

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE NUMÉRICA DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DE
PONTES EM ESTRUTURAS MISTAS ATRAVÉS DO
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Marcela Palhares Miranda

Porto Alegre
2022

Marcela Palhares Miranda

**ANÁLISE NUMÉRICA DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DE
PONTES EM ESTRUTURAS MISTAS ATRAVÉS DO
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Porto Alegre
2022

Marcela Palhares Miranda

**ANÁLISE NUMÉRICA DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DE
PONTES EM ESTRUTURAS MISTAS ATRAVÉS DO
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Porto Alegre, 09 de Setembro de 2022

Prof. Inácio Benvegnu Morsch
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Orientador

Prof. Jorge Luis Palomino Tamayo
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Coorientador

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Victor Sánchez Moya (UNI)
PhD. pela Brown University

Prof. Ricardo Hallal Fakury (UFMG)
Dr. pela Universidade de São Paulo

Prof. Iberê Martins da Silva
(UNISANTA)
Me. pela Universidade de São Paulo

Prof. Hebert Martins Gomes
(PPGEC/UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Marcelo e Márcia, e ao meu irmão Matheus.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por ter me concedido saúde e força para iniciar e finalizar essa jornada cheia de desafios, mas acima tudo, muito gratificante. Agradeço aos meus pais, Marcelo e Márcia, por todo apoio que me concederam, por acreditarem em mim e neste caminho escolhido e por todos dias me presentarem com amor, carinho e sabedoria. Agradeço ao meu companheiro Luiz Eduardo, por tanto amor, compreensão, amizade e por me ensinar a cada a dia o verdadeiro valor e sentido da vida.

Agradeço aos meus orientadores Inácio Morsch e Jorge Tamayo por acreditarem na minha capacidade de desenvolver este trabalho, por tanto conhecimento e aprendizado que foram transmitidos, pela amizade, pela disponibilidade de sempre e por todo o auxílio nos mais diferentes desafios. Agradeço aos professores do programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, pelas aulas e discussões essenciais para minha formação.

Agradeço aos engenheiros Dr. Victor Sánchez e a Vidal Mamani por disponibilizarem as informações e documentos sobre projeto e execução da Ponte Caynarachi avaliada neste trabalho e por todo o auxílio nas discussões sobre dúvidas com relação à estrutura. Sou grata aos professores Dr. Rui Póvoas e ao Dr. Ronaldo Batista por seus comentários e sugestões importantes para o desenvolvimento final deste trabalho.

Agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao programa de pós-graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pelo apoio financeiro.

Agradeço aos meus colegas do CEMACOM por todos os momentos de aprendizado e descontração indispensáveis nesse caminho. Em especial, agradeço ao meu colega Miguel Aguirre pela disponibilidade em auxiliar com os computadores sempre que foi necessário. Por fim, agradeço aos meus novos amigos e àqueles de longa data, que sempre me apoiaram com muito carinho e alegria.

Muito obrigada!

RESUMO

MIRANDA, M. P. **Análise numérica das etapas construtivas de pontes em estruturas mistas através do método dos elementos finitos.** 2022. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Durante o processo construtivo das estruturas, podem ocorrer modificações significativas associadas à geometria e às condições de contorno. Como consequência, estas condições são capazes de influenciar na distribuição de forças internas ao longo das seções, afetando deslocamentos e demais respostas estruturais, não somente ao longo da fase de execução, mas também durante a vida útil de serviço. Além disso, a frequência de acidentes e colapsos estruturais durante as fases construtivas reforçam a necessidade em se conhecer melhor o comportamento estrutural durante a execução. As soluções que empregam as estruturas mistas de aço e concreto merecem ainda mais atenção devido às particularidades associadas ao comportamento de cada material que compõe a seção transversal mista. Neste contexto, o presente trabalho apresenta um código computacional capaz de analisar pontes ao longo do faseamento construtivo considerando os efeitos diferidos decorrentes da fluência e retração do concreto, bem como devido à relaxação do aço de protensão. Sendo assim, o programa chamado VIMIS, desenvolvido no PPGEC/UFRGS e utilizado para avaliar vigas mistas considerando carregamentos de curta e longa duração, foi modificado para incluir a técnica de faseamento chamada Estruturas Fantasmas (*Ghost Structures*). Além disso, também foi incorporado ao programa um modelo viscoelástico mais robusto para avaliação da fluência do concreto. As alterações no código foram validadas a partir de uma série de exemplos envolvendo variações das condições de contorno das estruturas e os efeitos diferidos. Duas aplicações reais são apresentadas a partir da análise de uma ponte de concreto protendido com seção caixão e um estudo de caso sobre a ponte mista Caynarachi construída no Peru. Os resultados foram avaliados em relação aos deslocamentos verticais e as tensões normais, para os quais foi verificado a importante influência dos efeitos diferidos do concreto. Por fim, a ponte Caynarachi foi desconstruída a fim de avaliar a influência de algumas variáveis associadas à estrutura, sequência de concretagem e condições de contorno. Os resultados indicaram a consistência entre o modelo numérico e as determinações da norma ASSTHO empregada para o desenvolvimento do projeto real.

Palavras-chave: *simulação numérica; pontes mistas; processo construtivo; estrutura fantasma.*

ABSTRACT

MIRANDA, M. P. **Numerical analysis of the construction stages of steel-concrete composite bridges using the finite element method.** 2022. Thesis (Doctorate in Civil Engineering) – Postgraduate program in civil engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

During the construction process of bridges, significant changes associated with the geometry and boundary conditions of the structure may occur. As a consequence, internal forces in members, displacements and other structural responses vary continuously during the execution phase and even after at the service life of the structure due to long-term effects. Furthermore, the frequency of accidents alongside structural collapses of bridges has highlighted the need for a better forecasting of the structural response of such structures during the staged construction process. Special attention deserves the case of composite bridges made of steel and concrete due to the particularities associated to each material that comprises the cross section. In this context, the present work proposes a three-dimensional numerical model for the construction stage analysis of bridges taking into consideration long-term effects due to concrete creep and shrinkage as well as relaxation of pre-stressed tendons. For such purpose, the VIMIS program developed at the PPGEC/UFRGS that is able to analyze composite beams under short and long term loads without staging is substantially enhanced by including the Ghost Structure Methodology to deal with staging. Also a more robust approach to treat concrete ageing and creep is included. The implemented changes were validated substantially by reanalyzing several benchmark examples involving complex changes in boundary conditions together with long-term effects. As a part of the applications, the analysis of a pre-stressed concrete bridge with box section is proposed, while the composite bridge named Caynarachi built in Peru was deemed as a study case. At all cases, the outcomes were evaluated in terms of evolution of vertical displacements and stresses, where a significant influence of the long-term effects was identified. Finally, the Caynarachi bridge was deconstructed in order to find the influence of some important variables such the sequence of casting of the slab and type of support of the abutments. The obtained results showed that the regulations of the ASSHTO used in the design of the bridge in that time were consistent with that obtained with the current numerical tool.

Keywords: *numerical simulation; steel-concrete composite bridge; construction stage; ghost structures.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 – Componentes típicos de vigas mistas em pontes.....	2
Figura 1-2 – Distribuição das causas de colapsos de pontes na China entre 2009 e 2018 – (a) porcentagem das causas e (b) proporção entre fatores naturais e fatores antrópicos responsáveis pelas falhas – Fonte: adaptado de (TAN ET AL., 2020).....	3
Figura 1-3 – Colapso de estruturas durante a fase construtiva.....	4
Figura 2-1– Estruturas mistas aço e concreto (a) Laje maciça (b) Laje com nervuras longitudinais à viga – Fonte: Adaptado de Queiroz (2012).....	24
Figura 2-2 – Comportamento da viga mista sem ligação de cisalhamento (esquerda) e com interação (direita).....	24
Figura 2-3 – Conectores de cisalhamento - Fonte: Souza (2012).....	25
Figura 2-4 – Comportamento força <i>versus</i> deslizamento de conectores de cisalhamento - Fonte: Alva e Malite (2005).....	25
Figura 2-5 – Distribuição não uniforme de tensões normais próxima da interface - <i>Shear lag</i> - Fonte: Reginato (2017).....	27
Figura 2-6 - Aplicações dos diferentes tipos de pontes para diferentes comprimentos de vão (seção mistas em verde) – Fonte: Adaptado Marcussen (2017).....	29
Figura 2-7 – Estruturas mistas escoradas – Fonte: Adaptado Fabrizzi (2007).....	31
Figura 2-8 – Estruturas mistas não escoradas – Fonte: Adaptado Fabrizzi (2007).....	31
Figura 2-9 – Lançamento de aduela de concreto – Fonte: Svensson (2012).....	33
Figura 2-10 – Fases de lançamento – deslocamentos sucessivos – Fonte: DNER (1996).....	35
Figura 2-11 – Variação de esforços durante o processo de deslocamentos sucessivos	36
Figura 2-12 – Sistemas de escoramentos metálicos – Fonte: ULMA.	37
Figura 2-13 –Histórico de deformação por fluência em fibra carregada de forma uniaxial -Fonte: Adaptado de (MINDESS ET AL., 2002).	39
Figura 2-14 – Influência da intensidade do carregamento sobre as deformações – Fonte: Adaptado de Gilbert (1988).....	40
Figura 2-15 – Comportamento do concreto sob condições de molhagem e secagem – Fonte: Adaptado de Mindess et al., (2002).....	40
Figura 3-1 – Montagem do modelo para elemento de viga mista - Fonte: Tamayo et al. (2011).	47
Figura 3-2 – Elemento de casca degenerado.	49
Figura 3-3 – Elementos associados empregados na simulação da estrutura de aço.	50

Figura 3-4 – Elemento tridimensional barra viga-coluna. Modelagem dos conectores.	51
Figura 3-5 – Desenvolvimento da superfície de plastificação. Plano de tensões.	54
Figura 3-6 – Representação do diagrama tensão-deformação dos modelos do concreto.	58
Figura 3-7 – Configurações de fissuração - Fonte: Tamayo (2011).	59
Figura 3-8 – Diagramas de retenção de tensões de tração para concreto fissurado – região onde há mobilização da aderência – Fonte: adaptado Povoas (1991).	60
Figura 3-9 – Diagramas de retenção de tensões de tração para concreto fissurado – concreto simples, sem aderência – Fonte: adaptado Póvoas (1991).	61
Figura 3-10 – Redução da capacidade resistente do concreto fissurado sob compressão – Fonte: adaptado Póvoas (1991).	62
Figura 3-11 – Diagramas tensão deformação para o aço das armaduras.	65
Figura 3-12 – Critério de plastificação do aço em tração e compressão no espaço de tensões principais- Fonte: adaptado Tamayo (2011).	67
Figura 3-13 – Curva força cortante x deslocamento. Determinação da rigidez lateral para conectores de cisalhamento - Fonte: Dias (2013).	68
Figura 3-14 – Curvas de fluência para diferentes idades de carregamento: (a) Escala natural e (b) Escala logarítmica.	70
Figura 3-15 – Método incremental: definição dos intervalos. (a) Tensões no decorrer do tempo; (b) Curvas de funções fluência; (c) Função fluência x variação de tensão.	73
Figura 3-16 – Representação genérica da divisão temporal para cálculo dos ajustes de fluência.	77
Figura 3-17 – Representação genérica da variação da deformação uniaxial.	78
Figura 3-18 –Variação da deformação associada ao envelhecimento do material – Fonte: adaptado Póvoas (1991).	79
Figura 3-19 – Modelo ilustrativo da Teoria da Solidificação com abordagem micromecânica - Fonte: Adaptado Bazant e Prasannan (1989a).	81
Figura 3-20 – Ilustração da metodologia de faseamento construtivo.	87
Figura 3-21 – Ilustração do procedimento de alterações das condições de contorno.	88
Figura 3-22 – Histórico de carga.	90
Figura 3-23 – Deslocamento ao longo do tempo.	91
Figura 3-24 –Fluxograma do programa VIMIS.	92
Figura 3-25 – Sequência de montagem da malha de viga mista.	94
Figura 4-1 – Caracterização do elemento empregado para simulação dos experimentos – Fonte: (DIAS, 2013).	95

Figura 4-2 – Caso de carregamento 1.....	97
Figura 4-3 – Caso de carregamento 2.....	97
Figura 4-4 – Caso de carregamento 3.....	98
Figura 4-5 – Caso de carregamento 4.....	98
Figura 4-6 – Caso de carregamento 5.....	99
Figura 4-7 – Vigas LCB1 e LCB2 – características geométricas e carregamento – Fonte: Moreno (2016).....	100
Figura 4-8 – Vigas LCB3 e LCB4 – características geométricas e carregamento – Fonte: Moreno (2016).....	101
Figura 4-9 – Curva de rigidez dos conectores.	101
Figura 4-10 – Variação das condições ambientais ao longo do tempo – Fonte: Moreno (2016).	103
Figura 4-11 – Deslocamentos no centro do vão. Viga LCB1 – Teoria da Solidificação.	103
Figura 4-12 – Deslocamentos no centro do vão. Viga LCB1 – Formulação integral.	104
Figura 4-13 – Deslocamentos no centro do vão. Viga LCB2 – Teoria da Solidificação.	104
Figura 4-14 – Deslocamentos no centro do vão. Viga LCB2 – Formulação integral.	105
Figura 4-15 – Deslocamentos no extremo livre. Viga LCB3 – Teoria da Solidificação.....	105
Figura 4-16 – Deslocamentos no extremo livre. Viga LCB3 – Formulação integral.....	106
Figura 4-17 – Deslocamentos no extremo livre. Viga LCB4 – Teoria da Solidificação.....	106
Figura 4-18 – Deslocamentos no extremo livre. Viga LCB4 – Formulação integral.....	107
Figura 4-19 – Caracterização da estrutura – Adaptado Lou et al. (2014).	108
Figura 4-20 – Deslocamento vertical ao centro do vão, para os três cenários.	109
Figura 4-21 – Variação da tensão no cabo de protensão ao longo do tempo.	110
Figura 4-22 – Viga simplesmente apoiada (carga distribuída) – um apoio interno introduzido.	111
Figura 4-23 – Evolução das respostas após a introdução do apoio interno.	112
Figura 4-24 – Viga simplesmente apoiada (carga distribuída) – três apoios internos sucessivamente introduzidos.	113
Figura 4-25 – Evolução das respostas de reação e momento fletor após introdução dos apoios.	114
Figura 4-26 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do tempo.....	115
Figura 4-27 – Vigas engastadas tornam-se contínuas.	116
Figura 4-28 – Evolução do momento fletor após o fechamento central.....	117
Figura 4-29 – Vigas simplesmente apoiadas tornam-se contínuas.....	117

Figura 4-30 – Evolução do momento fletor após a junção das vigas.....	118
Figura 4-31 – Modelo típico das vigas mistas empregado no SAP2000.....	119
Figura 4-32 – Características das etapas de execução do faseamento construtivo.....	120
Figura 4-33 – Deslocamento da viga para as duas etapas de execução.....	121
Figura 4-34 – Momento fletor por fase construtiva.....	121
Figura 4-35 – Faseamento longitudinal da viga de concreto.....	122
Figura 4-36 – Deslocamentos dos vãos centrais (Viga V3), relativo a cada etapa construtiva.	123
Figura 4-37 – Fases de execução - viga de concreto protendida.....	124
Figura 4-38 – Deslocamento a cada etapa de execução – viga protendida.....	125
Figura 4-39 – Deslocamento a cada etapa de execução – viga protendida.....	125
Figura 4-40 – Características geométricas e de execução da viga bi engastada (medidas em cm) – Fonte: Adaptado Santos e Ribeiro (2015).	126
Figura 4-41 – Deslocamento a cada etapa de execução – viga bi-engastada - VIMIS <i>versus</i> Santos e Ribeiro (2015).	127
Figura 4-42 – Deslocamento a cada etapa de execução – viga bi-engastada - VIMIS <i>versus</i> SAP2000.....	127
Figura 4-43 – Momentos fletores – viga bi-engastada - VIMIS <i>versus</i> SAP2000.....	128
Figura 4-44 – Características geométricas da viga mista – dimensões em cm.....	129
Figura 4-45 – Curva de carga-deslocamento relativo dos conectores.....	130
Figura 4-46 – Comportamento da viga mista com diferentes dimensionamentos do número de conectores.....	131
Figura 4-47 – Primeiras fases de execução do exemplo A.....	132
Figura 4-48 – Primeiras fases de execução do exemplo B.....	132
Figura 4-49 – Processo executivo da viga mista engastada - VIMIS <i>versus</i> SAP2000.....	133
Figura 4-50 – Momento fletor – exemplo A - VIMIS <i>versus</i> SAP2000.....	133
Figura 4-51 – Processo executivo da viga mista apoiada – fases iniciais - VIMIS <i>versus</i> SAP2000.....	134
Figura 4-52 – Processo executivo da viga mista apoiada – fases finais - VIMIS <i>versus</i> SAP2000.	134
Figura 4-53 – Momento fletor -exemplo B– fases iniciais - VIMIS <i>x</i> SAP2000.....	135
Figura 4-54 – Momento fletor -exemplo B– fases finais - VIMIS <i>x</i> SAP2000.....	135
Figura 4-55 – Diagrama de tensões normais σ_x (kN/cm ²) na camada superior -exemplo A: fase 5- VIMIS <i>x</i> SAP2000.....	136

Figura 4-56 – Diagrama de tensões normais σ_x (kN/cm ²) na camada superior -exemplo B: fase 6- VIMIS x SAP2000.	136
Figura 4-57 – Processo executivo alternado da viga mista contínua – Exemplo B1.	137
Figura 4-58 – Processo executivo alternado da viga mista contínua – Exemplo B2.	137
Figura 4-59 – Processo executivo alternado da viga mista contínua – Exemplo B3.	138
Figura 4-60 - Tensões normais σ_x (kN/cm ²) desenvolvidas no perfil estrutural para a fase final de execução– Exemplo B1.	139
Figura 4-61 – Tensões normais σ_x (kN/cm ²) desenvolvidas no perfil estrutural para a fase final de execução – Exemplo B2.	139
Figura 4-62 – Tensões normais σ_x (kN/cm ²) desenvolvidas no perfil estrutural para a fase final de execução – Exemplo B3.	140
Figura 4-63 – Tensões normais σ_x (kN/cm ²) desenvolvidas na laje de concreto – Exemplo B1.	140
Figura 4-64 – Tensões normais σ_x (kN/cm ²) desenvolvidas na laje de concreto – Exemplo B2.	141
Figura 4-65 – Tensões normais σ_x (kN/cm ²) desenvolvidas na laje de concreto – Exemplo B3.	141
Figura 4-66 – Detalhes da seção e execução da viga mista protendida (unidade em cm).....	142
Figura 4-67 – Processo executivo da viga mista com protensão aderente – deslocamentos VIMIS <i>versus</i> SAP2000.	143
Figura 4-68 – Tensões normais σ_x (kN/cm ²) – camada superior (topo).	143
Figura 5-1 – Dimensões características da ponte (unidade: metros).....	144
Figura 5-2 – Idealização da seção retangular vazada (unidade: cm).....	145
Figura 5-3 – Idealização da seção caixão.	147
Figura 5-4 – Malha de elementos finitos (unidade: centímetros).....	147
Figura 5-5 – Sequência de execução.	148
Figura 5-6 – Deslocamento vertical da estrutura ao final da execução sob efeitos isolados..	150
Figura 5-7 – Variação das tensões nos cabos.	151
Figura 5-8 – Deslocamento vertical da estrutura ao longo da execução.	154
Figura 5-9 – Variação da tensão na seção transversal ao longo do tempo de execução.	156
Figura 5-10 – Distribuição das tensões normais.....	157
Figura 5-11 – Estágio final – execução assimétrica x execução simétrica - VIMIS.	158
Figura 5-12 –Deslocamentos para o estágio final – execução simétrica.	158
Figura 5-13 – Ponte Caynarachi – estrutura finalizada – Fonte: VSM Engenharia.	159

