA II ou	ELS-F	Frequente Quase permanente $F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$ (2.2)
	Pós-tração CAA III e IV	ELS-D	
Concreto protendido nível 3 (prot. completa)	Pré-tração CAA III e IV	ELS-F	Rara $F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qjk}$ (2.3)
		ELS-D	Frequente

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023.

2.1.3.3 Perdas de protensão

Antes de verificar a estrutura de concreto protendido aos Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS) aplicáveis, é necessário calcular as perdas de protensão. Para o caso de pós-tração como no caso da ponte em estudo, devem ser consideradas as perdas imediatas devido ao encurtamento imediato do concreto, ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem, além das perdas progressivas decorrentes da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão. Portanto, a força média na armadura de protensão pode ser descrita pela seguinte expressão:

$$P_t(x) = P_i - \Delta P_0(x) - \Delta P_t(x) \quad (2.4)$$

Sendo: $P_t(x)$ = força na armadura de protensão, no tempo t , na seção da abscissa x ;

P_i = força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;

$\Delta P_0(x)$ = perda imediata de protensão, medida a partir de P_i no tempo $t = 0$, na seção da abscissa x ;

$\Delta P_t(x)$ = perda de protensão no tempo t , calculada após o tempo $t = 0$, na seção da abscissa x .

As perdas por atrito ocorrem devido as curvas nos cabos e pequenas ondulações da bainha, assim, o cálculo depende do traçado do cabo e o coeficiente de atrito entre o cabo e bainha. O atrito diminui o alongamento da armadura, diminuindo a tensão aplicada, ou seja, provocando perdas que podem ser calculadas a partir da expressão 2.5, definida na ABNT NBR 6118:2023. Observa-se que no ponto onde está instalada a ancoragem ativa ($x = 0$) as perdas são nulas, aumentando gradativamente com o afastamento em relação ao cilindro hidráulico. Se, na outra extremidade, a ancoragem for passiva, a perda será máxima nessa posição, assim, com o estiramento nas duas extremidades da peça, reduzem-se as perdas por atrito (BASTOS, 2024).

$$\Delta P_{atr}(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)}] \quad (2.5)$$

Sendo: $\Delta P_{atr}(x)$ = perda de protensão imediata por atrito, na seção da abscissa x ;

P_i = força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;

μ = coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;

$\Sigma\alpha$ = soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , em radianos;

k = coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo.

Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor de $0,01\mu$;

x = abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, expressa em metros.

A equação 2.5 também pode ser expressa em termos de tensões, conforme apresentado abaixo:

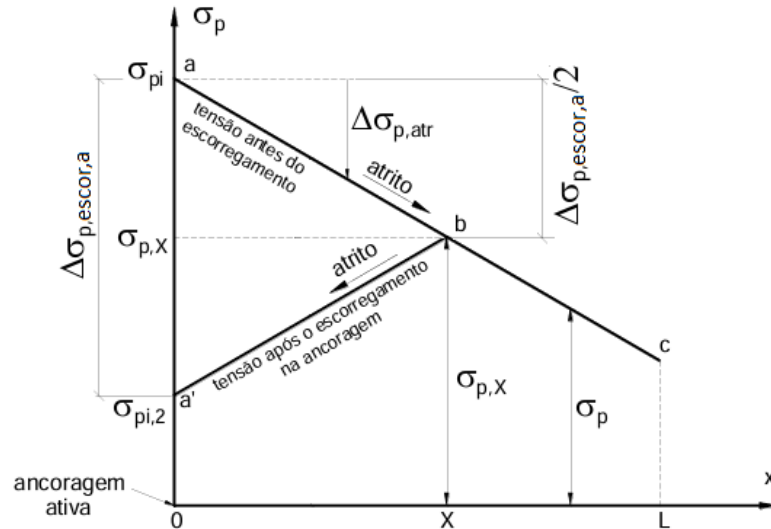
$$\Delta\sigma_{p,atr}(x) = \sigma_{pi} [1 - e^{-(\mu\Sigma\alpha+kx)}] \quad (2.6)$$

Sendo: $\Delta\sigma_{p,atr}(x)$ = perda de protensão imediata por atrito, na seção da abscissa x ;

σ_{pi} = tensão máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração.

As perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação da ancoragem ocorrem quando o cilindro hidráulico, ao alcançar a força de estiramento, “solta” a armadura, de forma que esta se movimenta em direção contrária ao carregamento aplicado, diminuindo o alongamento da armadura e provocando perda de tensão (BASTOS, 2024). Segundo a ABNT NBR 6118:2023, os valores de escorregamento (δ) devem ser determinados experimentalmente ou adotados valores indicados pelos fabricantes. A Figura 2.8, apresenta um diagrama com a variação de tensão (σ_p) após as perdas devido ao escorregamento da armadura e devido ao atrito. Observa-se que a tensão inicial (σ_{pi}), aplicada no ponto de ancoragem ativa, reduz ao longo do comprimento da peça devido ao atrito da bainha com o cabo ($\Delta\sigma_{p,atr}$). Após o escorregamento da armadura, de uma medida (δ), há uma redução da tensão inicial na posição do cilindro hidráulico para $\sigma_{pi,2}$ e então, as forças de atrito atuam em sentido contrário ao escorregamento, diminuindo-o até que o valor do escorregamento se torna zero em uma seção distante X do cilindro. Após esse ponto, o escorregamento não tem mais influência, havendo apenas a perda por atrito.

Figura 2.8 – Diagrama de tensão na armadura após as perdas por atrito e escorregamento



Fonte: Adaptado de BASTOS (2024).

A deformação na posição X , onde a perda de tensão por escorregamento é zero, é dada por δ/X . Assim, aplicando a Lei de Hooke é possível obter a tensão neste ponto ($\sigma_{p,X}$) e consequentemente a perda de tensão na posição da ancoragem ativa ($\Delta\sigma_{p,escor,a}$), de acordo com a expressão 2.7.

$$\sigma_{p,X} = \frac{\Delta\sigma_{p,escor,a}}{2} = \frac{\delta}{X} E_p \therefore \Delta\sigma_{p,escor,a} = 2 \frac{\delta}{X} E_p \quad (2.7)$$

Sendo: E_p = módulo de elasticidade da armadura ativa;

$\Delta\sigma_{p,escor,a}$ = perda de protensão por escorregamento da armadura na seção da ancoragem ativa ($x = 0$);

X = posição onde a perda de tensão por escorregamento é igual a 0;

δ = valor do escorregamento da armadura;

$\sigma_{p,X}$ = tensão na posição X .

Bastos (2024), define o valor de X , onde a perda de tensão por escorregamento é zero, de acordo com a expressão 2.8 a seguir, obtida a partir de trigonometria.

$$X = \sqrt{\frac{E_p \delta}{\sigma_{pi} \left(\frac{\mu \Sigma \alpha + kx}{x} \right)}} \quad (2.8)$$

Obtendo as tensões $\sigma_{pi,2}$ e $\sigma_{p,X}$ é possível obter as perdas por escorregamento ($\Delta\sigma_{p,escor}$) entre a seção inicial, onde está o cilindro hidráulico e a seção X, a partir de interpolação linear.

Por fim, também deve ser considerada a perda por encurtamento imediato do concreto. Quando há apenas um cabo ou quando todos os cabos são protendidos simultaneamente, esse efeito não é observado. Porém, ao fazer o alongamento cabo por cabo, o estiramento de um cabo provoca deformações elásticas no concreto, resultando em perda do alongamento nos cabos já estirados e ancorados (BASTOS, 2024). O cálculo dessa perda é dado pela expressão 2.9 abaixo, definida na ABNT NBR 6118:2023.

$$\Delta\sigma_{p,encur} = \frac{\alpha_p (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n} \quad (2.9)$$

Sendo: $\Delta\sigma_{p,encur}$ = perda média de protensão por cabo por encurtamento imediato do concreto;

α_p = relação entre o módulo de elasticidade do aço de armadura ativa (E_p) e o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto (E_{ci});

σ_{cp} = tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos;

σ_{cg} = tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão;

n = número de cabos.

Desta forma, o total das perdas de protensão imediatas podem ser descritas pela expressão 2.10 a seguir:

$$\frac{\Delta P_0(x)}{a_p} = \Delta\sigma_{p,0}(x) = \Delta\sigma_{p,atr}(x) + \Delta\sigma_{p,escor}(x) + \Delta\sigma_{p,encur} \quad (2.10)$$

Sendo: a_p = área da seção transversal do cabo;

$\Delta\sigma_{p,0}(x)$ = perda imediata de protensão, medida a partir de σ_{pi} no tempo $t = 0$, na seção da abscissa x ;

$\Delta\sigma_{p,atr}(x)$ = perda de protensão imediata por atrito, na seção da abscissa x ;

$\Delta\sigma_{p,escor}(x)$ = perda de protensão imediata por escorregamento da armadura, na seção da abscissa x ;

$\Delta\sigma_{p,encur}$ = perda média de protensão por cabo por encurtamento imediato do concreto.

As perdas progressivas de protensão são decorrentes da retração, fluência do concreto e relaxação do aço. A retração no concreto é uma deformação volumétrica que ocorre devido à perda de parte da água dissociada quimicamente do processo de produção do concreto para o ambiente externo. Essa redução de volume provoca um encurtamento do elemento estrutural ao longo do tempo e é independente do carregamento.

De acordo com Oliveira e Cardoso (2018), ao atuar uma compressão sob um elemento de concreto, ocorre uma acomodação das partículas de formação do concreto, se essa força permanecer ao longo do tempo, a água capilar se movimentará das camadas mais internas para as mais externas, expulsando a água, ocasionando tensões internas e provocando uma deformação lenta ao longo do tempo, denominada fluência. Portanto, é um processo análogo ao da retração, com aumento da deformação inicial, até um valor máximo no tempo infinito.

Quando as ações permanentes são aplicadas parceladamente em idades diferentes, deve ser considerada a fluência de cada uma das camadas de concreto e a relaxação de cada cabo separadamente. Por outro lado, de acordo com a ABNT NBR 6118:2023, quando a concretagem e a protensão são executadas em fases suficientemente próximas para desprezar os efeitos de uma fase sobre a outra e os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção transversal de modo que os efeitos possam ser equivalentes a um único cabo resultante, é possível adotar um processo simplificado de cálculo, apresentado na expressão 2.11.

$$\Delta\sigma_{p,t}(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{c,p0g}\varphi(t, t_0) - \sigma_{p0}\chi(t, t_0)}{\chi_p - \chi_c\alpha_p\eta\rho_p} \quad (2.11)$$

Sendo: $\Delta\sigma_{p,t}(t, t_0)$ = variação da tensão no aço de protensão entre t_0 e t ;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = retração no instante t , descontada a retração ocorrida até o instante t_0 ;

E_p = módulo de elasticidade da armadura ativa;

α_p = relação entre o módulo de elasticidade do aço de armadura ativa (E_p) e o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto (E_{ci});

$\sigma_{c,p0g}$ = tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão;

$\varphi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente aplicadas no instante t_0 ;

σ_{p0} = tensão na armadura ativa correspondente a P_0 , ou seja, à força de protensão após descontadas as perdas imediatas;

$\chi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência do aço, definido na equação 2.12;

ρ_p = taxa geométrica da armadura de protensão, ou seja, a relação entre a soma das áreas da seção transversal de cada cabo (A_p) e a área da seção transversal do elemento de concreto (A_c);

χ_p, χ_c, η = coeficientes apresentados nas expressões 2.15, 2.16 e 2.17 a seguir.

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \psi(t, t_0)] \quad (2.12)$$

Sendo: $\psi(t, t_0)$ = coeficiente de relaxação no aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 , definido a partir da equação 2.13 a seguir:

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (2.13)$$

Pode-se considerar que para o tempo infinito, a expressão 2.13 pode ser reescrita como:

$$\psi(t_{\infty}, t_0) = 2,5 \psi_{1000} \quad (2.14)$$

Nas expressões 2.13 e 2.14, o coeficiente ψ_{1000} é definido como o valor médio da relaxação, medidos após 1000 h, à temperatura constante de 20°C para as perdas de tensão referidas a valores básicos da tensão inicial de 50% a 80% da resistência característica do aço da armadura ativa (f_{ptk}). Os valores de ψ_{1000} em porcentagem são descritos na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem

σ_{p0}	Cordoalhas		Fios		Barras
	Relaxação normal	Relaxação baixa	Relaxação normal	Relaxação baixa	
	(RN)	(RB)	(RN)	(RB)	
$0,5f_{ptk}$	0	0	0	0	0
$0,6f_{ptk}$	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
$0,7f_{ptk}$	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
$0,8f_{ptk}$	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023.

Em casos onde não é necessária grande precisão, a ABNT NBR 6118:2023 permite obter os valores de $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ por interpolação linear a partir dos valores apresentados na Tabela 2.4 abaixo. Os valores indicados dependem da umidade média ambiente e da espessura fictícia $2A_c/u$, onde A_c é a área da seção transversal e u é o perímetro da seção em contato com a atmosfera. Deformações específicas e mais precisas podem ser calculadas de acordo com o anexo A da referida norma.

Tabela 2.4 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$

Umidade média ambiente (%)		40		55		75		90		
Espessura fictícia $2A_c/u$ (cm)		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto C20 a C45	t_0 dias	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
5		2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	
30		2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1	
60		1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0	
$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ ‰	5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15	
	30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15	
	60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15	

Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

A seguir, apresentam-se os demais coeficientes necessários para o cálculo das perdas diferidas no tempo, conforme a expressão 2.11.

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0) \quad (2.15)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5\varphi(t, t_0) \quad (2.16)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c} \quad (2.17)$$

Sendo: e_p = excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

A_c = área da seção transversal do concreto;

I_c = momento central de inércia do concreto.

Portanto, após o cálculo das perdas imediatas e diferidas no tempo, obtém-se a força na armadura de protensão, no tempo t , na seção da abscissa x , utilizando a expressão 2.4. Com base no valor obtido e nas características da estrutura, são realizadas as devidas verificações de acordo com a Tabela 2.2.

2.1.4 Breve abordagem sobre o método dos elementos finitos

Este trabalho utiliza o método dos elementos finitos para análise da estrutura sobre o rio Tocantins a partir do *software* de cálculo ANSYS v.19.2 (Ansys Inc., 2019). É um método numérico para solucionar problemas regidos por equações diferenciais, a partir da discretização de um domínio contínuo em elementos. As equações para resolução do problema são formuladas em cada elemento e, a partir da junção dessas contribuições e da conexão entre os elementos, obtém-se um sistema global com aproximação da solução matemática real.

De acordo com Logan (2007), a análise por meio do Método dos Elementos Finitos envolve sete procedimentos gerais. O primeiro depende da escolha do modelador e diz respeito à adequação do modelo ao problema contínuo. Esse passo consiste em criar a malha e selecionar o tipo de elemento mais apropriado para representar o comportamento físico real. A malha deve ser refinada o suficiente para fornecer resultados adequados, mas sem excessiva densidade para evitar o aumento desnecessário do custo computacional. Quanto à escolha do tipo de elemento, cada problema possui uma configuração mais adequada, capaz de representar de forma fiel a estrutura real, conforme a necessidade de precisão nos resultados e a otimização do tempo de processamento. Existem elementos mais básicos como elementos de barra até os mais complexos como sólidos assimétricos.

Ainda segundo Logan (2007), os demais passos são processados no *software* de cálculo. O segundo passo é a seleção das funções de forma que representam como os deslocamentos se comportam dentro do elemento. O terceiro passo define as relações entre os deslocamentos/deformações e tensões, a partir de leis constitutivas dos materiais, como, por exemplo, a Lei de Hooke. Em seguida, é definida a matriz de rigidez dos elementos, podem ser utilizados os métodos de rigidez direta, métodos de energia como o Teorema de Castigliano, entre outros. O quinto passo consiste na aplicação das condições de contorno, impondo as restrições físicas do problema, como apoios fixos ou móveis. Após definir as condições de contorno, é feita a resolução do sistema de equações para encontrar os graus de liberdade desconhecidos nos nós da malha. Por fim, com base nas relações definidas no terceiro passo, são encontradas as grandezas secundárias como tensão e esforço cortante e momento fletor.

Portanto, o passo mais crítico na modelagem é o primeiro que define o tipo de elemento e o grau de refinamento da malha. Além disso, é fundamental buscar um equilíbrio entre a precisão dos resultados e o custo computacional envolvido.

2.1.4.1 Elementos da biblioteca do software

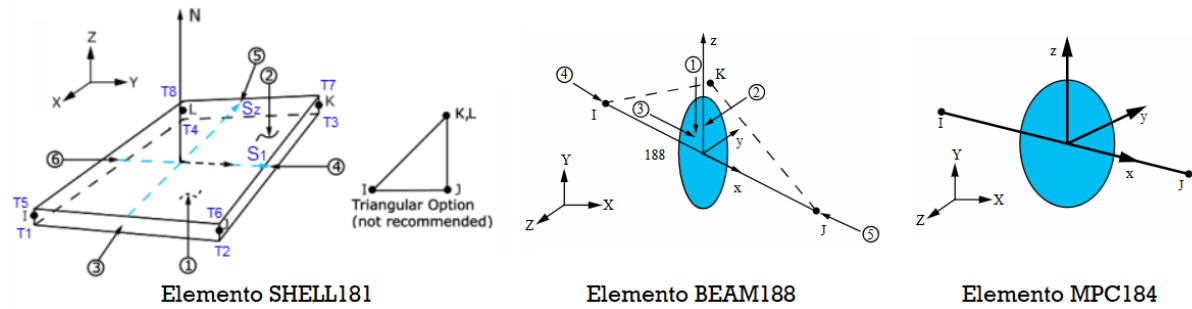
A biblioteca do ANSYS possui diversos tipos de elementos. Para a modelagem da ponte sobre o rio Tocantins, foram utilizados elementos do tipo casca e barra, conforme será descrito no item 3.2. Elementos sólidos não foram empregados, pois não há superfície com espessura significativa que justifique o emprego desse tipo de elemento, que apresenta mais graus de liberdade.

O elemento de casca SHELL181 é adequado para superfícies com espessuras pequenas a moderadas. Possui quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó, translações e rotações em torno dos eixos x , y e z . É baseado na teoria de Reissner-Mindlin, sendo possível obter valores de tensão, força normal e momento fletor na face da superfície do elemento. Apesar de ser um elemento quadrático, a opção triangular pode ser utilizada como elemento de enchimento para gerar a malha.

Para representar elementos de barra, pode-se utilizar o elemento BEAM188, baseado na teoria de viga de Timoshenko e inclui efeitos de deformação por cisalhamento. Possui dois nós com seis graus de liberdade em cada, translações e rotações em torno dos eixos x , y e z .

Para ligação entre elementos com restrição rígida ou como componente rígido utilizado para transmitir forças e deslocamentos, pode-se utilizar o elemento MPC184. A Figura 2.9 mostra a representação dos elementos de acordo com a biblioteca do ANSYS.

Figura 2.9 – Elementos SHELL181, BEAM188 e MPC184



Fonte: Adaptado de ANSYS INC. (2019).

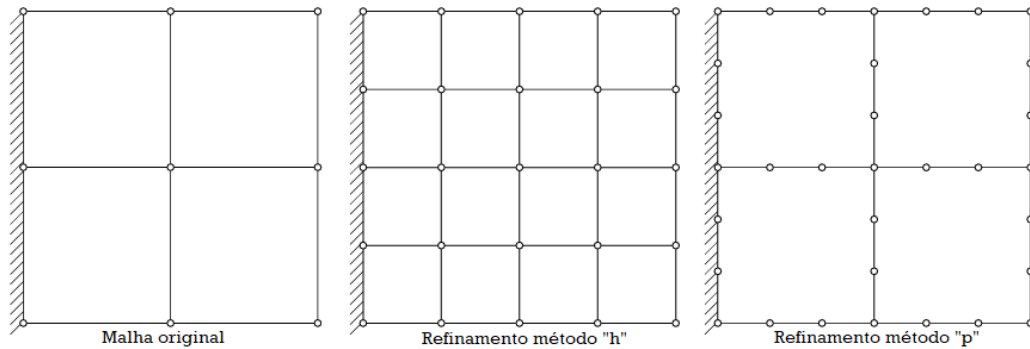
2.1.4.2 Refinamento da malha

Conforme mencionado, é fundamental que a malha esteja adequada para que a resposta do modelo seja próxima da solução real. Para isso, é necessário fazer um refinamento da malha, equilibrando com o tempo de processamento. Existem duas formas de realizar esse refinamento. O primeiro método é denominado “p” e consiste em aumentar o grau do polinômio de aproximação utilizado na solução, sem alterar a malha. Na prática, aumenta-se os nós internos e os graus de liberdade de cada elemento para melhorar a convergência da solução. De acordo com Logan (2007), este processo é feito automaticamente no software de MEF utilizado, diferentemente do método “h” de refinamento que consiste em aumentar o número de elementos, refinando a malha. O método utilizado no trabalho, foi o método “h”, pois a alteração do tipo de polinômio utilizado é limitada pela biblioteca do software. A Figura 2.10 ilustra a diferença entre os dois métodos de refinamento.

Durante o refinamento da malha, deve-se assegurar que a transição entre partes com geometrias distintas, como entre a mesa inferior do caixão e os enrijecedores transversais, seja realizada com uma divisão adequada dos elementos, garantindo a conectividade entre os nós. A utilização de elementos de grandes dimensões pode comprometer essa condição, uma vez que a mudança brusca de dimensões entre regiões adjacentes pode resultar na formação de elementos

excessivamente distorcidos, prejudicando a compatibilidade da deformada entre elementos, a qualidade da solução e o processo de convergência numérica.

Figura 2.10 – Métodos de refinamento de malha



Fonte: Adaptado de LOGAN (2007).

2.1.5 Breve abordagem sobre a análise dinâmica

Uma obra de arte especial como a ponte sobre o rio Tocantins está sujeita a efeitos de carga dinâmica, ou seja, cargas cuja magnitude e ponto de aplicação variam com o tempo, como a circulação de uma locomotiva. Essa carga resulta em deslocamentos e tensões variáveis com o tempo e que constituem a resposta dinâmica. Além das cargas aplicadas, reações e esforços internos participam do equilíbrio das forças de inércia (relacionadas com a massa da estrutura) e forças que dissipam energia (amortecimento), assim, a resposta da estrutura não é um resultado único estático, mas é um histórico de resposta ao longo do tempo (BRASIL & SILVA, 2015). Enquanto o modelo estático é um sistema de equações algébricas dependente da matriz de rigidez da estrutura, o modelo dinâmico é regido por um sistema de equações diferenciais ordinárias com variáveis temporais, conforme apresentado na expressão a seguir:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f}(t) \quad (2.18)$$

Sendo: \mathbf{M} = matriz de massa;

\mathbf{C} = matriz de amortecimento;

\mathbf{K} = matriz de rigidez;

$\mathbf{f}(t)$ = vetor de força externa no tempo t ;

\mathbf{u} = vetor de deslocamento;

$\dot{\mathbf{u}}$ = vetor de velocidade, derivada primeira do vetor de deslocamento;

$\ddot{\mathbf{u}}$ = vetor de aceleração, derivada segunda do vetor de deslocamento.

Existem alguns métodos para solucionar o sistema de equações. Neste trabalho, foram utilizados os métodos de Newmark e por superposição modal, conforme será apresentado no item 3.6. O método de Newmark parte do desenvolvimento em séries de Taylor para aproximar no instante t o campo de deslocamentos e velocidades (COELHO, 2008). É um método numérico de integração direta implícito, em que a resolução é fundamentada na condição de equilíbrio do instante em que se busca solução e, conseqüentemente, requer valores desse instante (SORIANO, 2014). Ou seja, em cada incremento de tempo é realizada a resolução de um sistema de equações.

Para escolhas usuais de seus parâmetros, é um método incondicionalmente estável, permitindo a escolha de incrementos de tempo grandes ou pequenos, sem comprometer a convergência da solução. Contudo, o valor do incremento controla a precisão da resposta dinâmica. Passos menores garantem a captura fiel de modos de alta frequência, mas elevam o custo computacional. Em contrapartida, passos maiores reduzem o tempo de processamento, mas podem suavizar excessivamente a resposta, com a perda de modos superiores que podem ser relevantes, a depender do problema estrutural analisado. Além do intervalo de tempo, o método possui dois parâmetros que definem a variação da aceleração entre dois instantes consecutivos e controlam a estabilidade e precisão da integração. Normalmente, esses parâmetros são configurados para que a aceleração seja constante durante o intervalo de tempo.

A definição das propriedades dissipativas é um dos aspectos fundamentais da análise dinâmica, sendo o amortecimento de Rayleigh o modelo mais comumente empregado. Nesta formulação, a matriz de amortecimento é construída como uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez. Os parâmetros de proporcionalidade são determinados pelas expressões 2.20 e 2.21 apresentadas a seguir. As equações apresentadas já se encontram simplificadas e adotando o mesmo coeficiente de amortecimento para ambos os modos de vibração considerados, ou seja, com $\zeta = \zeta_i = \zeta_j$. O valor deste coeficiente de amortecimento pode ser obtido na Tabela 6.6 do EN 1991-2:2003, sendo igual a 0,5% para pontes mistas de aço e concreto.

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K} \quad (2.19)$$

$$\alpha = \frac{2\zeta\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.20)$$

$$\beta = \frac{2\zeta}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.21)$$

Sendo: α = parâmetro de proporcionalidade associado a matriz de massa;
 β = parâmetro de proporcionalidade associado a matriz de rigidez;
 ζ = coeficiente de amortecimento da estrutura;
 ω_i = frequência angular do i-ésimo modo de vibração;
 ω_j = frequência angular do j-ésimo modo de vibração.

Observa-se que para solucionar as expressões apresentadas, é necessário realizar uma análise modal da estrutura para obter as frequências e modos naturais de vibração. Essa análise é obtida a partir da solução de um problema de autovalores e autovetores, em que os autovalores correspondem às frequências naturais e os autovetores ao modo da estrutura, ou seja, ao conjunto de deslocamentos correspondente a respectiva frequência natural. De acordo com Soriano (2014), todos os graus de liberdade da estrutura executam movimento harmônico característico de um modo de vibração na correspondente frequência natural. Assim, com n graus de liberdade, têm-se igual número de autopares, cada um composto por uma frequência natural e seu respectivo modo de vibração. Em modelos complexos com muitos graus de liberdade existem variados modos de vibração, como aqueles associados à torção da estrutura, à flexão, deslocamentos horizontais, deformações localizadas, etc. Desta forma, no cálculo do amortecimento de Rayleigh, selecionam-se duas frequências naturais da estrutura, geralmente associadas aos modos mais representativos da faixa modal de interesse. É importante destacar que a análise modal independe de forças externas, sendo função apenas da distribuição de massa e rigidez do modelo. Adicionalmente, os modos de vibração têm a propriedade de ortogonalidade em relação às matrizes de rigidez e de massa (SORIANO, 2014).

Devido à ortogonalidade, é possível desacoplar as equações diferenciais, permitindo obter a resposta correspondente a cada uma das formas modais independentemente. O método da superposição modal parte deste desacoplamento, transformando a resolução de um sistema de equações diferenciais $n \times n$ em um problema de n equações de um único grau de liberdade (COELHO, 2008). Essas soluções são somadas, transformadas ao espaço físico, obtendo a

resposta dinâmica da estrutura. De acordo com Soriano (2014), os modos de frequência mais elevadas praticamente não têm participação na resposta no modelo, sendo que os primeiros modos são os de maior acurácia no modelo discreto. Ainda assim, a escolha do número de modos de vibração utilizado na análise deve ser adequada, compatível com o número de graus de liberdade do sistema, para que a resposta seja consistente e com devida acurácia. Como a solução torna-se mais simples com resolução de equações de um único grau de liberdade, o processamento é mais rápido.

O método de Newmark geralmente possui um maior custo computacional, pois a solução do sistema de equações é feita para cada incremento de tempo. Para modelos com muitos graus de liberdade, como o caso de estruturas complexas como a ponte sobre o rio Tocantins, a solução tende a ser mais lenta. Adicionalmente, o tamanho do trem-tipo da análise dinâmica também influencia no tempo de processamento, já que o ideal é que seja analisado o comportamento da estrutura durante a passagem de todo o comboio e após sua saída para avaliação da vibração livre. Assim, outros métodos como a superposição modal tendem a ser mais vantajosos para análise dinâmica de modelos complexos. Todavia, deve-se atentar à escolha do número de modos utilizados na análise para que a resposta tenha uma acurácia satisfatória.

2.2 ESTUDOS RECENTES SOBRE O TEMA

Vigas mistas são amplamente utilizadas como solução estrutural em obras de arte especiais. De acordo com Liu *et al.* (2009), pontes mistas de aço e concreto têm sido cada vez mais utilizadas em novas linhas da rede ferroviária de alta velocidade europeia devido a consideráveis vantagens em relação ao dimensionamento, tempo de construção, durabilidade e custos. No Brasil, se destacam as OAEs do Elevado da Perimetral com 7,3 km de extensão e o Elevado da Linha Vermelha com 4,6 km (MACHADO & PORTO, 2019). Outros exemplos de construções mistas brasileiras podem ser encontrados no trabalho desenvolvido por Mason e Ghavami (1994).