Figura 5-14 – Localização - Fonte: VSM Engenharia.....	160
Figura 5-15 – Perfil longitudinal da ponte – representação genérica.....	160
Figura 5-16 – Características da seção da ponte.	161
Figura 5-17 – Vista longitudinal da viga de aço – distribuição dos conectores.....	162
Figura 5-18 – Características da seção metálica.....	162
Figura 5-19 – Disposição da armadura de protensão (vista superior).	163
Figura 5-20 – Laje inferior na região dos apoios internos - Fonte: VSM Engenharia.	164
Figura 5-21 – Método de deslocamentos sucessivos para a execução das vigas metálicas - Fonte: VSM Engenharia.	165
Figura 5-22 – Ilustração da sequência de execução da ponte - Fonte: VSM Engenharia..	168
Figura 5-23 – Seção transversal – viga única – unidade em cm.....	169
Figura 5-24 – Seção transversal aproximada para estrutura completa– unidade em cm.....	170
Figura 5-25 – Curvas experimentais e ajuste – conectores de cisalhamento.....	172
Figura 5-26 – Malha modelo com apenas uma longarina.	175
Figura 5-27 – Tensões normais em uma das vigas de aço – vão extremo.....	176
Figura 5-28 – Tensões normais em uma das vigas de aço – região do apoio interno.	177
Figura 5-29 – Tensões normais nas lajes de concreto.	177
Figura 5-30 – Deslocamentos verticais ao longo das etapas de execução.....	179
Figura 5-31 – Deslocamentos comparativos com o projeto ao final da execução e ao tempo final da análise.	180
Figura 5-32 – Tensões normais no perfil ao longo do lançamento.	183
Figura 5-33 – Prova de carga – eixos de referência para medição (unidade em m.).....	184
Figura 5-34 – Posicionamento da realização das medições.	184
Figura 5-35 – Malha da estrutura completa.....	185
Figura 5-36 – Malha da estrutura completa – detalhe das transversinas e laje inferior.	186
Figura 5-37 – Posicionamento das cargas para a simulação.	187
Figura 5-38 – Resultados da prova de carga.....	191
Figura 5-39 – Detalhe do sistema de estrutural.	192
Figura 5-40 – Malha da estrutura com o sistema metálico.....	193
Figura 5-41 – Resultados comparativos.	196
Figura 5-42 – Tensões normais em uma das vigas de aço na região de extremidade – solicitação positiva.	198
Figura 5-43 – Tensões normais em uma das vigas de aço sobre apoios internos – solicitação negativa.....	199

Figura 5-44 – Tensões normais nas lajes de concreto.	200
Figura 5-45 – Deslocamentos verticais ao longo das etapas de execução.....	201
Figura 5-46 – Deslocamentos comparativos ao final da execução e ao tempo final da análise.	202
Figura 5-47 – Tensões normais em uma das vigas de aço na região de extremidade – solicitação positiva.	203
Figura 5-48 – Tensões normais em uma das vigas de aço sobre apoios internos – solicitação negativa.....	204
Figura 5-49 – Tensões normais nas lajes de concreto.	205
Figura 5-50 – Deslocamentos verticais ao longo das etapas de execução.....	206
Figura 5-51 – Deslocamentos comparativos com o projeto ao final da execução e ao tempo final da análise.	207
Figura 5-52 – Definição dos vãos de análise das tensões.....	208
Figura 5-53 – Distribuição de tensões de von Mises no perfil - $\sigma_{vM} (kN/cm^2)$ - término da execução	209
Figura 5-54 – Distribuição de tensões de von Mises no perfil - $\sigma_{vM} (kN/cm^2)$ - 5 anos	210
Figura 5-55 – Distribuição de tensões normais na camada superior da laje - $\sigma_{xx} (kN/cm^2)$ - término da execução	212
Figura 5-56 – Padrão de fissuração da laje do tabuleiro – término da execução	213
Figura 5-57 – Distribuição de tensões normais na camada superior da laje - $\sigma_{xx} (kN/cm^2)$ - 5 anos	214
Figura 5-58 – Padrão de fissuração da laje do tabuleiro – após 5 anos	215
Figura 5-59 – Tensões normais em uma das vigas de aço na região do vão extremo – solicitação positiva.	217
Figura 5-60 – Tensões normais em uma das vigas de aço na região do apoio interno – solicitação negativa.....	217
Figura 5-61 – Tensões normais nas lajes de concreto.	218
Figura 5-62 – Deslocamentos ao longo das fases construtivas.	221
Figura 5-63 – Tensões normais em uma das vigas de aço – vão extremo.....	223
Figura 5-64 – Tensões normais em uma das vigas de aço – região do apoio interno.	224
Figura 5-65 – Região de interseção entre a laje protendida e laje do restante do tabuleiro. ..	225
Figura 5-66 – Tensões normais nas lajes de concreto.	226
Figura 5-67 – Deslocamentos verticais ao longo das etapas de execução.....	227

Figura 5-68 – Resultados comparativos com a viga original.	227
Figura 5-69 – Tensões normais na viga de aço – região de extremidade.....	228
Figura 5-70 – Tensões normais na viga de aço – região do apoio interno.	228
Figura 5-71 – Tensões normais nas lajes de concreto.	230
Figura 5-72 – Deslocamentos verticais ao longo das etapas de execução.....	232
Figura 5-73 – Comparação dos deslocamentos verticais aos 5 anos.	232
Figura 5-74 – Tensões normais na viga de aço na região de extremidade – solicitação positiva.	233
Figura 5-75 – Tensões normais na viga de aço na região do apoio interno – solicitação negativa.	233
Figura 5-76 – Tensões normais nas lajes de concreto.	234
Figura 5-77 – Deslocamentos comparativos em cada fase de execução.	236
Figura 5-78 – Ponte Integral (a) Ilustração esquemática (b) Detalhe esquemático do apoio.	237
Figura 5-79 – Ponte Apoiada (a) Ilustração esquemática (b) Detalhe esquemático do apoio.	238
Figura 5-80 – Tensões normais na viga de aço na região de extremidade – solicitação positiva.	239
Figura 5-81 – Tensões normais na viga de aço na região do apoio interno – solicitação negativa.	240
Figura 5-82 – Tensões normais nas lajes de concreto.	241
Figura 5-83 – Deslocamentos por fase construtiva.	242
Figura 5-84 – Deslocamentos comparativos na etapa final e execução e aos 5 anos.....	243

LISTA DE TABELAS

Tabela 1-1 - Colapsos estruturais de algumas pontes/viadutos nos últimos anos.	5
Tabela 1-2 – Estado da arte – estudo do faseamento construtivo de pontes – trabalhos nacionais.	8
Tabela 1-3 – Estado da arte – estudo do faseamento construtivo de pontes – trabalhos internacionais.....	9
Tabela 2-1 – Limites de validade para os modelos.	41
Tabela 4-1 – Propriedades mecânicas do concreto.....	96
Tabela 4-2 – Definição dos casos de carregamentos.....	96
Tabela 4-3 – Características e dados das vigas ensaiadas	100
Tabela 4-4 – Propriedades mecânicas dos materiais.	102
Tabela 4-5 – Reações de apoios por etapa de execução	120
Tabela 4-6 – Reações de apoios por etapa de execução	122
Tabela 4-7 – Propriedades mecânicas dos materiais da seção mista.....	128
Tabela 4-8 – Dimensionamento conectores por prescrição normativa	130
Tabela 5-1 – Propriedades dos materiais	145
Tabela 5-2 – Deslocamento e rotação na extremidade da viga.	146
Tabela 5-3 – Estágios construtivos.....	148
Tabela 5-4 – Atividades do processo construtivo.....	166
Tabela 5-5 – Atividades do processo construtivo.....	167
Tabela 5-6 – Características dos conectores ensaiados.	171
Tabela 5-7 – Propriedades dos materiais	172
Tabela 5-8 – Sequência de execução considerada para a simulação.	174
Tabela 5-9 – Estágios de execução do perfil metálico.	182
Tabela 5-10 – Cenários de desconstrução estrutural.	216
Tabela 5-11 – Sequência de execução.....	222
Tabela 5-12 – Sequência de execução.....	229
Tabela 5-13 – Resultados comparativos das tensões.....	230
Tabela 5-14 – Capacidade resistente dos materiais	244

LISTA DE SÍMBOLOS

I - LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

- Área da seção transversal do cabo.

B – Matriz deslocamento-deformação geral.

B^p - Matriz deslocamento-deformação dos elementos do cabo.

C – Constante experimental para avaliação do endurecimento do concreto.

$C(t, t_0)$ - Função de A_p fluência específica.

$[D]$ - Matriz constitutiva elástica do concreto.

$[D]_{ep}$ - Matriz constitutiva elástoplástica do concreto.

$[D_\mu]$ - Matriz constitutiva do concreto modificada pelo módulo da cadeia de Kelvin.

E_c - Módulo de elasticidade do concreto.

E_{c28} - Módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias.

E_j - Módulo de elasticidade associado com a mola j da série de Dirichlet.

E_s - Módulo de elasticidade do aço (armadura passiva).

E_{sy} - Módulo de elasticidade do aço estrutural.

E_p - Módulo de elasticidade do aço de protensão (armadura ativa).

$\dot{E}(t)$ - Taxa da evolução do módulo de elasticidade do concreto.

F_α - Força de cisalhamento no conector na direção α .

G_f - Energia de fratura.

H' – Módulo de endurecimento do concreto.

I_1 - Primeiro invariante do tensor de tensões.

I'_1 - Primeiro invariante do tensor de deformações.

J_2 - Segundo invariante do tensor de tensões desviadoras.

J'_2 - Segundo invariante do tensor de deformações desviadoras.

$J(t, t_0)$ - Função de fluência.

L^p - Comprimento do cabo.

N – Número de cadeia de Kelvin.

$\{R\}$ - Vetor de forças global.

$\{R^p\}$ - Contribuição de forças

$R(t, t_0)$ - Função de relaxação.

\mathbf{T} - Matriz de transformação do referencial de coordenadas.

V_{volume} - Volume do elemento finito.

W_p - Trabalho plástico.

II - LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

a e b - constantes que definem a forma e o tamanho da curva força cortante-deslocamento relativo para os conectores de cisalhamento.

$\{a\}$ - Vetor fluxo plástico.

$\{d\varepsilon\}^p$ - Incremento de deformação plástica definido para a lei de fluxo plástico.

$d\varepsilon_{sy}$ - Incremento de deformação (armaduras).

$d\varepsilon_{sy}^{el}$ - Incremento de deformação elástica (armaduras).

$d\varepsilon_{sy}^{pl}$ - Incremento de deformação plástica (armaduras).

$d\sigma_{sy}$ - Incremento de tensão (armaduras).

$d\lambda$ - Constante de proporcionalidade definida para a lei de fluxo plástico.

$f(\underline{\sigma})$ - Função que define as superfícies de plastificação do modelo constitutivo do concreto.

f_{ct} - Resistência do concreto à tração.

f_{cm} - Resistência média do concreto à compressão.

h - Fator relacionado ao tipo de endurecimento utilizado para a determinação da matriz elastoplástica do concreto.

w - Parâmetro de endurecimento.

m - Número de passos por década.

n - Coeficiente de homogeneização da seção de viga mista.

n_L - Coeficiente de homogeneização da seção de viga mista associado a uma condição de carregamento L .

n_0 - Coeficiente instantâneo de homogeneização da seção mista.

s_α - Deslocamento relativo do conector de cisalhamento associado à direção α .

t_0 - Idade do concreto quando recebe o primeiro carregamento.

t_k - Instante de tempo atual.

t_{k+1} - Instante de tempo subsequente.

$v(t)$ - Volume de concreto solidificado.

IV - LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α_0 - Parâmetro empregado para estabelecer a tensão de compressão limite para plastificação do concreto.

$\beta_{n,(t)}$ - Coeficiente de retenção da rigidez do concreto fissurado.

γ - Parâmetro empregado para determinação do módulo de endurecimento.

$\dot{\gamma}(t, t_0)$ - Taxa da deformação viscoelástica do modelo da Teoria da Solidificação.

Δt - Intervalo de tempo.

$\Delta \sigma$ - Incremento de tensão.

$\Delta \sigma_{p,r}$ - Variação da tensão de relaxação.

$\Delta \bar{\varepsilon}_{p,i}^n$ - Incremento de deformação plástica no tempo i .

$\Delta \varepsilon_p$ - Variação da deformação no cabo.

$\Delta \varepsilon_s^{\kappa,pl}$ - Incremento de deformação plástica (aço estrutural) no incremento de carga atual.

$\{\varepsilon\}$ - Vetor de deformações totais.

$\{\varepsilon_{cr}\}$ - Vetor de deformação elástica do concreto no referencial da fissura.

$\{\varepsilon_p\}$ - Vetor de deformações plásticas.

$\varepsilon_a(t, t_0)$ - Variação da deformação no concreto associado ao efeito de maturação.

ε_c - Deformação total do concreto.

$\dot{\varepsilon}_c$ - Taxa de deformação do concreto.

ε_{ci} - Deformação instantânea do concreto.

ε_{cc} - Deformação associada à fluência do concreto.

ε_{cm} - Deformação mecânica no concreto.

ε_{sh} - Deformação associada à retração do concreto.

ε_0 - Deformação não mecânica no concreto.

$\dot{\varepsilon}_0$ - Taxa de deformação não mecânica do concreto.

ε_e - Deformação elástica do concreto.

ε_T - Deformação devido a variações de temperatura no concreto.

ε_{cu} - Deformação última de compressão do concreto.

$\varepsilon_{n,(t)}$ - Deformação de tração normal ao plano da fissura no concreto.

ε_0 - Deformação uniaxial associada a tensão máxima.

$\bar{\varepsilon}_p$ - Deformação plástica equivalente.

$\bar{\varepsilon}_{p,i}^n$ - Deformação plástica atual no tempo i .

ε_{sr} - Parâmetro de deformação limite teórica.

ε_{ts} - Deformação máxima à tração do concreto.

ν - Coeficiente de Poisson.

κ - Incremento de carga atual.

λ - Fator de penalização da capacidade resistente à compressão do concreto fissurado.

ρ - Parâmetro relacionado ao modelo de fissuras do concreto, simples ou duplas.

$\{\sigma\}$ - Vetor de tensões.

$\dot{\sigma}(t)$ - Taxa de tensão atuante no concreto.

σ_0 - Tensão de escoamento uniaxial (aço estrutural).

σ_{sy} - Tensão de escoamento das armaduras.

σ_s^κ - Tensão no aço estrutural para o incremento de carga atual.

$\sigma_s^{\kappa-1}$ - Tensão no aço estrutural para o incremento de carga anterior.

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_x \sigma_y$ - Tensões normais atuantes no plano estrutural.

σ_z - Tensão normal à superfície média do concreto.

σ_y - Tensão de plastificação do concreto associada ao endurecimento.

σ_1, σ_2 - Tensões principais.

$\bar{\sigma}$ - Tensão efetiva equivalente do concreto.

$\sigma_{n,(t)}$ - Tensão de tração normal ao plano da fissura do concreto.

τ_j - Tempo de retardação.

$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$ - Tensões cisalhantes atuantes no plano estrutural.

φ - Ângulo de atrito.

$\phi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência.

ψ - Ângulo de dilatação.

ψ_L - Coeficiente de envelhecimento.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS.....	3
1.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	22
2. PONTES EM VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO: ASPECTOS ESTRUTURAIS	23
2.1. VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO.....	23
2.2. PONTES MISTAS DE AÇO E CONCRETO	28
2.3. MÉTODOS CONSTRUTIVOS.....	32
2.4. EFEITOS DIFERIDOS EM ESTRUTURAS MISTAS	37
3. MODELO NUMÉRICO	46
3.1. FORMULAÇÃO DOS ELEMENTO FINITOS.....	47
3.2. MODELOS CONSTITUTIVOS.....	51
3.3. MÉTODO DE SOLUÇÃO INCREMENTAL ITERATIVA	84
3.4. SIMULAÇÃO DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS – ANÁLISE INCREMENTAL	85
3.5. ETAPAS DE PRÉ- E PÓS-PROCESSAMENTO.....	93
4. ANÁLISES NUMÉRICAS	95
4.1. EXEMPLOS DE LONGA DURAÇÃO DESCONSIDERANDO FASEAMENTO OU ALTERAÇÃO ESTRUTURAL.....	95
4.2. EXEMPLOS DE LONGA DURAÇÃO CONSIDERANDO FASEAMENTO OU ALTERAÇÃO ESTRUTURAL.....	110
4.3. EXEMPLOS DE CURTA DURAÇÃO CONSIDERANDO FASEAMENTO OU ALTERAÇÃO ESTRUTURAL.....	119
5. APLICAÇÕES – ESTUDOS DE CASO	144
5.1. PONTE DE CONCRETO PROTENDIDO COM SEÇÃO CAIXÃO	144
5.2. PONTE CAYNARACHI – PONTE EM VIGA MISTA.....	159

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	245
6.1. CONCLUSÕES	245
6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHO FUTUROS	248
7. REFERÊNCIAS	249
ANEXO I.....	262
1. VERIFICAÇÃO DOS CÁLCULOS DE CAPACIDADE RESISTENTE DA SUPERESTRUTURA PONTE CAYNARACHI	262
1.1. CARACTERÍSTICAS DO PROJETO	263
1.2. REQUISITOS E DETERMINAÇÕES PARA AS ANÁLISES ESTRUTURAIS ..	264
1.3. MODELO EMPREGADO PARA AS ANÁLISES ESTRUTURAIS	273
1.4. VERIFICAÇÃO DAS LONGARINAS DURANTE AS ETAPAS DE EXECUÇÃO (VER ITEM 6.10.3).....	275
1.5. VERIFICAÇÃO DA SEÇÃO SOB FLEXÃO NEGATIVA.....	277
1.6. VERIFICAÇÃO DA SEÇÃO SOB FLEXÃO POSITIVA	278
ANEXO II	280

1. INTRODUÇÃO

O conceito de estruturas com seção mista, associando elementos de aço com elementos de concreto, surgiu, de maneira mais expressiva, da necessidade de reconstrução dos países europeus devastados pela guerra, em um contexto de escassez de materiais e recursos. Inicialmente, o concreto era empregado envolvendo o perfil e sua função era auxiliar na resistência ao incêndio e à corrosão. Porém com o aumento do conhecimento sobre o concreto e o avanço em suas propriedades, o mesmo passou a constituir um elemento resistente. Atualmente, o emprego de estruturas mistas em pontes ganhou destaque para as grandes obras, dada as vantagens proporcionadas pelo sistema, principalmente custo, leveza e velocidade de execução, comparadas a estruturas de concreto armado.