O sistema construtivo de vigas mistas biapoiadas alia a alta resistência do concreto a compressão e a alta resistência do aço à tração. Fachinelli e Schmitz (2023) realizaram um estudo comparativo entre pontes de concreto protendido e pontes mistas de aço e concreto. Apesar da superestrutura mista ser mais cara, é mais esbelta e leve devido à otimização do uso

da resistência dos materiais, transmitindo solicitações 60% menores para as fundações da ponte, reduzindo custos com fundações e resultando uma seção transversal com menor altura.

É um sistema construtivo vantajoso, mas devido às diferenças entre os materiais, os efeitos de retração e fluência do concreto, o comportamento a longo prazo das estruturas mistas é mais complexo que os das pontes de aço ou concreto (ZHANG *et al.*, 2023). Esses efeitos são ainda mais relevantes no caso de estruturas contínuas, visto que, nesse caso, o concreto sobre os apoios internos encontra-se submetido à tração, apresentando um comportamento ainda mais complexo, caso haja fissuração.

De acordo com Qi *et al.* (2021), atualmente há dois principais métodos para lidar com a fissuração do concreto na região de momento negativo em vigas mistas: permitir que o concreto fissure, mas controlando a abertura de fissura dentro da faixa permitida por meio de armação adequada; não permitir a fissuração, tomando medidas para reduzir a tensão de tração na laje para evitá-la. O primeiro método normalmente exige que as lajes sejam mais espessas nos apoios para comportar uma maior taxa de armadura. É o caso da ponte Pedro Ivo em Santa Catarina em que a espessura das lajes é de 22 cm nos vãos e 35 cm nos apoios (KLINSKY, 1999). Outra forma é aumentar a rigidez da seção submetida a momento negativo, adicionando concreto armado na parte inferior da alma de aço por exemplo. Xu *et al.* (2011) realizaram ensaios com esse tipo de seção transversal, demonstrando que essa técnica reduz a propagação de fissuras sob cargas de serviço, porém aumenta o peso próprio da seção e aumenta o tempo de execução. Para pontes contínuas com grandes vãos, como a ponte sobre o rio Tocantins, esses métodos podem ser economicamente inviáveis, já que os esforços são maiores, exigindo seções com maiores taxas de armadura e lajes mais espessas. Assim, a solução adotada consiste em não permitir a fissuração por meio da redução das tensões atuantes na laje.

Para reduzir o esforço de tensão na laje pode-se aplicar protensão externa ou interna. Na externa, os cabos ficam na parte exterior da seção transversal, facilitando a manutenção, mas transferindo as forças de compressão apenas nos pontos de ancoragem e desviadores. No âmbito da protensão externa em vigas mistas, pode-se citar os trabalhos de Linhares (2015), Ryu *et al.* (2004), Peng, Xue e Bai (2024), Lorenc e Kubica (2006), entre outros. No caso da ponte em estudo no presente trabalho, a protensão é interna ao tabuleiro, ou seja, os cabos acompanham a deformação do concreto, transmitindo o esforço de compressão ao longo do comprimento do cabo, também há melhor proteção destes contra a corrosão.

A literatura relacionada a pontes mistas contínuas com protensão interna na laje sobre os apoios ainda possui lacunas. Entre os primeiros trabalhos desenvolvidos sobre o tema destaca-se o ensaio experimental de Sarnes e Daniels (1971). Os autores testaram vigas mistas contínuas de dois vãos em perfil I para situação de momento negativo no apoio interno. Apesar de ser um experimento em pequena escala, os autores concluíram que a protensão no tabuleiro reduz a fissuração do concreto, podendo até ser eliminada dependendo do nível de carregamento e da força de protensão aplicada. Adicionalmente, os autores concluíram que ao aplicar a protensão antes da concretagem dos conectores de cisalhamento e da viga atingir o caráter misto é mais efetivo para o controle de fissuração. Destaca-se que essa foi a mesma técnica aplicada na ponte sobre o rio Tocantins.

Kennedy e Grace (1990) ensaiaram duas vigas contínuas de dois vãos com longarinas em perfil I em escala reduzida. Uma das vigas possuía cabos de protensão na região do apoio interno e a outra viga apresentava apenas a armadura passiva, sem protensão. Essas vigas foram ensaiadas a carga estática, a fadiga e a carga dinâmica, obtendo as frequências naturais iniciais da estrutura. Os valores foram comparados com resultados analíticos. Os autores observaram que a protensão aumenta a frequência natural da estrutura devido à redução da fissuração da laje e também reduz a tensão provocada pela carga de fadiga.

Ryu e Chang (2005) realizaram estudos experimentais de vigas mistas caixão contínuas com tabuleiro pré moldado, com protensão interna e juntas transversais. Foram feitos dois ensaios com vigas com 2 vãos. Foram aplicadas cargas estáticas concentradas para observar o comportamento elástico, também foram feitos carregamentos cíclicos para avaliar a fadiga e testes para avaliar o comportamento pós fissuração e o comportamento inelásticos, validando métodos normativos de dimensionamento.

Su, Yang e Bradford (2014) realizaram dois ensaios experimentais de vigas mistas caixão contínuas de dois vãos. O primeiro ensaio foi com uma amostra de controle, sem protensão no apoio interno. No outro ensaio foi aplicada protensão através de 6 cabos dispostos no tabuleiro de concreto. Foram aplicadas cargas concentradas no meio dos dois vãos e medidos a flecha, a deformação na viga de aço, na armadura e na laje, o deslizamento relativo entre aço e concreto e o tamanho da abertura da fissura. A amostra com protensão apresentou uma carga de fissuração maior que a amostra de controle, mostrando que a protensão previne a formação de

fissuras e reduz a probabilidade de ingresso de materiais corrosivos na laje. Por outro lado, há um maior deslizamento relativo na interface aço concreto, redistribuindo o momento fletor.

Ma, Shi e Zhang (2018) desenvolveram um modelo numérico com elementos de casca de uma ponte mista de 4 vãos com seção transversal em duplo I. Elementos de barra foram utilizados para simular cabos de protensão nos apoios internos utilizados para garantir a durabilidade da estrutura. O trabalho avaliou o comportamento a longo prazo da estrutura simulada. Também foi feita uma análise paramétrica variando a altura da viga, a espessura da laje, a força de protensão aplicada e a carga adicional estática aplicada. Os autores concluíram que as perdas de protensão devido à fluência são altas, podendo chegar a 50% da força inicial, sendo este efeito ampliado devido ao aumento da protensão aplicada, da espessura da laje e da carga adicional.

Hu, Shah e Yu (2021) avaliaram a fissuração do tabuleiro utilizando como protótipo um modelo em escala reduzida do trecho protendido submetido à momento fletor negativo de uma ponte rodoviária em seção caixão mista contínua. Foi realizado um teste experimental aplicando uma carga concentrada estática e medindo a deformação e a abertura de fissuras na laje. Adicionalmente, os autores elaboram um modelo numérico equivalente e validado pelo ensaio experimental. A partir deste modelo numérico, variou-se a posição dos cabos e a força de protensão para estudar a otimização dos cabos de protensão para aumentar a resistência à fissuração.

Qi *et al.* (2021) realizaram uma análise estática em pequena escala utilizando o método dos elementos finitos e avaliando as vantagens de protender o concreto na região de momento negativo. Foram utilizados elementos de casca para modelar a ponte de 3 vãos e elementos de barra para modelar a protensão, molas simularam os conectores de cisalhamento. Foram feitas duas simulações, uma com a protensão aplicada com a seção com comportamento misto completo atingido e a outra com a protensão do tabuleiro antes da concretagem dos nichos com os conectores de cisalhamento. No método da protensão da seção mista, 43% da compressão aplicada é transferida para a viga de aço. No método da protensão aplicada inicialmente apenas ao tabuleiro, toda força aplicada nos cabos é transmitida à laje de concreto, reduzindo a quantidade de cabos necessária. Ressalta-se que este método foi o utilizado na ponte sobre o rio Tocantins.

Portanto, nota-se que os trabalhos existentes focam em estruturas de escala reduzida, com carregamento majoritariamente estático. Além disso, a maior parte das pesquisas focam em análises experimentais, com poucos estudos utilizando metodologia numérica. Desta forma, o presente trabalho amplia a bibliografia sobre o tema, visto que é proposto um modelo numérico de uma ponte mais extensa com mais graus de liberdade, sujeita a carga móvel rodoferroviária, permitindo avaliar a fissuração do tabuleiro e a eficiência da protensão para melhorar a resposta da estrutura mista submetida a carga de serviço.

3 MODELAGEM NUMÉRICA

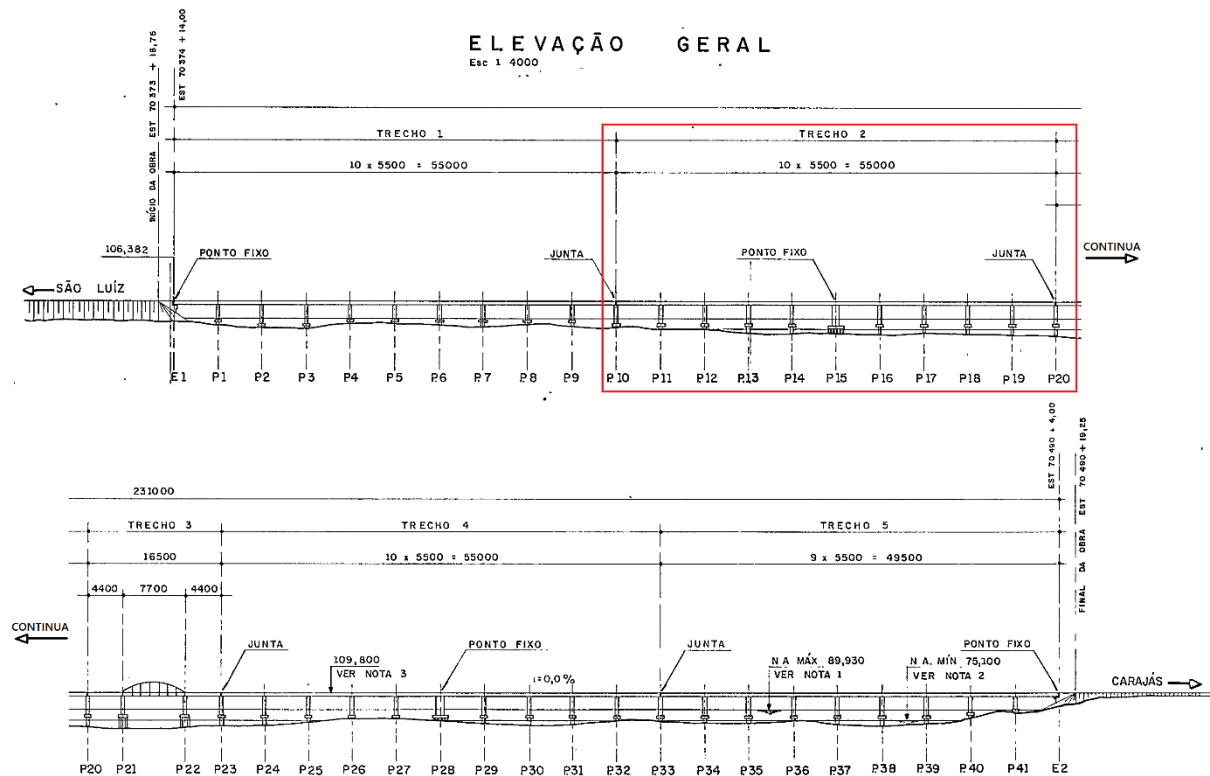
Neste capítulo, descreve-se a elaboração dos modelos numéricos utilizados no estudo da estrutura em análise. Todos os modelos foram desenvolvidos no *software* de elementos finitos ANSYS v.19.2 (Ansys Inc., 2019), utilizando códigos elaborados na linguagem APDL (Ansys Parametric Design Language). Inicialmente, são apresentadas a geometria e suas simplificações, critérios de condições de contorno, tipologia de elementos finitos utilizados e definições de malha. Na sequência, é feita uma descrição do modelo de carregamento adotado e a validação do modelo proposto com auxílio de dados experimentais. Por fim, realiza-se uma comparação entre as análises estática e dinâmica, com o intuito de verificar a validade do modelo estático adotado.

3.1 DESCRIÇÃO DA GEOMETRIA

A ponte rodoferroviária em estudo possui extensão de 2,31 km e é dividida em cinco trechos conforme apresentado na Figura 3.1. Os trechos 1, 2 e 4 possuem dez vãos de 55 m, o trecho 5 possui nove vãos de 55 m e o trecho 3 possui dois vãos de 44 m e um central com arco superior atirantado de 77 m para permitir a passagem de navegações de maior porte.

Os trechos podem ser considerados de forma independente devido a presença de juntas na estrutura. Assim, visando um menor custo computacional, foi selecionado um dos trechos como típico para a modelagem. Desta forma, como os trechos 1 e 5 possuem especificidades devido às regiões de apoio dos encontros E.1 e E.2 e o 3 possui soluções estruturais diferentes para permitir um vão central maior, foi adotado o trecho 2 para as simulações numéricas. Ressalta-se que o trecho 4 é equivalente ao 2 de forma espelhada.

Figura 3.1 – Elevação geral da ponte sobre o rio Tocantins da Estrada de Ferro Carajás

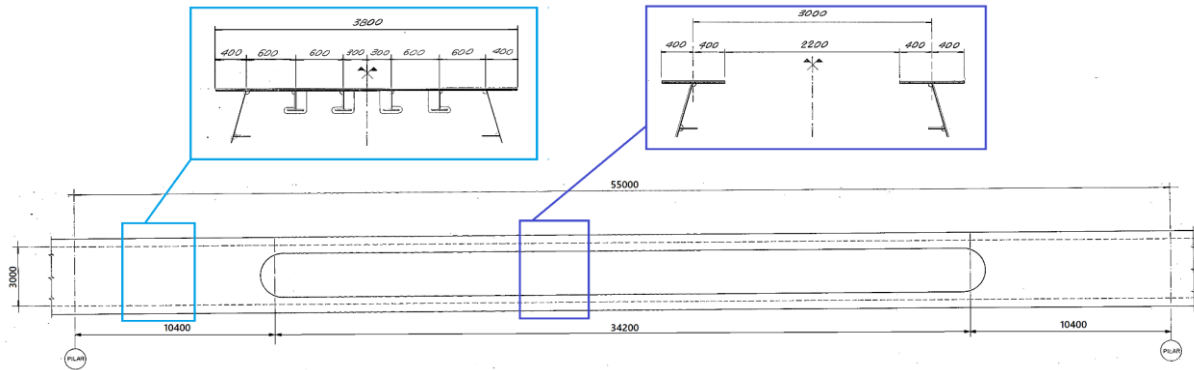


Fonte: Adaptado de MASON (1985).

A estrutura metálica de cada trecho é subdividida em diferentes tipos de unidades de 11 m cada, com exceção dos extremos em que o comprimento da unidade é de 5,425 m devido à junta de 15 cm na interseção com o trecho subsequente. A Figura 3.2 apresenta o esquema de unidades do trecho modelado. Observa-se que há uma padronização ao longo da viga contínua com a repetição das unidades VI, VII e VIII com simetria no meio do vão. A Tabela 3.1 apresenta as principais diferenças entre as unidades, sendo t_{fi} a espessura da mesa inferior do caixão, t_{fs} a espessura da mesa superior, t_w a espessura da alma, t_{efli_T} a espessura das chapas do enrijecedor longitudinal da mesa inferior e t_{efls_T} a espessura das chapas do enrijecedor longitudinal da mesa superior quando esta possui 3,8 m de largura.

Na região entre os pilares P10 e P11 e, por simetria, P19 e P20, são utilizadas diferentes unidades (X, II, III, IV, V) constituídas por chapas com maiores espessuras, aumentando o momento de inércia da seção caixão. Ressalta-se que nestes vãos citados, há uma deformação maior da estrutura, já que constituem extremos do trecho, não havendo continuidade da viga em um dos lados e, por isso, a seção transversal possui características diferentes. Também se observa que no pilar P15 há uma unidade diferente, XI, que possui semelhanças com a unidade

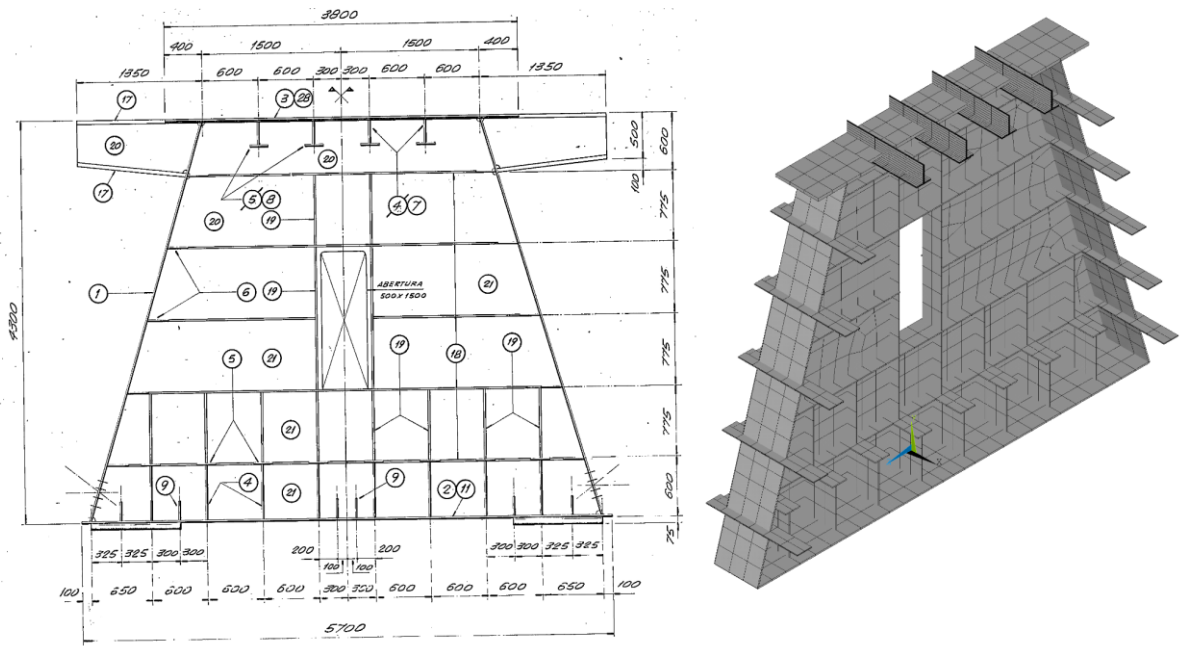
Figura 3.3 – Esquema das mesas superiores da seção caixão ao longo do vão



Fonte: Adaptado de MASON (1985).

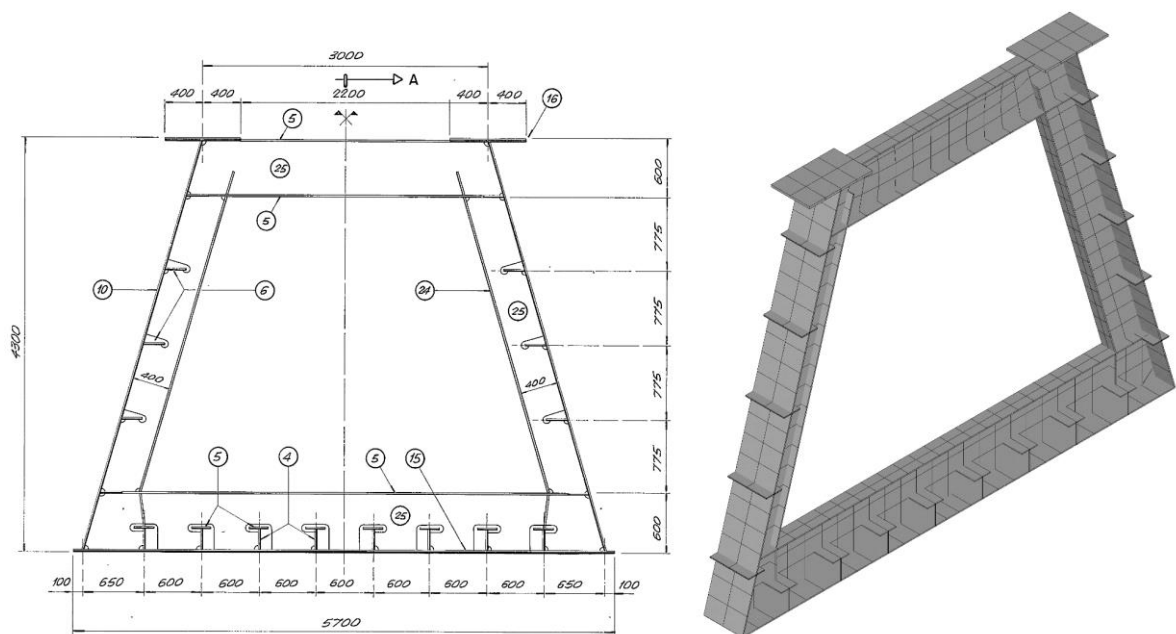
Ao longo da viga, é possível identificar três tipos de seções transversais enrijecidas. O primeiro tipo, apresentado na Figura 3.4, é a seção do apoio, composta por um diafragma fechado enrijecido com chapas horizontais e verticais, com uma pequena abertura central de 50 cm x 150 cm. Essa seção repete-se sobre todos os apoios. A Figura 3.5 apresenta o segundo tipo que possui chapas transversais de 600 mm na mesa inferior e superior do caixão e de 400 mm na alma. No vão entre dois pilares, com comprimento de 55 m, essa seção se repete nas posições: 0,60 m; 1,8 m; 3,65 m; 7,35 m; 14,65 m; 18,35 m; 25,65 m; 29,35 m; 36,65 m; 40,35 m; 47,65 m; 51,35 m; 53,20 m e 54,40 m. O terceiro tipo é similar ao segundo, conforme a Figura 3.6, porém as chapas que enrijecem as mesas superiores possuem espessuras maiores, além disso, há um contraventamento em “X” e consoles para instalação das mãos-francesas que apoiam o trecho rodoviário da ponte. Essa seção repete-se a cada 11 m no vão, ou seja, nas posições: 11 m; 22 m; 33 m e 44 m.

Figura 3.4 – Seção transversal enrijecida tipo 1 – sobre o apoio



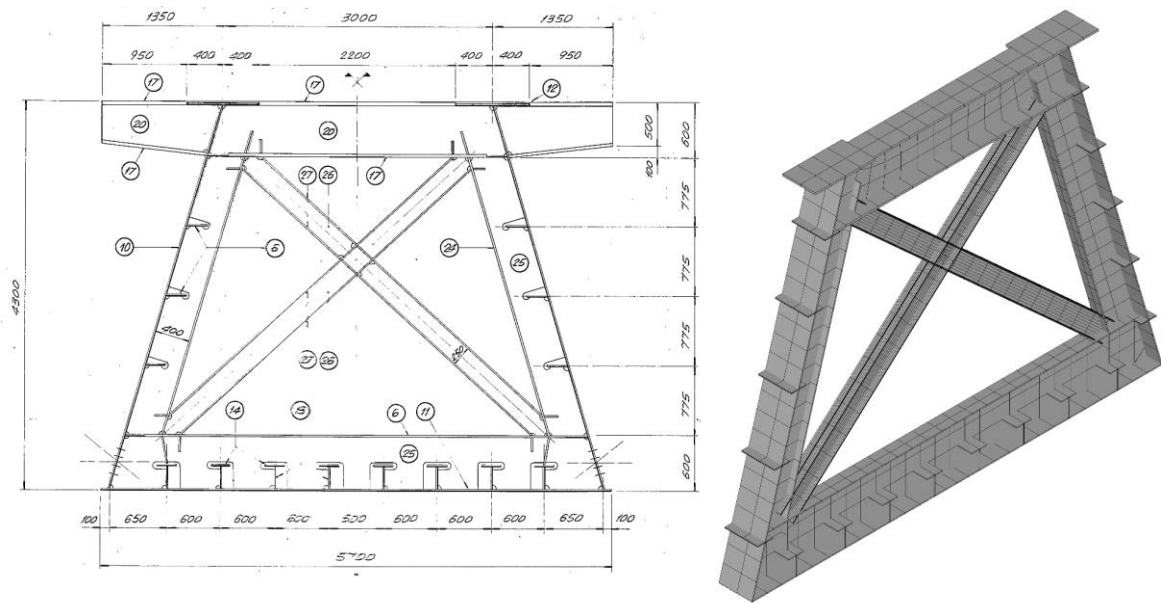
Fonte: Adaptado de MASON (1985).

Figura 3.5 – Seção transversal enrijecida tipo 2 – típica



Fonte: Adaptado de MASON (1985).

Figura 3.6 – Seção transversal enrijecida tipo 3 – apoio para rodovia



Fonte: Adaptado de MASON (1985).

3.2 ELEMENTOS UTILIZADOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO

A análise da estrutura será feita em regime linear elástico. Assim, foram definidos apenas o módulo de elasticidade longitudinal e o coeficiente de Poisson. Para o aço os valores adotados são iguais a 200 GPa para o módulo de elasticidade e 0,3 para o coeficiente de Poisson. Para o concreto, os valores adotados são iguais a 24 GPa, definido como o módulo de elasticidade secante para concreto C25 e 0,2 para o coeficiente de Poisson.

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} = 5600 \cdot 25^{1/2} \therefore E_{ci} = 28 \text{ GPa} \quad (3.1)$$

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} = 0,85 \cdot 28 \therefore E_{cs} = 24 \text{ GPa} \quad (3.2)$$

Sendo: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, resistência característica à compressão do concreto;

E_{ci} = módulo de elasticidade tangente inicial do concreto;

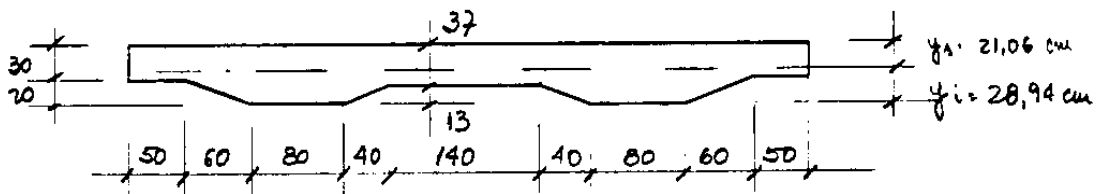
E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto.

Para a modelagem foram utilizados elementos do tipo casca e barra. Devido à complexidade da geometria e sendo o objetivo do estudo a região com protensão do tabuleiro, a modelagem em elementos de casca e, portanto, com representação mais fiel da estrutura, foi restrita a apenas

um vão e meio simulando o trecho compreendido entre o meio do vão entre os pilares P10 e P11 e o pilar P12 (ver Figura 3.2). O elemento de casca, ou seja, com 4 nós e 6 graus de liberdade por nó (translação e rotação em x, y e z), escolhido para representação deste trecho foi o SHELL181 (ver item 2.1.4.1). Com exceção do contraventamento em “X” da seção transversal tipo 3 apresentada na Figura 3.6 e dos enrijecedores longitudinais da alma e da mesa superior, todos os demais elementos da seção transversal foram modelados utilizando esse tipo de elemento finito com atribuição da respectiva espessura da chapa. Estes componentes secundários da seção foram modelados utilizando elementos de barra do tipo BEAM188 com 2 nós e 6 graus de liberdade cada.

Os conectores de cisalhamento não foram modelados, de forma que, para simular o comportamento misto da viga, os nós do centro das mesas superiores do caixão metálico foram acoplados aos respectivos nós da laje, ou seja, possuem os mesmos deslocamentos e rotações. Além disso, por simplificação a laje foi simulada como retangular, sem as variações de espessura apresentadas na Figura 3.7, a partir da equivalência do momento de inércia (Eq. 3.3).

Figura 3.7 – Seção transversal da laje no trecho ferroviário



Fonte: Adaptado de MASON (1985).

$$I_c = \frac{b_{laje} h_{laje}^3}{12} \therefore 4047770,51 = \frac{600 h_{laje}^3}{12} \therefore h_{laje} = 43,26 \text{ cm} \quad (3.3)$$

Sendo: $I_c = 4047770,51 \text{ cm}^4$, momento de inércia da seção transversal da laje;

$b_{laje} = 600 \text{ cm}$, largura da laje;

h_{laje} = altura da laje para seção retangular equivalente.

Para os demais vãos, foram modeladas seções equivalentes em aço utilizando as respectivas espessuras de cada unidade (Tabela 3.1) em elementos de barra do tipo BEAM188 posicionados no centro de massa da seção transversal (Eq. 3.4).

$$y_{cm} = \frac{y_{cg_{laje}} m_{laje} + y_{cg_{perfil}} m_{perfil}}{m_{laje} + m_{perfil}} = \frac{4,59 \cdot 6,12 + 1,87 \cdot 1,73}{6,12 + 1,73} \therefore y_{cm} = 3,99 \text{ m} \quad (3.4)$$

Sendo: $y_{cg_{laje}} = 4,5894 \text{ m}$, centro de gravidade da seção transversal da laje;

$m_{laje} = 2,446 \cdot 2,5 = 6,115 \text{ t/m}$, massa da laje;

$y_{cg_{perfil}} = 1,8652 \text{ m}$, centro de gravidade da seção transversal da longarina;

$m_{perfil} = 0,2197 \cdot 7,85 = 1,725 \text{ t/m}$, massa da longarina;

y_{cm} = centro de massa da seção transversal.

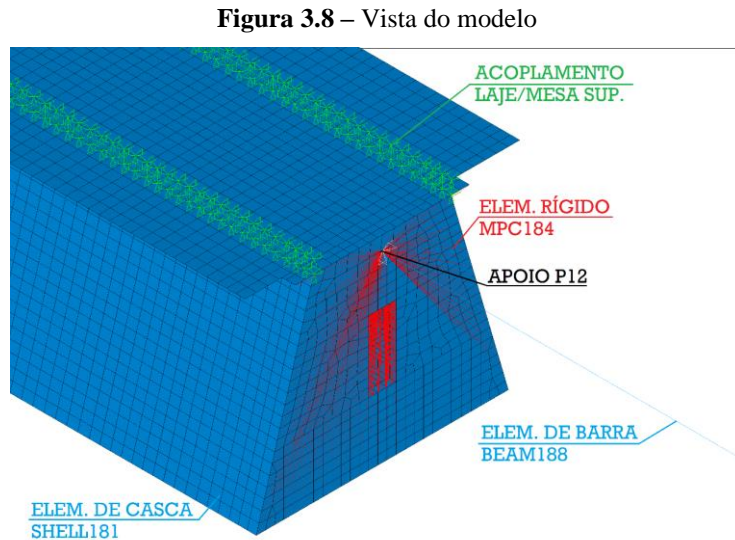
Nesses vãos em barra, a laje em concreto da seção transversal foi convertida em aço equivalente a partir da relação entre os módulos de elasticidade (Eq. 3.5). Para conservar o máximo possível o momento de inércia da seção, manteve-se à altura original de 43,26 cm e obteve-se uma largura homogeneizada de 72 cm (b_{laje_hmg}). Todavia, para o uso do elemento do tipo barra, é necessário que haja conectividade de todos os componentes da seção transversal, o que não seria possível com a largura obtida, já que, com exceção da região dos apoios, as mesas superiores são espaçadas em 3 m (Figura 3.3). Assim, a partir do novo momento de inércia da laje homogeneizada em aço, foi obtida uma altura equivalente ($h_{laje_hmg_eq}$) para uma largura fictícia da laje de 3,8 m, de modo que sempre haja conexão entre a mesa superior e a laje independente da unidade representada (Eq. 3.6). Assim, a laje equivalente homogeneizada na seção transversal em aço nos oito vãos e meio modelados em elementos de barra possui dimensões iguais a 380 cm x 24,85 cm.

$$b_{laje_hmg} = \frac{b_{laje} E_{cs}}{E_a} = \frac{600 \cdot 24}{200} \therefore b_{laje_hmg} = 72 \text{ cm} \quad (3.5)$$

$$\frac{72 \cdot 43,26^3}{12} = \frac{380 \cdot h_{laje_hmg_eq}^3}{12} \therefore h_{laje_hmg_eq} = 24,85 \text{ cm} \quad (3.6)$$

A conexão do trecho em casca com o vão em barra foi feita utilizando elementos de barra rígidos, MPC184. Todos os nós das seções transversais extremas em casca foram conectados ao nó localizado no centro de massa da respectiva seção onde também é o nó inicial do elemento de barra do vão subsequente, como pode-se observar na Figura 3.8. Ao realizar essa conexão, a seção permanece plana após a deformação e todos os nós irão possuir os deslocamentos e

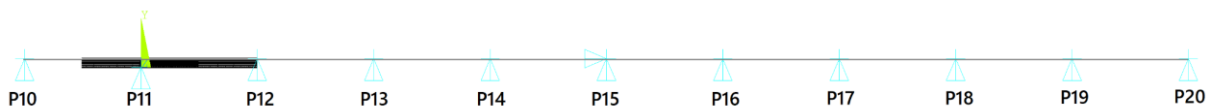
rotações iguais ao nó do centroide. Também foram utilizados elementos rígidos para conectar os nós da mesa inferior localizados no apoio P11 ao nó central da mesa para aplicação das condições de contorno.



Fonte: Elaborada pela Autora (2025).

O modelo estrutural utilizado no trecho modelado da ponte é o de viga contínua com aparelhos de apoio móveis e um ponto fixo no pilar central. Assim, na posição dos pilares P10 a P20 foram restringidos os deslocamentos laterais, sendo no pilar P15 também restringido o deslocamento longitudinal. A Figura 3.9 mostra uma vista geral do modelo com a aplicação destas condições de contorno.

Figura 3.9 – Vista geral do modelo – restrições aplicadas nos apoios



Fonte: Elaborada pela Autora (2025).

3.3 ESTUDO DE CONVERGÊNCIA NUMÉRICA

O modelo discreto de elementos finitos precisa equilibrar acurácia da solução e o custo computacional. Para isso, a malha deve passar por métodos de refinamento para que a convergência para a solução matemática exata seja satisfatória, conforme descrito no item 2.1.4.2 deste trabalho. Para o refinamento foi utilizado o método “h”, que consiste em reduzir

as dimensões dos elementos, aumentando o número de elementos e graus de liberdade, melhorando a convergência da solução.

Para realizar o refinamento da malha, foi aplicada uma carga distribuída de 10 tf/m, dividida por igualmente por todos os nós, nos elementos de casca que representam a laje e nos elementos de barra dos demais vãos da ponte. Como critério de convergência, foi avaliado o deslocamento no nó central da laje entre os pilares P11 e P12, ou seja, no trecho modelado em casca. Considerando a ordem de grandeza da estrutura representada – são 550 metros, sendo 82,5 m modelados em elementos de casca – foram avaliados cinco tamanhos diferentes de malha: 100 cm, 75 cm, 50 cm, 25 cm e 12,5 cm. Devido à geometria, alguns elementos terão tamanhos inferiores, sendo então estes valores a dimensão máxima possível para cada elemento de barra e para cada lado do elemento de casca triangular ou quadrático. As análises foram realizadas em um computador equipado com processador Intel Core i5-9300H (2,4 GHz), com alocação de 4 núcleos de CPU e memória RAM da ordem de 4 GB para realização das simulações numéricas. A Tabela 3.2 abaixo apresenta os valores de deslocamento obtido e tempo decorrido em cada análise.

Tabela 3.2 – Refinamento da malha

Malha (cm)	Deslocamento (mm)	Tempo de processamento (min)	Observação
100	0,0784	3:55	Alguns elementos com falha de conectividade nodal
75	0,0817	5:50	Alguns elementos com falha de conectividade nodal
50	0,0809	7:40	-
25	0,0820	9:40	-
12,5	0,0825	15:30	-

Fonte: Elaborada pela Autora (2025).

Observa-se que as malhas menos refinadas apresentaram problemas associados à discretização geométrica, manifestados por falhas de conectividade nodal em regiões de transição. Tais falhas estão relacionadas ao uso de elementos de grandes dimensões em áreas onde ocorrem mudanças bruscas de geometria, como na transição entre os enrijecedores transversais do caixão e as regiões de maior dimensão, como a alma e a mesa inferior. Nessas condições, a malha grosseira não é capaz de representar adequadamente as interfaces entre regiões adjacentes, podendo

resultar na perda da conectividade dos nós e na transmissão incorreta dos esforços internos. Desta forma, as malhas de 100 cm e 75 cm foram descartadas.

A malha de 50 cm apresentou uma resposta com 2% de desvio em relação a malha mais refinada e com metade do tempo de processamento. Por outro lado, a malha de 25 cm apresentou uma resposta com desvio de apenas 0,6% e com 40% a menos de tempo de processamento em relação a malha de 12,5 cm. Assim, optou-se pelos elementos com dimensões de 25 cm para a modelagem, pois apresentam uma boa convergência dos resultados aliada a um menor custo computacional.

3.4 CARREGAMENTOS

Nesta seção serão descritos os carregamentos aplicados na estrutura modelada em análise. Primeiramente, são aplicados os carregamentos permanentes. Separadamente, é avaliado o efeito da carga móvel utilizado em projeto. Também é simulado o efeito da carga móvel do trecho rodoviário de forma simplificada. Considerando que ao final desse trabalho será analisada a fissuração do tabuleiro causada por tensões axiais decorrentes das cargas verticais, os carregamentos horizontais, como os provenientes de frenagem, aceleração dos veículos e ação do vento, não foram considerados.

3.4.1 Ações permanentes

As cargas permanentes são fixas ou praticamente invariáveis ao longo da viga útil da estrutura. Para a ponte em estudo, são consideradas como ações permanentes o peso próprio do caixão metálico e do tabuleiro de concreto, o peso próprio das duas pistas rodoviárias, carga dos trilhos, lastro e passeios. De acordo com a memória de cálculo de referência (MASON, 1985) a carga vertical adotada é igual a:

- Caixão metálico: 2,9 tf/m
- Tabuleiro em concreto armado: 5,91 tf/m
- Lastro: 4,2 tf/m
- Trilhos: 0,20 tf/m
- Passeios: 0,70 tf/m

- Tabuleiro em concreto armado de uma pista rodoviária: 3,15 tf/m
- Estrutura metálica de uma pista rodoviária: 0,62 tf/m

Para a análise da fissuração do tabuleiro, o peso próprio do caixão metálico e do tabuleiro em concreto da parte ferroviária da ponte foi desprezado, visto que a protensão é realizada quando essas cargas já estão atuando na estrutura. As pistas rodoviárias foram executadas após a construção do trecho ferroviário e a protensão do tabuleiro, assim, o peso próprio das pistas foi utilizado na análise da fissuração.

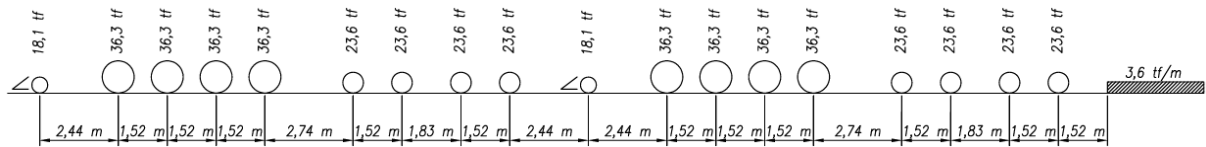
A carga permanente referente à soma do peso dos trilhos, lastro e passeios, igual a 5,1 tf/m, foi aplicada de forma distribuída nos nós do tabuleiro modelado em casca e nos nós dos vãos modelados em elementos de barra.

Para o peso próprio das duas pistas rodoviárias, igual a 7,6 tf/m, a carga foi aplicada também de forma integral nos nós do trecho em barra dividida pela quantidade de nós. Para o trecho em casca, adotou-se as posições onde as mãos francesas que sustentam as pistas rodoviárias apoiam-se no caixão principal para aplicação da carga. Esses elementos estão localizados a cada 11 m ao longo da longarina. Ressalta-se que o momento torçor provocado pela excentricidade das pistas em relação ao trecho rodoviário não foi aplicado, tendo em vista que devido a simetria das pistas, esse efeito é anulado.

3.4.2 Carga móvel ferroviária

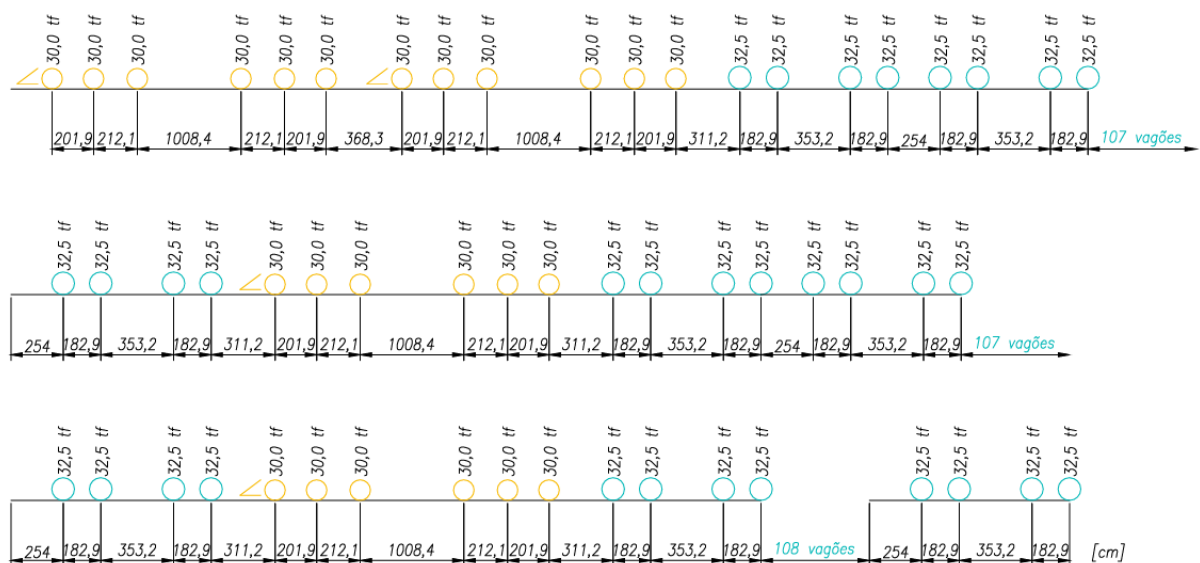
A passagem do trem sobre a ponte é considerada como uma ação variável de intensidade normal, ou seja, assume valor significativo durante uma fração considerável da vida útil da estrutura, podendo ser nula em alguns intervalos. É uma carga móvel cuja carga é definida por eixo do veículo considerado no dimensionamento, podendo contar com uma carga distribuída adicional, denominada carga de multidão.

Na época da concepção da ponte, não havia normatização adequada para pontes metálicas no Brasil. Desta forma, o dimensionamento da estrutura foi feito a partir da norma alemã vigente na época. Adicionalmente, para o carregamento, foram utilizadas as recomendações da norma americana. Assim foi adotado o trem-tipo Cooper E-80 (Figura 3.10), proposto pela American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, AREMA (2019).

Figura 3.10 – Trem-tipo Cooper E-80 em tf/eixo

Fonte: Adaptado de AREMA (2019).

Apesar do dimensionamento ter sido feito com o trem-tipo Cooper E-80, o veículo em circulação é constituído por quatro locomotivas DASH9 de 6 eixos com 330 vagões GDT de 4 eixos. A carga máxima operacional por eixo destes vagões é igual a 32,5 tf, sendo a carga média aproximadamente igual a 27 tf, enquanto que, a carga operacional da locomotiva é igual a 30 tf por eixo. O comprimento total do trem é igual a 3,3 km. A Figura 3.11 apresenta o trem-tipo em circulação.

Figura 3.11 – Trem-tipo operacional em tf/eixo, distâncias em cm

Fonte: Elaborada pela autora (2025).

Além da carga por eixo do trem-tipo do veículo, deve ser aplicado um coeficiente de impacto vertical para amplificar a ação da carga estática e simular o efeito dinâmico da carga em movimento. Este coeficiente pode ser calculado utilizando a fórmula fornecida pela AREMA (2019) que pra vãos maiores que 24,38 m é dada por:

$$CIV = 1 + \left[0,9f \left(16 + \frac{600}{L_p - 30} \right) \right] / 100 \therefore CIV = 1,15 \quad (3.7)$$

$$f = 1 - \frac{0,8}{2500} (60 - S)^2 \geq 0,2 \text{ para } v \leq 347 \text{ km/h} \therefore f = 0,835 \quad (3.8)$$

Sendo: CIV = coeficiente de impacto vertical;

f = fator de redução da carga dinâmica devido à velocidade;

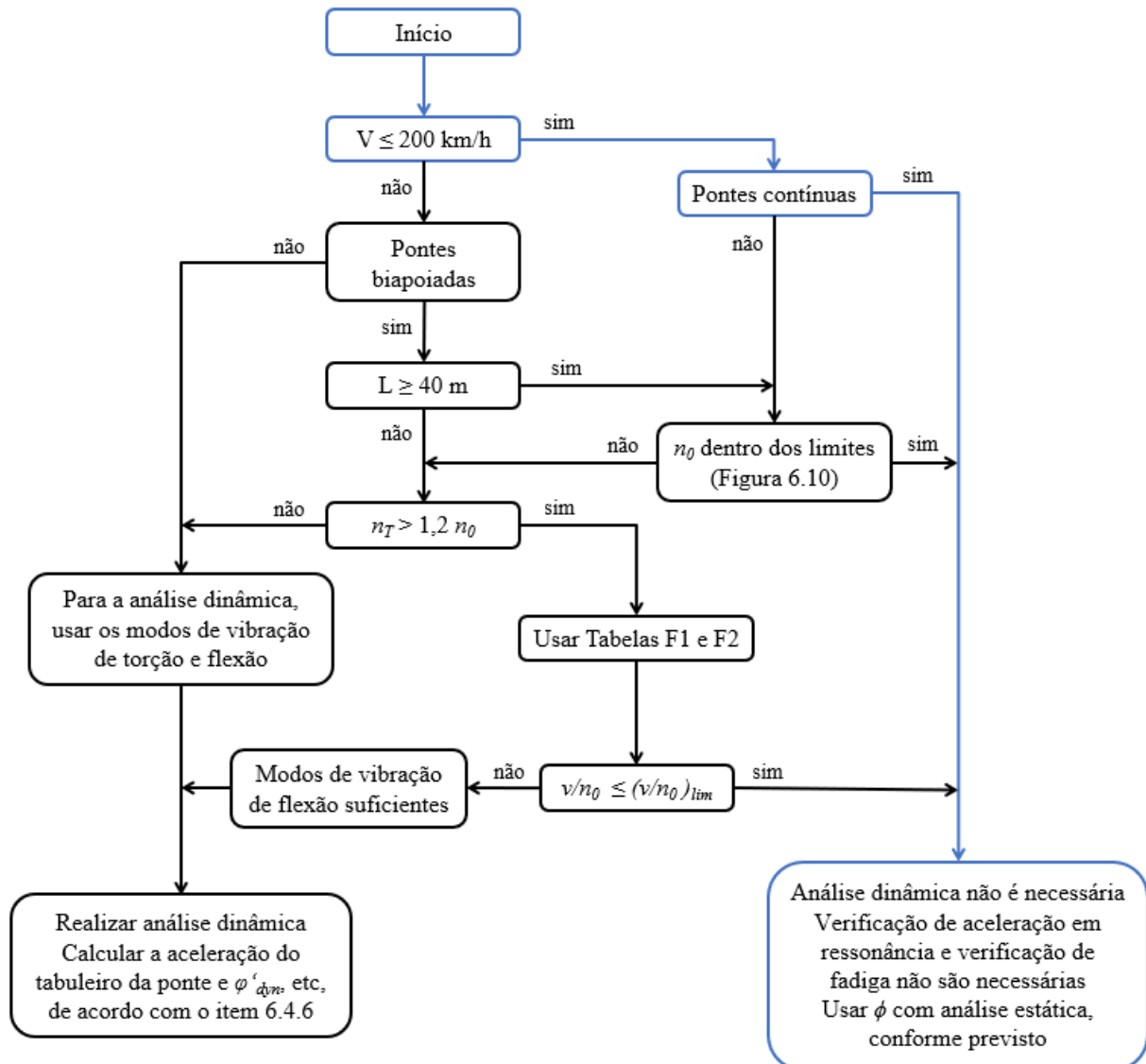
$S = 37,28 \text{ mph}$, velocidade do trem (60 km/h) em mph;

$L_p = 180,44 \text{ ft}$, comprimento do vão da ponte (55 m) em ft.

De acordo com Bettazzi (2013), os trens de carga brasileiros circulam com velocidade que variam na faixa de 36 a 80 km/h. Para o caso em estudo, a velocidade máxima de circulação na via é igual a 60 km/h. Utilizando este valor, o coeficiente de impacto obtido de acordo com a equação 3.7 é igual a 1,15. Esse coeficiente é aplicado sobre a carga estática. Ainda deve-se ser analisada a necessidade de realizar uma análise dinâmica. Para isso, pode-se utilizar o fluxograma do item 6.4.4 da norma europeia EN 1991-2:2003, apresentado na Figura 3.12 abaixo.

Observa-se que, para velocidades menores que 200 km/h em estruturas contínuas, a análise dinâmica não é necessária, apenas o uso do CIV é suficiente. Isso ocorre, pois, a estrutura possui uma rigidez maior, além de não estar submetida ao impacto de um veículo em alta velocidade, assim, os efeitos dinâmicos são pequenos e desprezados. Ainda assim, o item 3.6 deste trabalho apresenta a comparação entre os resultados da análise dinâmica e estática, validando essa premissa proposta pela norma europeia.

Figura 3.12 – Fluxograma para determinar a necessidade de realizar uma análise dinâmica



▲ Para figuras, tabelas, itens e variáveis, consultar Figura 6.9 da norma EN 1991-2:2003.

Fonte: Adaptado de EN 1991-2:2003.

3.4.3 Carga equivalente do trecho rodoviário

Para o trecho rodoviário, o trem-tipo utilizado no dimensionamento original foi o veículo classe III da NB6 vigente à época. Atualmente, os valores de carga móvel rodoviária para OAEs estão descritos na ABNT NBR7188:2013. A carga padrão TB-450 é definida por um veículo de 450 kN com três eixos afastados de 1,5 m e rodas afastadas de 2 m, com área de ocupação de 18 m² circundada por uma carga de multidão de 5 kN/m².

O carregamento foi aplicado ao modelo de forma simplificada, considerando apenas a carga de multidão de 5 kN/m², conforme especificado na referida norma. Não foi considerada a ação da carga móvel correspondente à passagem do trem-tipo do veículo padrão TB-450, uma vez que as pistas rodoviárias não foram modeladas e o foco deste trabalho concentra-se exclusivamente no trecho ferroviário. As pistas tem 6 m de largura, assim, a carga de 3 tf/m foi aplicada de cada lado também de forma integral nos nós dos trechos em barra dividida pela quantidade de nós. Para o trecho em casca, adotou-se as posições onde as mãos francesas que sustentam as pistas rodoviárias apoiam-se no caixão principal para aplicação da carga.

A norma também indica coeficientes de majoração da carga. É indicado um coeficiente de impacto vertical, igual a 1,35 para estruturas com vão menor que 10 m e pela expressão 3.9 abaixo para vãos até 200 m. Também há o coeficiente ajuste do número de faixas do tabuleiro, CNF, dado pela expressão 3.10. Este coeficiente não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego, como a laje e as transversinas. Assim, o CNF não foi aplicado na verificação da fissuração da laje. Além desses coeficientes, na região das juntas, ou seja, elementos distantes em até 5 m para cada lado das juntas, deve ser considerado o coeficiente de impacto adicional, CIA, igual a 1,25 para estruturas mistas e 1,15 para estruturas de aço. Este coeficiente também não foi aplicado na verificação da laje, pois o modelo numérico foi elaborado para análise do pilar P11 que não possui juntas, conforme apresentado na Figura 3.13.

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) p / \text{vão entre } 10 \text{ m e } 200 \text{ m} \therefore CIV = 1,20 \quad (3.9)$$

Sendo: CIV = coeficiente de impacto vertical;

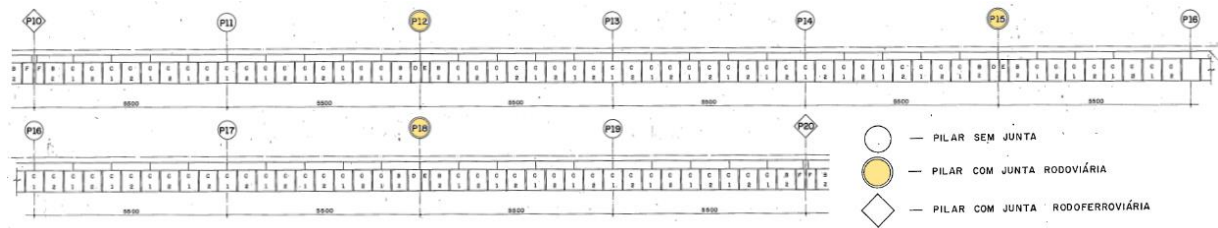
L_{iv} = 55 m, média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos.

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9 \therefore CNF = 1,05 \quad (3.10)$$

Sendo: CNF = coeficiente ajuste do número de faixas do tabuleiro;

$n = 1$, número de faixas de tráfego rodoviário, acostamentos e faixas de segurança não considerados.

Figura 3.13 – Locação das juntas no trecho 2 da ponte



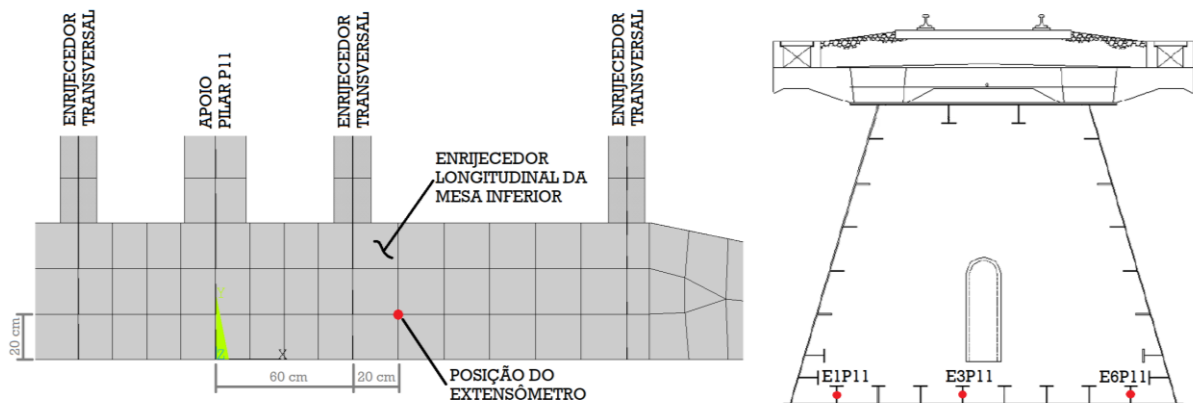
Fonte: Adaptado de MASON (1985).

3.5 VALIDAÇÃO DO MODELO

Para a validação e calibração do modelo numérico foram utilizados dados de uma campanha experimental da estrutura sob análise. Contudo, devido às proporções da ponte sobre o rio, há dificuldades na realização de ensaios para obtenção desses dados, sendo os valores obtidos limitados. A estrutura é extensa, com mais de 2 km de comprimento, e suas pistas laterais estão integradas à rodovia estadual PA-150. Ressalta-se que na execução de ensaios seria desejável o controle das variáveis do problema, no qual seja possível conhecer o carregamento controlado no momento das medições experimentais. Desta forma, as condições da ponte tornam esse procedimento mais complexo.

Ainda assim, foram utilizados dados de uma campanha experimental limitada realizada em 2011 sobre o pilar P11, ou seja, na região de estudo da fissuração da laje neste trabalho. Foram utilizados extensômetros (*strain gage*) simples localizados na alma dos enrijecedores longitudinais da mesa inferior do caixão, para medir a deformação longitudinal nestes elementos. Para evitar efeitos de concentração de tensões, foi considerado que os extensômetros estavam localizados a uma distância de 20 cm do primeiro enrijecedor após o apoio e a 20 cm acima da mesa inferior do caixão. A Figura 3.14 abaixo ilustra essa posição considerada e os 3 pontos de medição sobre o pilar P11.

Figura 3.14 – Posição dos extensômetros sobre o pilar P11

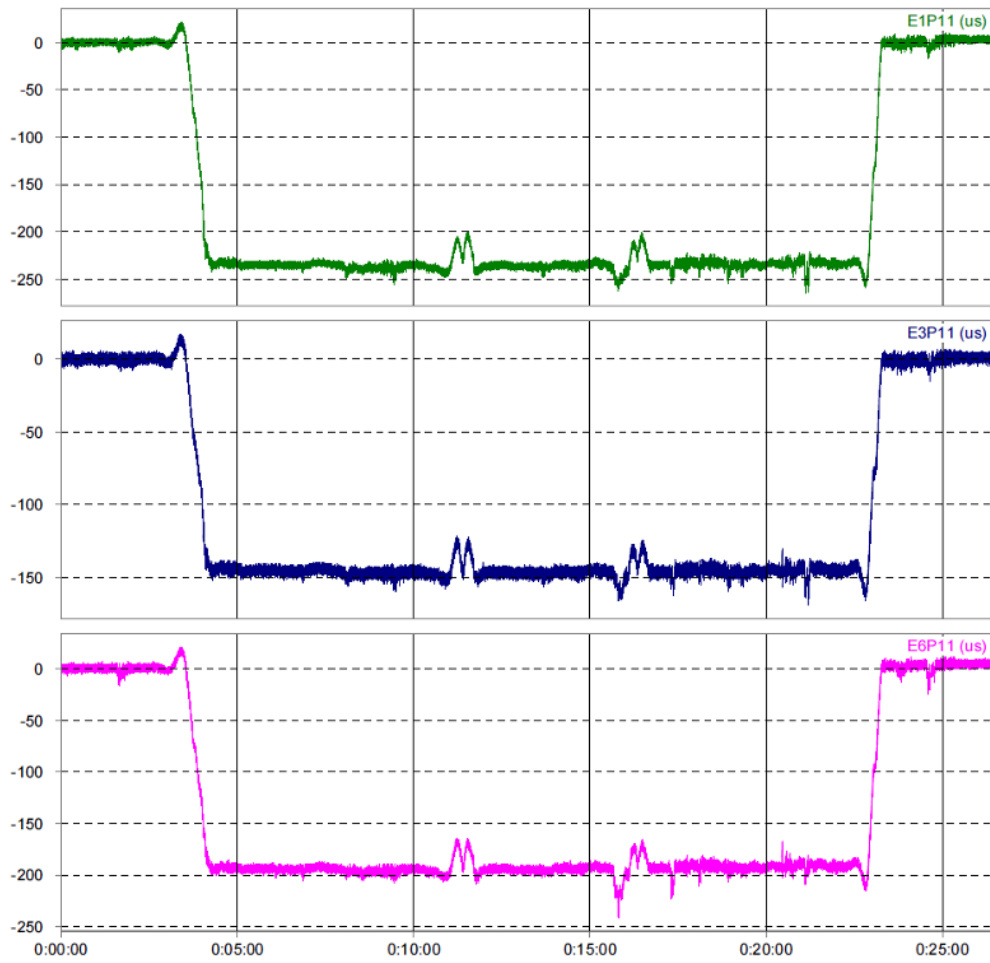


Fonte: Acervo pessoal (2024).