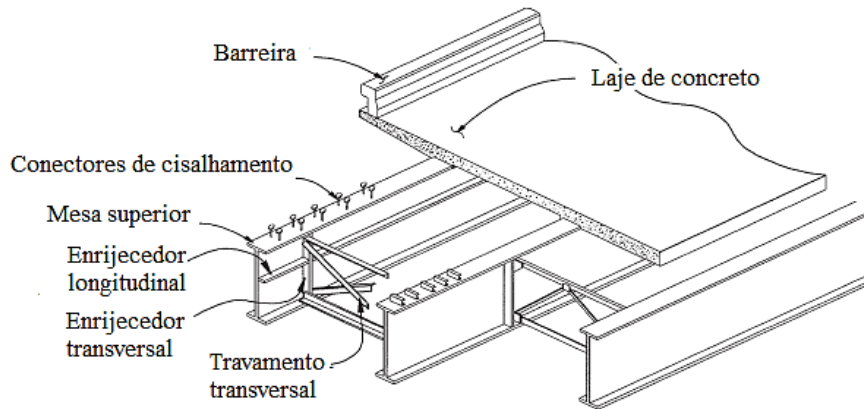
De maneira geral, em projetos de pontes, a seção mista é empregada na composição do tabuleiro, no sistema de estruturas em vigas, nas quais são comumente empregados perfis I ou perfis calha (seção caixão). As construções que utilizam vigas com perfil I, são geralmente compostas por pequenos e médios vãos. Já as seções caixão passaram a ganhar mais destaque em vigas com seção curva e nas estruturas com vãos maiores, uma vez que, apresentam elevada rigidez à torção e maior estabilidade (DUAN ET AL., 2000; PINHO E BELLEI, 2007; PRICE E SHKURTI, 2000)

Como destacado na Figura 1-1, independente do perfil, as seções mistas são formadas basicamente por uma laje de concreto, associada ao perfil de aço por meio de conectores de cisalhamento, responsáveis por consolidar e compatibilizar o trabalho da seção mista. O uso deste sistema destaca-se por explorar, de maneira mais eficiente, características de cada material.

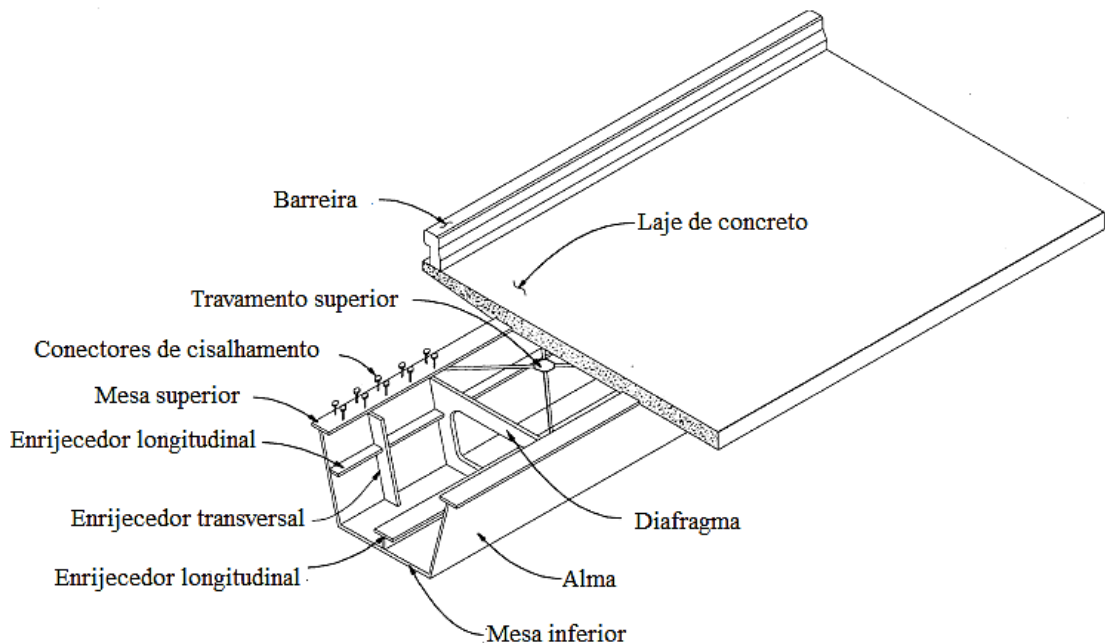
Uma das grandes dificuldades nos estudos de estruturas mistas é decorrente da associação de materiais com propriedades e comportamentos distintos, sobretudo quando se avalia os efeitos e cargas ao longo do tempo. O comportamento não linear dos materiais e os efeitos decorrentes de fenômenos como fluência, retração e relaxação, impulsionaram a maioria das pesquisas sobre seções mistas utilizando ferramentas de análises numéricas.

As estruturas de pontes atuais mostram-se cada vez mais complexas e grandiosas a fim de atender o rápido crescimento do tráfego rodoviário. Para acompanhar este avanço, novas técnicas construtivas foram surgindo e cada vez mais empregam-se novas metodologias,

substituindo as construções tipicamente escoradas. Entretanto, a definição do sistema de execução a ser empregado deve passar por avaliação e estudos criteriosos, dada a importância e a sensibilidade das pontes durante as etapas de construção.



(a) Viga com perfil I – Fonte: adaptado (DUAN ET AL., 2000).



(b) Viga com perfil calha – seção caixa – Fonte: adaptado (PRICE E SHKURTI, 2000).

Figura 1-1 – Componentes típicos de vigas mistas em pontes.

Frente a este crescimento das dimensões das pontes, estas estruturas possuem, cada vez mais, extensos períodos de execução nos quais os elementos estruturais são submetidos a diferentes condições de solicitações. Ao longo da construção ocorrem diferentes situações de carregamentos, decorrentes não apenas de cargas diretas de construção, mas também, por

exemplo, das alterações do perfil geométrico, condições ambientais e mudanças das condições de apoio (VASCONCELOS, 1999).

1.1. JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS

O desenvolvimento econômico dos centros urbanos pode ser evidenciado pelo avanço nos projetos de infraestrutura, como no caso das obras de arte especiais, pontes e viadutos. A dimensão e complexidade destas construções requerem conhecimentos específicos sobre todas as fases e etapas que as envolvem, desde a concepção até manutenções durante serviço. A fase construtiva é uma etapa crucial, pois pode ter resultados de grande impacto sobre as condições de solicitação durante a fase de execução e para situações posteriormente a esta.

Os esforços decorrentes do processo de execução podem ser os mais significativos dentro do projeto de uma ponte. Destaca-se que dentre as causas relacionadas aos colapsos estruturais, as mais recorrentes são erros de dimensionamento e falhas durante as etapas de construção (BRANCO, 2013). Esta situação é ilustrada na Figura 1-2, na qual são apresentadas as principais causas de colapsos de pontes na China.

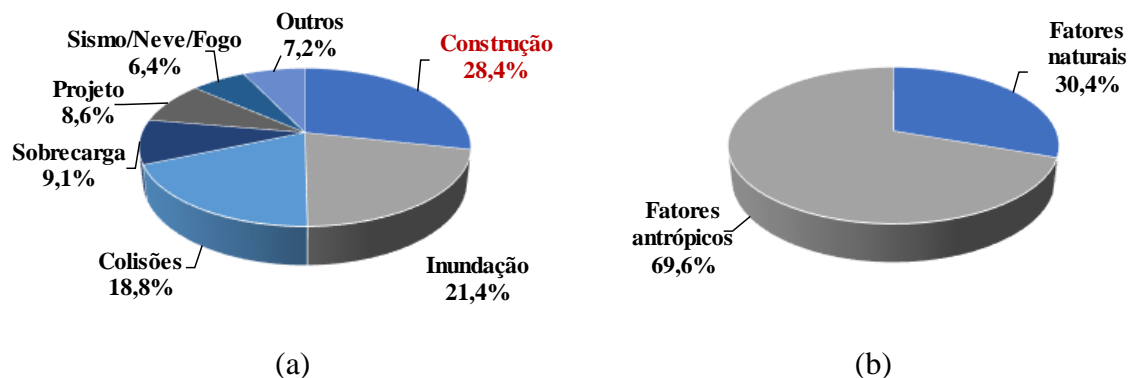


Figura 1-2 – Distribuição das causas de colapsos de pontes na China entre 2009 e 2018 – (a) porcentagem das causas e (b) proporção entre fatores naturais e fatores antropicos responsáveis pelas falhas – Fonte: adaptado de (TAN ET AL., 2020).

No entanto, colapsos de pontes em fase construtiva, como ilustrados na Figura 1-3, continuam recentemente reportados em outras regiões, dentro destas se pode citar, por exemplo, o colapso da Ponte Chirajara, localizada na Colômbia, uma ponte de pedestres na Flórida, Estados Unidos e a ponte de concreto *Botan Bridge* na Turquia (OZCELIK E TUTUS, 2020).



(a) Ponte San Cristobal, México (NADER ET AL., 2007).



(b) Viaduto Batalha dos Guararapes, Brasil (CONSOL, 2014)



(c) Viaduto Kote, Índia (NARASINGARAO E NARAYANAN, 2017).

Figura 1-3 – Colapso de estruturas durante a fase construtiva.

Diferentes combinações de irregularidades que podem ocasionar o colapso das estruturas ainda na fase de construção são apresentadas na Tabela 1-1, destacando alguns casos reais.

Tabela 1-1 - Colapsos estruturais de algumas pontes/viadutos nos últimos anos.

Data/Estrutura	Características	Causas
Janeiro, 2018 – Ponte Chirajara (Colômbia)	Ponte estaiada, em concreto, com comprimento total de 450 m.	De acordo com laudo divulgado pela corporação responsável (CORFICOLOMBIANA, 2018), foram detectadas falhas no dimensionamento das lajes e uso de materiais com resistência inferior à necessária.
Dezembro, 2017 - Ponte Botan (Turquia)	Ponte de concreto protendido, com comprimento de 450 m.	Alterações do sistema construtivo não foram reavaliadas em um modelo estrutural. Na nova concepção, o concreto não apresentou resistência adequada para as solicitações do processo construtivo, ocasionando em falha (OZCELIK E TUTUS, 2020)
Março, 2016 – Viaduto Kote (Índia)	Estrutura em viga, mista. Compreendia duas pistas de 2,5 km.	Durante o projeto, não foi prevista a concretagem de apenas uma das pistas. O carregamento desta situação foi superior ao suportado pelos elementos de ligações das vigas com o pilar sob o determinado trecho recém concretado (NARASINGARAO E NARAYANAN, 2017).
Julho, 2014 – Viaduto Batalha dos Guararapes (Brasil)	Viaduto em concreto protendido com duas alças. Comprimento total de 155 m.	Foram apontadas como principais causas do acidente alterações em campo das metodologias de execução, erros de projeto e insuficiência de armaduras nos blocos de fundação (LONGO, 2016)
Dezembro, 2009 – Ponte Kota Chambal (Índia)	Ponte estaiada em concreto. Comprimento total de 1,5 km, vão principal com 350 m e vão laterais com 175 m.	Segundo Comitê de Julgamentos da Índia (2011) responsável pelas investigações, a principal causa do colapso foi a negligência quanto a sequência construtiva de um dos trechos da estrutura, resultando na ruptura de pilares.
Setembro, 2007 – Ponte Can Tho (Vietnã)	Ponte estaiada em concreto. Comprimento total de 2,75 km, maior vão 550 m.	De acordo com Shioi (2011) a queda da ponte ocorreu por uma combinação de condições. Houve uma acomodação do solo que causou a movimentação diferencial de um pilar, e junto ocorreu a flambagem de alguns elementos. O autor ainda destaca uma redistribuição de tensões após a protensão dos cabos principais, não avaliada em projeto, que auxiliou na queda.
Outubro, 2004 - Ponte San Cristóbal (México)	Ponte em estrutura mista. Comprimento total de 323 m.	De acordo com as investigações, a falha dos conectores de cisalhamento, inviabilizando o funcionamento da estrutura mista, foi a principal causa do colapso. No entanto, foram também encontrados problemas no projeto e alguns sinais de falha em partes da estrutura (NADER ET AL, 2007).

Neste contexto, a fim de minimizar possíveis falhas das pontes durante sua fase de construção, se faz necessário fazer uma correta previsão do seu comportamento estrutural antes de sua execução, mediante, por exemplo, a correta modelagem numérica dos processos construtivos da mesma. A importância das etapas de construção com relação à evolução de esforços, deformações, deslocamentos, e à influência destes aspectos sobre a configuração final da estrutura é altamente relevante no projeto final. Sendo que erros nesta fase podem levar a configurações finais da estrutura indesejadas com esforços de segunda ordem significativos.

No contexto internacional, nem todos os estudos, que envolvem os sistemas mistos de aço e concreto, enfatizam o processo construtivo e as consequências relacionadas às tensões, deformações e deslocamentos desenvolvidos durante a fase de execução. As investigações usuais utilizam ainda metodologias simplificadas, que podem levar à dimensionamentos conservadores. Os estudos sobre os processos construtivos em estruturas mistas são ainda insuficientes, e devem ser mais desenvolvidos, principalmente em função de novos métodos de execução (MARTÍNEZ-MUÑOZ ET AL., 2020)

Diante do exposto e da importância destas estruturas no contexto nacional e internacional, este trabalho visa contribuir mediante a proposta de um modelo numérico baseado no Método dos Elementos Finitos para a análise de estruturas mistas de aço e concreto, assim como de concreto armado e protendido, submetidas a cargas de longa duração. Para esse propósito, o código VIMIS (VIga MISta) (TAMAYO, 2011; DIAS, 2013; WAYAR, 2016 MORENO, 2016; REGINATO, 2017; FRANCO, 2018; SÁNCHEZ, 2020) desenvolvido no laboratório do Centro de Mecânica Aplicada e Computacional (CEMACOM) é utilizado como base. A expansão das potencialidades deste código computacional mediante a inclusão de processos construtivos para cargas de longa duração permite buscar uma melhor solução para o projeto de pontes. De fato, a desconstrução do projeto de uma ponte real é apresentada no capítulo 5 desta tese.

Sendo assim, o objetivo principal desta tese se refere ao desenvolvimento de um modelo numérico integrado para a análise tridimensional de pontes mistas de aço e concreto considerando as etapas construtivas, efeitos diferidos devido à retração e fluência do concreto e as não linearidades geométricas e do material, a partir do código computacional VIMIS usando o Método dos Elementos Finitos. A contribuição inédita se refere à desconstrução do projeto de uma ponte real construída no Peru.

Para alcançar este objetivo, faz-se necessário atingir alguns objetivos secundários:

- a) Implementar algoritmos numéricos para análise do faseamento construtivo baseado no método *Ghost Structures* (HANAFY E EMERY, 1981; SAP2000 (2018));
- b) Realizar análises numéricas, considerando carregamentos de curta e longa duração, a partir de exemplos para verificação do código computacional;
- c) Realizar um estudo de caso de uma estrutura já executada, contrapondo resultados numéricos e as prescrições de projeto;
- d) Avaliar diferentes sistemas e configurações estruturais para a ponte do estudo de caso (desconstrução).

1.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A literatura sobre os estudos de simulação das etapas construtivas de pontes é vasta e aborda diferentes fatores associados ao contexto atual da análise. Segundo Cruz (1995), os modelos para estudo de estruturas devem incluir análises evolutivas, diferidas e não lineares, e principalmente, apresentar um caráter genérico quanto ao processo construtivo.

O estudo do faseamento construtivo de pontes tem como marco inicial a década de 70 durante a qual vários trabalhos acadêmicos e artigos científicos apresentaram diferentes propostas de análises para este problema. Inicialmente foram publicadas pesquisas que empregaram modelos com elementos finitos lineares considerando materiais com comportamento linear, apresentados os estudos de Brown et al. (1974), Brown e Burns (1975), Danon e Gamble (1977), Tadros et al. (1979), Marshal e Gamble (1981), Khalil et al. (1983), Shushkewich (1985), Ketchum (1986), Millanes e Calzón (1989), Hebert (1990), Cruz, (1995), Wang et al. (2004), Dezi et al. (2006, 2013), Adanur et al., (2012), Gao et al. (2018), Granata et al. (2018), dentre outros. Dentre aqueles que utilizaram elementos finitos planos mas passaram a considerar os comportamento não linear dos materiais destaca-se Carol (1985), El-Badry e Ghali (1989), Kang (1989), Bihara e Papakonstantinou (1990), Cruz, et al. (1998), Kwak et al. (2000a, 2000b), Iglesias, (2006), Somja e Goyet (2008).

Os modelos tridimensionais, considerando o comportamento elástico e linear dos materiais, iniciaram com os trabalhos de Van Zyl (1978), Cluley (1993), Debaiky (1997), Reddy et al. (1999), Vasconcelos (1999), Arici et al. (2011), Ates (2011), Granata et al. (2012), Norachan et al. (2014), Vookunnaya e Thite (2017), Butler et al. (2018), Han et al. (2020), He et al. (2020), Wang et al. (2020), Wang et al. (2020), além de outros. Já com relação aos trabalhos

que passaram a incorporar o comportamento não linear, destacam-se Abbas (1993), Marí et al. (2000), Marí et al. (2003), Pedro e Reis (2010), Su et al. (2018).

Dada esta pequena introdução e distinção de algumas abordagens expostas pelos trabalhos que investigaram o tema desta pesquisa, apresenta-se nas Tabela 1-2 e Tabela 1-3 o estado da arte existente até o momento, destacando os objetivos, as principais características, os resultados e as conclusões mais relevantes dos trabalhos internacionais publicados entre os anos 1974 a 2021.

Tabela 1-2 – Estado da arte – estudo do faseamento construtivo de pontes – trabalhos nacionais.

Autores	Metodologia	Objetivos	Principais características	Contribuições
Hoffman et al. (2022), Lazzari (2016)	Programa comercial de elementos finitos – ANSYS.	Avaliação das etapas de construtivas da Ponte do Saber, estrutura estaiada localizada no Rio de Janeiro, considerando os efeitos do tempo, fluência, retração e relaxação.	O modelo empregou elementos sólidos e elementos de barra, com foco no tabuleiro. Um modelo constitutivo para o concreto foi implementado, considerando a não linearidade do material.	Os resultados obtidos foram considerados adequados e reforçam a importância da avaliação do faseamento ainda na fase de projeto.
Almeida, (2017), Cidade (2017), Silva (2017)	Programa comercial de elementos finitos – SAP2000.	Avaliação das etapas de construtivas da Ponte do Saber, utilizando a abordagem <i>ghost</i> . Foram considerados os efeitos do tempo e também as não linearidades física e geométrica.	O modelo tridimensional empregou elementos de barras para modelagem do tabuleiro, pilar e elemento de cabo para os estais. Além da análise dos esforços ao longo do faseamento, também foi avaliada o plano de estaiamento da estrutura.	Diferenças significativas foram observadas entre as respostas do modelo numérico e as determinações de projeto. Destaca-se que os efeitos de longa duração podem ser os principais fatores associados às discrepâncias observadas.

Tabela 1-3 – Estado da arte – estudo do faseamento construtivo de pontes – trabalhos internacionais.

Autores	Metodologia	Objetivos	Principais características	Contribuições
Brown, et al. (1974), Brown e Burns (1975)	Programa autoral de elementos finitos – SIMPLA2	Desenvolvimento de um modelo para analisar uma ponte protendida existente de seção caixão considerando todos os estágios de execução.	A seção caixão foi modelada utilizando elementos finitos retangulares planos e a protensão foi simulada considerando o conceito de cargas equivalentes. Não foram avaliados os efeitos de longa duração.	Os resultados numéricos apresentaram boa correlação com as medições disponíveis.
Danon e Gamble (1977)	Programa autoral de elementos finitos.	Desenvolvimento de um código computacional para análise de processo construtivo de pontes segmentadas considerando efeitos de longa duração.	O modelo considera fluência, retração e relaxação do aço. As deformações das estruturas em balanço, associadas ao método de execução, sob efeitos do tempo foram avaliadas.	Foi observada adequada concordância entre as curvaturas e deformações apresentadas pelas simulações e os dados de medição da estrutura estudada
Van Zyl (1978)	Programa autoral de elementos finitos – SEGAN	Desenvolvimento de um modelo tridimensional para analisar uma ponte protendida, de eixo curvo e seção caixão constante considerando estágios de execução e efeitos de longa duração.	Os componentes estruturais curvos são aproximados por elementos de viga espacial com um total de oito graus de liberdade. Os graus de liberdade associados à distorção transversal e longitudinal foram considerados. O modelo considera o comportamento elástico e linear dos materiais.	O modelo apresentou resultados satisfatórios, porém foi observado a necessidade de um discretização mais refinada dos problemas.
Tadros et al. (1979)	Programa autoral de elementos finitos – SEGCON.	Desenvolvimento de um modelo para analisar estruturas de concreto estaticamente indeterminadas sob efeitos de longa duração. Considera-se pontes construídas pelo método de balanços sucessivos.	O modelo da ponte considera elementos prismáticos de vigas conectados por nós. Os nós são posicionados no centroide da seção transversal da estrutura. As diretrizes do CEB 1970 são utilizadas para avaliação dos efeitos viscoelásticos aplicando o método da superposição.	Foi observado um deslocamento diferencial entre os elementos, associado aos efeitos de longa duração. A desconsideração de efeitos de fluência e retração acarretou na obtenção de resultados incorretos.

Cont.Tabela 1-3.

Marshal e Gamble (1981)	Programa autoral de elementos finitos.	Desenvolvimento de um modelo para analisar pontes de concreto construídas pelo método de balanços sucessivos. A estrutura é avaliada antes e posterior ao fechamento.	O modelo é bidimensional e considera que os efeitos de fluência são mínimos devido ao estudo de estruturas pré-moldadas.	O modelo apresentou resultados satisfatórios comparados aos dados de estruturas reais.
Khalil et al. (1983)	Programa autoral de elementos finitos.	Desenvolvimento de um modelo para analisar pontes de concreto protendidas estaiadas. O código utiliza um algoritmo de integração no domínio do tempo.	O modelo considera a não-linearidade geométrica e o comportamento elástico e linear dos materiais. São utilizados elementos de barra plana. As deformações por fluência são consideradas com parcelas recuperáveis e permanentes enquanto a retração foi admitida com variação não linear ao longo da altura da seção transversal. A capacidade resistente última dos materiais não foi considerada.	Para os exemplos estudados foi determinado o plano de tensão dos cabos necessário para alcançar o perfil geométrico de projeto, considerando os efeitos de longa-duração. Foi observada uma redução de 19% da força de protensão devido aos efeitos do tempo.
Shushkewich (1985)	Programa autoral de elementos finitos – TIMEDEP.	Desenvolvimento de um modelo para analisar pontes de concreto protendidas construídas pelo método de balanços sucessivos. São consideradas cargas de peso-próprio, protensão, cargas decorrentes de execução, efeitos do tempo e de temperatura.	Os efeitos diferidos foram avaliados a partir da teoria da superposição dos efeitos. O modelo utiliza elementos planos de viga considerando o comportamento elástico e linear dos materiais. As deformações por fluência são obtidas utilizando a aproximação por series de Dirichlet e integração completa.	Foram avaliadas estruturas teóricas disponíveis na literatura e uma ponte com dimensões e características de projetos reais. As diferenças entre os resultados numéricos e aqueles disponíveis foram aproximadamente de 5%.

Cont.Tabela 1-3.

Carol (1985)	Programa autoral de elementos finitos.	Desenvolvimento de um modelo numérico para analisar estruturas de concreto armado considerando efeitos de longa duração.	O modelo utiliza elementos de viga com formulação híbrida usando interpolação direta com relação às forças. As análises incluem a verificação de ruptura por carga última e avaliação de efeitos de segunda ordem.	Os resultados do estudo de caso demonstram uma redução da capacidade última resistente em 25% decorrente de cargas constantes mantidas por um longo período.
Ketchum (1986)	Programa autoral de elementos finitos – SFRAME.	Desenvolvimento de um modelo, com elementos finitos planos, para analisar pontes de concreto protendido, de execução segmentada. Avalia-se a redistribuição de esforços de momento decorrente do método de execução por balanços sucessivos.	São utilizados elementos de viga para modelar os componentes de seção constante. Alterações das condições de contorno e carregamento podem ser incluídas na avaliação. O comportamento elástico e linear dos materiais é considerado e um esquema de integração mais refinado para incorporar os efeitos da fluência.	Os resultados indicaram algumas deficiências do modelo. Foi sugerida a incorporação da capacidade de avaliação de perdas de protensão e melhorias no algoritmo de avaliação da redistribuição de esforços.
Kang (1989)	Programa autoral de elementos finitos – SPCFRAME.	Desenvolvimento de um modelo computacional, com elementos finitos planos, para analisar estruturas de concreto protendido, de execução segmentada, considerando não linearidades física e geométrica.	O programa utiliza elementos de viga. São considerados carregamentos convencionais, variações de temperatura, efeitos do envelhecimento do concreto, fluência e retração além de relaxação do aço de protensão.	Comparado ao programa original, SFRAME, nesta versão o modelo apresentou resultados mais satisfatórios e mostrou-se capaz de avaliar a capacidade resistente de estruturas ao longo dos estágios de execução.

Cont.Tabela 1-3.

El-Badry e Ghali (1989)	Programa autoral de elementos finitos – CPF.	Desenvolvimento de um programa computacional, para análise não linear de estruturas planas de concreto e mistas (aço e concreto), incluindo também com protensão.	O modelo utiliza elementos de barra com seção transversal discretizada em camadas que pode associar-se com materiais de diferentes idades. É possível simular cabos com diferentes traçados. A fissuração é incorporada as análises, porém não são consideradas deformações por cisalhamento.	Duas estruturas de pontes foram avaliadas. Os resultados mostram a importância de considerar-se os efeitos diferidos e a fissuração em análises que envolvem estado limite de serviço, além da adequada avaliação de protensão nos casos das estruturas faseadas.
Millanes e Calzón (1989)	Programa autoral de elementos finitos – DIFEV.	Modelo computacional para a obtenção de respostas de tensões e deformações para pontes mistas estaiadas, sem definição de um método construtivo específico. A não linearidade dos estais é considerada.	São empregados elementos planos de viga para modelar todos os componentes estruturais. Admite-se o comportamento elástico e linear para os materiais e efeitos de fluência são incluídos a partir da superposição de Boltzmann.	Os resultados indicaram relevância da avaliação dos efeitos do tempo nos níveis de tensão para os diferentes estágios de execução.
Hebert (1990)	Programa de elementos finitos – CREAP.	Desenvolvimento de metodologia e programa computacional para análise do faseamento construtivo de pontes incluindo análises ao longo do tempo.	A estrutura é modelada com elementos planos. Efeitos de segunda ordem, além de fluência são considerados pelo princípio da superposição.	O programa apresentou resultados satisfatórios, independente de qual modelo normativo utilizado.

Cont.Tabela 1-3.

Bihara e Papakonstantinou (1990)	Programa autoral de elementos finitos.	Modelo bidimensional desenvolvido para análise incremental de pontes protendidas com moldagem no local. É considerado o modelo de execução por balanços sucessivos e estão incluídos os efeitos de longa duração.	As respostas são obtidas em relação a forças internas e deformação para fase construtiva. É considerado o comportamento elástico e linear dos materiais.	Foi analisada uma ponte rodoviária do Egito de 3 vãos, com 2 seções caixão distintas. Foram observadas diferenças relevantes entre o projeto e modelo numérico. Além disso, a desconsideração das diferentes idades dos segmentos subestima os deslocamentos e por consequência, as contra flechas aplicadas a estrutura.
Abbas (1993)	Programa autoral de elementos finitos – CALBRG.	Modelo tridimensional desenvolvido para estudos de pontes estaiadas de concreto protendidas, incluindo os efeitos do tempo.	Torre e tabuleiro são modelados utilizando elementos de viga-coluna dispostos em feixes. Não linearidades física e geométrica são consideradas e análises de capacidade última resistente e comportamento em serviço. Não foi implementada a execução transversal da seção.	Foram feitas análises com dois elementos distintos para os cabos, sendo um de baixa relação curvatura-seção transversal do cabo e outro com elevada relação. Os resultados apresentados foram satisfatórios para os dois casos de elementos.
Cluley (1993)	Programa autoral de elementos finitos – CSTAY.	Desenvolvimento de um modelo computacional para analisar pontes estaiadas concreto protendido, de execução segmentada, considerando não linearidade e geométrica e os efeitos do tempo.	São empregados elementos de viga para modelar as torres e os cabos dos estais, e elementos de casca para as aduelas do tabuleiro. Os materiais foram considerados com comportamento elástico e linear.	Os resultados mostram aumento de 66% das deflexões quando são considerados os efeitos de longa duração. Além disso, as perdas de protensão que apresentou uma variação 15% a 29%.

Cont.Tabela 1-3.

Cruz, et al. (1998), Cruz (1995, 1996)	Programa autoral de elementos finitos – FEMPOR.	Modelo para análise de fases construtivas de estruturas de concreto armado, protendido e estruturas mistas.	São empregados elementos de viga com dois e três nós. Efeitos de segunda ordem e não linearidade dos materiais são considerados. Foi investigada a influência da análise das etapas construtivas e efeitos de longa-duração sob a capacidade resistente última e de serviço das estruturas.	Os resultados indicam presença de fissuração e amolecimento do concreto, bem como escoamento das armaduras quando se avalia os efeitos dos fenômenos do tempo, principalmente para cargas muito elevadas mantidas aplicadas por longos períodos. O comportamento observado é decorrente da característica não linear do concreto.
Debaiky (1997)	Programa autoral de elementos finitos – TDSFRAME.	Desenvolvimento de um modelo computacional para analisar pontes concreto protendido, curvas, com seção caixão e execução segmentada sob efeitos do tempo. O programa utiliza um algoritmo de integração passo-a-passo.	O programa emprega elementos de viga, curvos e retos, com no mínimo três graus de liberdade e no máximo seis graus de liberdade. Admite-se o comportamento elástico e linear dos materiais. Perdas iniciais de protensão são consideradas automaticamente.	Os resultados indicaram descontinuidades entre as os elementos construídos, deslocamentos relativos, associados aos efeitos do tempo. Foram observadas influências significativas dos apoios inclinados no desenvolvimento das forças internas.
Reddy et al. (1999)	Programa autoral de elementos finitos – BRIDGES.	Modelo tridimensional para análise não linear das fases construtivas de pontes de concreto estaiadas.	A modelagem da torre e tabuleiro é feita utilizando elementos de viga e para os estais é empregado elementos de treliça.	O programa analisou satisfatoriamente a ponte com o processo de execução mais extenso, até a data de publicação do trabalho. A estrutura analisada é a ponte Clark que conecta os estados de Illinois e Missouri.

Cont.Tabela 1-3.

Vasconcelos (1999)	Programa autoral de elementos finitos – CONS.	Desenvolvimento de um modelo computacional para analisar pontes durante a execução segmentada sob cargas de serviço, considerando a evolução das propriedades do concreto, além dos fenômenos de retração, fluência e relaxação do aço de protensão.	O modelo é preparado com elemento sólido tridimensional e discretização da espessura em camadas iguais. Foi considerado comportamento elásticos linear do material e linearidade geométrica.	A principal contribuição do trabalho foi a possibilidade da simulação de uma estrutura de elevada complexidade apresentando resultados satisfatórios.
Marí et al. (2003) Marí (2000)	Programa autoral de elementos finitos – CONS.	Desenvolvimento de um modelo computacional para analisar estruturas de concreto e também mistas de aço e concreto, durante o processo de execução segmentada. Alterações da seção transversal e do perfil longitudinal são consideradas. As deformações devido a fluência são avaliadas a partir do princípio da superposição.	Elementos finitos de vigas com 13 graus de liberdade	O modelo numérico reproduziu satisfatoriamente um modelo experimental de uma ponte. Segundo os autores, a fissuração observada devido aos efeitos do tempo poderia ser evitada aplicando protensão na região de apoios, após o fechamento da estrutura.
Kwak et al. (2000a, 2000b)	Programa autoral de elementos finitos.	Modelo numérico para estudo de estruturas mistas de aço e concreto, envolvendo não linearidade geométrica, análises de longa duração e fissuração da laje de concreto.	Para a modelagem são empregados elementos de viga plano. As seções transversais são modeladas em camadas. São analisadas apenas situações de interação completa entre laje e perfil metálico. A evolução das propriedades mecânicas do concreto com a idade é considerada.	A sequência de concretagem da laje das seções mistas e a alteração das condições de contorno foram avaliadas. Foi observado que as mudanças de apoios durante os estágios construtivos são mais relevantes para o desenvolvimento de esforços e o aparecimento de fissuras.

Cont.Tabela 1-3.

Wang et al. (2004)	Programa de elementos finitos.	Desenvolvimento de um procedimento computacional para estudo de pontes estaiadas, durante o processo construtivo, executadas pelo método de balanços sucessivos. Foram utilizados os métodos de análise, <i>forward analysis and backward analysis</i> , para determinação das tensões nos cabos para ajuste do perfil da ponte ao determinado em projeto.	É utilizado um modelo plano de elementos finitos, compostos por elementos de cabos e elementos de viga-coluna. Foi admitido o comportamento elástico e linear dos materiais. Grandes deslocamentos e pequenas deformações são permitidos.	Estruturas foram avaliadas utilizando as duas abordagens. Com ambas, os resultados foram satisfatórios e diferentes planos de tracionamento dos cabos foram avaliados para obter-se o perfil geométrico projetados para as estruturas.
Iglesias (2006)	Programa de elementos finitos - AUTOFLU/FLUSEC Universidade Politécnica de Madrid.	Modelo desenvolvido para quantificar esforços associados aos efeitos de longa duração considerando o comportamento viscoelástico dos materiais. São avaliados dois algoritmos de integração passo-a-passo.	Faseamento transversal e longitudinal são considerados. A denominada lei de Navier é utilizada para a verificação de fissuração.	As deformações associadas aos efeitos viscoelásticos foram determinadas a fim de verificar o quanto são relevantes para os deslocamentos ao final da execução. Os algoritmos de integração apresentaram resultados e desempenho semelhantes.
Dezi et al. (2006)	Programa autoral de elementos finitos.	Modelo proposto para análise da sequência de execução da laje de concreto de pontes mistas aço e concreto.	Foram utilizados elementos finitos planos (de 10 graus de liberdade) para simular o perfil e a laje. Foi admitida uma ligação flexível entre os elementos. O modelo admite um comportamento elástico e linear para os materiais.	Uma ponte de quatro vãos com características reais foi analisada. Foi observado que a sequência de execução da laje denominada otimizada (região de sollicitação negativa é executada após a região de sollicitação positiva) reduz o desenvolvimento de fissuras à nível de negligenciar o fenômeno.

Cont.Tabela 1-3.

Somja e Goyet (2008)	Programa autoral de elementos finitos.	Desenvolvimento de um modelo em elementos finitos para estudo de estruturas segmentadas. São consideradas não linearidades físicas e geométricas e também efeitos de longa duração.	Elementos finitos planos de viga são empregados. Uma abordagem de carregamento fictício ao longo do tempo (denominada FLAM2) é utilizada para análise dos efeitos de fluência.	A abordagem empregada, em comparação ao método tradicional de superposição, mostrou-se melhor para modelar as parcelas de recuperação das deformações por fluência.
Pedro e Reis (2010)	Programa de elementos finitos - FINELG	Modelo desenvolvido para análise dos estágios construtivos de pontes estaiadas de tabuleiros com seção mista aço e concreto. Os efeitos de longa duração e não linearidades física e geométrica são considerados.	São avaliados os efeitos de fluência e retração do concreto, bem como a evolução das propriedades com a idade deste material. Os efeitos de não linearidade dos cabos foram incluídos. O modelo emprega elementos de barra para simular torres e tabuleiro, molas representa os conectores e elementos de cabos, os estais. Conexão flexível é considerada na ligação entre laje e perfil de aço.	Foi observado que os efeitos do tempo são responsáveis pelo aumento dos deslocamentos permanentes do tabuleiro e também pela redistribuição de forças internas axiais. A não linearidade dos cabos e a ligação flexível admitida para os conectores apresentaram baixa influência no carregamento de ruptura.
Arici et al. (2011)	Programa autoral de elementos finitos.	Modelo tridimensional desenvolvido para a análise de pontes estaiadas durante o processo de execução com foco principal na determinação nas forças dos estais.	Foi admitido o comportamento linear para os materiais. Três abordagens de tensionamentos do estais foram considerando a minimização dos efeitos de fluência e esforços de momento fletor.	As abordagens empregadas mostraram-se adequadas as situações de projetos possíveis de aplicação de acordo com a conveniência da situação da estrutura.
Ates (2011)	Programa comercial de elementos finitos – SAP2000.	Modelo tridimensional empregado para a análise da Ponte Budan na Turquia considerando, além do faseamento construtivo, efeitos do tempo e não linearidade geométrica.	Um estudo paramétrico foi desenvolvido para avaliar os efeitos dos estágios de construção e o desenvolvimento de esforços de momento no tabuleiro e deslocamentos da torre. Elementos finitos de casca são empregados para modelar o tabuleiro e elementos de viga-coluna, o pilar. Os materiais são admitidos com comportamento linear.	Os resultados intensificaram a importância da avaliação de estruturas durante o faseamento construtivo para o desenvolvimento de projetos mais adequados. No estudo de caso avaliado, a consideração da execução faseada indicou um aumento em 80% dos esforços de momento fletor.

Cont.Tabela 1-3.

Adanur et al. (2012)	Programa comercial de elementos finitos – SAP2000.	Modelo bidimensional empregado para a análise da ponte suspensa Humber na Inglaterra. Foram avaliados o faseamento construtivo, efeitos do tempo e não linearidade geométrica.	Elementos de viga e treliça são empregados para modelar a estrutura e os cabos. Foi estudado um cenário considerando as fases construtivas e outro sem faseamento.	Destaca-se que os resultados do modelo com faseamento indicaram maior variação de forças internas e deslocamentos.
Dezi et al. (2013)	Modelo analítico.	É proposto um modelo simplificado para avaliação da sequência de execução de tabuleiros em pontes mistas. Além disso, é investigado um procedimento com objetivo mitigação de fissuração por retração térmica.	A abordagem proposta baseia-se na avaliação normativa que relaciona os módulos de elasticidades dos materiais da seção. Ao longo da execução, os resultados de uma etapa precedente são somados ao da fase atual. Considera-se o comportamento linear dos materiais.	O procedimento apresenta vantagens para estruturas cuja execução apresenta sequência de concretagens repetitivas.
Norachan et al. (2014)	Programa de elementos finitos – XFINAS.	Modelo tridimensional para análise de estruturas de concreto protendido executadas por fases. O programa utiliza elementos finitos hexaédricos com formulação híbrida (<i>enhanced assumed strain</i>) e elementos de barras em segmentos para representar os perfis de protensão.	É considerado o comportamento viscoelástico, incluindo os fenômenos de fluência, retração do concreto e relaxação da protensão. A cada faseamento construtivo o novo segmento executado é posicionado tangencialmente ao anterior.	Comparativamente aos elementos de barras, os elementos hexaédricos apresentam resultados e comportamentos com tendências semelhantes. Foi observada uma influência relevante dos fenômenos associados ao tempo sobre as repostas, ao longo dos estágios de execução.

Cont.Tabela 1-3.