A medição foi realizada com a passagem de trem carregado a 9 km/h. A configuração durante o ensaio era composta por duas locomotivas DASH9, uma SD70 e 322 vagões GDTs. A medição começa zerada, ou seja, não são consideradas as tensões decorrentes do carregamento permanente. Adicionalmente, considerou-se que a passagem de veículos nas pistas laterais não afetou de forma significativa a medição, sendo então o carregamento proveniente apenas da passagem do comboio. A Figura 3.15 apresenta os resultados de extensometria, observa-se que há um patamar na medição que ocorre durante a passagem dos vagões GDTs. Também se observa que há picos nos valores quando há a entrada das locomotivas na estrutura.

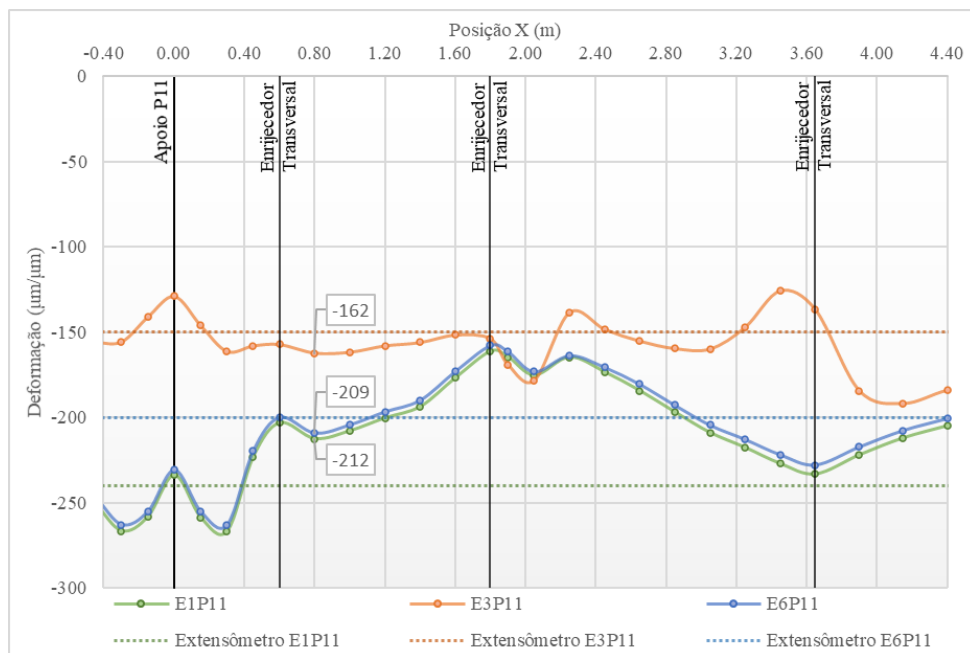
Conforme mencionado no item 3.4.2, a carga média por eixos dos vagões GDTs com 4 eixos é igual a 27 tf e cada um possui 7,19 m de comprimento. Assim, essa carga é equivalente a uma força distribuída igual a 15 tf/m. Devido à baixa velocidade do trem e à grande quantidade de vagões, na maior parte do tempo do ensaio, a ponte estava totalmente ocupada por veículos do tipo GDT. Isso também é indicado pela presença de um patamar nos resultados dos extensômetros (Figura 3.15). Assim, simplificadamente, para validação do modelo, foi realizada uma análise estática da estrutura, aplicando 15 tf/m em toda a ponte, sendo que para o trecho em casca, essa carga foi dividida em dois e aplicada na posição dos trilhos, distantes em 1,6 m.

Figura 3.15 – Resultados de extensometria



Fonte: Acervo pessoal (2024).

Figura 3.16 – Deformação na região do apoio P11



Fonte: Elaborado pela autora (2025).

A Figura 3.16 apresenta o resultado dessa análise, com os valores de deformação nos enrijecedores longitudinais da mesa inferior comparado aos valores obtidos através dos extensômetros. Observa-se que há uma grande oscilação dos resultados ao longo do comprimento da viga, assim, uma variação da posição indicada dos extensômetros pode dificultar a leitura e comparação dos resultados, demonstrando a sensibilidade dos ensaios experimentais. Ainda assim, as diferenças entre os resultados não são grandes.

A Tabela 3.3, apresenta uma avaliação resumida com os respectivos desvios. Os extensômetros E1P11 e E6P11 estão posicionados de forma simétrica na seção transversal do caixão (Figura 3.14), de forma que os valores de deformação obtidos no modelo numérico são próximos, diferentemente dos resultados da medição experimental, cujos valores apresentam um desvio de 20% entre eles. Essa variação dos resultados experimentais pode ter ocorrido devido à alta variabilidade do carregamento dos vagões, ações decorrentes de veículos no instante das medições e efeitos locais no enrijecedor. Ainda assim, observa-se que o desvio máximo absoluto foi igual a 11,7% comparado ao valor obtido na medição experimental, indicando uma boa concordância do modelo numérico proposto.

Tabela 3.3 – Comparação entre os valores numéricos de deformação e experimentais

Posição/Extensômetro	Modelo numérico ($\mu\text{m}/\mu\text{m}$)	Medição experimental ($\mu\text{m}/\mu\text{m}$)	Desvio
E1P11	-212	-240	-11,7%
E3P11	-162	-150	-8%
E6P11	-209	-200	4,5%

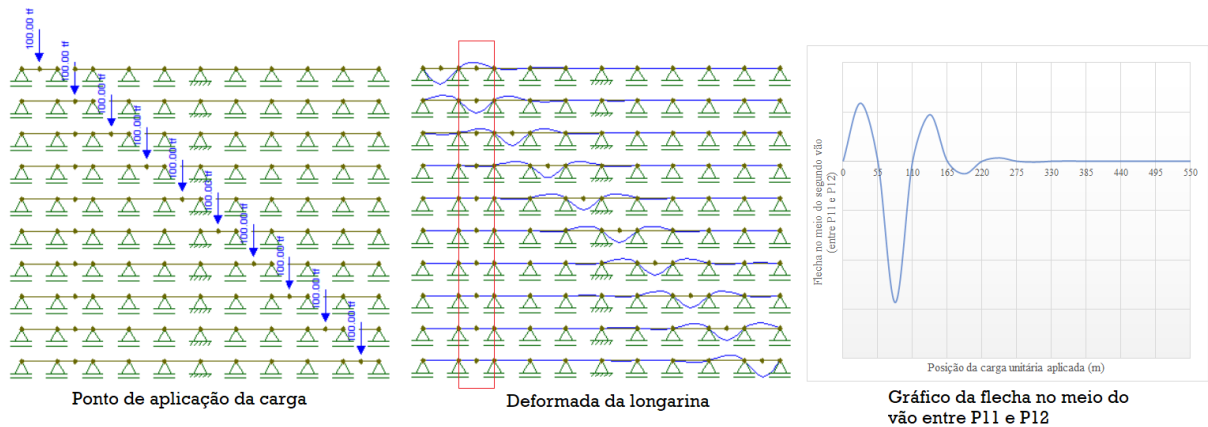
Fonte: Elaborada pela Autora (2025).

3.6 COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISE ESTÁTICA E ANÁLISE DINÂMICA

Conforme mencionado no item 3.4.2, de acordo com o Eurocódigo a estrutura em estudo não necessita de ser avaliada por meio de uma análise dinâmica. Ainda assim, foi realizada uma avaliação comparativa entre um modelo de carga unitária estática com posterior superposição de efeitos, um modelo estático com o trem-tipo aplicado diretamente à estrutura, um modelo dinâmico pelo método de Newmark e um modelo dinâmico pelo método da superposição modal, de forma a validar a premissa de utilizar apenas a análise estática. O deslocamento vertical no nó central da laje, localizado no meio do segundo vão (entre P11 e P12), foi utilizado para realizar a comparação entre os métodos.

A Figura 3.17 apresenta o comportamento desse deslocamento à medida que uma carga unitária percorre todo o comprimento da longarina. Observa-se um deslocamento máximo positivo quando a carga se encontra no meio do primeiro vão e um deslocamento máximo negativo quando a carga incide sobre o ponto de medição. Ao ser aplicada no centro do vão seguinte, a carga gera um novo deslocamento positivo, porém de menor intensidade, e, no vão subsequente, uma flecha negativa também reduzida. Esse comportamento, característico de vigas contínuas, repete-se ao longo de todo o trajeto da carga, com os deslocamentos tornando-se progressivamente menores conforme aumenta a distância em relação ao ponto de medição (meio do segundo vão).

Figura 3.17 – Flecha no meio do segundo vão devido à carga móvel unitária na longarina



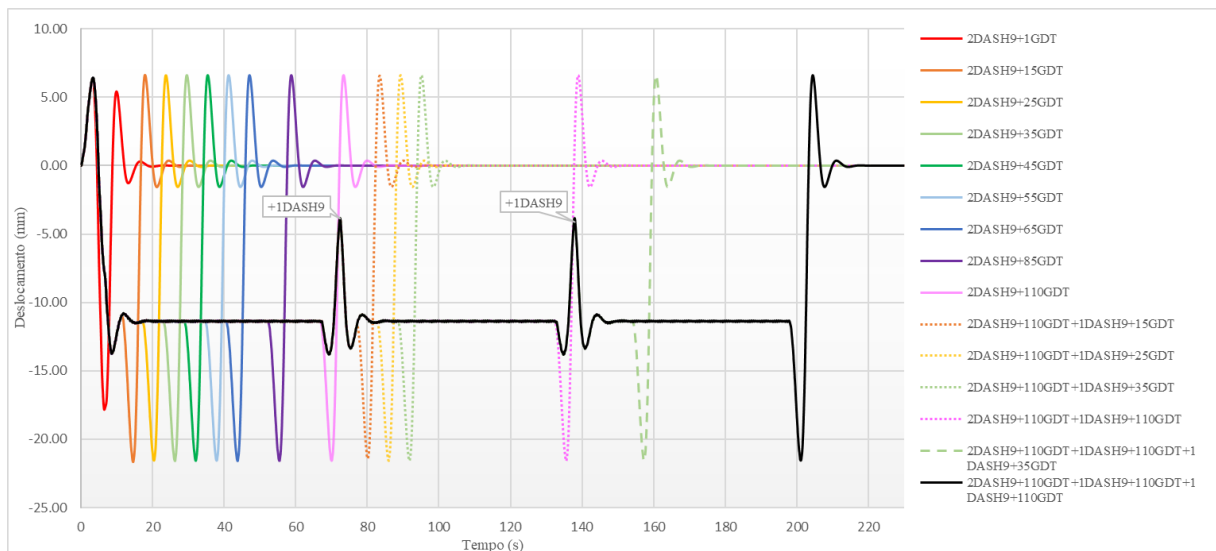
Fonte: Elaborado pela autora (2025).

Ao adicionar mais cargas com valores iguais ou próximos, como é o caso da locomotiva operacional com extensão de 3,3 km, o comportamento descrito se repete. No entanto, há um patamar atingido à medida que a frente do trem adentra o segundo vão e percorre a longarina até que o final da locomotiva ultrapasse o primeiro vão, ou seja, entre o ponto de maior flecha positiva e o de maior flecha negativa. A partir deste momento, o comportamento é similar ao da carga unitária, com oscilações positivas e negativas até que a carga deixe de influenciar o deslocamento no segundo vão e tenha percorrido toda a estrutura.

A Figura 3.18 apresenta a variação do deslocamento neste segundo vão à medida que os vagões GDTs e as locomotivas DASH9 são adicionados ao trem-tipo. Os resultados foram obtidos por meio da superposição de efeitos, utilizando os resultados gerados pela passagem de uma carga unitária, a partir do modelo numérico desenvolvido no *software* ANSYS v.19.2 (Ansys Inc., 2019). Observa-se que a inclusão de mais vagões GDTs apenas amplia o comprimento do

patamar de deslocamento atingido no gráfico. Com a entrada de uma nova locomotiva DASH9 na estrutura, verifica-se um pequeno pico de deslocamento, em razão da diferença da carga de 2,5 tf e da quantidade de eixos (Figura 3.11). Ainda assim, esse valor de pico é inferior aos deslocamentos máximos, permitindo considerar que a entrada de locomotivas mantém o comportamento padrão. Assim sendo, para viabilizar a comparação entre os métodos de análise estrutural, adotou-se um trem-tipo reduzido, composto por duas locomotivas DASH9 e 25 vagões GDTs, configuração na qual já se observa a formação do patamar de deslocamento. Essa escolha permite reduzir o custo computacional sem comprometer a avaliação comparativa entre os métodos.

Figura 3.18 – Flecha no meio do segundo vão devido à carga móvel unitária na longarina

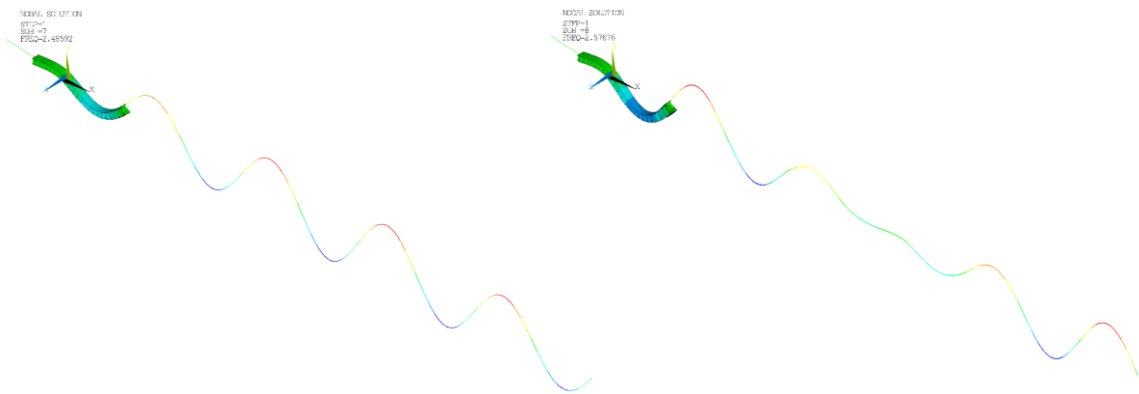


Fonte: Elaborado pela autora (2025).

Para a análise dinâmica, foi definido um valor de massa adicionada igual a 5,1 tf/m, referente à soma do peso dos trilhos, lastro e passeios, aplicada nos elementos equivalentes à laje no modelo numérico. Foi feita a análise considerando a velocidade máxima de circulação na via igual a 60 km/h. O amortecimento foi definido como 0,5%, seguindo a recomendação do EN 1991-2:2003 para pontes mistas de aço e concreto. As frequências utilizadas para o cálculo do amortecimento de Rayleigh, conforme descrito no item 2.1.5, foram obtidas a partir de uma análise modal que também foi armazenada para a análise dinâmica por superposição modal. Foram analisados os 200 primeiros modos de vibração da estrutura. A Figura 3.19 ilustra os dois primeiros modos relacionados à deformação vertical, nos quais foram extraídas as frequências iguais a 2,49 Hz e 2,58 Hz, respectivamente. Os modos anteriores são referentes a deslocamentos locais ou a efeitos de torção do tabuleiro.

Ressalta-se que a presente análise dinâmica possui caráter simplificado e foi desenvolvida com o objetivo principal de comparar os resultados obtidos nas análises estática e dinâmica, de modo a verificar a validade da premissa estabelecida no Eurocódigo quanto à possibilidade de adoção da análise estática na condição da estrutura em estudo (ver Figura 3.12). Uma investigação dinâmica mais aprofundada exigiria a consideração de diferentes velocidades de circulação, bem como a avaliação explícita de possíveis condições de ressonância, além da análise do comportamento estrutural em faixas de frequência mais elevadas, nas quais os efeitos do amortecimento tendem a ser mais significativos.

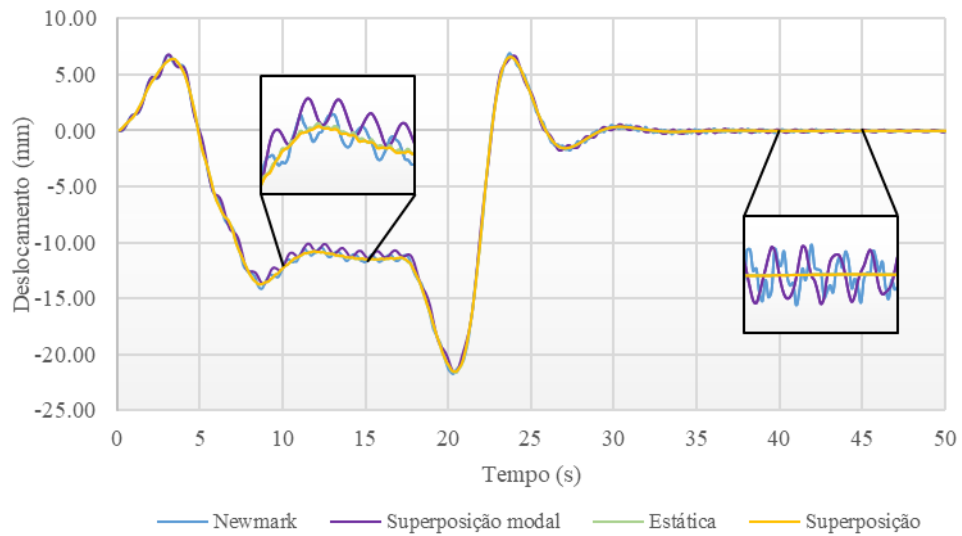
Figura 3.19 – Análise modal - modos de vibração



Fonte: Elaborado pela autora (2025).

A Figura 3.20 a seguir apresenta a comparação entre os resultados de cada análise. Conforme esperado, não há diferença entre a análise estática e o modelo com superposição de efeitos. Quanto às análises dinâmicas, nota-se a presença de pequenas oscilações no deslocamento, características desse tipo de análise, devido à natureza da solução das equações diferenciais de segunda ordem que governam o movimento.

Identifica-se um pequeno desvio entre os resultados obtidos pelos métodos de análise dinâmica. Isso pode ser justificado pelo o número de modos adotados na superposição modal que pode influenciar a convergência da resposta dinâmica. Outro ponto a ser ressaltado é que, de acordo com Chopra (2012), alguns métodos numéricos, como o método de Newmark, podem ter decaimento da amplitude e alongamento ou encurtamento do período de resposta. Ainda assim, constata-se que a diferença entre as respostas não é significativa. Adicionalmente, a superposição modal apresenta uma vantagem expressiva em termos de desempenho computacional, com redução de até 60% no tempo de processamento, comprovando que o método é mais recomendado para modelos discretos com grande número de graus de liberdade.

Figura 3.20 – Comparação entre as análises estática e dinâmica

Fonte: Elaborado pela autora (2025).

Mesmo com as pequenas oscilações nos valores de flecha obtidas na análise dinâmica, pode-se assumir que não são significativas e não comprometem os resultados. Portanto, para realizar a avaliação da fissuração na laje, será utilizado o modelo estático de carga unitária com superposição de efeitos, considerando a locomotiva operacional completa.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção, apresentam-se os resultados da modelagem numérica. São apresentados os valores de tensão na laje sobre o apoio para os casos de carregamento apresentados no item 3.4. Na sequência é realizada a verificação do Estado Limite de Serviço adequado para o nível de protensão exigido para estrutura. Por fim, são realizadas discussões e observações sobre os resultados obtidos.

4.1 TENSÕES AXIAIS NA LAJE SOBRE O APOIO

Os valores de tensão axial obtidos diretamente no modelo numérico são referentes a uma laje com altura h_{laje} uniforme de 43,26 cm, com concreto íntegro e sem modelagem dos cabos de protensão. Assim, para obter o perfil de tensão na seção transversal do apoio P11, foram utilizados os valores dos esforços de força normal e momento fletor nos elementos do modelo. Em seguida, foram calculados os valores de tensão de acordo com a altura da laje na respectiva coordenada do elemento, utilizando a expressão 4.1. Após a obtenção das tensões para cada caso de carregamento, foram aplicadas as combinações de serviço pertinentes com a adição da tensão de compressão provocada pela protensão teórica calculada.

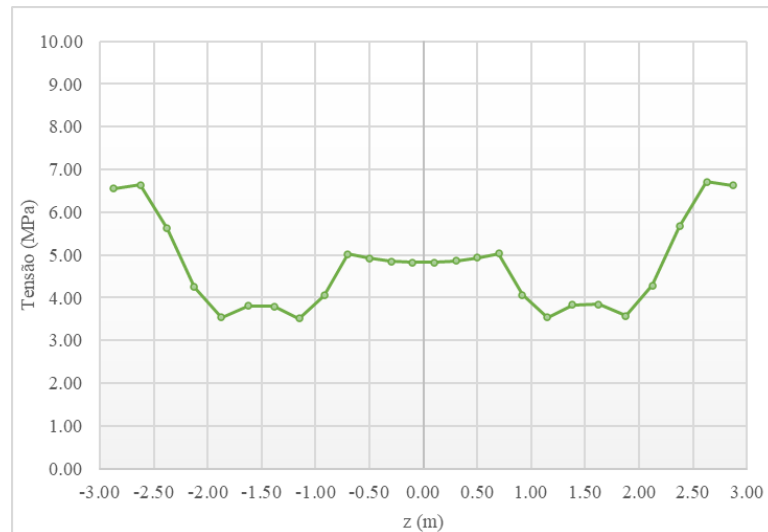
$$\frac{N}{A} + \frac{My}{I} \therefore \frac{N}{bh} + \frac{M \left(\frac{h}{2} \right)}{\frac{bh^3}{12}} \stackrel{b=1}{\implies} \frac{N}{h} + \frac{6M}{h^2} \quad (4.1)$$

Sendo: N = força normal no elemento em kN/m;

M = momento fletor no elemento em kNm/m;

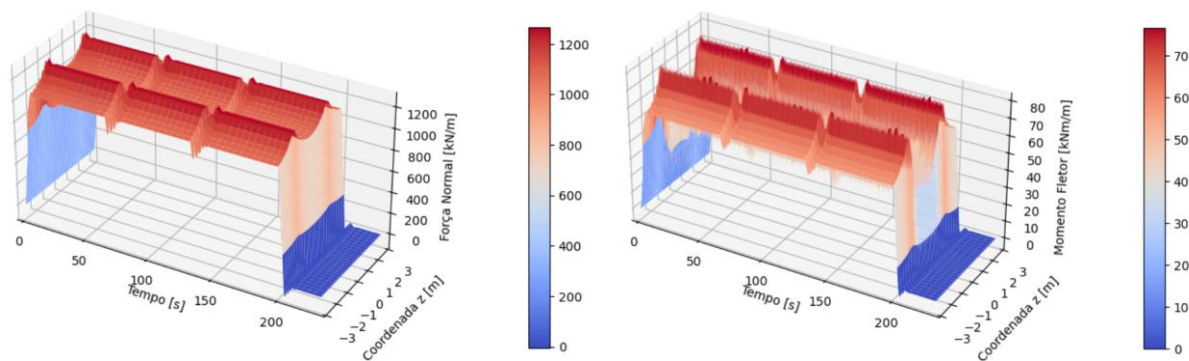
h = altura da laje na respectiva coordenada do elemento de acordo com a geometria apresentada na Figura 3.7.

A Figura 4.1 apresenta a tensão devido a carga permanente referente a soma do peso dos trilhos, lastro e passeios, igual a 5,1 tf/m, e ao peso próprio das duas pistas rodoviárias, igual a 7,6 tf/m.

Figura 4.1 – Tensão axial na seção da laje sobre o apoio para carga permanente

Fonte: Elaborado pela autora (2025).

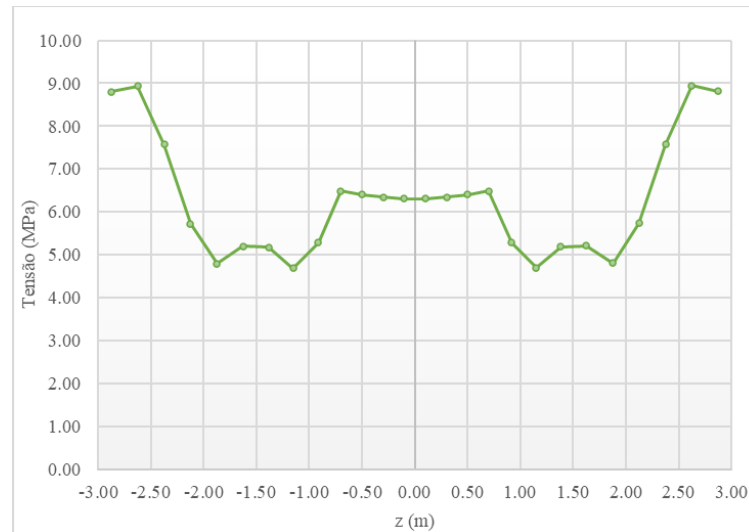
Para a carga móvel ferroviária, conforme o item 3.6, a partir dos valores de esforços obtidos para carga unitária, foi aplicado o princípio da superposição de efeitos considerando o trem-tipo completo composto por quatro locomotivas DASH9 de 6 eixos com 330 vagões GDT de 4 eixos (Figura 3.11). Desta forma, obtiveram-se os gráficos com a variação de força normal e momento fletor na seção transversal sobre o apoio ao longo da passagem do trem-tipo na estrutura. Observa-se na Figura 4.2 que o comportamento é similar ao obtido anteriormente quando da avaliação do deslocamento do meio do vão para comparação da análise estática e dinâmica (item 3.6). Há a presença de um valor de pico bem definido, seguido por um patamar devido a constância de vários vagões GDTs com pequenos picos marcando a entrada das locomotivas DASH9 intermediárias.

Figura 4.2 – Força normal e momento fletor na seção da laje sobre o apoio para carga móvel ferroviária

Fonte: Elaborado pela autora (2025).

Portanto, para o cálculo e a avaliação da tensão na laje, foram utilizados os valores correspondentes ao instante de pico, ocorrido aos 8,5 segundos. A Figura 4.3 a seguir apresenta o perfil de tensão na seção transversal, considerando o coeficiente de impacto vertical (CIV) obtido anteriormente igual a 1,15.

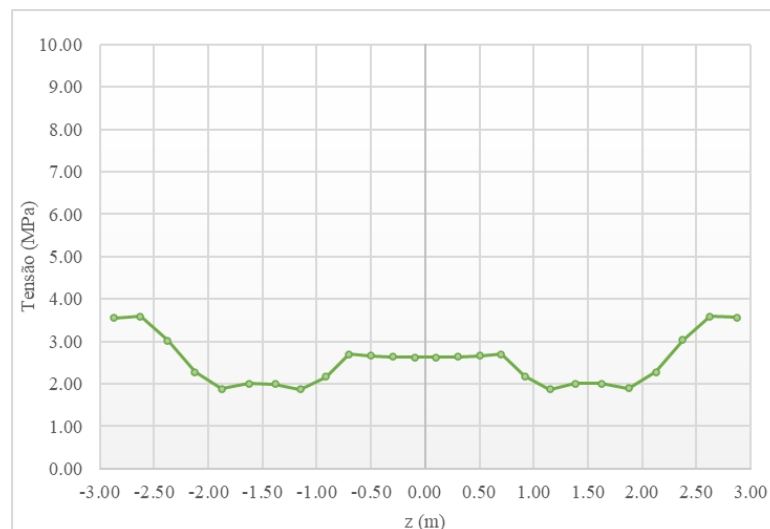
Figura 4.3 – Tensão axial na seção da laje sobre o apoio para carga móvel ferroviária



Fonte: Elaborado pela autora (2025).

Por fim, a Figura 4.4 apresenta a tensão devido à carga equivalente móvel das pistas rodoviárias, igual a 3 tf/m, com a aplicação do CIV obtido no item 3.4.3 igual a 1,20. Ressalta-se que a variação entre os valores do CIV referentes a carga ferroviária e rodoviária ocorre devido à diferença das formulações normativas adotadas como referência para cada carregamento.

Figura 4.4 – Tensão axial na seção da laje sobre o apoio para carga equivalente móvel rodoviária



Fonte: Elaborado pela autora (2025).

4.2 VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO NA LAJE

Conforme apresentado no item 2.1.3.2 para cada nível de protensão há uma exigência relacionada à fissuração. A protensão da ponte sobre o rio Tocantins pode ser classificada como limitada, de nível 2, utilizadas para casos de pós tração em ambientes com classe de agressividade ambiental III (forte). Para esta situação, deve-se verificar o Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F) para combinação frequente de ações e o Estado Limite de Descompressão (ELS-D) para combinação quase permanente.

De acordo com a Tabela 2.2, as ações permanentes (F_g) não são minoradas e as variáveis são multiplicadas por fatores de minoração a depender da combinação de serviço aplicada. A ABNT NBR 8681:2003 apresenta os valores desses fatores de minoração. Para cargas móveis de pontes rodoviárias ($F_{q,rod}$), ψ_1 é igual a 0,5 e ψ_2 é igual a 0,3, já para cargas móveis de pontes ferroviárias especializadas ($F_{q,fer}$), ou seja, com condições operacionais bem definidas com veículos e cargas padronizadas, ψ_1 é definido como 1,0 e ψ_2 como 0,6. Considerando a magnitude das tensões devido à carga ferroviária, quando a combinação exige uma ação variável principal, como na combinação frequente, o resultado mais desfavorável, ou seja, mais crítico para o dimensionamento, será com a carga ferroviária como ação principal.

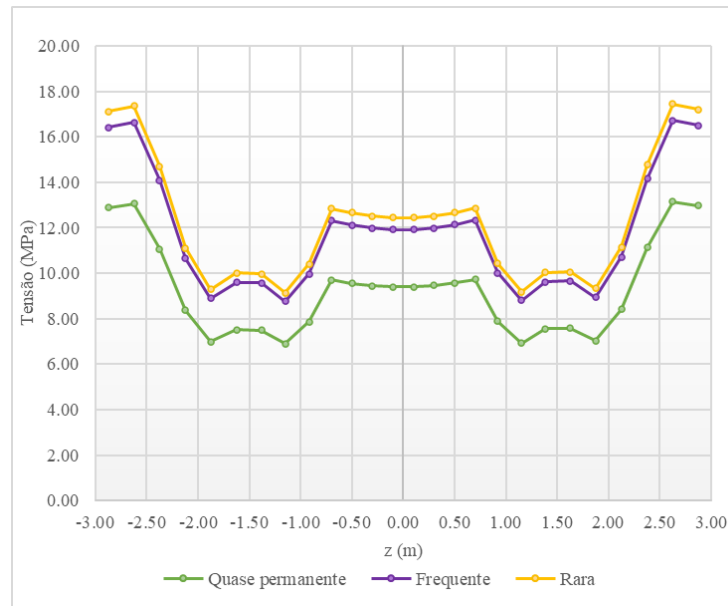
A Tabela 4.1 apresenta as combinações de ações em serviço para a ponte. Observa-se que a combinação quase permanente apresenta maiores fatores de minoração que a frequente e a rara. Essa diferença entre as combinações também é apresentada na Figura 4.5, onde são apresentadas as tensões na laje para cada caso, sem consideração da protensão. Nota-se os valores altos de tração na laje devido ao carregamento atuante, principalmente nas extremidades, onde a espessura da seção transversal é menor, aumentando a tensão na área.

Tabela 4.1 – Combinação de ações em serviço para a estrutura em estudo

Combinação de ações em serviço	
Quase permanente	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j} F_{qik} = F_g + 0,6 F_{q,fer} + 0,3 F_{q,rod}$ (4.2)
Frequente	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qik} = F_g + 1,0 F_{q,fer} + 0,3 F_{q,rod}$ (4.3)
Rara	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qik} = F_g + F_{q,fer} + 0,5 F_{q,rod}$ (4.4)

Fonte: Elaborado pela autora (2025).

Figura 4.5 – Tensão axial na laje sobre o apoio por combinação de serviço, sem consideração da protensão

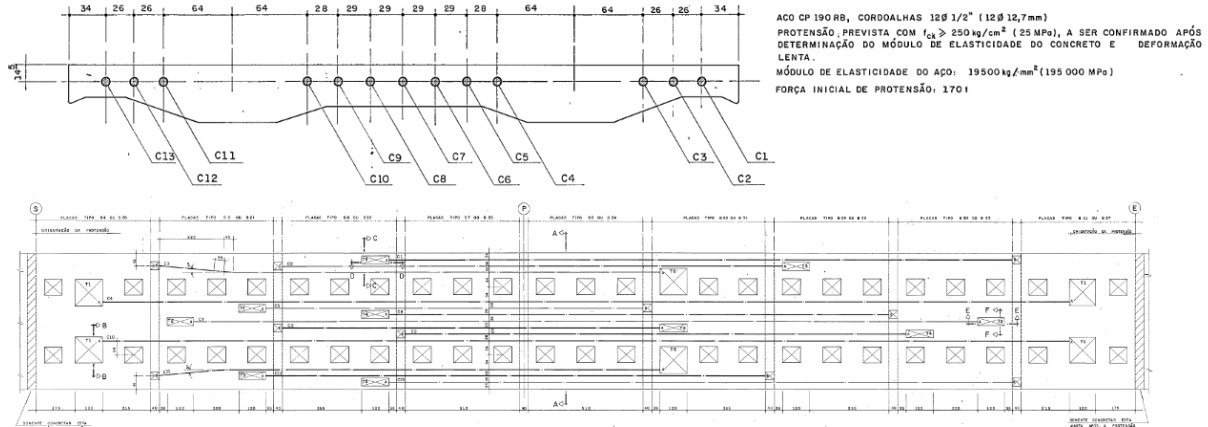


Fonte: Elaborado pela autora (2025).

Como exposto ao longo deste trabalho, a estrutura sob análise foi executada de forma que a protensão do tabuleiro sobre os apoios foi realizada antes do comportamento misto da estrutura ser atingido. Desta forma, para avaliação da fissuração, as tensões de compressão inseridas na estrutura a partir da protensão serão adicionadas às tensões devido ao carregamento aplicado utilizando a combinação de serviço adequada.

A Figura 4.6 apresenta a armadura de protensão sobre o apoio P11. São 13 cordoalhas de $12\phi 1/2''$ em aço de relaxação baixa CP190RB com força inicial de protensão de 170 tf por cabo. Desta forma, inicialmente, é aplicada uma força de compressão de 2210 tf no tabuleiro sobre o apoio. Após as perdas imediatas devido ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem e ao encurtamento imediato do concreto, a força aplicada torna-se igual a 2024 tf, ou seja, há uma perda de 8%. Ao longo dos anos tendendo ao tempo “infinito”, também há as perdas progressivas decorrentes da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, representando uma perda de mais 14% na força de protensão inicial. Assim, a força final na armadura ativa após as perdas imediatas e progressivas é igual a 1728 tf, equivalente a uma tensão de compressão no concreto igual a 12,7 MPa. O cálculo detalhado das perdas segue o apresentado no item 2.1.3.3 e está apresentado nos apêndices deste trabalho.

Figura 4.6 – Protensão tipo II no tabuleiro sobre o apoio P11



Fonte: Adaptado de MASON (1985).

O valor da tensão devido a protensão no concreto é, então, adicionado aos valores obtidos de tensão devido ao carregamento aplicado. No Estado Limite de Descompressão, a tensão limite de tração é nula, ou seja, a seção deve estar submetida apenas à compressão. Já para verificação do ELS-F, a tensão limite é a resistência do concreto a tração na flexão ($f_{ct,f}$). O valor dessa resistência pode ser obtido em ensaio ou estimada a partir do valor da resistência média a tração do concreto (f_{ctm}). De acordo com o item 17.2.4.4.2 da ABNT NBR 6118:2023, quando a tensão de tração máxima no concreto no ELS-F excede $0,7 f_{ctm}$, a seção passa a trabalhar no Estádio II, ou seja, há formação de fissuras. Portanto, a tensão limite para que haja formação de fissuras no concreto pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$f_{ct,f} = 0,7f_{ctm} = 0,7 (0,3f_{ck}^{2/3}) = 0,7 (0,3 \cdot 25^{2/3}) \therefore f_{ct,f} = 1,80 \text{ MPa} \quad (4.5)$$

Sendo: $f_{ct,f}$ = resistência do concreto à tração na flexão;

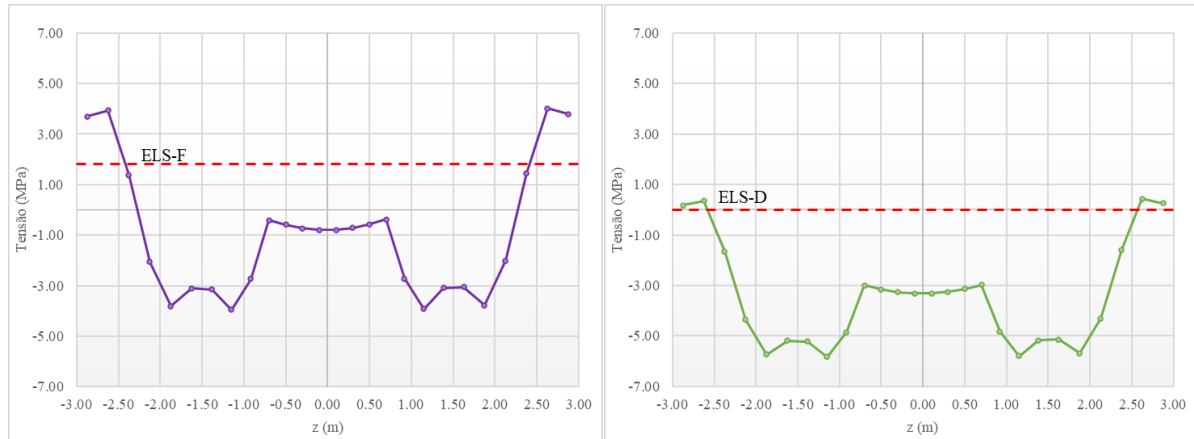
f_{ctm} = resistência média à tração do concreto;

f_{ck} = 25 MPa, resistência característica à compressão do concreto.

A Figura 4.7 apresenta a verificação da fissuração na laje para a combinação de serviço aplicável, correspondente à combinação frequente para ELS-F e à combinação quase permanente para ELS-D. Verifica-se que, para essas combinações de ações, no ELS-F ocorre a formação de fissuras apenas nos extremos da laje, restrita a um trecho de aproximadamente 50 cm, onde a espessura da laje é a menor da seção transversal, igual a 30 cm. No restante da laje sobre o apoio, as tensões de tração permanecem inferiores ao limite de 1,8 MPa, não

havendo, portanto, formação de fissuras. Para a combinação utilizada no ELS-D, observam-se pequenas tensões de tração nas extremidades da laje, concentradas na mesma região em que o limite de formação de fissuras é ultrapassado no ELS-F.

Figura 4.7 – Tensão axial na seção da laje sobre o apoio - verificação ELS-F e ELS-D



Fonte: Elaborado pela autora (2025).

4.3 DISCUSSÕES E OBSERVAÇÕES

Conforme indicado ao longo deste trabalho, a técnica construtiva que alia a solução de estrutura mista com concreto protendido não é usual. Normalmente, as estruturas mistas são projetadas com vãos biapoiados para evitar o efeito do momento fletor negativo nos apoios. Para essa estrutura, a fim de viabilizar momentos fletores menores no meio do vão permitindo uma seção caixão mais econômica e com vãos elevados, foi adotada a solução mista em estrutura com vãos contínuos. Todavia, essa escolha gera desvantagens como a existência de grandes tensões de tração no concreto sobre o apoio. Observa-se na Figura 4.5 que as tensões devido ao carregamento sem consideração da protensão são altas, acima de 6 MPa, ou seja, o concreto estaria fissurado, no Estádio II, já que a tensão limite para formação de fissuras é igual a 1,80 MPa. Desta forma, a protensão aplicada nos apoios seria uma solução adequada.

A ABNT NBR 6118:2023 indica que para a classe de agressividade adotada para estrutura sobre o rio Tocantins em casos de pós tração deve ser feita a verificação ELS-F para combinação frequente e ELS-D para combinação quase permanente. A Figura 4.7 apresenta o resultado dessa análise. Na verificação do ELS-D, observa-se que as regiões extremas da laje se encontram descomprimidas, ou seja, existem tensões de tração que podem levar ao surgimento de fissuras. De forma consistente, na análise da formação de fissuras nota-se que, nas regiões

extremas da seção transversal, o limite de tensão de tração de 1,8 MPa é ultrapassado, indicando a ocorrência de fissuração localizada. Ressalta-se que, nos 50 cm extremos da seção transversal, a espessura da laje é a menor da seção, de modo que as tensões são maiores pela redução da área resistente nessa região.

Ainda assim, destaca-se que o surgimento de fissuras é mais crítico na região central do tabuleiro, onde os esforços são maiores e concentrados, e o mau funcionamento da estrutura pode comprometer a operação da ponte. Nessa situação, seria necessária a revisão do modelo estrutural, considerando a redução da inércia da laje em razão da fissuração e, conseqüentemente, degradando a sua resposta. No caso em análise, entretanto, a formação de fissuras concentra-se nos extremos da seção, não governando o comportamento estrutural global nem justificando a degradação da rigidez no modelo. Para a região central, os valores estão dentro do limite, conforme as premissas adotadas.

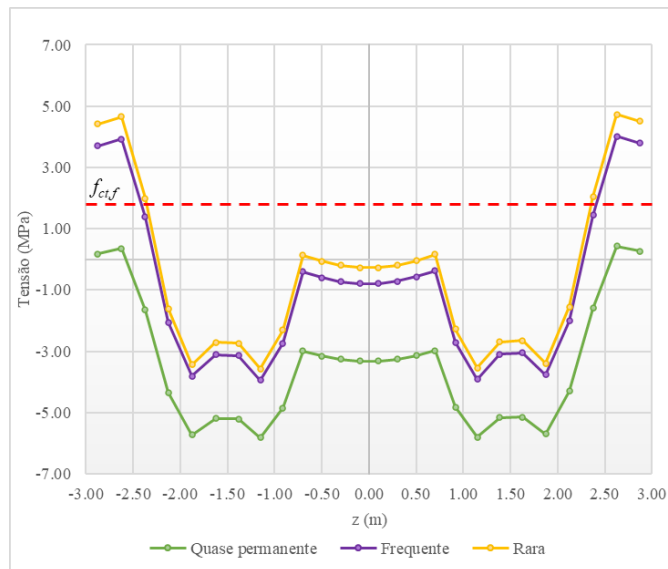
É importante notar que caso a combinação de serviço adotada para verificação ELS-F fosse a quase permanente, os extremos da seção transversal ficariam dentro do limite de formação de fissuras. Assim, percebe-se que a escolha da combinação de ações de serviço adotada influencia no resultado obtido.

Apesar da norma indicar as combinações a serem utilizadas, fica a critério do engenheiro adotar valores mais conservadores. De acordo com a ABNT NBR8800:2024, as combinações raras devem ser usadas quando se verificam estados-limites irreversíveis, que causem danos permanentes à estrutura, relacionados ao funcionamento adequado da estrutura. Ressalta-se que caso haja formação de fissuras na região central do tabuleiro, a água pode infiltrar no tabuleiro, provocando carbonatação e corrosão. Para o caso mais específico dessa ponte, essa água pode empoçar no caixão, corroendo a chapa metálica, reduzindo a espessura e comprometendo a resistência da seção transversal. Desta forma, tendo em vista que a formação de fissuras pode comprometer a resistência da estrutura, é válido verificar o ELS-F para combinação de serviço rara.

A Figura 4.8 apresenta essa verificação. Observa-se que, mesmo para combinação rara, a região central do tabuleiro permanece abaixo do limite de tensão, mas as extremidades apresentam formação de fissuras. Na região central, onde a formação de fissuras poderia favorecer a infiltração de água no caixão e comprometer a durabilidade da estrutura, a tração máxima

encontra-se em 40% do valor limite. Também não se identificam diferenças significativas entre os resultados de tensão obtidos para as combinações frequente e rara. Essa diferença decorre essencialmente do fator de minoração aplicado à carga móvel rodoviária (ver Tabela 4.1), a qual é menos representativa quando comparada à carga móvel ferroviária. Esse comportamento torna-se mais evidente na combinação quase permanente, que apresenta uma redução expressiva das tensões em relação às demais combinações, uma vez que nessa situação a carga ferroviária é considerada com apenas 60% do seu valor total. Dessa forma, evidencia-se a elevada influência da carga ferroviária na resposta estrutural do tabuleiro, indicando a necessidade de atenção especial a eventuais aumentos dessa carga, sobretudo em cenários de ampliação da capacidade operacional da ferrovia.

Figura 4.8 – Tensão axial na seção da laje sobre o apoio - verificação ELS-F para combinação rara



Fonte: Elaborado pela autora (2025).

Portanto, entende-se que a estrutura não apresenta formação de fissuras que comprometam a resistência da mesma. Ainda assim, é importante notar que a protensão e as cargas ferroviárias são as mais críticas para avaliação da fissuração e qualquer alteração além da prevista altera o resultado final. As perdas de protensão podem ser maiores que as estimadas devido à execução da época ou relaxamento dos cabos além dos valores calculados. As cargas podem ser maiores que as estimadas devido a ampliação da capacidade da ferrovia. Desta forma, recomenda-se a manutenção periódica da estrutura, haja vista que a ocorrência de fissuras na região central do tabuleiro pode levar a manifestações patológicas que comprometam o correto funcionamento da mesma.

5 CONCLUSÃO

No presente trabalho, foi desenvolvida uma metodologia numérica para avaliar o comportamento de uma ponte rodoferroviária mista de aço e concreto com laje protendida. O modelo em elementos finitos foi elaborado utilizando o *software* ANSYS v.19.2 (Ansys Inc., 2019), a partir de códigos elaborados na linguagem APDL (Ansys Parametric Design Language). A partir dos resultados obtidos foi possível avaliar a fissuração do tabuleiro de concreto, verificando a necessidade de realizar reforços ou recuperações, assegurando a segurança e integridade da ponte.

A ponte em estudo possui uma tecnologia construtiva incomum, aliando uma estrutura mista contínua com a técnica de protensão do tabuleiro de concreto sobre os apoios. Essa tecnologia foi optada devido à necessária rapidez na construção, devido as características fluviométricas do rio sob a ponte. A continuidade da estrutura mista implica em uma redução do momento fletor positivo, permitindo maiores vãos e seções mais econômicas. Contudo, gera momento fletor negativo sobre os apoios internos, ou seja, provoca tração no tabuleiro de concreto e compressão na viga metálica. Nesta estrutura, a tração no concreto foi combatida a partir de protensão no tabuleiro na região dos apoios.

Foi observado que os trabalhos existentes sobre estruturas que utilizam essa tecnologia construtiva focam em estruturas de escala reduzida, com carregamento majoritariamente estático. Além disso, a maior parte das pesquisas focam em análises experimentais, com poucos estudos utilizando metodologia numérica. Desta forma, o presente trabalho ampliou a bibliografia, realizando o estudo da fissuração em uma ponte extensa, sujeita a carga móvel ferroviária, verificando a eficiência deste tipo de técnica construtiva.

O modelo numérico compreendeu a modelagem de um dos trechos da ponte, com 550 m. Foram utilizados elementos de casca e barra. Devido à ordem da execução da obra, os elementos que simulariam os cabos de protensão não foram modelados. Isto porque, no projeto foram utilizadas placas pré-moldadas de concreto com nichos que permitiram que fosse realizada a protensão da laje sobre os apoios e posterior concretagem dos conectores de cisalhamento. Assim, a estrutura somente atingiu o caráter misto após a protensão, de forma que a análise da protensão e fissuração do tabuleiro pôde ser feita de forma separada do modelo numérico que

simula a estrutura mista. Para validar essa premissa, foram utilizados dados limitados de uma campanha experimental para validação do modelo. O desvio máximo obtido foi de 12%, demonstrando que o modelo consegue representar o comportamento real da estrutura face às incertezas da operação.

Devido à grandeza e a natureza da carga móvel que a estrutura se encontra submetida, afinal, são quatro locomotivas DASH9 de 6 eixos com 30 tf/eixo e 330 vagões GDT de 4 eixos com carga máxima operacional de 32,5 tf/eixo, também foi realizada uma verificação da necessidade de realizar uma análise dinâmica completa da estrutura. Foi feita uma comparação utilizando um carregamento reduzido, avaliando a diferença da resposta da estrutura para o caso da superposição de efeitos utilizando uma carga unitária, análise estática, análise dinâmica pelo método de Newmark e por superposição modal. As diferenças observadas foram pequenas, apresentando as pequenas oscilações características da solução da análise dinâmica. Esse resultado validou a premissa da norma europeia EN 1991-2:2003, na qual para velocidades menores que 200 km/h em estruturas contínuas, a análise dinâmica é dispensável. Assim, foi possível avaliar a fissuração na laje utilizando o modelo estático de carga unitária com superposição de efeitos, considerando a locomotiva operacional completa.

As cargas permanentes e as equivalentes do trecho rodoviário também foram aplicadas. A partir dos resultados da modelagem foi possível obter a tensão na laje sobre o apoio para cada caso de carregamento. Os esforços de tração foram combinados de acordo com a avaliação de serviço requerida pela norma ABNT NBR 6118:2023. Para protensão da ponte sobre o rio Tocantins, foi necessário verificar o Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F) para combinação frequente de ações e o Estado Limite de Descompressão (ELS-D) para combinação quase permanente.

As tensões obtidas em decorrência do carregamento sem consideração da protensão são altas, acima de 6 MPa, ou seja, o concreto estaria fissurado, já que a tensão limite para formação de fissuras para este concreto é igual a 1,80 MPa. Assim, observa-se que a protensão tornou-se fundamental para viabilidade deste projeto. Os 13 cabos dispostos na seção transversal aplicaram uma força de protensão resultante de 2210 tf. Após os cálculos das perdas imediatas devidas ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem e ao encurtamento imediato do concreto, e das perdas progressivas decorrentes da retração e da fluência do concreto e da

relaxação do aço de protensão, essa força é reduzida em 22%, equivalente a uma tensão de compressão no concreto igual a 12,7 MPa.

Após a adição do efeito da protensão nos resultados de tensão obtidos, observou-se que, na análise de formação de fissuras, a região central do tabuleiro atende plenamente aos requisitos estabelecidos considerando a combinação de serviço adotada, assim como na verificação do ELS-D. Todavia, nas regiões extremas da seção transversal, onde a espessura da laje é menor, há descompressão, com tensões de tração superiores ao limite de formação de fissuras. Ainda assim, ressalta-se que essa situação seria mais crítica para região central do tabuleiro, onde o mau funcionamento da estrutura pode comprometer a operação da ponte. Para essa região, todos valores estão dentro do limite.

Portanto, entende-se que a estrutura não apresenta formação de fissuras que comprometam a resistência e funcionamento. Adicionalmente, é possível validar essa solução construtiva como uma alternativa viável para construção de pontes, já que aproveita ao máximo a capacidade resistente dos materiais. Ainda assim, é importante notar que a protensão e as cargas ferroviárias são as mais críticas para avaliação da fissuração e qualquer modificação não prevista altera o resultado final. Desta forma, recomenda-se a manutenção periódica da estrutura, haja vista que, a ocorrência de fissuras na região central do tabuleiro pode levar a manifestações patológicas como carbonatação do concreto e corrosão da mesa inferior do tabuleiro, comprometendo o correto funcionamento da OAE.

5.1 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho foi feita uma modelagem com a geometria original da estrutura, considerando o carregamento operacional e as perdas de protensão calculadas para longo prazo. Como sugestão de trabalho futuro, pode-se realizar uma análise paramétrica, variando o carregamento ferroviário, simulando a possibilidade de expansão da produção. Também pode-se realizar testes com maiores perdas de protensão e se possível utilizar dados experimentais futuros.

Podem ser desenvolvidas análises complementares, como a avaliação do impacto da perda de espessura de seção transversal de aço, patologia que pode ocorrer em decorrência da infiltração de água no interior do caixão metálico, associada à fissuração da laje. Além disso, o modelo

numérico desenvolvido pode ser utilizado para a realização de outras análises, tais como a avaliação da fadiga da estrutura.

A calibração e validação do modelo numérico foi realizada diante de dados experimentais escassos, de forma que uma campanha experimental mais abrangente seria desejável para o melhor refinamento do modelo.

Também como sugestão de próximos trabalhos, pode-se realizar a avaliação da fissuração do trecho 3, que possui um vão maior de 77 m e a presença de um arco superior e dois vãos de 44 m. Sugere-se fazer uma avaliação da influência do tamanho do vão e da menor quantidade de vãos e da presença do arco no funcionamento da estrutura, verificando a eficiência da protensão na redução da possibilidade de fissuração.

Adicionalmente, pode-se incrementar o modelo, realizando uma modelagem em etapas construtivas, simulando a protensão antes da estrutura atingir o caráter misto. Desta forma, o modelo seria ainda mais fidedigno a estrutura existente, porém deve-se atentar à otimização do custo computacional.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES – ANTT. **Mapa ilustrativo Estrada de Ferro Carajás - EFC**. 2008. Disponível em: <<https://www.gov.br/antt/pt-br/assuntos/ferrovias/relatorios-e-plano-trienal-de-investimentos-pti-1/2008/arquivos/mapa-ilustrativo-efc.pdf>>. Acesso em: 02 ago. 2025.

ANSYS INC. **Release 19.2 Documentation for ANSYS**. Canonsburg, Estados Unidos, 2019.

AREMA. **Manual for railway engineering**. Landover, MD: American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Cargas móveis em pontes rodoviárias e passarelas**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

BASTOS, P. S. **Fundamentos do concreto protendido**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, UNESP. 2024. Notas de Aula.

BETTAZZI, G. C. **Análise da força longitudinal devida à frenagem considerada pela NBR 7187 (2003) através de estudo de caso**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia. Salvador: UFBA, 2013.

BETTAZZI, G. C.; DUMÊT, T. B. Análise da força longitudinal devida à frenagem considerada pela NBR7187 (2003) através de estudo de caso. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 7, n. 5, p. 801-816, out. 2014.

BRASIL, R. M. L. R. F.; SILVA, M. A. **Introdução à dinâmica das estruturas: Para a engenharia civil**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2015.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering**. 4. ed. Boston: Prentice Hall, 2012.

COELHO B. E. Z. **Comportamento dinâmico de lajes sobre estacas para suporte de vias férreas de alta velocidade**. 2008. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto: FEUP, 2008.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Investimentos públicos e privados em rodovias e ferrovias no Brasil**. Conjuntura do Transporte – Investimentos Transporte Terrestre. 2018. Disponível em: <<https://www.cnt.org.br/analises-transporte>>. Acesso em: 02 ago. 2025.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Painel CNT do Transporte - Ferroviário**. 2024. Disponível em: <<https://www.cnt.org.br/painel-cnt-transporte-ferroviario>>. Acesso em: 02 ago. 2025.

DEBS, M. K. E.; TAKEYA, T. **Pontes de Concreto – Notas de Aula**. São Carlos: Universidade de São Paulo. 1995. Notas de Aula.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1991-2:2003. **Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges**. Brussels, 2003.

FACHINELLI, N.; SCHMITZ, R. **Estudo comparativo entre pontes com superestrutura de concreto protendido e mistas de aço e concreto**. In: XIV CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS. 2023. Anais [...]. Rio de Janeiro, 2023.

FAKURY, R. H.; CASTRO, A. L. R.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

GOOGLE EARTH. Google, 2022. Disponível em <https://earth.google.com/>. Acesso em 03 mai. 2025.

HU, Z.; SHAH, Y. I.; YU, S. Cracking analysis of pre-stressed steel–concrete composite girder at negative moment zone. **Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 46, 2021.

KENNEDY, J. B.; GRACE, N. F. Prestressed continuous composite bridges under dynamic load. **Journal of Structural Engineering**, v. 116, n. 6, jun. 1990.

KLINSKY G. E. R. G. **Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos: EESC/USP, 1999.

LINHARES B. T. **Análise de pontes em estruturas mistas de aço concreto de seção-caixão com protensão externa**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2015.

LIU, K. *et al.* Experimental and numerical analysis of a composite bridge for high-speed trains. **Journal of Sound and Vibration**, v. 320, p. 201-220, 2009.

LOGAN, D. L. **A first course in the finite element method**. 4. ed. Toronto: Nelson, 2007.

LORENC, W.; KUBICA, E. Behavior of composite beams prestressed with external tendons: experimental study. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, n. 12, p. 1353-1366, dez. 2006.

MA, H.; SHI, X.; ZHANG, Y. Long-Term behavior of precast concrete deck using longitudinal prestressed tendons in composite I-girder bridges. **Applied Sciences**, v. 8, n. 12, 2018.

MACHADO, I. C. V.; PORTO, T. B. Contribuição ao estudo de pontes e viadutos no Brasil e no mundo. **Revista Multidisciplinar do Nordeste Mineiro**, v. 1, 2019.

MASON, J. **Obra nº52 - Ponte sobre o rio Tocantins**. Projeto executivo. 1985.

MASON, J.; GHAVAMI, K. Development in Brazilian Steel Bridge Construction. **Journal of Construction Steel Research**, v. 28, p. 81-100, 1994.

NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C. **Sistemas de vigas mistas contínuas e semicontínuas para edifícios**. In: XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 2008. Anais [...]. Santiago, Chile, 2008.

NELSEN, A. C. H. **Comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto com protensão externa**. 2013. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos. São Carlos: UFSCar, 2013.

OLIVEIRA, T. S.; CARDOSO, A. C. S. Deformação lenta das estruturas de concreto armado e suas manifestações patológicas. **Revista de Engenharia e Tecnologia**, v. 10, n. 2, p. 160-171, nov. 2018.

PENG, F.; XUE, W.; BAI, L. Flexural behavior of externally prestressed continuous steel-concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 212, jan. 2024.

PFEL, W. **Pontes em concreto armado: elementos de projetos, solicitações, dimensionamento**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. **Manual de pontes e viadutos em vigas mistas**. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil: CBCA, 2020.

QI, B. *et al.* Study on the efficiency of prestressing application in prestressed composite bridges. **IOP Conference Series: Earth and Environmental Science**, v. 719, 2021.