Vookunnaya e Thite (2017)	Programa comercial de elementos finitos – MIDAS.	Foi realizado um estudo de ponte de concreto protendido com seção caixão de dimensões variáveis. O método de execução por balanços sucessivos foi considerado.	Os materiais foram considerados com comportamento linear e foi admitida a influência dos efeitos dos fenômenos fluência e retração. Foram avaliados resultados considerando e não as etapas construtivas.	Foi observada uma influência de aproximadamente 10% no desenvolvimento de esforços de momento fletor quando as etapas de execução foram consideradas na simulação. O modelo sem o faseamento construtivo apontou resultados duvidosos.
Gao et al. (2018)	Programa autoral de elementos finitos.	O trabalho apresenta um método modificado para avaliação da execução de estruturas. O enfoque do modelo era o posicionamento dos novos elementos durante a execução.	As análises incluíram não linearidades geométricas. O procedimento de posicionamento de novos componentes estruturais realiza um ajuste das dimensões considerando as características estruturais do final do estágio anterior e o início do estágio atual.	Os resultados indicaram que a metodologia proposta é mais adequada em comparação a outros procedimentos de posicionamento. Foi destacado também um melhor controle dos segmentos posicionamentos e a prevenção de deslocamentos inexistentes.
Granata et al. (2018)	Programa autoral de elementos finitos.	Estudo do processo de execução de pontes estaiadas a partir de uma abordagem diferente para a avaliação do plano do estaiamento juntamente com a construção da estrutura considerando também não linearidade dos estais.	Trabalha-se com um modelo plano no qual são empregados elementos de barra para simular a estrutura e cabos para os estais. Os materiais foram admitidos com comportamento elástico e linear.	A abordagem se mostrou melhor em comparação as metodologias tradicionais. Foi possível avaliar as etapas de execução e juntamente determinar a força nos estais de forma que o perfil da estrutura aproximasse do projeto. O desenvolvimento de esforços de momento se fletor aproximou de estrutura de viga contínua sob apoios rígidos.

Cont.Tabela 1-3.

Su et al. (2018)	Programa comercial de elementos finitos – ABAQUS.	O trabalho investiga o processo de fissuração em pontes de contínuas considerando diferentes abordagens de execução. Uma ponte mista aço e concreto contínua de três vãos é analisada experimentalmente e numericamente.	Um modelo tridimensional é empregado. Para a laje de concreto são empregados elementos de casca com quatro nós e para as vigas de aço e demais componentes são utilizados elementos de viga com dois nós. A evolução das propriedades mecânicas do concreto e variação de temperatura são considerados.	Foi atribuída ocorrência de fissuras às inadequadas atividades de execução dos tabuleiros. É recomendado que a cura dos componentes seja mantida por no mínimo 3 dias. Além disso, em pontes com número ímpar de vãos é orientado que se execute primeiramente os vãos sob solicitação positiva e posteriormente os vãos internos.
Butler et al. (2018)	Programa comercial de elementos finitos – DIANA.	O processo de execução de pontes mistas é avaliado. Foi realizado um estudo de caso de uma ponte monitorada por sensores durante e após o período de construção. Os efeitos de fluência e retração são avaliados a partir de códigos normativos.	Modelo tridimensional considerando o comportamento viscoelástico dos materiais. Elementos sólidos foram empregados para simular as vigas de aço e a laje, elementos de viga para os reforço e elementos de interface para os conectores, com interação completa.	Foi observado um aumento das deformações à medida que a concretagem da laje progredia, principalmente após os primeiros 10 dias de cura. As respostas associadas aos efeitos do tempo se mostraram em conformidade com as medições obtidas.
Wang et al. (2020)	Programa comercial de elementos finitos – ANSYS.	Avaliação dos efeitos de fluência e variação de temperatura ao longo do processo de execução de pontes mistas aço e concreto. O método do módulo ajustado (<i>age-adjusted method</i>) foi empregado.	Um modelo foi desenvolvido empregando elementos de casca para a laje de concreto e perfil de aço, enquanto a armadura e os conectores foram modelados empregando elementos de viga. A abordagem de ativação e desativação de elementos (<i>birth-and-death</i>) foi adotada para simulação do processo construtivo. Foi considerado o comportamento linear dos materiais.	Nas regiões de solicitações negativas, foi observada uma redução de esforços nas lajes de concreto e um aumento das forças atuantes no perfil de aço. Além disso, foi verificado um aumento da flexão nos conectores associado principalmente aos efeitos de fluência.

Cont.Tabela 1-3.

Han et al. (2020)	Modelo analítico e programa comercial de elementos finitos – ANSYS.	Uma abordagem analítica é apresentada para determinação de esforços secundários em estruturas, ao alterar-se as condições de contorno, associados aos efeitos de fluência no concreto. O método do módulo efetivo ajustado (<i>age-adjusted effective method</i>) foi considerado.	Uma viga de concreto e outra mista de aço e concreto, ambas com dois vãos assimétricos, foram avaliadas. Nas duas situações as vigas tornam-se contínuas na região do apoio interno. A verificação dos resultados analíticos foi realizada a partir de um modelo tridimensional preparado com elementos sólidos. Foi admitido o comportamento linear dos materiais.	Identificou-se que o momento secundário de fluência é mais significativo para a viga de concreto. Já para a viga mista, foi observado que a redistribuição de tensões que ocorre na seção influencia o desenvolvimento do momento secundário de fluência.
Wang et al. (2020)	Programa comercial de elementos finitos – ANSYS.	Um método mais eficiente para analisar o processo construtivo de pontes é apresentado. Uma estrutura suspensa foi avaliada.	Foi empregado um modelo tridimensional para o estudo. Elementos finitos de viga foram utilizados para representação da estrutura e elementos de catenária foram utilizados para os cabos. Foram incluídas não linearidade geométrica e variação da temperatura.	O procedimento apresentado se mostrou melhor em comparação aos tradicionais modelos de elementos finitos não lineares com solução passo-a-passo. Redução do custo computacional e as condições de convergência foram os principais indicadores.
He et al. (2020)	Programa comercial de elementos finitos – MIDAS.	Uma nova metodologia para concretagem e execução de pontes mistas de aço e concreto com seção caixão foi avaliada.	A eficiência do procedimento construtivo foi comparada com o método tradicional de execução por balanços sucessivos. Um modelo tridimensional com elementos de barras foi utilizando incluindo os efeitos de longa duração.	A metodologia mostrou-se mais eficiente e apresentou, para a estrutura avaliada, vantagens com relação ao desenvolvimento de solicitações de compressão na laje de concreto.
Zhu et al. (2020)	Programa comercial de elementos finitos – ANSYS.	O processo de execução de pontes mistas é avaliado. Uma estrutura real monitorada foi estudada. Os efeitos de fluência são considerados a partir método do módulo efetivo ajustado (<i>age-adjusted effective method</i>).	Um modelo tridimensional foi preparado utilizando elementos de casca para simular a laje e as vigas de aço e elementos de viga para os conectores. Foi admitido o comportamento elástico dos materiais.	Foram observados valores significativos de deformações, com rápida elevação logo após as etapas de concretagem e posteriormente estabilizaram-se passados 15 dias do lançamento do concreto.

Cont.Tabela 1-3.

Farré-Checa et al., 2022)	Programa autoral de elementos finitos.	Avaliação do processo construtivo de pontes estaiadas a partir de um algoritmo próprio. O objetivo é apresentar um modelo simplificado, de baixo custo computacional, para obtenção das tensões nos estais necessárias ao processo e o perfil geométrico ao final da execução.	Um modelo bidimensional foi preparado utilizando elementos de barra para simular a estrutura. Foi admitido o comportamento elástico dos materiais. O modelo desconsidera efeitos de longa duração e não linearidade geométrica.	Uma estrutura real foi analisada e os resultados foram comparados aos obtidos com o método tradicional <i>forward analysis</i> . Os resultados indicaram a boa performance da metodologia promovendo sua aplicabilidade para análises de anteprojeto.
---------------------------	--	--	---	---

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Além deste capítulo de introdução, este texto é composto por mais cinco capítulos. No **Capítulo 2** são apresentadas as metodologias construtivas existentes e os principais conceitos relacionados às análises das etapas construtivas. São também abordados os principais conceitos teóricos sobre vigas mistas e pontes com seção mista, relevantes quanto ao tema desta pesquisa.

No **Capítulo 3** são descritos os detalhes do modelo numérico empregado, incluindo as informações e características dos elementos finitos, bem como sobre os modelos constitutivos dos materiais ressaltando suas particularidades. Também são apresentadas as intervenções e contribuições ao algoritmo, com destaque para o processo de faseamento construtivo.

No **Capítulo 4** são apresentados os exemplos de validação mais simples, incluindo vigas de concreto e vigas mistas, com o objetivo de verificar as principais modificações no modelo tanto com relação ao faseamento construtivo em relação ao modelo viscoelástico com atualização dos parâmetros das cadeias de Kelvin.

No **Capítulo 5**, dois estudos de caso são apresentados. O primeiro corresponde a uma ponte de concreto com seção caixão executada pelo método de balanços sucessivos. Já o segundo corresponde a uma ponte real executada no Peru com seção transversal em vigas mistas, empregando vigas do tipo I. Para o estudo da ponte mista foi elaborado ainda uma série de análises envolvendo alterações estruturais.

O **Capítulo 6** apresenta as conclusões resultantes desta investigação além de alguns tópicos julgados interessantes como sugestões para trabalhos futuros.

2. PONTES EM VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO: ASPECTOS ESTRUTURAIS

Este capítulo apresenta alguns conceitos relevantes sobre o funcionamento do sistema de vigas mistas de aço e concreto, estrutura base empregada nas pontes mistas. Posteriormente são apresentadas informações importantes sobre as estruturas de pontes mistas e as metodologias construtivas de pontes em geral. Também são destacadas teorias relevantes para definição e estudo de efeitos diferidos no concreto que são importantes para adequada determinação de esforços nas estruturas mistas.

2.1. VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

Anterior ao avanço das vigas mistas, as vigas metálicas já eram empregadas junto com lajes de concreto, mas desconsiderando, nas etapas de dimensionamento, a ação conjunta dos elementos. Como consequência da 2ª Guerra Mundial, ocorreu uma escassez da disponibilidade do aço e a necessidade de considerar a laje de concreto como componente do viga (PFEIL E PFEIL, 2010). No Brasil, o início da incorporação da solução com elementos mistos ocorreu aproximadamente em 1960, porém, devido às crises econômicas que o país sofreu décadas a frente, o crescimento significativo ocorreu principalmente em 1990. As estruturas mistas, nacionais, são utilizadas principalmente em edifícios comerciais, cujos projetos empregam diferentes elementos com tal solução, lajes, vigas e pilares mistos (NARDIN E EL_DEBS, 2013).

A associação aço e concreto, na concepção dos elementos mistos, é caracterizada pela solidarização dos materiais por meio de conectores mecânicos de cisalhamento, como ilustra a Figura 2-1. O conjunto é constituído de um elemento de aço, simétrico ao plano de flexão, que pode ser de diferentes perfis (ou mesmos treliças) ligado com uma laje de concreto armado (ELLER ET AL., 2011; KLINSKY, 1999; PFEIL E PFEIL, 2010; THEVENDRAN ET AL., 2000). Além disso, diferentes tipos de lajes podem ser empregados, tais como: maciça, mista, sistema de lajes pré-moldadas e protendida (ABNT NBR 8800:2008).

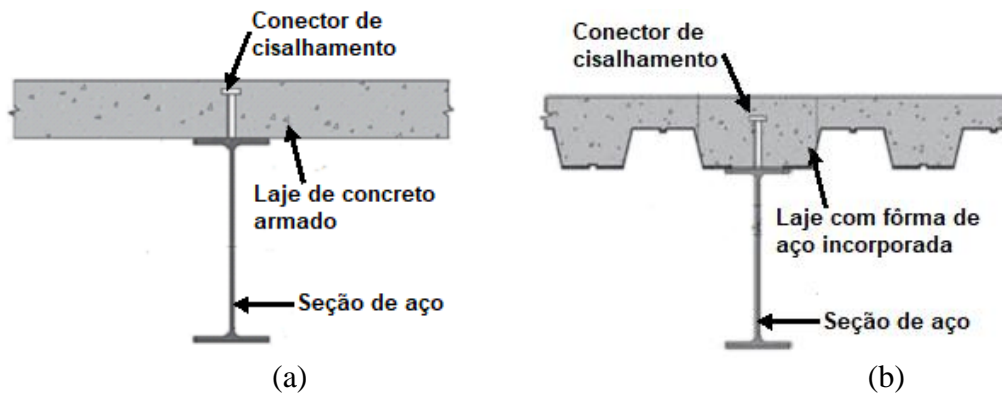


Figura 2-1– Estruturas mistas aço e concreto (a) Laje maciça (b) Laje com nervuras longitudinais à viga – Fonte: Adaptado de Queiroz (2012).

A laje de concreto desempenha duas funções: composição do vigamento longitudinal e elemento estrutural convencional, decorrente da eficiência de utilização deste elemento em compressão. As soluções mistas são consideradas mais econômicas (entre 30% e 50%) e com maior capacidade resistente quando comparadas aos elementos agindo isoladamente. Dentre as vantagens destaca-se o menor prazo de execução, redução em peso das estruturas, o que resulta em custos menores, por exemplo, em projetos de fundações (ALVA E MALITE, 2005; ELLER ET AL., 2011; KLINSKY, 1999; PFEIL E PFEIL, 2010; THEVENDRAN ET AL, 2000).

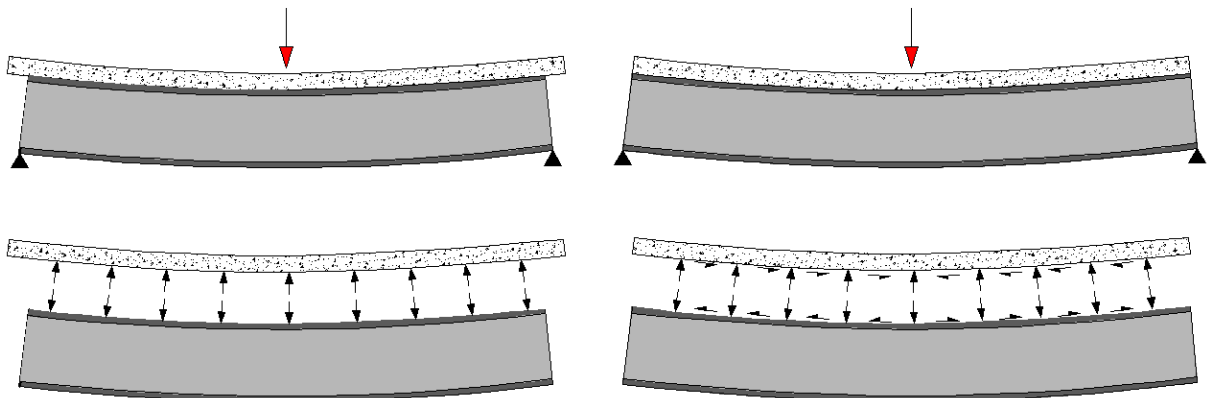


Figura 2-2 – Comportamento da viga mista sem ligação de cisalhamento (esquerda) e com interação (direita).

Os conectores de cisalhamento destinam-se a garantir a atuação conjunta e monolítica do perfil metálico com a laje de concreto, como ilustrado na Figura 2-2, deformando-se conjuntamente e absorvendo os esforços cisalhantes horizontais desenvolvidos na interface laje-viga, impedindo a separação física dos elementos. A inexistência de qualquer sistema que garanta a

ligação na interface laje-viga faz com que os elementos apresentem deformações independentes, suportando separadamente parcelas de carga de acordo com a rigidez de cada um. Sendo assim, ocorre um deslizamento relativo entre os mesmos já que as faces estarão em condições diferentes de tensão e deformação (PFEIL E PFEIL, 2010; QUEIROZ, 2012).

Os conectores de cisalhamento são classificados como dúcteis (flexíveis) e não dúcteis (rígidos) referindo-se a sua capacidade de deformação na ruptura (ALVA E MALITE, 2005; PFEIL E PFEIL, 2010; SOUZA, 2012). Os tipos de conectores disponíveis são do tipo pinos (*studs*), espirais, perfis tipo U, tipo L, *perfobond* (chapa plana de aço com furos circulares) e *crestbond* (chapa dentada com saliências trapezoidais). No entanto os mais empregados são os *studs* e os perfis U (Figura 2-3), cujos critérios de projeto nacionais são apresentados na ABNT NBR 8800:2008.

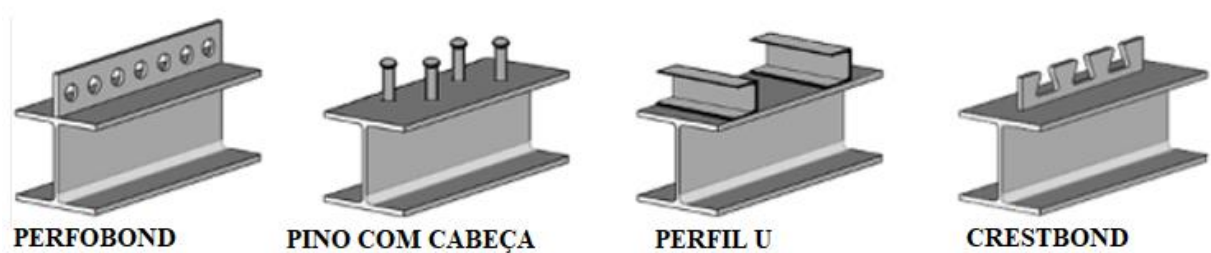


Figura 2-3 – Conectores de cisalhamento - Fonte: Souza (2012).

A Figura 2-4 ilustra um comportamento típico da curva força de cisalhamento *versus* deslocamento dos conectores de cisalhamento até carregamento último.

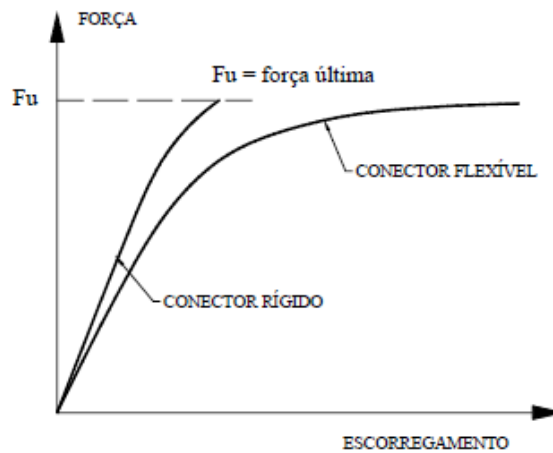


Figura 2-4 – Comportamento força *versus* deslizamento de conectores de cisalhamento - Fonte: Alva e Malite (2005).

A distribuição de tensões normais ao longo da seção transversal é dependente do grau de conexão estabelecido pelos conectores. Destaca-se que grau de conexão difere do grau de interação, uma vez que o primeiro está associado ao equilíbrio de forças na seção, avaliado no estado limite último, enquanto o grau de interação é relacionado pela compatibilidade de deformação na altura da seção (SJAARDA ET AL., 2018)

Sendo assim, a capacidade resistente ao cisalhamento é obtida pela resistência do conjunto de conectores, distribuídos entre as seções de momento nulo e momento máximo, considerando o valor resistente de cada material (perfil de aço e laje de concreto) agindo isoladamente e desprezando qualquer atrito e aderência entre eles (SJAARDA ET AL., 2018). No caso de interação completa, o número de conectores é definido para impedir, teoricamente, deslocamentos relativos entre a laje e o perfil. Nesta situação, a capacidade resistente ao cisalhamento não é determinante para a resistência da seção, ou seja, o aumento do número de conectores empregados na seção mista não afeta sua capacidade resistente. No caso de uma conexão parcial, o número de conectores empregados é inferior ao necessário para uma conexão completa, e conseqüentemente a capacidade resistente da viga passa a ser determinada pela resistência ao cisalhamento (KOTINDA, 2006).

Adicionalmente, a ligação dos elementos da laje e viga por meio dos conectores de cisalhamento conduz a uma condição de esforços que resulta em uma distribuição variável das tensões ao longo da largura da laje, devido à mudança na largura da seção e rigidez dos materiais. Deste modo, não é possível utilizar a teoria de *Saint-Venant* para a distribuição de tensões em elementos mistos aço e concreto, e nem seria teoricamente adequado admitir a hipótese de que as seções permanecem planas antes e após o carregamento. Este comportamento da distribuição de tensões na laje é conhecido como efeito *shear lag*, e é ilustrado na Figura 2-5 (AMADIO ET AL., 2004). Esta distribuição faz com que apenas parte da largura da laje realmente contribua para a rigidez do elemento misto, resultando na definição de uma largura efetiva (b_{ef}), definida e calculada pelas normas nacionais e internacionais.