RYU, H. K. *et al.* Inelastic behavior of externally prestressed continuous composite box-girder bridge with prefabricated slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 60, n. 7, p. 989-1005, jul. 2004.

RYU, H. K., CHANG, S. P. Ultimate strength of continuous composite box-girder bridges with precast decks. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 61, p. 329-343, 2005.

SARNES F. W.; DANIELS, J. H. Prestressing the negative moment region of composite beams. **Fritz Engineering Laboratory Reports**, Lehigh University, Pennsylvania, USA, n. 359.7, 1971.

SORIANO, H. L. **Introdução à dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

SU, Q.; YANG, G.; BRADFORD, M. A., Behavior of a Continuous Composite Box Girder with a Prefabricated Prestressed-Concrete Slab in Its Hogging-Moment Region. **Journal of Bridge Engineering**, v. 20, n. 8, set. 2014.

XU, C. *et al.* Experimental study on double composite action in the negative flexural region of two-span continuous composite box girder. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 10, p. 1636-1648, out. 2011.

ZHANG, Z. *et al.* Experimental study and analysis for the long-term behavior of the steel-concrete composite girder bridge. **Structures**, v. 51, mai. 2023.

APÊNDICE A – CÁLCULO DAS PERDAS DE PROTENSÃO

A planilha abaixo pode-se ser acessada pelo link: https://bit.ly/perdas_de_protensao

Protensão tipo II (sobre o apoio P11) - cálculo das perdas									
13 cabos 12φ1/2"									
P_i	170 t	Força inicial de protensão							
a_p	11.84 cm ²	Área do cabo							
σ_{pi}	14.36 t/cm ²	Tensão inicial de protensão							
E_p	1950 t/cm ²	Módulo de elasticidade do aço							
E_{ci}	305 t/cm ²	Módulo de elasticidade do concreto							
f_{ck}	0.25 t/cm ²	Resistência característica a compressão do concreto							
Características cabos									
C1=C13	2895 cm	Lado esquerdo ativo, lado direito passivo							
C2	1345 cm	Lado esquerdo passivo, lado direito ativo							
C12	1345 cm	Lado esquerdo ativo, lado direito passivo							
C3=C11	1345 cm	Lado esquerdo passivo (5° inclinação), lado direito ativo							
C4=C10	4480 cm	Ambos os lados ativos (simetria)							
C5	1795 cm	Lado esquerdo ativo, lado direito passivo							
C8	1795 cm	Lado esquerdo passivo, lado direito ativo							
C6	2345 cm	Lado esquerdo ativo, lado direito passivo							
C9	2345 cm	Lado esquerdo passivo, lado direito ativo							
C7	3660 cm	Ambos os lados ativos (simetria)							
Perdas imediatas									
μ	0.20	Coeficiente de atrito cabo/bainha							
k	0.002 rad/m	Coef. de perda/m por curvaturas não intencionais do cabo							
δ	0.006 m	Acomodação/escorregamento da ancoragem							
X	20.185 m	Distância em que a perda por tensão de escorregamento se anula							
$\Delta\sigma_{p,escor,a}$	1.2 t/cm ²	Perda por escorregamento na seção inicial							
$\Delta\sigma_{p,X}$	13.78 t/cm ²	Tensão na posição X							
α_p	6.39	Razão modular (E_p/E_{ci})							
n	13	Número de cabos							
A_c	24460 cm ²	Área seção transversal do tabuleiro							
σ_{cp}	0.09 t/cm ²	Tensão inicial no concreto devida à protensão dos cabos							
σ_{cg}	0.0308 t/cm ²	Tensão no concreto devido a carga permanente na posição das armaduras (tração)							
$\Delta\sigma_{p,encurt}$	0.36 t/cm ²	Perda de protensão por cabo por encurtamento do concreto							
			Atrito		+ Escorregam./acomod.		+ Encurtamento		
C1=C13	α (°)	x (m)	$\sigma_{p,atr}$ (t/cm ²)	P_{atr} (t)	$\sigma_{p,escor}$ (t/cm ²)	P_{escor} (t)	$\sigma_{p,0}$ (t/cm ²)	P_0 (t)	
Si	0	0	14.36	170.00	13.20	156.27	12.84	152.04	
S10	0	6	14.19	167.97	13.37	158.31	13.01	154.08	
S11	0	11.5	14.03	166.13	13.53	160.18	13.17	155.95	
S12	0	17	13.88	164.32	13.69	162.05	13.33	157.82	
S13	0	22.5	13.73	162.52	13.73	162.52	13.37	158.29	
Sf	0	27.8	13.58	160.81	13.58	160.81	13.22	156.57	

				Atrito		+ Escorregam./acomod.		+ Encurtamento	
C2	C12	α (°)	x (m)	$\sigma_{p,atr}$ (t/cm ²)	P _{atr} (t)	$\sigma_{p,escor}$ (t/cm ²)	P _{escor} (t)	$\sigma_{p,0}$ (t/cm ²)	P ₀ (t)
Si	Si	0	0	14.36	170.00	13.20	156.27	12.84	152.04
S11	S9	0	6	14.19	167.97	13.37	158.31	13.01	154.08
S10	S10	0	11.5	14.03	166.13	13.53	160.18	13.17	155.95
S9	S11	0	17	13.88	164.32	13.69	162.05	13.33	157.82
Sf	Sf	0	22.3	13.73	162.58	13.73	162.58	13.37	158.35
				Atrito		+ Escorregam./acomod.		+ Encurtamento	
C3=C11		α (°)	x (m)	$\sigma_{p,atr}$ (t/cm ²)	P _{atr} (t)	$\sigma_{p,escor}$ (t/cm ²)	P _{escor} (t)	$\sigma_{p,0}$ (t/cm ²)	P ₀ (t)
Si		0	0	14.36	170.00	13.20	156.27	12.84	152.04
S10		0	6	14.19	167.97	13.37	158.31	13.01	154.08
S9		0	11.5	14.03	166.13	13.53	160.18	13.17	155.95
S8		0	17	13.88	164.32	13.69	162.05	13.33	157.82
Sf		5	22.3	13.49	159.77	13.49	159.77	13.14	155.54
				Atrito		+ Escorregam./acomod.		+ Encurtamento	
C4=C10		α (°)	x (m)	$\sigma_{p,atr}$ (t/cm ²)	P _{atr} (t)	$\sigma_{p,escor}$ (t/cm ²)	P _{escor} (t)	$\sigma_{p,0}$ (t/cm ²)	P ₀ (t)
Si=Sf		0	0	14.36	170.00	13.20	156.27	12.84	152.04
S7=S14		0	2.3	14.29	169.22	13.26	157.06	12.91	152.83
S8=S13		0	7.8	14.14	167.37	13.42	158.93	13.07	154.70
S9=S12		0	13.3	13.98	165.54	13.58	160.80	13.22	156.57
S10=S11		0	18.8	13.83	163.73	13.74	162.67	13.38	158.44
Sm		0	21.55	13.75	162.83	13.75	162.83	13.40	158.60
				Atrito		+ Escorregam./acomod.		+ Encurtamento	
C5	C8	α (°)	x (m)	$\sigma_{p,atr}$ (t/cm ²)	P _{atr} (t)	$\sigma_{p,escor}$ (t/cm ²)	P _{escor} (t)	$\sigma_{p,0}$ (t/cm ²)	P ₀ (t)
Si	Si	0	0	14.36	170.00	13.20	156.27	12.84	152.04
S9	S10	0	6	14.19	167.97	13.37	158.31	13.01	154.08
S10	S9	0	11.5	14.03	166.13	13.53	160.18	13.17	155.95
Sf	Sf	0	16.8	13.88	164.38	13.68	161.99	13.32	157.76
				Atrito		+ Escorregam./acomod.		+ Encurtamento	
C6	C9	α (°)	x (m)	$\sigma_{p,atr}$ (t/cm ²)	P _{atr} (t)	$\sigma_{p,escor}$ (t/cm ²)	P _{escor} (t)	$\sigma_{p,0}$ (t/cm ²)	P ₀ (t)
Si	Si	0	0	14.36	170.00	13.20	156.27	12.84	152.04
S10	S12	0	6	14.19	167.97	13.37	158.31	13.01	154.08
S11	S11	0	11.5	14.03	166.13	13.53	160.18	13.17	155.95
S12	S10	0	17	13.88	164.32	13.69	162.05	13.33	157.82
Sf	Sf	0	22.3	13.73	162.58	13.73	162.58	13.37	158.35
				Atrito		+ Escorregam./acomod.		+ Encurtamento	
C4=C10		α (°)	x (m)	$\sigma_{p,atr}$ (t/cm ²)	P _{atr} (t)	$\sigma_{p,escor}$ (t/cm ²)	P _{escor} (t)	$\sigma_{p,0}$ (t/cm ²)	P ₀ (t)
Si=Sf		0	0	14.36	170.00	13.20	156.27	12.84	152.04
S8=S13		0	3.8	14.25	168.71	13.31	157.57	12.95	153.34
S9=S12		0	9.3	14.09	166.87	13.47	159.44	13.11	155.21
S10=S11		0	14.8	13.94	165.04	13.62	161.31	13.27	157.08
Sm		0	17.55	13.86	164.14	13.70	162.24	13.35	158.01

Perdas ao longo do tempo		
A_c	24460 cm ²	Área seção transversal do tabuleiro
I_c	4047770.52 cm ⁴	Momento de inércia do tabuleiro
y_s	21.06 cm	Dist. Do CG a fibra mais superior
y_i	28.94 cm	Dist. Do CG a fibra mais inferior
W_s	192201.8 cm ³	Módulo resistente elástico superior
W_i	139867.7 cm ³	Módulo resistente elástico inferior
e_p	6.56 cm	Posição da armadura em relação ao cg da seção (excentricidade)
u_{ar}	1110.6 cm	Perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar
h_{fic}	44.0 cm	Espessura fictícia da laje
U	77.5 %	Umidade média ambiente
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$	1.78	Coefficiente de fluência para > 60 dias
$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$	-0.0280%	Coefficiente de fluência para > 60 dias
P_0	2024.1 t	Força de protensão após perdas imediatas na seção do apoio (S10)
$\sigma_{cg,prot}$	0.1043 t/cm ²	Tensão no concreto pela protensão (com perdas imediatas) na pos. das armaduras (compressão)
σ_{cg}	-0.0308 t/cm ²	Tensão no concreto devido a carga permanente na posição das armaduras (tração)
$\sigma_{c,p0g}$	0.0735 t/cm ²	Tensão no concreto provocada pela protensão e CP na posição das armaduras (compressão)
σ_{p0}	13.15 t/cm ²	Tensão na armadura ativa após as perdas imediatas na seção do apoio (S10)
f_{ptk}	19 t/cm ²	Resistência característica da armadura ativa
σ_{p0}/f_{ptk}	0.7	
Ψ_{1000}	2.5%	Valor de relaxação após 1000 h, considerando as perdas imediatas, RB190
$\Psi(t_{\infty}, t_0)$	6.3%	Coefficiente de relaxação do aço para tempo infinito
ρ_p	0.006	Razão modular (A_p/A_c)
η	1.26	
χ_c	1.89	0.13 21
$\chi(t_{\infty}, t_0)$	0.065	2210
χ_p	1.06	
$\Delta\sigma_{p,i}(t_{\infty}, t_0)$	-1.923 t/cm ²	Perda de protensão devido à fluência, retração e relaxação do aço
$\sigma_{p,\infty}$	11.227 t/cm ²	Tensão final na armadura ativa com as perdas imediatas e progressivas
P_{∞}	1728.1 t	Força final na armadura ativa com as perdas imediatas e progressivas
Perdas totais	-21.8%	
$\sigma_{c,prot}$	0.130 t/cm ²	Tensão final no concreto devida à protensão

APÊNDICE B – CÓDIGO BASE EM LINGUAGEM APDL

```

!! CÓDIGO PARA VÃO MODELO CASCA
! Unidades: S.I.(m), eixo no meio da mesa inferior.
! Modelagem de meio vão expandindo para 1 vão e meio em casa

FINISH
/CLEAR, START

!! Definição dos parâmetros do modelo
! Seção caixão
h = 4.3      !Altura do perfil
bfs = 0.8    !Largura das mesas superiores
dfs = 3      !Distância entre mesas superiores
bfi = 5.5    !Largura da mesa inferior
tfs = 0.025  !Espessura das mesas superiores
tfs_u5 = 0.0375 !Espessura das mesas superiores unidade v
tfs_u3 = 0.0315 !Espessura das mesas superiores unidade iii
tfi = 0.0125 !Espessura da mesa inferior
tfi_u5 = 0.019  !Espessura das mesas inferiores unidade v
tfi_u3 = 0.016  !Espessura das mesas inferiores unidade iii
tw = 0.0125   !Espessura da alma
twapoio = 0.016 !Espessura da alma na unidade viii e v(região do apoio)
lviga = 55    !Comprimento da viga

! Enrijecedores longitudinais da mesa inferior
befl_Th = 0.2405 !Altura do enrij. T longitudinal da mesa
befl_Tb = 0.200  !Largura mesa do enrij. T longitudinal da mesa
tefl_Th = 0.0095 !Espessura da alma do enrij. T longitudinal da mesa
tefl_Tb = 0.0095 !Espessura da mesa do enrij. T longitudinal da mesa
tefl_Th_u5 = 0.0125 !Espessura da alma do enrij. T longitudinal da mesa na unidade viii e v(região do apoio) e iii
tefl_Tb_u5 = 0.0125 !Espessura da mesa do enrij. T longitudinal da mesa na unidade viii e v(região do apoio) e iii

lelm = 3.65 !Onde começa os enrijecedores longitudinais da mesa

*DIM,pos_enrij_long_mesa,,8 !Vetor posição dos enrijecedores longitudinais da mesa
pos_enrij_long_mesa(1) = 2.159, 1.5, 0.9, 0.3, -0.3, -0.9, -1.5, -2.159

! Enrijecedores longitudinais da alma
bewl = 0.20    !Largura enrijecedor longitudinal da alma
tewl = 0.0125  !Espessura enrijecedor longitudinal da alma

*DIM,pos_enrij_long_alma,,5 !Vetor posição dos enrijecedores longitudinais da alma
pos_enrij_long_alma(1) = 0.6, 1.375, 2.15, 2.925, 3.7

! Enrijecedores transversais típicos (sem apoio rodovia)
bewt = 0.4    !Altura enrijecedor transversal da alma
beft = 0.6    !Altura enrijecedor transversal da mesa
tewt = 0.0125 !Espessura enrijecedor transversal da alma
teft = 0.0125 !Espessura enrijecedor transversal da mesa

dmv = 3.7    !Distância do fundo da mini viga até a mesa inferior
hmv = 0.6    !Altura da mini viga
twmv = 0.0125 !Espessura da alma da mini viga
bfmv = 0.2    !Largura das mesas da mini viga
tfmv = 0.0125 !Espessura das mesas da mini viga

bewtl = 0.16 !Largura enrijecedor transversal da alma "mesa"
beftl = 0.2  !Largura enrijecedor transversal da mesa "mesa"
tewtl = 0.0125 !Espessura enrijecedor transversal da alma "mesa"
teftl = 0.0125 !Espessura enrijecedor transversal da mesa "mesa"

*DIM,pos_enrij,,7 !Vetor posição dos enrijecedores transversais
pos_enrij(1) = 0.6, 1.8, 3.65, 7.35, 14.65, 18.35, 25.65

! Enrijecedores transversais (com apoio da rodovia)
! São os mesmos que o típico: bewt, beft, tewt, teft, dmv, hmv, bewtl, beftl, tewtl, teftl
twmvr = 0.016 !Espessura da alma da mini viga
bfmvr = 0.35  !Largura das mesas da mini viga
tfmvr = 0.025 !Espessura das mesas da mini viga

! Perfil I da transversina
hctv = 0.25
bfctv = 0.15
twctv = 0.0125
tfctv = 0.0125

*DIM,pos_transv,,2 !Vetor posição das transversinas
pos_transv(1) = 11,22

! Enrijecedores dos apoios (modelado apenas um dos lados do apoio)
! São os mesmos que o típico: bewt, beft, dmv, hmv
tewtap1 = 0.025 !Espessura enrijecedor transversal da alma até pos_enrij_long_alma(4)
tewtap2 = 0.016 !Espessura enrijecedor transversal da alma de pos_enrij_long_alma(4) a pos_enrij_long_alma(5)

behap = 0.15    !Largura enrijecedor horizontal intermediário no meio do caixão
tehap = 0.0125 !Espessura enrijecedor horizontal intermediário no meio do caixão
bevap = 0.135  !Largura enrijecedor vertical intermediário no meio do caixão de beft para cima

```

```

tevap = 0.0125 !Espessura enrijecedor vertical intermediário no meio do caixão

befl_Tap = 0.2 !Largura mesa do enrij. T longitudinal da mesa inferior no apoio
te_Tap = 0.0125 !Espessura do enrij. T longitudinal da mesa inferior no apoio

!Caixão fechado superior
lcfechado = 10.4 !Comprimento do trecho completamente fechado em cima
lc_u2 = 22.6 !Comprimento da divisão da unidade ii

! Enrijecedores longitudinais da mesa superior
befls_Th = 0.2375 !Altura do enrij. T longitudinal da mesa superior
befls_Tb = 0.200 !Largura mesa do enrij. T longitudinal da mesa superior
tefls_Th = 0.0125 !Espessura da alma do enrij. T longitudinal da mesa superior
tefls_Tb = 0.0125 !Espessura da mesa do enrij. T longitudinal da mesa superior
befls_Th_u5 = 0.234 !Altura do enrij. T longitudinal da mesa superior unidade v
tefls_Th_u5 = 0.016 !Espessura da alma do enrij. T longitudinal da mesa superior unidade v
tefls_Tb_u5 = 0.016 !Espessura da mesa do enrij. T longitudinal da mesa superior unidade v

*DIM, pos_enrij_mesasup,4 !Vetor posição dos enrijecedores longitudinais do caixão fechado na mesa superior
pos_enrij_mesasup (1) = 0.9, 0.3, -0.3, -0.9

! Laje
hlaje = 0.4326 !Altura da laje adotando uma simplificação retangular a partir da inercia real em Z
blaje = 6 !Largura da laje
posVLaje = 0.2894 + h !Posição da laje em y, considerado o centroide original da laje

cg_point = 3.99 !considerando laje e caixão

!Para análise dinâmica e modal
ladded_mass = 850 !Massa adicionada na laje (LASTRO, TRILHOS, ETC) [kg/m²]
ladded_mass_line = 5100

/PREP7
!Perfil da longarina
!Keypoints da seção transversal inicial
K, 1, 0, 0, -bfi/2
K, 2, 0, 0, bfi/2
K, 3, 0, h, -dfs/2
K, 4, 0, h, dfs/2
K, 5, 0, h, -dfs/2 - bfs/2
K, 6, 0, h, -dfs/2 + bfs/2
K, 7, 0, h, dfs/2 - bfs/2
K, 8, 0, h, dfs/2 + bfs/2

!Linhas da seção transversal inicial
L, 1, 2 !linha 1
L, 1, 3 !linha 2
L, 2, 4 !linha 3
L, 3, 5 !linha 4
L, 6, 3 !linha 5
L, 4, 7 !linha 6
L, 8, 4 !linha 7

!Linha auxiliar para extrudar
K, 9, lViga/2, 0, -bfi/2
L, 1, 9 !linha 8

!Enrijecedores longitudinais das almas
*DO,i,1,5,1
  aux1 = bfi/2 - pos_enrij_long_alma(i)*(bfi-dfs)/(h*2) !onde começa o enrijecedor na alma (eixo Z)
  j = 9 + 2*(i-1)+1
  K, j, 0, pos_enrij_long_alma(i), aux1 !do nó 10 a 19
  K, j+1, lViga/2, pos_enrij_long_alma(i), aux1 !do nó 10 a 19
  L, j, j+1 !da linha 9 a 13
*ENDDO

*DO,i,1,5,1
  aux1 = bfi/2 - pos_enrij_long_alma(i)*(bfi-dfs)/(h*2) !onde começa o enrijecedor na alma (eixo Z)
  j = 19 + 2*(i-1)+1
  K, j, 0, pos_enrij_long_alma(i), - aux1 !do nó 20 a 29
  K, j+1, lViga/2, pos_enrij_long_alma(i), - aux1 !do nó 20 a 29
  L, j, j+1 !da linha 14 a 18
*ENDDO

!Enrijecedores long. do caixão fechado na mesa superior
*DO,i,1,4,1
  j = 29 + 2*(i-1)+1
  K, j, 0, h, pos_enrij_mesasup(i)
  K, j+1, lcfechado, h, pos_enrij_mesasup(i) !do nó 30 a 37
  L, j, j+1 !da linha 19 a 22
*ENDDO

!!!!
!Enrijecedores transversais típicos (sem apoio da rodovia)
!Enrijecedor transversal da mesa
  aux2 = bfi/2 - beft*(bfi-dfs)/(h*2) !onde começa o enrijecedor na alma (eixo Z)

```

```

K, 54, pos_enrij(4), 0, bfi/2
K, 55, pos_enrij(4), beft, aux2
K, 56, pos_enrij(4), beft, -aux2
K, 57, pos_enrij(4), 0, -bfi/2
A, 54, 55, 56, 57

!Enrijecedor transversal da alma
comprw = (h*2 + ((bfi-dfs)/2)**2)**0.5 !Comprimento da alma
aux3 = bewt*comprw/h !Largura enrijecedor transversal da alma na horizontal
aux4 = bfi/2 - dmv*(bfi-dfs)/(h*2) !onde começa o enrijecedor na alma (eixo Z)
K, 58, pos_enrij(4), h, dfs/2
K, 59, pos_enrij(4), h, dfs/2 - aux3
K, 60, pos_enrij(4), beft, aux2 - aux3
A, 55, 58, 59, 60

K, 61, pos_enrij(4), h, -dfs/2
K, 62, pos_enrij(4), h, -dfs/2 + aux3
K, 63, pos_enrij(4), beft, -aux2 + aux3
A, 56, 61, 62, 63

!Alma da mini viga
K, 64, pos_enrij(4), dmv, aux4 - aux3
K, 65, pos_enrij(4), dmv, -aux4 + aux3
A, 59, 62, 65, 64

ALLSEL
CM,enrijtransv,AREA

!Mesa do enrij transv da mesa inferior
K, 74, pos_enrij(4)-beftl/2, beft, aux2
K, 75, pos_enrij(4)+beftl/2, beft, aux2
K, 76, pos_enrij(4)+beftl/2, beft, -aux2
K, 77, pos_enrij(4)-beftl/2, beft, -aux2
A, 74, 75, 76, 77

!Mesa do enrij transv da alma
aux6 = bfi/2 - (dmv+hmv/2)*(bfi-dfs)/(h*2)
K, 78, pos_enrij(4)-bewtl/2, beft, aux2 - aux3
K, 79, pos_enrij(4)+bewtl/2, beft, aux2 - aux3
K, 80, pos_enrij(4)+bewtl/2, dmv+hmv/2, aux6 - aux3
K, 81, pos_enrij(4)-bewtl/2, dmv+hmv/2, aux6 - aux3
A, 78, 79, 80, 81

K, 82, pos_enrij(4)-bewtl/2, beft, -aux2 + aux3
K, 83, pos_enrij(4)+bewtl/2, beft, -aux2 + aux3
K, 84, pos_enrij(4)+bewtl/2, dmv+hmv/2, -aux6 + aux3
K, 85, pos_enrij(4)-bewtl/2, dmv+hmv/2, -aux6 + aux3
A, 82, 83, 84, 85

!Complementos de enrijecedores
K, 88, pos_enrij(4)+bewtl/2, befl_Th, aux2 - aux3
K, 89, pos_enrij(4)-bewtl/2, befl_Th, aux2 - aux3
A, 78, 79, 88, 89

K, 92, pos_enrij(4)+bewtl/2, befl_Th, -aux2 + aux3
K, 93, pos_enrij(4)-bewtl/2, befl_Th, -aux2 + aux3
A, 82, 83, 92, 93

ALLSEL
CMSEL,U,enrijtransv
WPOFFS,pos_enrij(4)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
CM,enrijtransvmesas,AREA

!Mesas da mini viga
K, 66, pos_enrij(4)-bfmv/2, dmv, aux4
K, 67, pos_enrij(4)+bfmv/2, dmv, aux4
K, 68, pos_enrij(4)+bfmv/2, dmv, -aux4
K, 69, pos_enrij(4)-bfmv/2, dmv, -aux4
A, 66, 67, 68, 69

K, 70, pos_enrij(4)-bfmv/2, h, dfs/2 - bfs/2
K, 71, pos_enrij(4)+bfmv/2, h, dfs/2 - bfs/2
K, 72, pos_enrij(4)+bfmv/2, h, -dfs/2 + bfs/2
K, 73, pos_enrij(4)-bfmv/2, h, -dfs/2 + bfs/2
A, 70, 71, 72, 73

WPOFFS,pos_enrij(4)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

!!!!!!

```

!Enrijecedores transversais com apoio da rodovia (trechos diferentes)
!Mesas da mini viga

K, 108, pos_transv(1)-bfmvr/2, dmv, aux4
K, 109, pos_transv(1)+bfmvr/2, dmv, aux4
K, 110, pos_transv(1)+bfmvr/2, dmv, -aux4
K, 111, pos_transv(1)-bfmvr/2, dmv, -aux4
A, 108, 109, 110, 111

K, 112, pos_transv(1)-bfmvr/2, h, dfs/2 - bfs/2
K, 113, pos_transv(1)+bfmvr/2, h, dfs/2 - bfs/2
K, 114, pos_transv(1)+bfmvr/2, h, -dfs/2 + bfs/2
K, 115, pos_transv(1)-bfmvr/2, h, -dfs/2 + bfs/2
A, 112, 113, 114, 115

WPOFFS,pos_transv(1)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

!!!!!!