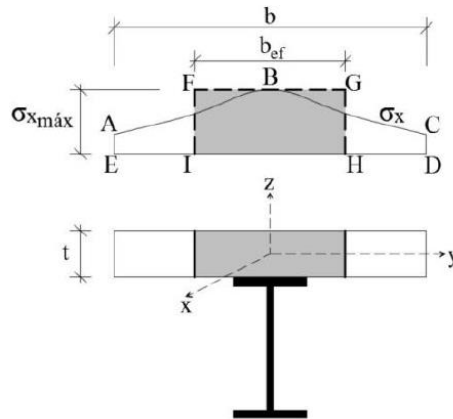


Figura 2-5 – Distribuição não uniforme de tensões normais próxima da interface -*Shear lag* -
Fonte: Reginato (2017).

De maneira geral, as seções mistas dispensam verificações para situações de flambagem lateral, uma vez que, em situações comuns de carregamento, além do perfil de aço estar submetido a um momento positivo, a laje de concreto contribui para o aumento da rigidez do sistema, tanto à flexão como para torção (GUO ET AL., 2015). Entretanto, nos casos de vigas contínuas e semi-contínuas, nas regiões de apoios internos, parte da alma e mesa inferior pode estar submetida às condições de compressão sendo possível a ocorrência de flambagem local da alma (FLA), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem lateral com distorção (FLD) (PIASSI ET AL., 2018).

As influências de fenômenos associados aos efeitos diferidos são importantes em sistemas mistos, uma vez que os conectores de cisalhamento e o perfil metálico restringem o livre desenvolvimento das deformações de fluência e retração causadas pela laje de concreto (DEZI ET AL., 2013; DEZI ET AL., 1998; DUCRET E LEBET, 1999; GARA ET AL., 2013; KWAK ET AL., 2000b). Além disso, há a complexidade do estudo do comportamento reológico do concreto associado a outro material, em situações em que ambos trabalham conjuntamente, o que muitas vezes não é capaz de ser representado pelos modelos de fluência e retração convencionais nos códigos de projeto

O desenvolvimento de fissuração da laje de concreto decorrente dos estágios de retração, influenciados também por efeitos térmicos, precisa ser considerado, principalmente ao longo das fases de execução da estrutura, pois afetam principalmente as condições de durabilidade e rigidez. As fissuras podem aparecer logo depois das atividades de concretagem nas regiões próximas aos apoios, sendo influenciadas principalmente pelas condições de cura, materiais

empregados e condições ambientais, as quais afetam também o desenvolvimento do módulo de elasticidade do concreto e sua resistência à tração (DEZI ET AL., 2013; DEZI ET AL., 1998; DIAS, 2013; DUCRET E LEBET, 1999; FARIA ET AL., 2006; GARA ET AL., 2013; KWAK ET AL., 2000b).

Em muitas situações, decorrente das diferentes solicitações, a protensão das estruturas mistas apresenta-se como uma solução vantajosa. Especificamente em vigas mistas, a protensão é aplicada de diferentes maneiras: longitudinalmente na laje de concreto, antes ou depois da efetivação do sistema misto, nas lajes pré-fabricadas, e, por fim, protensão aplicada aos perfis. Os diferentes métodos de protensão podem ser aplicados separadamente ou em conjunto, com possibilidade de protensão aplicada ao concreto e ao perfil de aço simultaneamente. Destaca-se que a protensão de estruturas metálicas não necessariamente tem por objetivo suprir uma deficiência nas propriedades mecânicas do material, mas promover um estado de tensão ou deformação inicial de forma a opor-se às condições de carregamento externo (QUINAZ, 1993; TONG E SAADATMANESH, 1992).

2.2. PONTES MISTAS DE AÇO E CONCRETO

As publicações pioneiras sobre critérios de projeto para elementos mistos foram apresentadas pela *American Association of State Highway Officials* (AASHO) em 1944, atualmente *American Association of State Highway Transportation Officials* (AASHTO), permitindo a imediata efetivação deste sistema. (KLINSKY, 1999; PINHO E BELLEI, 2007; SILVA E GASPAR, 2014).

Estas estruturas passaram a receber destaque como alternativa aos demais sistemas existentes (concreto armado, concreto protendido e pontes metálicas) em função das vantagens com relação ao peso, velocidade e flexibilidade da construção, maior resistência, elevadas durabilidade e rigidez, e custos competitivos, além da possibilidade de vencer vãos significativos (ELLOBODY, 2014; MARCUSSEN, 2017).

A Figura 2-6 apresenta algumas aplicações de pontes com diferentes tipos de materiais e seções, para determinados comprimentos de vão. Destaca-se a solução mista com possibilidade de atingir vãos superiores em comparação às soluções de concreto (MARCUSSEN, 2017).

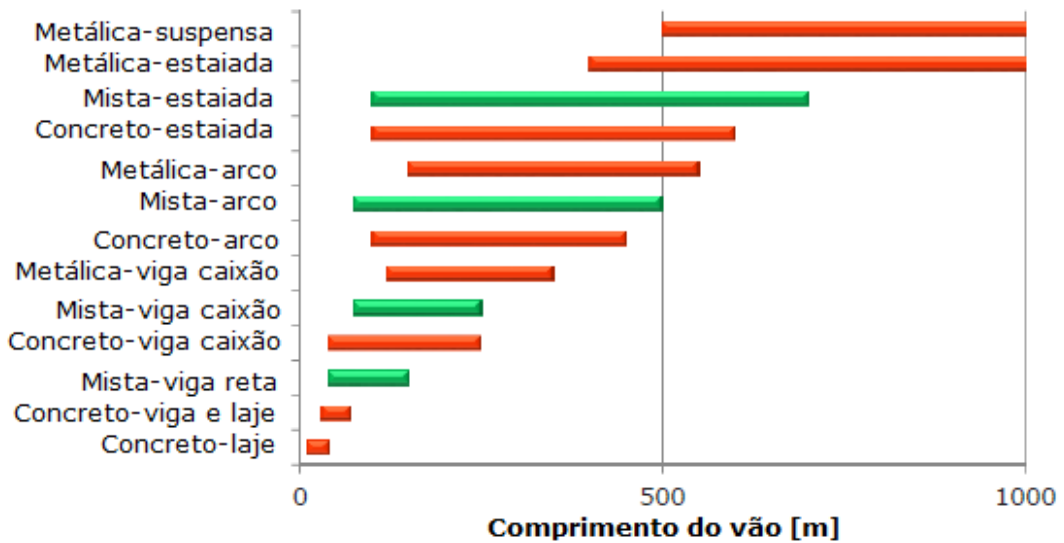


Figura 2-6 - Aplicações dos diferentes tipos de pontes para diferentes comprimentos de vão (seção mistas em verde) – Fonte: Adaptado Marcussen (2017).

Os projetos de pontes em estruturas mistas são desenvolvidos levando em consideração o melhor aproveitamento das principais propriedades dos materiais. O aço, proporciona elementos mais leves, mais resistentes, no entanto resultam em estruturas com maiores custos além da possibilidade de flambagem para baixas tensões. Os elementos de concreto estão associados a custos inferiores, no entanto, resultam em estruturas mais pesadas, com características de ruptura frágil e baixa rigidez. A fissuração e a natureza viscoelástica do material atribuem complexidade ao seu comportamento, além das variações intrínsecas da distribuição de tensões sob efeitos de fluência e retração, que são determinantes nas definições de projeto (MARCUSSEN, 2017).

A definição e escolha dos tipos de viga de aço, laje e conectores que constituirão a seção mista das pontes, estão relacionados, principalmente, com a solução construtiva a ser empregada. As seções com duplo I são mais utilizadas, com a laje de concreto disposta sobre as mesas superiores, para melhor se adaptarem às condições de projeto. Por outro lado, as seções caixão são aplicadas em estruturas com vãos maiores, projetos para os quais a rigidez à torção é um parâmetro importante, tais como em situações de estruturas curvas e/ou estaiadas, com plano central de cabos (MARCUSSEN, 2017). O autor também destaca que para ambas as soluções (perfil I ou caixão) elementos transversais espaçados são instalados a fim de aumentar a resistência à flambagem. É destacado o emprego de enrijecedores dispostos na mesa superior a fim de atingir a resistência de projeto do conjunto. Nesta circunstância são empregados,

principalmente, duas possibilidades de laje, moldadas no local ou painéis pré-moldados, sendo que para a última opção os efeitos reológicos possuem menor representatividade.

As pontes mistas são aplicadas, na maioria dos casos, para fins rodoviários (enfoque deste trabalho) ou ferroviários, com diferentes sistemas estruturais. As pontes também são classificadas com relação à posição do carregamento relativo ao sistema estrutural, sendo denominadas *deck bridge* (o carregamento ocorre no topo do sistema estrutural principal, sendo o mais convencional), *through bridge* (há um conjunto estrutural em um nível acima da posição do tabuleiro, sobre o qual atua o carregamento), *semi-through bridge* (posição intermediária do tabuleiro) (ELLOBODY, 2014).

No Brasil, as prescrições normativas sobre estruturas mistas são apresentadas no Anexo O da norma ABNT NBR 8800:2008 - Projetos de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios. As informações apresentadas no documento são destinadas a estruturas de edifícios com fins habitacionais ou comerciais, passarelas e sistemas para suporte de equipamentos. As diretrizes de projeto para as pontes rodoviárias mistas são descritas na recente norma ABNT NBR 16694:2020.

2.2.1. Aspectos construtivos

A escolha e estudos criteriosos sobre a metodologia construtiva de estruturas mistas é de grande importância, em virtude da relevância das cargas permanentes sobre tais elementos (QUINAZ, 1993). De maneira geral, a condição mais vantajosa da utilização de componentes mistos é a que a seção passe a comportar-se de maneira integral o mais cedo possível, como, por exemplo, no caso das construções escoradas.

A construção das estruturas mistas pode ocorrer com o uso de escoramentos ou sem escoras, sendo que nesta última opção o perfil de aço da viga precisa ser dimensionado para condições de carga de lançamento e peso próprio da laje de concreto, além das cargas de utilização, até a efetivação da ligação mista (FABRIZZI, 2007; KWAK E SEO, 2000). A Figura 2-7 e a Figura 2-8 ilustram o comportamento das estruturas mistas executadas com e sem escoramento, respectivamente. No caso de estruturas escoradas (Figura 2-7), a solicitação ocorre quando a estrutura já trabalha como seção mista, portanto serão verificadas deflexões menores, em comparação às seções isoladas (FABRIZZI, 2007).

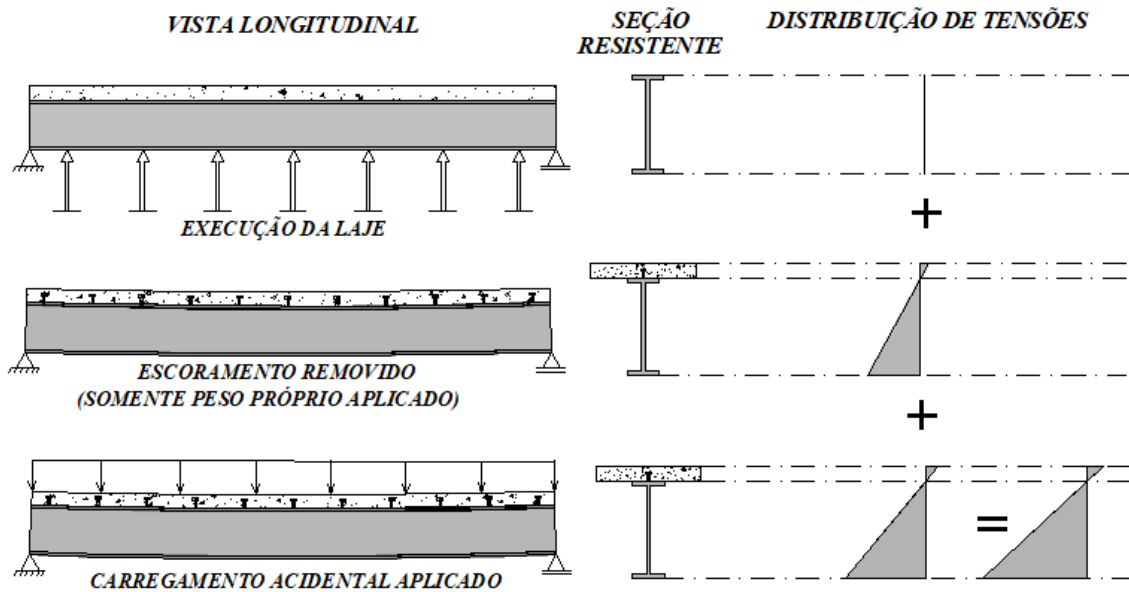


Figura 2-7 – Estruturas mistas escoradas – Fonte: Adaptado Fabrizzi (2007).

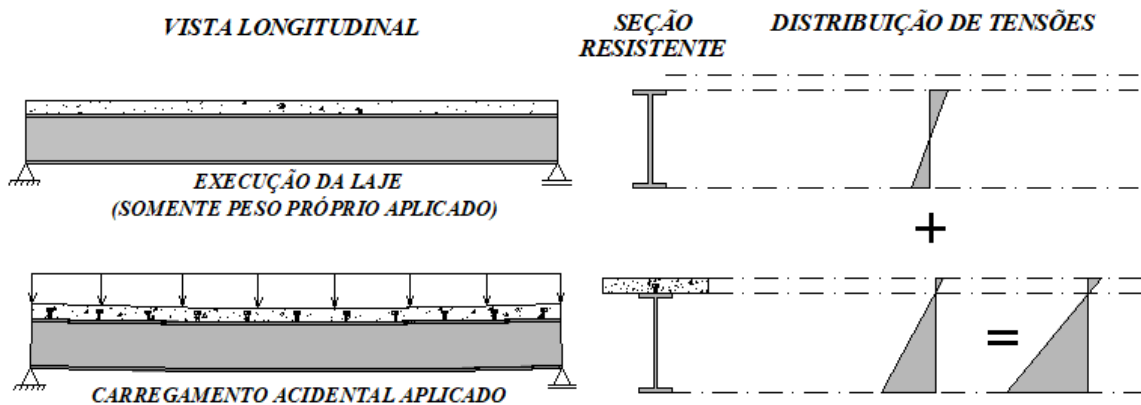


Figura 2-8 – Estruturas mistas não escoradas – Fonte: Adaptado Fabrizzi (2007).

As estruturas sem escoramento devem ser verificadas e dimensionadas para condições de carregamento de construção até que o concreto atinja capacidade resistente adequada, em torno de 75% da resistência à compressão do concreto. Posteriormente, a seção mista já estará efetivada, portanto, os carregamentos acidentais passam a ser considerados no dimensionamento no qual há a sobreposição de tensões anterior e posterior à cura do concreto (FABRIZZI, 2007). Segundo Malveiro (2009) para a solução escorada há uma menor variação de esforços, e por consequência das deformações, ao longo da fase construtiva sendo as respostas globais e em longo prazo mais representativas.

Em função do comprimento destinado ao projeto da estrutura mista, um determinado processo construtivo mostra-se mais adequado. No caso de pequenos vãos, a solução não escorada é aconselhada, uma vez que como as cargas de peso próprio não serão muito significativas, o dimensionamento da viga metálica para esta situação será viável. Todas as demais cargas serão suportadas pela seção já solidarizada (QUINAZ, 1993).

Para estruturas com médios e grandes vãos, desde que em locais de implantação adequados, utiliza-se o processo de escoramento, sendo mantido até que o concreto atinja uma resistência adequada e, em estruturas protendidas, tenha-se aplicado a protensão. Nesta situação, a vantagem é a redução dos custos associados ao dimensionamento do perfil metálico da seção, entretanto, a estrutura estará submetida a diferentes distribuições de momentos fletores, que devem ser verificados para cada etapa do processo. Ressalta-se que uma avaliação da relação entre as cargas desta fase de execução e as cargas de serviço pode ser necessária para determinar se o escoramento é uma solução economicamente viável (QUINAZ, 1993). As demais alternativas de soluções construtivas são destacadas no próximo tópico.

2.3. MÉTODOS CONSTRUTIVOS

A opção por um determinado método construtivo possui grande influência na concepção do projeto de uma ponte, bem como pode afetar seu comportamento em longo prazo. A decisão por empregar um determinado processo de execução passa pela avaliação de diferentes fatores, tais como: características de implantação e localização, particularidade do projeto, disponibilidade técnica e de equipamentos, custos e prazos (FERRAZ, 2001; ROSENBLUM, 2009; YTZA, 2009). Os métodos mais empregados são: o método de avanços (balanços) sucessivos, método de deslocamentos sucessivos e método de cimbramento geral. A seguir são descritas as principais características de cada sistema construtivo citado (FERRAZ, 2001).

2.3.1. Avanços sucessivos

Metodologia iniciada ainda no século IV, aplicada às estruturas de madeira e metálicas. No Brasil foi empregada pela primeira vez pelo engenheiro Emílio Baumgart, em 1930, na execução da porção central da Ponte Herval, localizada sobre o rio Peixe, SC. O método, ilustrado na Figura 2-9, é muito utilizado para a construção de pontes estaiadas, e consiste na execução de segmentos do tabuleiro (aduelas), pré-moldados ou moldados no local, que são

dispostas uma a uma, preferencialmente de forma simétrica, a partir dos pilares ou mastro, até a finalização da superestrutura no vão central, que é realizada por meio de lançamento de concreto para fechamento e ligação da estrutura (FERRAZ, 2001; MARINHO, 2012; ROSENBLUM, 2009).



Figura 2-9 – Lançamento de aduela de concreto – Fonte: Svensson (2012).

O comprimento das aduelas é determinado em função da capacidade de suporte do conjunto que sustentará a estrutura durante a execução (MARINHO, 2012). A cada aduela posicionada ou construída, o sistema anteriormente executado é o responsável por suportar a nova carga aplicada, até que seja possível a aplicação da protensão na aduela. Além disso, somado ao peso próprio de cada segmento, a estrutura, em cada fase construtiva, precisa ser avaliada e dimensionada para suportar as cargas dos equipamentos de construção as quais estará submetida (MARINHO, 2012).

No caso dos segmentos pré-moldados, as aduelas são transportadas até a localização determinada por meio de treliças metálicas ou guinchos, com posterior protensão longitudinal. Ytza (2009) destaca a possibilidade da aplicação de resina entre aduelas com os seguintes objetivos: reduzir imperfeições no local das juntas, impermeabilização e auxiliar na transmissão de tensões de cisalhamento.

Para a execução de aduelas moldadas no local são empregadas fôrmas metálicas deslizantes, escoradas na porção da estrutura já finalizada, sendo a protensão da aduela realizada quando a resistência requerida em projeto é atingida. Destaca-se que para estas aduelas, há possibilidade

de se preverem armaduras passivas entre um segmento e outro para solidarização do tabuleiro (YTZA, 2009).

Leonhardt (1979) sugere o emprego de balanços sucessivos para estruturas com no mínimo três vãos semelhantes, totalizando 150 m de comprimento. Existem recomendações para que a aplicação do método seja modulada para vãos intermediários com comprimentos iguais, de forma que os segmentos extremos tenham comprimentos equivalentes a 75% dos intermediários (ROSENBLUM, 2009). Com esta disposição a distribuição dos momentos fica mais adequada.

A cada etapa construtiva, o sistema estrutural está submetido a um novo comportamento, com consequentes alterações na distribuição de esforços e deformações. No entanto, neste método construtivo, esta condição é ainda mais relevante, sobretudo no caso de execução das aduelas de forma não simétrica. Além das cargas decorrentes da construção, a estrutura pode ainda estar submetida às forças de vento, que precisam ser equilibradas, comumente pelos pilares. No entanto, muitas vezes é necessária a utilização de suportes temporários e protensão dos cabos em mais etapas para garantir o equilíbrio e apoio estrutural (MARINHO, 2012; YTZA, 2009).

Mason (1977) destaca que ao finalizar o vão central, com a concretagem do trecho de ligação, há o desenvolvimento de um momento hiperestático decorrente da deformação por fluência. Após a finalização do vão, a estabilização da estrutura segue com o concreto apresentando uma deformação diferida, que é restringida na seção e conseqüentemente surge a solicitação destacada, que aumenta com o passar do tempo e que é limitada pela relaxação.

O método dos balanços sucessivos pode ser utilizado para pontes com diferentes sistemas estruturais, dispensa a utilização de escoramento e, logo é vantajoso para estruturas destinadas a transpor cursos naturais muito profundos, com forte correnteza e casos em que um gabarito de navegação deve ser respeitado. Projetos com gabaritos retos ou com curvatura constante são mais apropriados para este método (MARINHO, 2012; YTZA, 2009). Pode ser aplicado para vãos com extensão significativa (300 m), mas nos casos das estruturas com vão superior a 200 m, há algumas desvantagens como a geração de momentos negativos elevados, sendo assim necessária a utilização de maior armadura e/ou a utilização de concretos especiais para reduzir o peso da estrutura.

2.3.2. Deslocamentos sucessivos

A construção pelo método dos deslocamentos sucessivos, apresentada na Figura 2-10, consiste no posicionamento de segmentos do tabuleiro por meio de deslocamento longitudinal sobre apoios deslizantes de *Teflon*, até a posição desejada, utilizando macacos hidráulicos. Conforme a necessidade, os segmentos podem ser puxados ou empurrados até a posição correta. Na extremidade do primeiro segmento do tabuleiro é disposta uma treliça metálica (nariz metálico ou *avant-bec*) para reduzir o esforço de momento no balanço até alcançar-se o pilar de apoio. Quanto maior o nariz metálico menor é o valor do momento no apoio. Sendo assim, em função da variação e alternância das condições de apoio decorrente do método, aplicava-se, na maioria das vezes, apenas em estruturas metálicas, sendo o material resistente submetido a solicitações de compressão quanto de tração (FERRAZ, 2001; MARINHO, 2012).

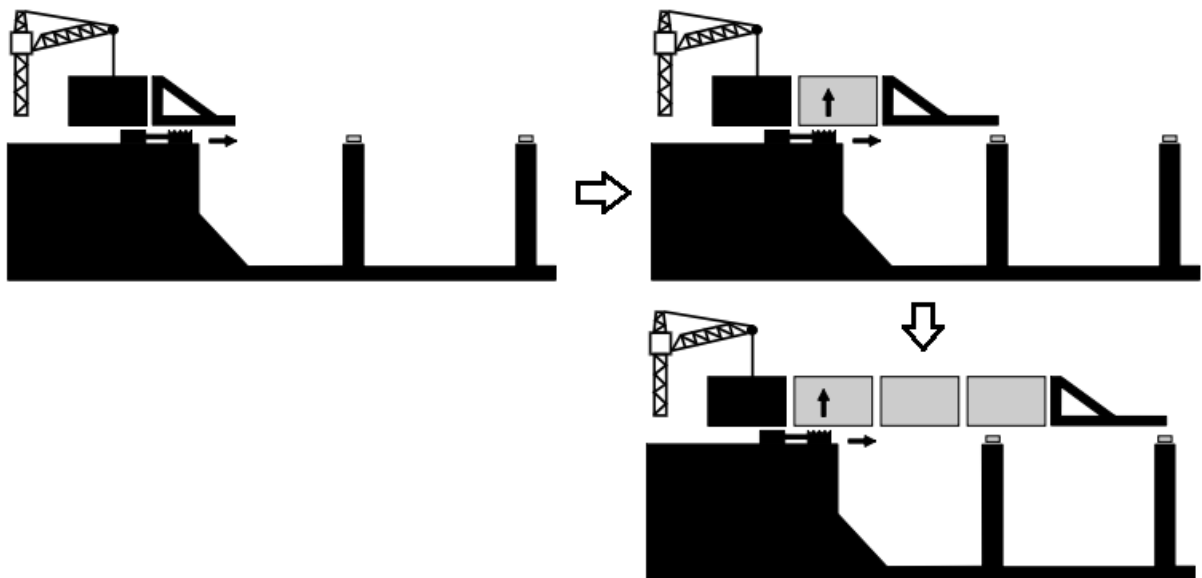


Figura 2-10 – Fases de lançamento – deslocamentos sucessivos – Fonte: DNER (1996).

As melhorias no processo, principalmente com o uso de protensão, permitiram a aplicação do sistema com segmentos de concreto moldados no local ou pré-moldados. No primeiro caso uma pequena central de construção é montada em uma das extremidades anterior ao encontro da ponte. A cada nova execução de um segmento, a concretagem é realizada adjacente ao anterior, com as armaduras atravessando as juntas construtivas. O comprimento de cada elemento de concreto é determinado em função das condições de retração do concreto, otimização do uso de fôrmas e disposição de juntas em pontos de momento nulo (FERRAZ, 2001; LEONHARDT, 1979; MARINHO, 2012).

No decorrer da construção da ponte há uma variação de esforços na seção, como ilustra a Figura 2-11. Ocorre uma variação da intensidade e sentido dos momentos desenvolvidos, ao longo do tabuleiro. Após a finalização do processo de posicionamento do tabuleiro, uma segunda etapa de protensão é aplicada, atingindo a carga de utilização (LEONHARDT, 1979; MARINHO, 2012). Além disso, é importante que as pontes possuam perfis reto ou com curvatura constante para a aplicação do processo de construção (LEONHARDT, 1979; MARINHO, 2012). Dentre as vantagens ressaltam-se a rapidez de execução, dispensa no uso de escoramentos (com consequente liberação da área abaixo da estrutura) e redução de custos com a possibilidade de reutilização das fôrmas e equipamentos.

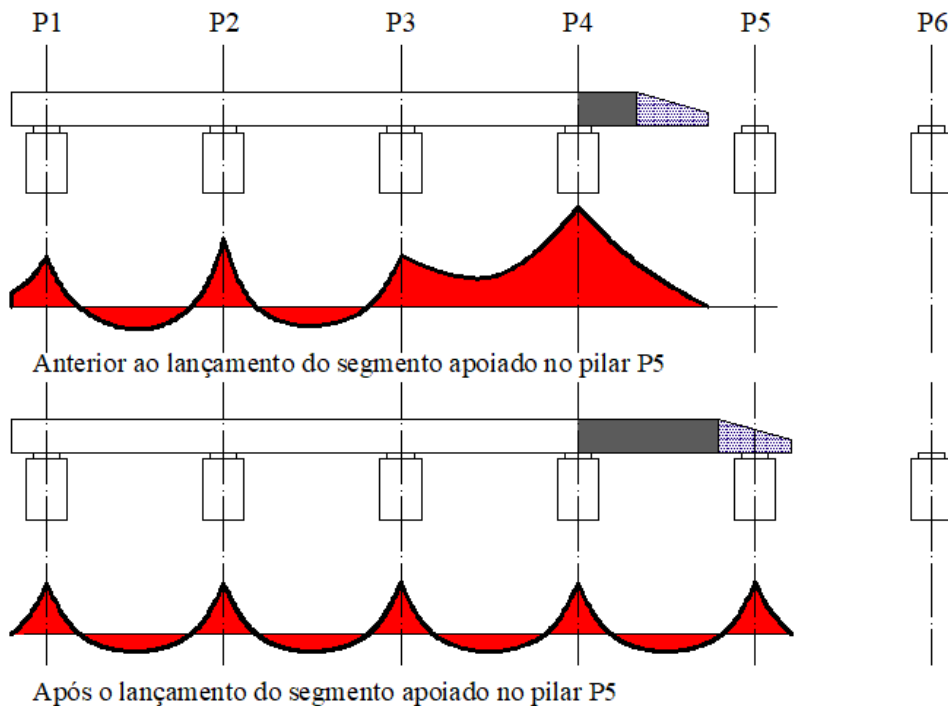


Figura 2-11 – Variação de esforços durante o processo de deslocamentos sucessivos.

2.3.3. Cimbramento Geral

Adequado para locais onde há solo com capacidade resistente considerável e o gabarito da estrutura é mais baixo. São possíveis duas condições de cimbramento, móvel ou fixo (YTZA, 2009).

No método de cimbramento móvel (ou vigas de lançamento), uma viga metálica de alma cheia, ou treliçada, é posicionada sobre os pontos de apoio fixo da estrutura (encontros, pilares e locais onde o tabuleiro já foi finalizado), suportando as fôrmas ou elementos pré-moldados para a

posterior execução do tabuleiro de uma extremidade à outra (FERRAZ, 2001; MARINHO, 2012).

Os sistemas de escoramentos fixos consistem em estruturas temporárias, de madeira ou metálicas (Figura 2-12), que são retiradas após a finalização da concretagem, com possibilidade de reutilização em outras etapas de execução. Alguns cuidados devem ser tomados neste sistema, com vistorias contínuas do uso do escoramento, como destaca Stucchi (1999) por exemplo, verificações de recalques e deformações, tratamento de juntas, cuidados com as atividades de desforma, e condições da fundação do escoramento devem ser controladas.



Figura 2-12 – Sistemas de escoramentos metálicos – Fonte: ULMA.

2.4. EFEITOS DIFERIDOS EM ESTRUTURAS MISTAS

Os efeitos diferidos dos materiais (variação das deformações e tensões ao longo do tempo) são fatores importantes para a obtenção de respostas estruturais mais adequadas, principalmente para as análises em condições de serviço e ao longo de processos construtivos. Basicamente, estes efeitos são decorrentes das deformações tardias devido à fluência do material, e das alterações das propriedades dos materiais com a idade devido ao envelhecimento. Essas deformações são ainda mais importantes quando há longos períodos de construção, nos quais a evolução das etapas construtivas resulta em grandes variações dos padrões de deformações e tensões, como no caso de pontes (MALVEIRO, 2009; SHUSHKEWICH, 1986). Para os elementos de concreto estas mudanças são dependentes das características próprias do material

e do elemento, além das condições ambientais e do método construtivo utilizado (MALVEIRO, 2009).

Buscar compreender a implicação dos efeitos diferidos associado aos conectores e a efetividade da ligação entre laje e viga é relevante. Em função da condição de ligação (rígida ou flexível), níveis distintos de escorregamentos são verificados, e por consequência diferentes valores de forças atuam nas seções (DEZI ET AL., 1998; DEZI ET AL., 1990).

Os estudos realizados, incluindo as considerações de fluência e retração são desenvolvidos a partir de um modelo analítico ou experimental do material. Os modelos são geralmente definidos de acordo com prescrições normativas (ACI-COMMITTEE-209, CEB 1990) e teorias consolidadas por alguns pesquisadores (BAZANT E BAWEJA, 2000; GARDNER E LOCKMAN, 2001). Os tópicos seguintes apresentam conceitos e modelos analíticos necessários para compreender e avaliar os efeitos diferidos de fluência e retração no concreto.

2.4.1. Retração e fluência no concreto

O concreto, por suas características compósitas, apresenta comportamentos particulares. No estado limite último (ELU) e em condições de serviço (ELS), deve-se considerar as diversas características e comportamentos do concreto, ou seja, material frágil, cujas propriedades dependem das condições do meio ambiente, idade de carregamento e maturação. Além disso, se deve levar em conta no problema global, as dimensões, geometria e condições de contorno do problema. Em função disso, as deformações e tensões desenvolvidas dependem da interação entre estes fatores (METHA E MONTEIRO, 2005).

Uma peça de concreto, ainda sem carregamento, por exemplo, devido à exposição ao meio ambiente, já apresenta deformações decorrentes dos efeitos de retração por secagem e contração térmica. Posteriormente, devido à presença de carregamento externo, as deformações são acrescentadas, variando em função do histórico de cargas (METHA E MONTEIRO, 2005).

A determinação das deformações por fluência do material para uma determinada idade t , depende, além do carregamento, das relações entre tensões e deformações representativas do material, como é ilustrado na Figura 2-13 (MINDESS ET AL., 2002).

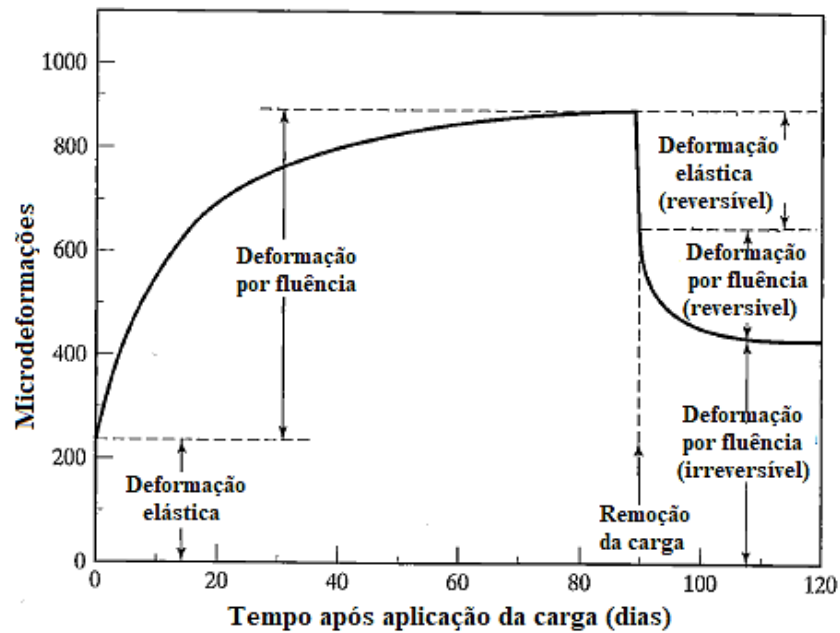


Figura 2-13 –Histórico de deformação por fluência em fibra carregada de forma uniaxial -
Fonte: Adaptado de (MINDESS ET AL., 2002).

Ao decorrer da idade, mantendo a carga constante, passam a contabilizar as deformações crescentes devido aos efeitos da fluência, que didaticamente é dividida em duas parcelas, chamadas de fluência básica e fluência por secagem. A segunda quantidade está relacionada à condição de perda permanente de umidade do concreto durante o período analisado, sob a condição de carregamento aplicado, entretanto como esta separação é pouco empregada o fenômeno é contabilizado apenas na condição de fluência básica (FERRAZ, 2001; METHA E MONTEIRO, 2005).

A idade, composição do concreto, condições de umidade e temperatura, podem aumentar e acelerar as deformações devido à fluência ou mesmo minimizar sua magnitude. Logo após a aplicação de um carregamento, os efeitos da fluência são muito significativos, mas para longos períodos, com o aumento da idade do material, a taxa de crescimento das deformações por fluência é menor (GILBERT, 1988; MINDESS ET AL., 2002).

Segundo Gilbert (1988) as deformações por fluência estão correlacionadas com o valor de carga aplicada, como se destaca a Figura 2-14. Para carregamentos equivalentes até aproximadamente 40% do valor de resistência à compressão, considera-se que a resposta por fluência é proporcional ao valor da carga, comportando linearmente, e já para níveis de cargas superiores, a resposta do fenômeno passa a apresentar um comportamento não linear.

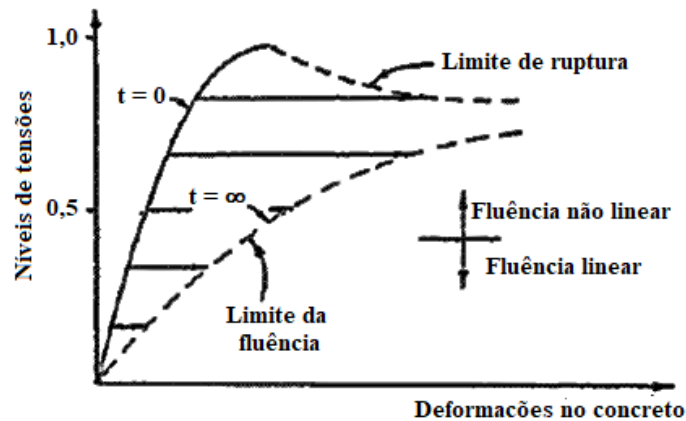


Figura 2-14 – Influência da intensidade do carregamento sobre as deformações – Fonte: Adaptado de Gilbert (1988).

Os efeitos da retração por secagem são mais expressivos nas idades iniciais do concreto, quando ocorrem as variações da quantidade de água de dosagem e as reações químicas exotérmicas, representativos das fases de cura e endurecimento do concreto. Por exemplo, estando um elemento de concreto sem qualquer condição de restrição, exposto a um ambiente de umidade baixa, o fenômeno da retração tende a aumentar durante o tempo, como se ilustra na Figura 2-15. Já em condições de restrição, tensões de tração podem surgir nas peças, podendo provocar fissuração nas primeiras idades (METHA E MONTEIRO, 2005; MINDESS ET AL., 2002).

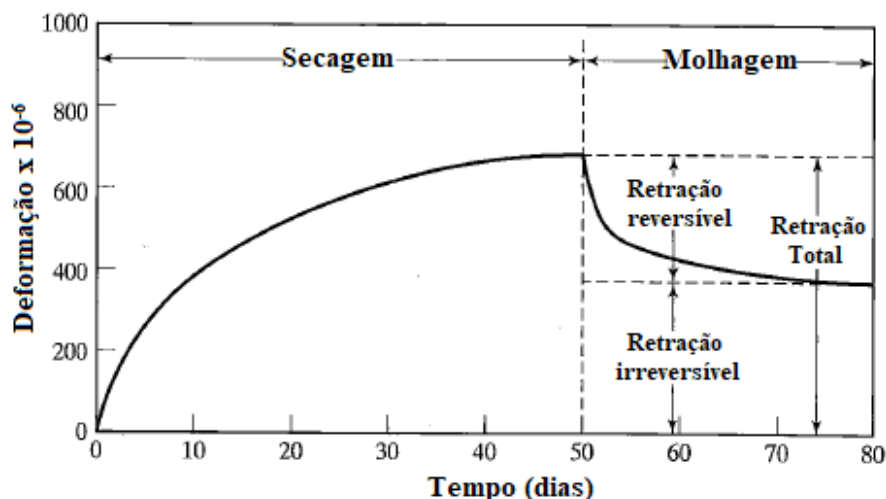


Figura 2-15 – Comportamento do concreto sob condições de molhagem e secagem – Fonte: Adaptado de Mindess et al., (2002).

Em uma eventual condição de descarga, há uma reversibilidade parcial das deformações contabilizadas no concreto. Assumindo, por exemplo, que houve molhagem da peça, há também

recuperação de uma parcela de deformação por retração, como indicado na Figura 2-15. Por outro lado, a fluência também possui uma parcela reversível, que se recupera de forma mais rápida no processo de deformação (METHA E MONTEIRO, 2005; MINDESS ET AL., 2002).

2.4.2. Modelos empregados para análise da fluência no concreto

2.4.2.1. Modelos para avaliação da fluência linear

Os modelos comumente empregados para a determinação da fluência linear, admitida neste trabalho por questões de simplificação, são os modelos teóricos B3 (BAZANT E BAWEJA, 2000), GL2000 (GARDNER E LOCKMAN, 2001) e também os modelos apresentados nas prescrições normativas, com destaque para o ACI-209 (ACI-COMMITTEE-209, 2008), CEB MC90 (CEB, 1993), CEB MC99 (CEB, 1999) e FIB 2010 (CEB, 2013).