!Itens faltantes no enrijecedor do apoio

!Chapa transversal no miolo do caixão

aux7 = bfi/2 - pos_enrij_long_alma(4)*(bfi-dfs)/(h*2)
K, 136, 0, beft, aux2
K, 137, 0, pos_enrij_long_alma(4), aux7
K, 138, 0, pos_enrij_long_alma(4), pos_enrij_long_mesa(4)
K, 139, 0, beft, pos_enrij_long_mesa(4)
A, 136, 137, 138, 139

K, 140, 0, beft, -aux2
K, 141, 0, pos_enrij_long_alma(4), -aux7
K, 142, 0, pos_enrij_long_alma(4), pos_enrij_long_mesa(4)
K, 143, 0, beft, pos_enrij_long_mesa(4)
A, 140, 141, 142, 143

K, 144, 0, dmv, pos_enrij_long_mesa(4)
K, 145, 0, dmv, aux4
A, 138, 137, 145, 144

K, 146, 0, dmv, pos_enrij_long_mesa(4)
K, 147, 0, dmv, -aux4
A, 141, 142, 146, 147

A, 138, 144, 146, 142

K, 148, 0, pos_enrij_long_alma(2), pos_enrij_long_mesa(4)
K, 149, 0, pos_enrij_long_alma(2), pos_enrij_long_mesa(4)
A, 139, 148, 149, 143

K, 117, 0, h, dfs/2
K, 118, 0, h, -dfs/2
A, 145, 117, 118, 147

!Enrijecedores intermediários horizontais

K, 159, behap, beft, aux2
K, 160, behap, beft, -aux2
A, 136, 159, 160, 140

aux8 = bfi/2 - pos_enrij_long_alma(2)*(bfi-dfs)/(h*2)
K, 166, 0, pos_enrij_long_alma(2), aux8
K, 167, behap, pos_enrij_long_alma(2), aux8
K, 168, 0, pos_enrij_long_alma(2), -aux8
K, 169, behap, pos_enrij_long_alma(2), -aux8
A, 166, 167, 169, 168

aux9 = bfi/2 - pos_enrij_long_alma(3)*(bfi-dfs)/(h*2)
K, 174, 0, pos_enrij_long_alma(3), aux9
K, 175, behap, pos_enrij_long_alma(3), aux9
K, 176, 0, pos_enrij_long_alma(3), pos_enrij_long_mesa(4)
K, 177, behap, pos_enrij_long_alma(3), pos_enrij_long_mesa(4)
A, 174, 175, 177, 176

K, 178, 0, pos_enrij_long_alma(3), -aux9
K, 179, behap, pos_enrij_long_alma(3), -aux9
K, 180, 0, pos_enrij_long_alma(3), pos_enrij_long_mesa(4)
K, 181, behap, pos_enrij_long_alma(3), pos_enrij_long_mesa(5)
A, 178, 179, 181, 180

K, 182, behap, pos_enrij_long_alma(4), aux7
K, 183, behap, pos_enrij_long_alma(4), -aux7
A, 137, 141, 183, 182

K, 151, behap, dmv, aux4
K, 152, behap, dmv, -aux4
A, 145, 151, 152, 147

```

K, 154, 0, h, dfs/2 - bfs/2
K, 155, behap, h, dfs/2 - bfs/2
K, 156, behap, h, -dfs/2 + bfs/2
K, 157, 0, h, -dfs/2 + bfs/2
A, 154, 155, 156, 157

!Enrijecedores intermediários verticais
K, 184, bevap, pos_enrij_long_alma(4), pos_enrij_long_mesa(4)
K, 185, bevap, pos_enrij_long_alma(2), pos_enrij_long_mesa(4)
A, 138, 184, 185, 148

K, 186, bevap, pos_enrij_long_alma(4), pos_enrij_long_mesa(5)
K, 187, bevap, pos_enrij_long_alma(2), pos_enrij_long_mesa(5)
A, 142, 186, 187, 149

K, 188, bevap, dmv, pos_enrij_long_mesa(4)
K, 189, bevap, dmv, pos_enrij_long_mesa(5)
A, 138, 144, 188, 184
A, 142, 146, 189, 186

*DO,i,1,8,1
j = 189 + 4*(i-1)+1
K, j, 0, beft, pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+1, bevap, beft, pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+2, bevap, pos_enrij_long_alma(2), pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+3, 0, pos_enrij_long_alma(2), pos_enrij_long_mesa(i) !do nó 190 a 221
A, j, j+1, j+2, j+3
*ENDDO

!Enrijecedores longitudinais da mesa inferior do caixão região do apoio
*DO,i,1,8,1
j = 221 + 8*(i-1)+1
K, j, 0, 0, pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+1, pos_enrij(2), 0, pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+2, pos_enrij(2), beft, pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+3, 0, beft, pos_enrij_long_mesa(i)
A, j, j+1, j+2, j+3

K, j+4, pos_enrij(2)+beftl/2, 0, pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+5, pos_enrij(2)+beftl/2, beft, pos_enrij_long_mesa(i)
A, j+1, j+4, j+5, j+2

K, j+6, pos_enrij(3), 0, pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+7, pos_enrij(3), befl_Th, pos_enrij_long_mesa(i) !do nó 222 a 285
A, j+4, j+6, j+7, j+5
*ENDDO

*DO,i,1,8,1
j = 285 + 4*(i-1)+1
K, j, behap, beft, pos_enrij_long_mesa(i) - befl_Tap/2
K, j+1, pos_enrij(1)-beftl/2, beft, pos_enrij_long_mesa(i) - befl_Tap/2
K, j+2, pos_enrij(1)-beftl/2, beft, pos_enrij_long_mesa(i) + befl_Tap/2
K, j+3, behap, beft, pos_enrij_long_mesa(i) + befl_Tap/2 !do nó 286 a 317
A, j, j+1, j+2, j+3
*ENDDO

*DO,i,1,8,1
j = 317 + 4*(i-1)+1
K, j, pos_enrij(1)+beftl/2, beft, pos_enrij_long_mesa(i) - befl_Tap/2
K, j+1, pos_enrij(2)-beftl/2, beft, pos_enrij_long_mesa(i) - befl_Tap/2
K, j+2, pos_enrij(2)-beftl/2, beft, pos_enrij_long_mesa(i) + befl_Tap/2
K, j+3, pos_enrij(1)+beftl/2, beft, pos_enrij_long_mesa(i) + befl_Tap/2 !do nó 318 a 349
A, j, j+1, j+2, j+3
*ENDDO

*DO,i,1,8,1
j = 349 + 4*(i-1)+1
K, j, pos_enrij(2)+beftl/2, beft, pos_enrij_long_mesa(i) - befl_Tap/2
K, j+1, pos_enrij(3), befl_Th, pos_enrij_long_mesa(i) - befl_Tap/2
K, j+2, pos_enrij(3), befl_Th, pos_enrij_long_mesa(i) + befl_Tap/2
K, j+3, pos_enrij(2)+beftl/2, beft, pos_enrij_long_mesa(i) + befl_Tap/2 !do nó 350 a 381
A, j, j+1, j+2, j+3
*ENDDO

!!!!
!Enrijecedores longitudinais da mesa inferior do caixão
*DO,i,1,8,1
j = 381 + 8*(i-1)+1
K, j, pos_enrij(3), 0, pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+1, pos_enrij(3), befl_Th, pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+2, lViga/2, befl_Th, pos_enrij_long_mesa(i)
K, j+3, lViga/2, 0, pos_enrij_long_mesa(i)
A, j, j+1, j+2, j+3

K, j+4, pos_enrij(3), befl_Th, pos_enrij_long_mesa(i) - befl_Tb/2

```

```

      K, j+5, lViga/2, befl_Th, pos_enrij_long_mesa(i) - befl_Tb/2
      A, j+1, j+2, j+5, j+4

      K, j+6, pos_enrij(3), befl_Th, pos_enrij_long_mesa(i) + befl_Tb/2
      K, j+7, lViga/2, befl_Th, pos_enrij_long_mesa(i) + befl_Tb/2
      A, j+1, j+2, j+7, j+6
*ENDDO

!!!!!!
!Chapa fechando o caixão na mesa superior
      K, 122, behap, h, -dfs/2 + bfs/2
      K, 123, behap, h, dfs/2 - bfs/2
      K, 124, pos_enrij(1)-bfmv/2, h, dfs/2 - bfs/2
      K, 125, pos_enrij(1)-bfmv/2, h, -dfs/2 + bfs/2
      A, 122, 123, 124, 125

      K, 120, pos_enrij(1)+bfmv/2, h, -dfs/2 + bfs/2
      K, 121, pos_enrij(1)+bfmv/2, h, dfs/2 - bfs/2
      K, 94, pos_enrij(2)-bfmv/2, h, dfs/2 - bfs/2
      K, 95, pos_enrij(2)-bfmv/2, h, -dfs/2 + bfs/2
      A, 120, 121, 94, 95

      K, 96, pos_enrij(2)+bfmv/2, h, -dfs/2 + bfs/2
      K, 97, pos_enrij(2)+bfmv/2, h, dfs/2 - bfs/2
      K, 98, pos_enrij(3)-bfmv/2, h, dfs/2 - bfs/2
      K, 99, pos_enrij(3)-bfmv/2, h, -dfs/2 + bfs/2
      A, 96, 97, 98, 99

      K, 100, pos_enrij(3)+bfmv/2, h, -dfs/2 + bfs/2
      K, 101, pos_enrij(3)+bfmv/2, h, dfs/2 - bfs/2
      K, 102, pos_enrij(4)-bfmv/2, h, dfs/2 - bfs/2
      K, 103, pos_enrij(4)-bfmv/2, h, -dfs/2 + bfs/2
      A, 100, 101, 102, 103

      K, 104, pos_enrij(4)+bfmv/2, h, -dfs/2 + bfs/2
      K, 105, pos_enrij(4)+bfmv/2, h, dfs/2 - bfs/2
      K, 106, lcfchado, h, dfs/2 - bfs/2
      K, 107, lcfchado, h, -dfs/2 + bfs/2
      A, 104, 105, 106, 107

      LSEL,NONE

!!!!!!
!Transversina em perfil em I
      K, 162, pos_transv(1), dmv, aux4 - aux3
      K, 163, pos_transv(1), beft, -aux2 + aux3
      K, 164, pos_transv(1), dmv, -aux4 + aux3
      K, 165, pos_transv(1), beft, aux2 - aux3
      L, 162, 163
      L, 164, 165
      LSBW,ALL
      LGEN,2,ALL,,pos_transv(2) - pos_transv(1)
      ASEL,NONE
      CM, CtvTransversina, LINE !Componente do ctv já dividido

      LSEL,NONE

!!!!!!
!Copiando o trecho repetido do enrijecedor transversal para rodovia e apoio
      AGEN,2,enrijtransmesas,,pos_transv(1) - pos_enrij(4)
      AGEN,2,enrijtransv,,pos_transv(1) - pos_enrij(4)

      CMSEL,S,enrijtransv
      ASEL,U,LOC,Y,beft,h
      AGEN,2,ALL,,0 - pos_enrij(4)

!!!!!!
!Dividindo e criando todos enrijecedores transversais tipicos e da rodovia
      !Transversal Mesa
      ASEL,S,LOC,X,pos_enrij(4)-0.2,pos_enrij(4)+0.2
      ASEL,A,LOC,X,pos_transv(1)-0.2,pos_transv(1)+0.2
      ASEL,R,LOC,Y,0,beft
      ASEL,U,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(1)
      ASEL,U,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(8)
      *DO,i,1,8,1
          WPOFFS,,pos_enrij_long_mesa(i)
          ASBW,ALL
          WPCSYS
      *ENDDO

      !Transversal Alma
      ASEL,S,LOC,Y,dmv/2,h
      ASEL,U,LOC,Y,dmv
      WPOFFS,,dmv

```

```

WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

!Mesa inferior MiniViga
ASEL,S,LOC,Y,dmv
WPOFFS,,,aux4 - aux3
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,, - aux4 + aux3
ASBW,ALL
WPCSYS

!Replicando os outros enrijecedores
*DO,i,5,7,1
  ASEL,S,LOC,X,pos_enrij(4)-0.2, pos_enrij(4)+0.2
  AGEN,2,ALL,,,pos_enrij(i) - pos_enrij(4)
*ENDDO

*DO,i,1,3,1
  ASEL,S,LOC,X,pos_enrij(4)-0.2, pos_enrij(4)+0.2
  ASEL,U,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(1)
  ASEL,U,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(8)
  AGEN,2,ALL,,,pos_enrij(i) - pos_enrij(4)
*ENDDO

!!!!
!Dividindo os enrijecedores no apoio
ASEL,S,LOC,X,pos_enrij(3)
*DO,i,4,7,1
  ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(i)
*ENDDO
ASEL,A,LOC,X,pos_transv(1)
WPOFFS,,befl_Th
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,,aux2
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,, -aux2
ASBW,ALL
WPCSYS

ASEL,S,LOC,Y,pos_enrij_long_alma(4)
ASEL,A,LOC,Y,pos_enrij_long_alma(5)
ASEL,R,LOC,X,0,0.5
WPOFFS,,,pos_enrij_long_mesa(4)
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,,pos_enrij_long_mesa(5)
ASBW,ALL
WPCSYS

SELTOL,0.001
ASEL,S,LOC,X,0,0.5
ASEL,U,LOC,Y,pos_enrij_long_alma(2)
WPOFFS,,,pos_enrij_long_alma(2)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
ASEL,S,LOC,X,0,0.5
ASEL,U,LOC,Y,pos_enrij_long_alma(3)
WPOFFS,,,pos_enrij_long_alma(3)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
SELTOL

ASEL,S,LOC,X,0,behap
*DO,i,1,8,1
  ASEL,U,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(i)
*ENDDO
ASEL,R,LOC,Y,0,pos_enrij_long_alma(2)+0.1
*DO,i,1,8,1
  WPOFFS,,,pos_enrij_long_mesa(i)
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

ASEL,S,LOC,X,0,pos_enrij(3)+0.1
ASEL,U,LOC,Y,h
WPOFFS,pos_enrij(1)/2
WPROTA,,,90
ASBW,ALL

```

```

WPCSYS
WPOFFS,(pos_enrij(2)-pos_enrij(1))/2+pos_enrij(1)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,(pos_enrij(3)-pos_enrij(2))/3+pos_enrij(2)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,(pos_enrij(3)-pos_enrij(2))*2/3+pos_enrij(2)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

ASEL,S,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(1)
*DO,i,2,8,1
  ASEL,A,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(i)
*ENDDO
WPOFFS,pos_enrij(1)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

ASEL,U,LOC,Y,0,befl_Th+0.05
ASEL,R,LOC,X,pos_enrij(2)+befl/2,pos_enrij(3)-befl/2
*DO,i,1,8,1
  WPOFFS,,pos_enrij_long_mesa(i)
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

ASEL,S,LOC,X,0,pos_enrij(2)-befl/2
ASEL,R,LOC,Y,befl
ASEL,U,LOC,X,pos_enrij(1)-befl/2,pos_enrij(1)+befl/2
ASEL,U,LOC,X,0,behap
*DO,i,1,8,1
  WPOFFS,,pos_enrij_long_mesa(i)
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

!Dividindo os enrijecedores longitudinais
ASEL,S,LOC,Y,0,befl_Th
*DO,i,1,7,1
  ASEL,U,LOC,X,pos_enrij(i)
*ENDDO
ASEL,U,LOC,X,pos_transv(1)
*DO,i,4,7,1
  WPOFFS,pos_enrij(i)
  WPROTA,,90
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO
WPOFFS,pos_transv(1)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,pos_transv(2)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,lcfechado
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

ALLSEL

ASEL,S,LOC,Y,befl
ASEL,R,LOC,X,0,pos_enrij(3)-0.1
*DO,i,1,8,1
  WPOFFS,,pos_enrij_long_mesa(i)+ befl_Tap/2
  ASBW,ALL
  WPCSYS
  WPOFFS,,pos_enrij_long_mesa(i)- befl_Tap/2
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

ASEL,S,LOC,X,pos_enrij(3)
ASEL,R,LOC,Y,0,befl
*DO,i,1,8,1
  WPOFFS,,pos_enrij_long_mesa(i)+ befl_Tap/2
  ASBW,ALL
  WPCSYS

```

```

WPOFFS,,,pos_enrij_long_mesa(i)- bef1_Tap/2
ASBW,ALL
WPCSYS
*ENDDO

!Dividindo a mesa superior caixão fechado
ASEL,S,LOC,X,0,lcfechado
ASEL,R,LOC,Y,h
*DO,i,1,4,1
  WPOFFS,,,pos_enrij_mesasup(i)
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO
CM,MesaSupFechadaTotal,AREA !Componente da parte fechada do caixão (MesaSupFechadaTotal)

ASEL,NONE

!!!!!!
!Extrudando o perfil caixão
LSEL,S,LINE,,1,8
ADRAG, 1,2,3,,,,8
ADRAG, 4,5,,,,,8
ADRAG, 6,7,,,,,8

ASBW,ALL

*DO,i,1,7,1
  WPOFFS,pos_enrij(i)
  WPROTA,,,90
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

*DO,i,1,2,1
  WPOFFS,pos_transv(i)
  WPROTA,,,90
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

WPOFFS,lcfechado
WPROTA,,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

WPOFFS,lc_u2
WPROTA,,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

*DO,i,1,5,1
  WPOFFS,,,pos_enrij_long_alma(i)
  WPROTA,,90
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

!Criando os componentes
ASEL,U,LOC,Y,0
ASEL,U,LOC,Y,h
CM,AlmaTotal,AREA

ASEL,S,LOC,X,0,lcfechado
CMSEL,R,AlmaTotal
CM,AlmaApoio,AREA !Componente da alma na região do apoio (AlmaApoio)

CMSEL,S,AlmaTotal
CMSEL,U,AlmaApoio
CM,Alma,AREA !Componente da alma na maior parte da viga(Alma)

ASEL,S,LOC,Y,0
*DO,i,1,8,1
  WPOFFS,,,pos_enrij_long_mesa(i)
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO
CM,MesaInfTotal,AREA !Componente da mesa inferior (MesaInfTotal)

ASEL,S,LOC,Z,-dfs/2-bfs/2,-dfs/2+bfs/2
ASEL,A,LOC,Z,dfs/2-bfs/2,dfs/2+bfs/2
ASEL,R,LOC,Y,h
CM,MesaSupTotal,AREA !Componente da mesa superior (MesaSupTotal)

ASEL,S,LOC,X,pos_enrij(1)-0.1, pos_enrij(1)+0.2
*DO,i,2,7,1
  ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(i)-0.2,pos_enrij(i)+0.2

```

```

*ENDDO
*DO,i,2,4,1
  WPOFFS,,pos_enrij_long_alma(i)
  WPROTA,,90
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO
CM,EnrijTranvTipTodos,AREA

ASEL,S,LOC,X,pos_transv(1)-0.2, pos_transv(1)+0.2
CMSEL,U,AlmaTotal
CMSEL,U,MesaSupTotal
CMSEL,U,MesaInfTotal
AGEN,2,ALL,,pos_transv(2) - pos_transv(1)
*DO,i,2,4,1
  WPOFFS,,pos_enrij_long_alma(i)
  WPROTA,,90
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO
CM,EnrijTranvRodTodos,AREA

ASEL,S,LOC,Y,0,befl_Th
ASEL,U,LOC,Y,0
ASEL,R,LOC,X,pos_enrij(3)+0.05,lviga/2
CMSEL,U,EnrijTranvRodTodos
CMSEL,U,EnrijTranvTipTodos

WPOFFS,lc_u2
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

CM, EnrijLongMesaTotal, AREA !Componente do enrij longitudinal da mesa inferior (EnrijLongMesaTotal)

LSEL,S,LINE,,9,18
*DO,i,1,7,1
  WPOFFS,pos_enrij(i)
  WPROTA,,90
  LSBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

*DO,i,1,2,1
  WPOFFS,pos_transv(i)
  WPROTA,,90
  LSBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

WPOFFS,lcfechado
WPROTA,,90
LSBW,ALL
WPCSYS

WPOFFS,lc_u2
WPROTA,,90
LSBW,ALL
WPCSYS
CM, EnrijLongAlma, LINE !Componente do enrij longitudinal da alma (EnrijLongAlma)

LSEL,S,LINE,,19,22
*DO,i,1,7,1
  WPOFFS,pos_enrij(i)
  WPROTA,,90
  LSBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

*DO,i,1,2,1
  WPOFFS,pos_transv(i)
  WPROTA,,90
  LSBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

WPOFFS,lcfechado
WPROTA,,90
LSBW,ALL
WPCSYS
CM, EnrijLongMesaSupTotal, LINE !Componente do enrij longitudinal da mesa superior (EnrijLongMesaSupTotal)

!!!!
!Criando os componentes dos enrij transversais

```

```

!Enrij Típicos
ASEL,S,LOC,Y,dmv
ASEL,A,LOC,Y,h
CMSEL,U,MesaSupFechadaTotal
CMSEL,R,EnrijTranvTipTodos,AREA
WPOFFS,,,-dfs/2
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,, ,dfs/2
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,, ,dfs/2 - aux3
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,, ,-dfs/2 + aux3
ASBW,ALL
WPCSYS
CM,MesaMiniViga,AREA !Componente da mesa da mini viga do enrij tip (MesaMiniViga)

ASEL,S,LOC,Y,dmv+hmv/3,h
CMSEL,R,EnrijTranvTipTodos,AREA
CMSEL,U,MesaMiniViga,AREA
CMSEL,U,MesaSupFechadaTotal
WPOFFS,, ,dmv+hmv/2
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,, ,-dfs/2
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,, ,dfs/2
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,, ,dfs/2 - aux3
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,, ,-dfs/2 + aux3
ASBW,ALL
WPCSYS
CM,AlmaMiniViga,AREA !Componente da alma da mini viga do enrij tip (AlmaMiniViga)

CMSEL,S,EnrijTranvTipTodos,AREA
CMSEL,A,EnrijTranvRodTodos,AREA
ASEL,R,LOC,Y,befl
CM,EnrijTransvLongMesa,AREA !Componente do enrij transv "mesa" da mesa do enrij tip (EnrijTransvLongMesa)

SELTOL,0.001
ASEL,S,LOC,X,pos_enrij(1)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(2)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(3)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(4)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(5)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(6)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(7)
ASEL,A,LOC,X,pos_transv(1)
ASEL,A,LOC,X,pos_transv(2)
SELTOL
CMSEL,U,AlmaMiniViga,AREA
ASEL,R,LOC,Y,befl,h
ASEL,U,LOC,Y,dmv,h
CM,EnrijTransvAlma,AREA !Componente do enrij transv da alma do enrij tip (EnrijTransvAlma)

SELTOL,0.001
ASEL,S,LOC,X,pos_enrij(1)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(2)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(3)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(4)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(5)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(6)
ASEL,A,LOC,X,pos_enrij(7)
ASEL,A,LOC,X,pos_transv(1)
ASEL,A,LOC,X,pos_transv(2)
SELTOL
ASEL,R,LOC,Y,0,befl
CM,EnrijTransvMesa,AREA !Componente do enrij transv da mesa do enrij tip (EnrijTransvMesa)

!Enrij Rodovia
ASEL,S,LOC,Y,dmv
ASEL,A,LOC,Y,h
CMSEL,R,EnrijTranvRodTodos,AREA
WPOFFS,, ,-dfs/2
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,, ,dfs/2
ASBW,ALL
WPCSYS

```

```

WPOFFS,,,-dfs/2 - aux3
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,,-dfs/2 + aux3
ASBW,ALL
WPCSYS
CM,MesaMiniVigaRod,AREA !Componente da mesa da mini viga do enrij rodovia (MesaMiniVigaRod)

ASEL,S,LOC,Y,dmv+hmv/3,h
CMSEL,R,EnrijTranvRodTodos,AREA
CMSEL,U,MesaMiniVigaRod,AREA
WPOFFS,,dmv+hmv/2
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,,-dfs/2
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,dfs/2
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,dfs/2 - aux3
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,-dfs/2 + aux3
ASBW,ALL
WPCSYS
CM,AlmaMiniVigaRod,AREA !Componente da alma da mini viga do enrij rodovia (AlmaMiniVigaRod)

CMSEL,S,EnrijTranvTipTodos,AREA
CMSEL,A,EnrijTranvRodTodos,AREA
CMSEL,U,AlmaMiniViga,AREA
CMSEL,U,EnrijTransvAlma,AREA
CMSEL,U,EnrijTransvLongMesa,AREA
CMSEL,U,MesaMiniViga,AREA
CMSEL,U,EnrijTransvMesa,AREA
CMSEL,U,MesaMiniVigaRod,AREA
CMSEL,U,AlmaMiniVigaRod,AREA
CMSEL,U,MesaSupFechadaTotal
ASEL,U,LOC,Y,0,bef/2
CM,EnrijTransvLongAlma,AREA !Componente do enrij transv "mesa" da alma do enrij tip (EnrijTransvLongAlma)

!!Componentes do apoio
ASEL,S,LOC,X,0
ASEL,R,LOC,Y,0,pos_enrij_long_alma(4)
CM,EnrijTransvAlmaAp1,AREA !Componente do enrij transv da alma do enrij apoio tipo 1(EnrijTransvAlmaAp1)

ASEL,S,LOC,X,0
ASEL,R,LOC,Y,pos_enrij_long_alma(4),h
CM,EnrijTransvAlmaAp2,AREA !Componente do enrij transv da alma do enrij apoio tipo 2 (EnrijTransvAlmaAp2)

ASEL,S,LOC,Y,pos_enrij_long_alma(1)
*DO,i,2,5,1
  ASEL,A,LOC,Y,pos_enrij_long_alma(i)
*ENDDO
ASEL,R,LOC,X,0,behap
ASEL,U,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(4)
ASEL,U,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(5)
CM,EnrijTransvHorizAp,AREA !Componente dos enrij transv horizontais do enrij apoio (EnrijTransvHorizAp)

ASEL,S,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(1)
*DO,i,2,8,1
  ASEL,A,LOC,Z,pos_enrij_long_mesa(i)
*ENDDO
ASEL,R,LOC,X,0,bevap
WPOFFS,,pos_enrij_long_alma(3)
WPROTA,,90
ASBW,ALL
WPCSYS
CM,EnrijTransvVertAp,AREA !Componente dos enrij transv horizontais do enrij apoio (EnrijTransvHorizAp)

ALLSEL
LSEL,NONE
CMSEL,U,MesaSupFechadaTotal,AREA
CMSEL,U,AlmaTotal,AREA
CMSEL,U,MesaSupTotal,AREA
CMSEL,U,MesaInfTotal,AREA
CMSEL,U,AlmaMiniViga,AREA
CMSEL,U,MesaMiniViga,AREA
CMSEL,U,AlmaMiniVigaRod,AREA
CMSEL,U,MesaMiniVigaRod,AREA
CMSEL,U,EnrijTransvAlma,AREA
CMSEL,U,EnrijTransvMesa,AREA
CMSEL,U,EnrijTransvLongAlma,AREA
CMSEL,U,EnrijTransvLongMesa,AREA
CMSEL,U,EnrijTransvAlmaAp1,AREA

```

```

CMSEL,U,EnrijTransvAlmaAp2,AREA
CMSEL,U,EnrijTransvHorizAp,AREA
CMSEL,U,EnrijTransvVertAp,AREA
CMSEL,U,EnrijLongMesaTotal,AREA
CM,EnrijTransvTAp,AREA !Componente dos enrij transv T do apoio (EnrijTransvTAp)

!!!!!!
!Criando a Laje
ASEL,NONE
LSEL,NONE
*GET,MAXKP,KP,,NUM,MAXD
KP1 = MAXKP+1
KP2 = MAXKP+2
KP3 = MAXKP+3
KP4 = MAXKP+4
K,KP1,0,posYLaje,-blaje/2
K,KP2,0,posYLaje,blaje/2
K,KP3,lViga/2,posYLaje,blaje/2
K,KP4,lViga/2,posYLaje,-blaje/2
A,KP1,KP2,KP3,KP4

WPOFFS,,,-dfs/2
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,,dfs/2
ASBW,ALL
WPCSYS

WPOFFS,,, -0.8
ASBW,ALL
WPCSYS
WPOFFS,,,0.8
ASBW,ALL
WPCSYS

*DO,i,1,7,1
  WPOFFS,pos_enrij(i)
  WPROTA,,,90
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

*DO,i,1,2,1
  WPOFFS,pos_transv(i)
  WPROTA,,,90
  ASBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

WPOFFS,lcfchado
WPROTA,,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

WPOFFS,lc_u2
WPROTA,,,90
ASBW,ALL
WPCSYS

ASBW,ALL

ASEL,S,LOC,Y,posYLaje
CM,Laje,AREA !Criando componente da laje (Laje)

ALLSEL

!!!!!!!!!!!!
!Espelhando os itens que a espessura é diferente

WPOFFS,lViga/2
CSYS,WP
CMSEL,S,EnrijLongMesaTotal
ARSYM,X,ALL,,,0,0
CSYS,0
WPCSYS

CMSEL,S,EnrijLongMesaTotal
CSYS,WP
ARSYM,X,ALL,,,0,0
CSYS,0
WPCSYS

CMSEL,S,EnrijLongMesaTotal
ASEL,R,LOC,X,0,lcfchado
ASEL,A,LOC,X,-lcfchado,-0.5
ASEL,A,LOC,X,lViga-lcfchado,lViga

```

```

ASEL,A,LOC,X,-1Viga/2,-1c_u2
CM,EnrijLongMesa_u5,AREA

CMSEL,S,EnrijLongMesaTotal
ASEL,R,LOC,X,1cfechado,1Viga/2
ASEL,A,LOC,X,1Viga/2,1Viga-1cfechado
ASEL,A,LOC,X,-1c_u2,-1cfechado
CM,EnrijLongMesa,AREA

!!!
WPOFFS,1Viga/2
CSYS,WP
ASEL,NONE
LSEL,NONE
CMSEL,S,EnrijLongMesaSupTotal
LSYMM,X,ALL,,,0,0
CSYS,0
WPCSYS

ASEL,NONE
LSEL,NONE
CMSEL,S,EnrijLongMesaSupTotal
CSYS,WP
LSYMM,X,ALL,,,0,0
CSYS,0
WPCSYS

CM,EnrijLongMesaSup_u5,LINE

LSEL,S,LOC,Y,h
LSEL,R,LOC,X,1Viga-1cfechado,1Viga
CM,EnrijLongMesaSup,LINE

!!!
LSEL,NONE
WPOFFS,1Viga/2
CSYS,WP
CMSEL,S,MesaSupTotal
CMSEL,A,MesaSupFechadaTotal
ARSYM,X,ALL,,,0,0
CSYS,0
WPCSYS

CMSEL,S,MesaSupTotal
CMSEL,A,MesaSupFechadaTotal
CSYS,WP
ARSYM,X,ALL,,,0,0
CSYS,0
WPCSYS

ASEL,S,LOC,Y,h
ASEL,R,LOC,X,-1cfechado,1cfechado
CM,MesaSup_u5,AREA !mesas superiores unidade v

ASEL,S,LOC,Y,h
ASEL,R,LOC,X,-1Viga/2,-1c_u2
CM,MesaSup_u3,AREA !mesas superiores unidade iii

ASEL,S,LOC,Y,h
CMSEL,U,MesaSup_u5
CMSEL,U,MesaSup_u3
CMSEL,U,MesaMiniViga
CMSEL,U,MesaMiniVigaRod
CM,MesaSup,AREA !mesas superiores

!!!
WPOFFS,1Viga/2
CSYS,WP
CMSEL,S,MesaInfTotal
ARSYM,X,ALL,,,0,0
CSYS,0
WPCSYS

CMSEL,S,MesaInfTotal
CSYS,WP
ARSYM,X,ALL,,,0,0
CSYS,0
WPCSYS

ASEL,S,LOC,Y,0
ASEL,R,LOC,X,-1cfechado,1cfechado
CM,MesaInf_u5,AREA !mesas inferiores unidade v

ASEL,S,LOC,Y,0
ASEL,R,LOC,X,-1Viga/2,-1c_u2
CM,MesaInf_u3,AREA !mesas inferiores unidade iii

```

```

ASEL,S,LOC,Y,0
CMSEL,U,MesaInf_u5
CMSEL,U,MesaInf_u3
CM,MesaInf,AREA !mesas inferiores

```

```

ALLSEL
NUMMRG,KP,1E-5,1E-5

```

```

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!
!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!
!Criação dos materiais, seções e atribuições
ET,1,181
ET,2,188

```

```

!MAT 1 - Aço
MP,EX,,200E9
MP,PRXY,,.3
MP,DENS,,7850

```

```

!MAT 2 - Concreto
MP,EX,2,24E9
MP,PRXY,2,.-2
MP,DENS,2,2500

```

```

!SECAO 1 - Mesa Inferior comum
SECTYPE,1,SHELL
SECDATA,tfi,1
CMSEL,S,MesaInf
AATT,1,,1,1

```

```

!SECAO 2 - Mesa Inferior unidade v
SECTYPE,2,SHELL
SECDATA,tfi_u5,1
CMSEL,S,MesaInf_u5
AATT,1,,1,,2

```

```

!SECAO 3 - Mesa Inferior unidade iii
SECTYPE,3,SHELL
SECDATA,tfi_u3,1
CMSEL,S,MesaInf_u3
AATT,1,,1,,3

```

```

!SECAO 4 - Mesa Superior comum
SECTYPE,4,SHELL
SECDATA,tfs,1
CMSEL,S,MesaSup
AATT,1,,1,,4

```

```

!SECAO 5 - Mesa Superior unidade v
SECTYPE,5,SHELL
SECDATA,tfs_u5,1
CMSEL,S,MesaSup_u5
AATT,1,,1,,5

```

```

!SECAO 6 - Mesa Superior unidade iii
SECTYPE,6,SHELL
SECDATA,tfs_u3,1
CMSEL,S,MesaSup_u3
AATT,1,,1,,6

```

```

!SECAO 7 - Alma
SECTYPE,7,SHELL
SECDATA,tw,1
CMSEL,S,Alma
AATT,1,,1,,7

```

```

!SECAO 8 - Alma região do apoio
SECTYPE,8,SHELL
SECDATA,twapoio,1
CMSEL,S,AlmaApoio
AATT,1,,1,,8

```

```

!SECAO 9 - Enrij Transv Mesa (Tip. e Rod.)
SECTYPE,9,SHELL
SECDATA,teft,1
CMSEL,S,EnrijTransvMesa
AATT,1,,1,,9

```

```

!SECAO 10 - Enrij Transv Alma (Tip. e Rod.)
SECTYPE,10,SHELL
SECDATA,tewt,1
CMSEL,S,EnrijTransvAlma
AATT,1,,1,,10

```

```

!SECAO 11 - Alma Mini Viga (Típ.)
SECTYPE,11,SHELL
SECDATA,twmv,1
CMSEL,S,AlmaMiniViga
AATT,1,,1,11

!SECAO 12 - Mesa Mini Viga (Típ.)
SECTYPE,12,SHELL
SECDATA,tfmv,1
CMSEL,S,MesaMiniViga
AATT,1,,1,12

!SECAO 13 - Alma Mini Viga (Rod.)
SECTYPE,13,SHELL
SECDATA,twmvr,1
CMSEL,S,AlmaMiniVigaRod
AATT,1,,1,13

!SECAO 14 - Mesa Mini Viga (Rod.)
SECTYPE,14,SHELL
SECDATA,tfmvr,1
CMSEL,S,MesaMiniVigaRod
AATT,1,,1,14

!SECAO 15 - Enrij Transv Long Alma (Típ. e Rod.)
SECTYPE,15,SHELL
SECDATA,tewt1,1
CMSEL,S,EnrijTransvLongAlma
AATT,1,,1,15

!SECAO 16 - Enrij Transv Long Mesa (Típ. e Rod.)
SECTYPE,16,SHELL
SECDATA,teft1,1
CMSEL,S,EnrijTransvLongMesa
AATT,1,,1,16

!SECAO 17 - Enrij Transv Alma Tipo 1 (Ap.)
SECTYPE,17,SHELL
SECDATA,tewtap1,1
CMSEL,S,EnrijTransvAlmaAp1
AATT,1,,1,17

!SECAO 18 - Enrij Transv Alma Tipo 2 (Ap.)
SECTYPE,18,SHELL
SECDATA,tewtap2,1
CMSEL,S,EnrijTransvAlmaAp2
AATT,1,,1,18

!SECAO 19 - Enrij Transv Horizontal Apoio (Ap.)
SECTYPE,19,SHELL
SECDATA,tehap,1
CMSEL,S,EnrijTransvHorizAp
AATT,1,,1,19

!SECAO 20 - Enrij Transv Vertical Apoio (Ap.)
SECTYPE,20,SHELL
SECDATA,tevap,1
CMSEL,S,EnrijTransvVertAp
AATT,1,,1,20

!SECAO 21 - Enrij Tipo T Apoio (Ap.)
SECTYPE,21,SHELL
SECDATA,te_Tap,1
CMSEL,S,EnrijTransvTAp
AATT,1,,1,21

!SECAO 22 - Enrij Long Mesa comum (T)
SECTYPE,22,SHELL
SECDATA,tefl_Th,1 !é igual ao tefl_Tb
CMSEL,S,EnrijLongMesa
AATT,1,,1,22

!SECAO 23 - Enrij Long Mesa unidade v (T)
SECTYPE,23,SHELL
SECDATA,tefl_Th_u5,1 !é igual ao tefl_Tb
CMSEL,S,EnrijLongMesa_u5
AATT,1,,1,23

*GET,NUMKP,KP,,NUM,MAXD
KPORI1 = NUMKP+1
K,KPORI1,0,-1000,0

!SECAO 24 - Enrij Long Alma
SECTYPE,24,BEAM,RECT,,3
SECDATA,bew1,tew1,,
CMSEL,S,EnrijLongAlma

```

```

LATT,1,,2,,KPORI1,,24

*GET,NUMKP,KP,,NUM,MAXD
KPORI2 = NUMKP+1
K,KPORI2,0,1000,0

!SECAO 25 - Enrij Long Mesa Superior comum (T)
SECTYPE,25,BEAM,T,,3
SECDATA,befls_Tb,befls_Th,tefls_Tb,tefls_Th
CMSEL,S,EnrijLongMesaSup
LATT,1,,2,,KPORI2,,25

!SECAO 26 - Enrij Long Mesa Superior unidade v (T)
SECTYPE,26,BEAM,T,,3
SECDATA,befls_Tb,befls_Th_u5,tefls_Tb_u5,tefls_Th_u5
CMSEL,S,EnrijLongMesaSup_u5
LATT,1,,2,,KPORI2,,26

!SECAO 27 - Contraventamento da transversina (I)
SECTYPE,27,BEAM,I,,3
SECDATA,bfctv,bfctv,hctv,tfctv,tfctv,twctv
CMSEL,S,CtvTransversina
LATT,1,,2,,KPORI1,,27

!SECAO 28 - Laje
SECTYPE,28,SHELL
!SECCONTROL,,,,added_mass !Para análise modal e dinâmica
SECDATA,hlaje,2
CMSEL,S,Laje
AATT,2,,1,,28

!Simetria para criar 1 vão e meio
ALLSEL
LSEL,U,LOC,X,0
ASEL,U,LOC,X,0
LSEL,U,LOC,X,lViga/2,lViga
LSEL,U,LOC,X,-lViga/2,0
CMSEL,U,MesaInf
CMSEL,U,MesaInf_u5
CMSEL,U,MesaInf_u3
CMSEL,U,MesaSup
CMSEL,U,MesaSup_u5
CMSEL,U,MesaSup_u3
CMSEL,U,EnrijLongMesa
CMSEL,U,EnrijLongMesa_u5
CMSEL,U,EnrijLongMesaSup
CMSEL,U,EnrijLongMesaSup_u5
CM,MeioVao,AREA
CM,MeioVaoLines,LINE
LSEL,A,LOC,X,0
ASEL,A,LOC,X,0
LSEL,U,LOC,X,LVIGA/2
ASEL,U,LOC,X,LVIGA/2

WPOFFS,lViga/2
CSYS,WP

LSYMM,X,ALL,,,0,0
ARSYM,X,ALL,,,0,0

CSYS,0
WPCSYS
ALLSEL

CMSEL,S,MeioVao
CMSEL,A,MeioVaoLines
CSYS,WP

LSYMM,X,MeioVaoLines,,,0,0
ARSYM,X,MeioVao,,,0,0

CSYS,0
WPCSYS
ALLSEL
LSEL,U,TYPE,,2
NUMMRG,KP,1E-5,1E-5

LSEL,S,TYPE,,2
NUMMRG,KP,1E-5,1E-5

!!!
!Criação da malha
ALLSEL

LESIZE,ALL,0.25

```

```

ASEL,S,LOC,X,0,lviga/2
AMESH,ALL

ASEL,S,LOC,X,lviga/2,lviga
AMESH,ALL

ASEL,S,LOC,X,-lviga/2,0
AMESH,ALL

LSEL,S,TYPE,,2
LMESH,ALL

NUMMRG,ELEM

!!!
!Acoplamento laje com viga
SELTOL,.001
NSEL,S,LOC,Z,dfs/2
NSEL,R,LOC,Y,h

*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
*DIM,NODELIST,ARRAY,NUMNODES
*GET,MINNODE,NODE,,NUM,MIN
*DO,i,1,NUMNODES,1
  NODELIST(i) = MINNODE
  MINNODE = NDNEXT(MINNODE)
*ENDDO

ALLSEL

*DO,i,1,NUMNODES,1
  POSX = NX(NODELIST(i))
  CP,NEXT,ALL,NODELIST(i),NODE(POSX,posYLaje,dfs/2)
*ENDDO

NSEL,S,LOC,Z,-dfs/2
NSEL,R,LOC,Y,h

*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
*DIM,NODELIST2,ARRAY,NUMNODES
*GET,MINNODE,NODE,,NUM,MIN
*DO,i,1,NUMNODES,1
  NODELIST2(i) = MINNODE
  MINNODE = NDNEXT(MINNODE)
*ENDDO

ALLSEL

*DO,i,1,NUMNODES,1
  POSX = NX(NODELIST2(i))
  CP,NEXT,ALL,NODELIST2(i),NODE(POSX,posYLaje,-dfs/2)
*ENDDO

SELTOL
!!!
!!!!!!!!!!
!!!!!!!!!!
!Criando os novos vãos em barra
LSEL,NONE
ASEL,NONE
*GET,MAXKP,KP,,NUM,MAXD
KP_1 = MAXKP+1
KP_2 = MAXKP+2
K, KP_1, lviga, cg_point, 0
K, KP_2, -lviga/2, cg_point, 0

K, KP_2+1, -lviga, cg_point, 0
L, KP_2, KP_2+1

K, KP_2+2, 2*lviga, cg_point, 0
L, KP_1, KP_2+2

*DO,i,3,9
  K, KP_2+i, i*lviga, cg_point, 0
*ENDDO

*DO,i,2,8
  L, KP_2+i, KP_2+i+1
*ENDDO

WPOFFS,-lviga+5.5+6.1
WPROTA,,90
LSBW,ALL
WPCSYS

```

```

WPOFFS,1Viga+lcfechado
WPROTA,,90
LSBW,ALL
WPCSYS

*DO,i,2,8
  WPOFFS,i*1Viga+lcfechado
  WPROTA,,90
  LSBW,ALL
  WPCSYS

  WPOFFS,i*1Viga-lcfechado
  WPROTA,,90
  LSBW,ALL
  WPCSYS
*ENDDO

WPOFFS,8*1Viga+lc_u2
WPROTA,,90
LSBW,ALL
WPCSYS

WPOFFS,9*1Viga-5.5-6.1
WPROTA,,90
LSBW,ALL
WPCSYS

CM,VaoBarraTotal,LINE

LSEL,S,LOC,X,-1Viga+5.5+6.1,-lc_u2
LSEL,A,LOC,X,8*1Viga+lc_u2,9*1Viga-5.5-6.1
CMSEL,R,VaoBarraTotal,LINE
CM,VaoBarra_u3,LINE

LSEL,S,LOC,X,8*1Viga-lcfechado,8*1Viga+lcfechado
CMSEL,R,VaoBarraTotal,LINE
CM,VaoBarra_u5,LINE

LSEL,S,LOC,X,1Viga-lcfechado,1Viga+lcfechado
*DO,i,2,7
  LSEL,A,LOC,X,i*1Viga-lcfechado,i*1Viga+lcfechado
*ENDDO
CMSEL,R,VaoBarraTotal,LINE
CM,VaoBarra_u8,LINE

CMSEL,S,VaoBarraTotal,LINE
CMSEL,U,VaoBarra_u3,LINE
CMSEL,U,VaoBarra_u5,LINE
CMSEL,U,VaoBarra_u8,LINE
CM,VaoBarra,LINE

!SECAO 29 - Seção caixão dos demais vãos
*GET,NUMKP,KP,,NUM,MAXD
KPORI4 = NUMKP+1
K,KPORI4,0,1000,0

SECTYPE,29,BEAM,MESH,CAIXAO
SECOFFSET,CENT,,,
!SECCONTROL,,,,added_mass_line !Para análise modal e dinâmica
SECREAD,'SECAOCAIXAO','SECT',,MESH
CMSEL,S,VaoBarra
LATT,1,,2,,KPORI4,,29

!SECAO 30 - Seção caixão unidade viii (apoios)
SECTYPE,30,BEAM,MESH,CAIXAO
SECOFFSET,CENT,,,
!SECCONTROL,,,,added_mass_line !Para análise modal e dinâmica
SECREAD,'SECAOCAIXAOU8','SECT',,MESH
CMSEL,S,VaoBarra_u8
LATT,1,,2,,KPORI4,,30

!SECAO 31 - Seção caixão unidade v (apoio p11 e p19)
SECTYPE,31,BEAM,MESH,CAIXAO
SECOFFSET,CENT,,,
!SECCONTROL,,,,added_mass_line !Para análise modal e dinâmica
SECREAD,'SECAOCAIXAOU5','SECT',,MESH
CMSEL,S,VaoBarra_u5
LATT,1,,2,,KPORI4,,31

!SECAO 32 - Seção caixão unidade iii(miolo primeiro vão)
SECTYPE,32,BEAM,MESH,CAIXAO
SECOFFSET,CENT,,,
!SECCONTROL,,,,added_mass_line !Para análise modal e dinâmica
SECREAD,'SECAOCAIXAOU3','SECT',,MESH
CMSEL,S,VaoBarra_u3
LATT,1,,2,,KPORI4,,32

```

```

CMSEL,S,VaoBarraTotal,LINE
LESIZE,ALL,0.25
LMESH,ALL

ALLSEL

!Elementos MPC
n1 = NODE(1Viga, cg_point, 0)
n2 = NODE(-1Viga/2, cg_point, 0)
n3 = NODE(0, 0, 0)

!Criacao dos elementos rigidos para transição casca - barra
NSEL, S, LOC, Z, dfs/2
NSEL, A, LOC, Z, -dfs/2
NSEL, R, LOC, Y, h, posYLaje
CM, SemMPC, NODE

ET,3,184
KEYOPT,3,1,1
TYPE,3

NSEL,S,LOC,X,1Viga
NSEL,R,LOC,Y,0,posYLaje
CMSEL,U,SemMPC,NODE
NSEL,U,LOC,Y,posYLaje
*GET,numNodes,NODE,,COUNT
*DO,i,1,numNodes,1
  *GET,minNode,NODE,,NUM,MIN
  *IF,minNode,NE,n1,THEN
    E,n1,minNode
  *ENDIF
NSEL,U,NODE,,MINNODE
*ENDDO

NSEL,S,LOC,X,-1Viga/2
NSEL,R,LOC,Y,0,posYLaje
CMSEL,U,SemMPC,NODE
NSEL,U,LOC,Y,posYLaje
*GET,numNodes,NODE,,COUNT
*DO,i,1,numNodes,1
  *GET,minNode,NODE,,NUM,MIN
  *IF,minNode,NE,n2,THEN
    E,n2,minNode
  *ENDIF
NSEL,U,NODE,,MINNODE
*ENDDO

NSEL,S,LOC,X,0
NSEL,R,LOC,Y,0
*GET,numNodes,NODE,,COUNT
*DO,i,1,numNodes,1
  *GET,minNode,NODE,,NUM,MIN
  *IF,minNode,NE,n3,THEN
    E,n3,minNode
  *ENDIF
NSEL,U,NODE,,MINNODE
*ENDDO

TYPE,1

!!!
!Apoios
SELTOL,.001

NSEL,S,NODE,,n3
NSEL,A,NODE,,n1
NSEL,A,LOC,X,-1Viga
*DO,i,2,9
  NSEL,A,LOC,X,i*1Viga
*ENDDO
D,ALL,UY
D,ALL,UZ

NSEL,S,LOC,X,4*1Viga
D,ALL,UY
D,ALL,UZ
D,ALL,UX

SELTOL
ALLSEL

CSWPLA,11,0,1,1,
ESEL,S,MAT,,2
EMODIF,ALL,ESYS,11,

```

```

ALLSEL

!!!Para análise modal

!/SOLU
!ANTYPE,MODAL
!MODOPT,LANB,200
!MPAND,200,,YES

!SOLVE
!FINISH

!!!Para carga permanente

INSEL,S,LOC,Y,PosYLaje
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(5.1*9.81*1000*55*1.5)/NUMNODES

INSEL,S,LOC,X,-lViga,-lViga/2
INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(5.1*9.81*1000*55*0.5)/NUMNODES

INSEL,S,LOC,X,lViga,9*lViga
INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(5.1*9.81*1000*55*8)/NUMNODES

!ALLSEL

!/SOLU
!ANTYPE,0
!SOLVE

!!!Para carga permanente das pistas rodoviárias

!extremos
INSEL,S,LOC,X,-lViga,-lViga+0.5
INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(7.6*(11/2)*9.81*1000)/NUMNODES

INSEL,S,LOC,X,9*lViga-0.5,9*lViga
INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(7.6*(11/2)*9.81*1000)/NUMNODES

!trecho inicial em barra
INSEL,S,LOC,X,-lViga+11-0.5,-lViga+11+0.5
INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(7.6*11*9.81*1000)/NUMNODES

INSEL,S,LOC,X,-lViga+22-0.5,-lViga+22+0.5
INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(7.6*11*9.81*1000)/NUMNODES

!trecho final em barra
!*DO,i,6,44
INSEL,S,LOC,X,i*11-0.5,i*11+0.5
INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(7.6*11*9.81*1000)/NUMNODES
!*ENDDO

!trecho em casca
INSEL,S,LOC,Z,bfi/2 - 0.4*(bfi-dfs)/(h*2),bfi/2 - 0.7*(bfi-dfs)/(h*2)
INSEL,A,LOC,Z,-bfi/2 + 0.7*(bfi-dfs)/(h*2),-bfi/2 + 0.4*(bfi-dfs)/(h*2)
INSEL,R,LOC,Y,0.4,0.7
!CM,NOSMFBAIXO,NODE

INSEL,S,LOC,Z,bfi/2 - dmv*(bfi-dfs)/(h*2),dfs/2
INSEL,A,LOC,Z,-dfs/2,-bfi/2 + dmv*(bfi-dfs)/(h*2)
INSEL,R,LOC,Y,dmv,h
!CM,NOSMFCIMA,NODE

!*DO,i,3,9
!CMSEL,S,NOSMFBAIXO,NODE
!CMSEL,A,NOSMFCIMA,NODE
INSEL,R,LOC,X,-lViga+i*11-0.5,-lViga+i*11+0.5
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(7.6*11*9.81*1000)/NUMNODES
!*ENDDO

```

```

!CMSEL,S,NOSMFBAIXO,NODE
!CMSEL,A,NOSMFCIMA,NODE
!INSEL,R,LOC,X,lviga-0.5,lviga+0.5
!INSEL,A,LOC,X,lviga+0.1,lviga+0.5
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(7.6*11*9.81*1000)/NUMNODES

!SELTOL
!ALLSEL

!/SOLU
!ANTYPE,0
!SOLVE

!!!Para carga variável das pistas rodoviárias

!extremos
!INSEL,S,LOC,X,-lviga,-lviga+0.5
!INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(6*(11/2)*9.81*1000)/NUMNODES

!INSEL,S,LOC,X,9*lviga-0.5,9*lviga
!INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(6*(11/2)*9.81*1000)/NUMNODES

!trecho inicial em barra
!INSEL,S,LOC,X,-lviga+11-0.5,-lviga+11+0.5
!INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(6*11*9.81*1000)/NUMNODES

!INSEL,S,LOC,X,-lviga+22-0.5,-lviga+22+0.5
!INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(6*11*9.81*1000)/NUMNODES

!trecho final em barra
!*DO,i,6,44
!INSEL,S,LOC,X,i*11-0.5,i*11+0.5
!INSEL,R,LOC,Y,cg_point
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(6*11*9.81*1000)/NUMNODES
!*ENDDO

!trecho em casca
!INSEL,S,LOC,Z,bfi/2 - 0.4*(bfi-dfs)/(h*2),bfi/2 - 0.7*(bfi-dfs)/(h*2)
!INSEL,A,LOC,Z,-bfi/2 + 0.7*(bfi-dfs)/(h*2),-bfi/2 + 0.4*(bfi-dfs)/(h*2)
!INSEL,R,LOC,Y,0.4,0.7
!CM,NOSMFBAIXO,NODE

!INSEL,S,LOC,Z,bfi/2 - dmv*(bfi-dfs)/(h*2),dfs/2
!INSEL,A,LOC,Z,-dfs/2,-bfi/2 + dmv*(bfi-dfs)/(h*2)
!INSEL,R,LOC,Y,dmv,h
!CM,NOSMFCIMA,NODE

!*DO,i,3,9
!CMSEL,S,NOSMFBAIXO,NODE
!CMSEL,A,NOSMFCIMA,NODE
!INSEL,R,LOC,X,-lviga+i*11-0.5,-lviga+i*11+0.5
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(6*11*9.81*1000)/NUMNODES
!*ENDDO

!CMSEL,S,NOSMFBAIXO,NODE
!CMSEL,A,NOSMFCIMA,NODE
!INSEL,R,LOC,X,lviga-0.5,lviga+0.5
!INSEL,A,LOC,X,lviga+0.1,lviga+0.5
!*GET,NUMNODES,NODE,,COUNT
!F,ALL,FY,-(6*11*9.81*1000)/NUMNODES

!SELTOL
!ALLSEL

!/SOLU
!ANTYPE,0
!SOLVE

```

```

!-----LER ARQUIVO CSV-----
file_name='TremTipo' !Arquivo CSV com a carga por posição do trem tipo (TIME,X,FORÇA)
n_col=2 !NÚMERO DE COLUNAS MENOS 1
skp_line=1

!Para n_col>1, criar tabela com -1 linha e -1 coluna. A primeira linha da tabela são os índices zero.
/INQUIRE,n_row_read,LINES,file_name,'csv' !ler o número de linhas da planilha
n_row=n_row_read-1 !primeira linha é o cabeçalho
*DIM,LOAD,TABLE,n_row-skp_line,n_col,1 !criar a tabela de cargas
*TREAD,LOAD,file_name,'csv',,skp_line !ler o arquivo csv e colocar em tabela LOAD

!copia a table para array
*DIM,TABLE_LOAD,ARRAY,n_row-skp_line+1,n_col+1

*vfun,TABLE_LOAD(1,1),copy,LOAD(0,0) ! Shift down and right STEP
*vfun,TABLE_LOAD(1,2),copy,LOAD(0,1) ! Shift down and right POSIÇÃO
*vfun,TABLE_LOAD(1,3),copy,LOAD(0,2) ! Shift down and right FORÇA
!-----PARAMETROS-----
speed=60/3.6 !km/h/3,6 =m/s
length=TABLE_LOAD(n_row,2) !m comprimento do trem
time_max= 33 !para carga unitária (percorrer a ponte inteira), 51 para as análises estática e dinamica simplif.
time_step= 0.1 !incremento de tempo
ini_time = time_step !Tempo inicial de análise para aplicação do PP.

!-----ANÁLISE TRANSIENTE-----
!!Para análise dinâmica

lfreq1=2.4859 !modo 7
lfreq2=2.5768 !modo 8
!pi=ACOS(-1)
!omega1=2*pi*freq1
!omega2=2*pi*freq2
!DampingRatio = 0.005
!alfa=(2*DampingRatio*omega1*omega2)/(omega1+omega2)
!beta=(2*DampingRatio)/(omega1+omega2)

/SOLU
ANTYPE,TRANS !análise transiente
!TRNOPT,full !método completo análise transiente, usado na análise dinâmica por Newmark
!TRNOPT,MSUP !método análise dinâmica superposição modal
!MODCONT,FULL !usar todos os modos armazenados, para superposição modal
OUTRES,ESOL,LAST
!LUMPM,0 !ESPECIFICAR A MATRIZ DE MASSA, usado na análise dinâmica
TIMINT,OFF !ANÁLISE TRANSIENTE (inclui efeito de massa ou inércia)
!TIMINT,ON !ANÁLISE TRANSIENTE (inclui efeito de massa ou inércia), usado na análise dinâmica
TIME,ini_time !define tempo total de análise para o passo de carga (ini_time)
NSUBST,2 !define o tamanho do incremento de tempo dentro deste passo de carga
autots,off !não usar o incremento de tempo automático
!ALPHAD,alfa !multiplicador de matriz de massa para amortecimento (2*DampingRatio*omega1*omega2)/(omega1+omega2), usado na
análise dinâmica
!BETAD,beta !multiplicador de matriz de rigidez para amortecimento (2*DampingRatio)/(omega1+omega2), usado na análise dinâmica
kbc,0 !define que as cargas serão interpoladas linearmente para cada passo de carga considerando o passo de carga
anterior
PSTRES,1
allsel
fdele,all,all
f,all,fy,0
FCUM,ADD !vai acumulando a carga, somando com os valores anteriores?
LSWRITE,1 !SALVAR O PRIMEIRO STEP NO TIME = ini_time
lstp=1

*DO,time_now,ini_time+time_step,time_max,time_step !incrementando a velocidade do trem? (incrementando o tempo, do início ao
fim, a cada time_step)
fdele,all,all !a cada loop deleta todas as cargas nos nós
lsread,1
time,time_now !define tempo total de análise para o passo de carga (time_now, variável do loop)
autots,off !não usar o incremento de tempo automático
NSUBST,2
kbc,0 !interpolação linear
x_t = speed*(time_now) !posição da frente do trem
allsel
continua = 1 !variável para controlar se o trem está dentro ou fora da ponte
i = 1
/com,entrei no loop !comentário no output
*downwhile,continua !para controlar se o trem está dentro ou fora da ponte
x_i_l = TABLE_LOAD(i,2) !posição da carga no trem tipo
!Se força estiver dentro da ponte
*if,x_i_l - lViga,ge,x_t-10*lViga,AND,x_i_l - lViga,le,x_t,then !se posição da carga >= frente do trem - comprimento da ponte
e posição da carga <= frente do trem
x_i = x_t - x_i_l - lViga !posição atual da carga é posição atual da frente do trem - posição da carga no trem tipo
corrigido do vão negativo
forca = TABLE_LOAD(i,3) !pega a respectiva carga do trem tipo
*if,x_i,lt,-lViga/2,or,x_i,gt,lViga,then
NSEL,S,LOC,Y,cg_point
!posição força, força, tipo de função (1=linear), raio de seleção dos nós (eside é o tamanho dos elementos)

```

```

WHEEL_FORCE,x_i,forca,1,2*0.25 !Chama a macro que gera a força na posição desejada.
*else
  NSEL,S,LOC,Y,posYLaje
  NSEL,R,LOC,Z,-0.8
  WHEEL_FORCE,x_i,forca*0.5,1,2*0.25 !Chama a macro que gera a força na posição desejada.
  NSEL,S,LOC,Y,posYLaje
  NSEL,R,LOC,Z,0.8
  WHEEL_FORCE,x_i,forca*0.5,1,2*0.25 !Chama a macro que gera a força na posição desejada.
*endif
*endif
!if,x_i-1 - lViga,gt,x_t,or,i,gt,n_row-1,then !Se força ainda não tiver entrado na ponte, ou chegar ao fim do vetor,
interrompa o loop
  continua = 0
*endif
  i = i+1
*enddo
allsel
lstp = lstp+1
lswrite,lstp
*enddo
allsel

LSSOLVE,1,lstp,1
save

!----MACRO WHELL_FORCE----!
!Aplica uma força correspondente a uma roda em uma posição da via no conjunto de nós selecionado, de maneira distribuída segundo
uma função de pesos.
!Arg1 = Xi = posição da força
!Arg2 = F = magnitude da força
!Arg3 = tipo de função - 0 = uniforme; 1 = linear; 2 = parabólica.
!Arg4 = raio de seleção dos nós (distância máxima em relação a Xi para a qual serão selecionados os nós). Se colocada zero,
seleciona o nó mais próximo.

CM,NBCP_,NODE
!Selecao dos nos dentro da região de interesse
nset,r,loc,x,Arg1-Arg4,Arg1+Arg4
*get,numnodes,node,,count
*if,numnodes,eq,0,then !Garantir que pelo menos um nó esteja selecionado para aplicar forças
  CMSEL,S,NBCP_,NODE
  *get,minnode,node,,num,min
  y_aux = ny(minnode)
  z_aux = nz(minnode)
  nset,s,node,,NODE(Arg1,y_aux,z_aux)
*endif
*get,numnodes,node,,count
*dim,nodalWeights,array,numnodes,3
addedWeights = 0
*do,k,1,numnodes,1
  *get,minNode,node,,num,min
  nodalWeights(k,1) = minNode
  nodalWeights(k,2) = NX(minNode)
  refX = NX(minNode)-Arg1
  *if,Arg3,eq,1,then
    weight = 1 - abs(refX)/Arg4
  *elseif,Arg3,eq,2,then !comentar disso aqui
    weight = (-1/Arg4)*(refX-Arg4)*(refX+Arg4)
  *else
    weight = 1
  *endif
  nodalWeights(k,3) = weight
  addedWeights = addedWeights + weight
  nset,u,node,,minNode
*enddo
CMSEL,S,NBCP_
*do,k,1,numnodes,1
  currNode = nodalWeights(k,1)
  f,currNode,fy,Arg2*nodalWeights(k,3)/addedWeights
*enddo

*del,nodalWeights

CMSEL,S,NBCP_

```