Tabela 2-1 – Limites de validade para os modelos.

Parâmetro	ACI 209	CEB MC90	CEB MC99	FIB 2010	B3	GL2000
Resistência à compressão f_{cm28} (MPa).	-	20 a 90	15 a 120	12 a 130	17 a 70	16 a 82
Umidade relativa RH (%).	40 a 100	40 a 100	40 a 100	40 a 100	40 a 100	20 a 100
Tipo do cimento	I ou III (R ou RS)	I, II ou III (R, SL ou RS)	I, II ou III (R, SL ou RS)	I, II ou III (R, SL ou RS)	I, II ou III (R, SL ou RS)	I, II ou III (R, SL ou RS)
Tempo de cura úmida t_c (dias).	≥ 1	< 14	< 14	< 14	≥ 1	≥ 1
Tempo de cura à vapor t_c (dias).	1 a 3	-	-	-	-	-
Temperatura (°C)	-	5 a 30	10 a 30	5 a 30	-	-
Consumo de cimento (kg/m³)	279 a 446	-	-	-	160 a 720	-
Relação agregado/cimento	-	-	-	-	2,5 a 13,5	-
Relação água/cimento	0,35 a 0,85	-	-	-	-	0,40 a 0,60

Estes modelos foram desenvolvidos considerando concretos com classes de resistência convencionais e apresentam diferentes parâmetros que devem ser fornecidos para o cálculo dos

coeficientes e da função de fluência a ser empregada. Os limites e valores padrão destes parâmetros são apresentados na Tabela 2 1.

2.4.2.2. Modelos para avaliação da fluência não linear

Sob carregamentos permanentes muito elevados, o concreto se comporta sob os efeitos da denominada fluência não linear e pode sofrer alguns tipos de danos. Os modelos empregados para avaliação deste nível de fluência são classificados em três grupos: modelos baseados no desenvolvimento do dano, modelos baseados na mecânica da fratura e modelos baseados na abordagem micromecânica do envelhecimento do material (MA, 2021) diferente da clássica Teoria da Solidificação de Bazant e Prasannan (1989a , 1989b).

Tasevski et al. (2019) apresentam um modelo com base na teoria de desenvolvimento do dano no qual a deformação total do concreto é composta por uma parcela da deformação instantânea, uma parcela decorrente da retração e por fim uma parcela subdividida em fluência primária, secundária e terciária. A fluência primária refere-se à deformação linear por fluência, na segunda parcela, característica do início do dano, é contabilizada deformação da fluência não linear associada diretamente com um parâmetro característico do modelo (ver Tasevski et al. (2019)). Por fim, na fluência terciária a deformação considera a fissuração do material e condição do dano desenvolvida anteriormente à falha.

Di Luzio (2009) descreve o comportamento do concreto a partir da associação de um modelo viscoelástico equivalente ao modelo de cadeias de Maxwell com uma modificação do modelo de microplano M4 (DI LUZIO, 2007). Uma função específica, descritiva do microplano, é utilizada para obter as tensões atuantes em um ponto fraturado. As parcelas de deformação, descrita em taxas, são compostas por uma parcela viscoelástica e uma parcela de deformação da plástica do material fraturado, além das deformações por retração e temperatura.

Di Luzio e Cusatis (2013) propõem um modelo baseado na abordagem micromecânica, mais especificamente ao modelo de Bažant e Di Luzio (2004) que determina as deformações por uma formulação por taxas. A abordagem reúne conceitos do modelo de microplano e a teoria da solidificação-microtensão, separando a deformação total do concreto em parcelas relacionadas à fluência, retração, temperatura e fissuração. A deformação por fluência é ainda subdividida em parcela descrita pelo modelo de microplano associada ao dano e fissuração que dependem da temperatura, humidade e envelhecimento do material. A outra parcela da deformação por

fluência é descrita pela teoria da solidificação-microtensão que é associada ao comportamento viscoelástico do concreto e envelhecimento do material.

2.4.3. Características e conceitos específicos da retração

A retração caracteriza-se basicamente pela redução das dimensões dos elementos de concreto, ao longo do tempo, independente da aplicação de carregamento, durante o período de endurecimento da pasta (FERRAZ, 2001; KIM, 2014; MALVEIRO, 2009). A retração pode ser classificada em plástica, química, térmica, hidráulica e por carbonatação. A retração plástica ocorre após o lançamento do concreto quando inicia a evaporação da água presente na superfície livre da peça (FERRAZ, 2001).

Os efeitos da retração química são decorrentes da redução inicial do volume da peça durante as reações de hidratação da mistura seguido do aumento volumétrico aparente em função da pasta já endurecida. No caso específico da retração por carbonatação, há formação de carbonato de cálcio, a partir do hidróxido de cálcio e dióxido de carbono, cujas características provam a expansão das camadas de concreto. Já o processo de retração térmica associa-se às variações de temperatura pelas quais estarão submetidas as peças de concreto, incluindo as amplitudes térmicas do ambiente bem como devido às reações exotérmicas de hidratação do cimento, criando gradientes térmicos ao longo da espessura dos elementos (FERRAZ, 2001).

Ferraz (2001) distingue a contribuição hidráulica em retração autógena (hidratação) e retração por secagem. A primeira relaciona-se diretamente com a água advinda da relação água/cimento (fator a/c) empregado na mistura, e ocorre sem influência de trocas de umidade com o ambiente. Destaca-se que esta contribuição -para retração- pode ser significativa mesmo após o 28º dia, tempo considerado suficiente para finalização das reações de hidratação, principalmente quando há contribuição de outras condições para a intensificação do fenômeno. Por sua vez, a retração por secagem está relacionada às perdas de água para o ambiente, criando um gradiente hídrico entre o meio e a estrutura, estando isto, relacionado diretamente com a espessura do concreto.

As parcelas mais importantes do fenômeno constituem a retração autógena, retração por secagem e a retração térmica, estando estas incluídas nos modelos de análise dos efeitos de retração do concreto. Destaca-se que a utilização destes modelos condiciona a admitir que a estrutura está sob condições climáticas constantes e livres para deformação. Além disso, cabe

salientar que é importante a presença de armaduras nos elementos de concreto, uma vez que nesta condição há restrição às deformações por retração, resultando em uma redistribuição de esforços na peça e diminuição da fissuração (FERRAZ, 2001; MALVEIRO, 2009).

2.4.4. Efeitos diferidos nos conectores de cisalhamento

Alguns estudos mostram que os efeitos de retração e fluência, podem também ser representativos para os conectores de cisalhamento, sobretudo nos casos de interação incompleta entre os componentes (AL-DEEN TE AL. 2011; BERTAGNOLI ET AL., 2017). Nos modelos em geral, admite-se que a ligação viga-laje mantém-se inalterada até a introdução de um carregamento, o que não necessariamente é verdade, uma vez que, em idades iniciais o concreto passa por um série de reações químicas durante o período de cura, que podem influenciar o comportamento dos conetores, além também da existência de uma retração do concreto em idade iniciais (BERTAGNOLI ET AL., 2017).

Bertagnoli et al. (2017) apresentaram uma formulação simplificada para a determinação de uma parcela de deformação axial na laje de concreto, ao longo do tempo, considerando a variação da ligação viga-laje desde as idades iniciais do concreto. Os autores determinam esta formulação a partir da clássica equação de Newmark (NEWMARK ET AL., 1951) definida para os conectores em vigas mistas com interação parcial, passando a considerar deformação diferida (fluência, retração e por temperatura) e a variação da rigidez dos conectores a partir da evolução das propriedades do concreto.

Em Al-Deen et al. (2011) a influência dos efeitos diferidos sobre a ligação é apresentada experimentalmente e é posteriormente verificada em um modelo numérico. Os autores empregaram uma formulação simplificada para a descrição do modelo constitutivo dos conectores a partir da alteração da rigidez destes componentes por uma constante de envelhecimento e também por um coeficiente de fluência característico para os conectores, porém definido a partir do coeficiente de fluência do concreto. Os autores destacam que a abordagem é adequada para aplicações de projetos e modelos mais refinados devem ser aplicados.

Embora reconhecendo a importância da consideração dos efeitos diferidos também para os conectores de cisalhamento, como ressaltado na literatura, o modelo numérico empregado neste trabalho ainda não possui esta potencialidade. Em função do objetivo principal desta pesquisa

ser a avaliação do faseamento construtivo, que envolve metodologias complexas e mais aderentes ao escopo do trabalho, os efeitos diferidos sobre os conectores não foram abordados.

3. MODELO NUMÉRICO

O modelo empregado nesta pesquisa pertence à linha de desenvolvimento do código computacional de elementos finitos VIMIS iniciado no trabalho de Tamayo (2011), com posterior adaptações e melhorias implementadas por Dias (2013), Moreno (2016), Wayar (2016), Reginato (2017), Franco (2018) e Sánchez (2020). No primeiro trabalho, Tamayo (2011) desenvolveu um código para análise de vigas mistas sob cargas de curta duração, empregando a Teoria da Plasticidade Associada com algoritmo de retorno, com modelos para análise de estruturas convencionais de concreto armado e concreto protendido. A análise de cargas de longa duração, a partir da avaliação dos efeitos dos parâmetros de fluência e retração, foi incorporada com a pesquisa de Dias (2013), que considerou o comportamento viscoelástico do concreto, a partir da Teoria da Solidificação (BAZANT; PRASANNAN, 1989b, 1989a). O amolecimento do concreto também foi incorporado conjuntamente com uma nova opção para a consideração da rigidez dos conectores. A partir deste trabalho, as etapas de pós e pré-processamento passaram a ser realizadas a partir do *software* GiD.

A protensão das estruturas mistas foi estudada e incluída ao código, inicialmente, pelos trabalhos de Moreno (2016) e Wayar (2016). A primeira pesquisa teve por objetivo a análise de estruturas com protensão interna aderente na laje de concreto, considerando os cabos como elementos discretos. Wayar (2016) implementou a protensão externa aplicada à viga de aço. Reginato (2017) incorporou ao código a análise da largura efetiva de forma a avaliar os efeitos da variação de tensões devido ao *shear lag*. Franco (2018), além de adicionar uma biblioteca que otimizou o código com relação ao armazenamento e processamento, incluiu sub-rotinas para análises de protensão interna na laje com cabos não aderentes e modelo de relaxação da protensão. Sánchez (2020) implementou a formulação para consideração de não linearidade geométrica, considerando os elementos de aço, concreto e cabos de protensão, baseada na abordagem Lagrangeana Total.

Para cada componente estrutural da viga mista é empregado um elemento finito distinto. Para a laje de concreto é utilizado um elemento de casca degenerada quadrilátero com oito nós. Para a viga de aço é empregado um elemento de casca plana de quatro nós. Já os conectores de cisalhamento são representados com elementos de barras tridimensionais. Os cabos, no caso de protensão interna, são inseridos na laje como elemento discretos, composto de segmentos associados ao elemento de concreto que o atravessa. Três nós definem a geometria de cada

segmento e com suas coordenadas é definida a localização deste. No caso de protensão externa, o cabo pode ser representado por elementos com dois nós, de catenária e de treliça para simular sua geometria.

A Figura 3-1 ilustra a montagem de uma viga mista, sem protensão, para viga e laje ligadas a partir de dois elementos de conectores de cisalhamento.

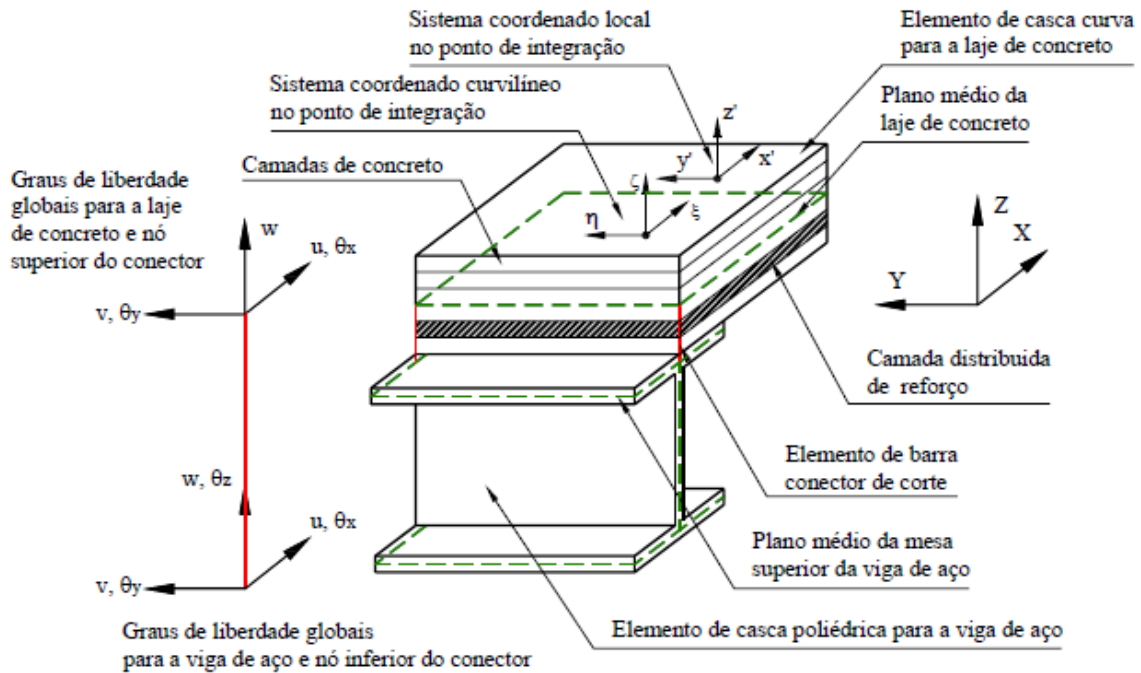


Figura 3-1 – Montagem do modelo para elemento de viga mista - Fonte: Tamayo et al. (2011).

Os itens a seguir apresentam descrições sucintas sobre os modelos constitutivos empregados, bem como características específicas dos elementos finitos utilizados. Informações mais detalhadas podem ser encontradas nos trabalhos citados (TAMAYO, 2011; DIAS, 2013; MORENO, 2016; WAYAR, 2016; REGINATO, 2017; FRANCO, 2018; SÁNCHEZ, 2020).

3.1. FORMULAÇÃO DOS ELEMENTO FINITOS

O modelo numérico desenvolvido, empregando o Método dos Elementos Finitos, utiliza para análise de equilíbrio o princípio dos trabalhos virtuais (PTV), montando um sistema de equações não-lineares cuja solução é obtida pelo método Newton-Raphson modificado. A formulação consiste em passos iterativos e incrementais, em tempo e carregamento, avaliando a convergência da solução das equações de equilíbrio a cada incremento de carga.

3.1.1. Laje de concreto

Os componentes de concreto são modelados por um elemento de casca quadrático curvo conforme Figura 3-2(a) composto por oito nós descritos no seu plano médio com cinco graus de liberdade por nó (três translações e duas rotações). O grau de liberdade relacionado com a rotação fora do plano (“*drilling*”) não é considerado na formulação original do elemento. Nesta configuração, é possível a modelagem de componentes com espessuras variáveis a partir da definição das coordenadas nodais de topo e fundo do elemento. Uma particularização deste elemento é empregada e quando o elemento está no plano horizontal, o sistema de coordenadas nodais é coincidente ao sistema de coordenadas global, como ilustrado no nó 5 da Figura 3-2(b).

Destaca-se que o desempenho do elemento é garantido a partir da utilização de uma integração reduzida (2x2) em planta, contornando assim os possíveis problemas numéricos devido ao travamento de corte, além da utilização de um fator de forma que acompanha as tensões cisalhantes fora do plano. O cálculo das componentes de tensões é realizado por camadas, utilizando a integração retangular, nos pontos da superfície média dos elementos. Admite-se que as tensões são constantes ao longo da espessura da camada.

A armadura de protensão é disposta no interior da laje, representada por cabos incorporados ao elemento finito associado ao concreto, cujo traçado é determinado pelos elementos de concreto atravessados pelo cabo, como ilustra a Figura 3-2(c). A geometria de um segmento de cabo é definida em termos de coordenadas globais de três nós (ver Figura 3-2.b) e a partir das mesmas podem ser obtidas as contribuições de rigidez, força interna, tensões e deformações produzidas sobre o elemento de concreto. A matriz de deformação-deslocamento, usualmente empregada em Elementos Finitos, foi definida de forma a relacionar, apenas, a deformação uniaxial do cabo com os graus de liberdade do elemento de casca em que se encontra inserido. A matriz de rigidez é obtida de forma a incorporá-la na matriz do elemento de concreto. Ressalta-se que para o caso de cabos considerados não aderentes, o modelo possui a possibilidade de considerar, ou não, a contribuição de rigidez destes elementos na matriz dos elementos de concreto, sendo que a construção da matriz segue o mesmo procedimento do caso de cabos aderentes.

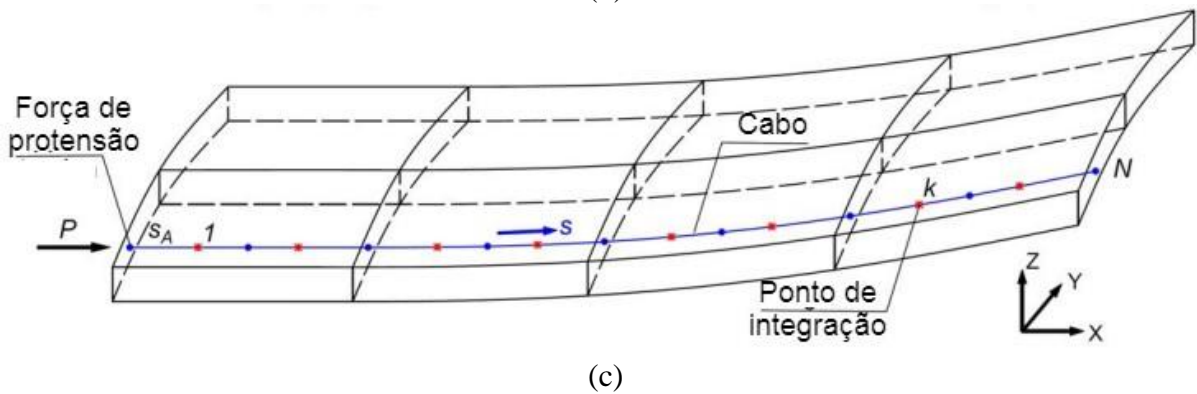
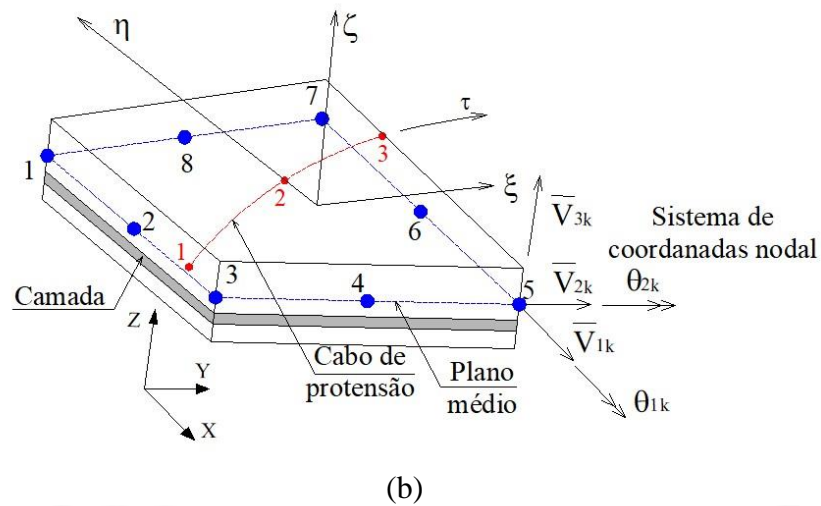
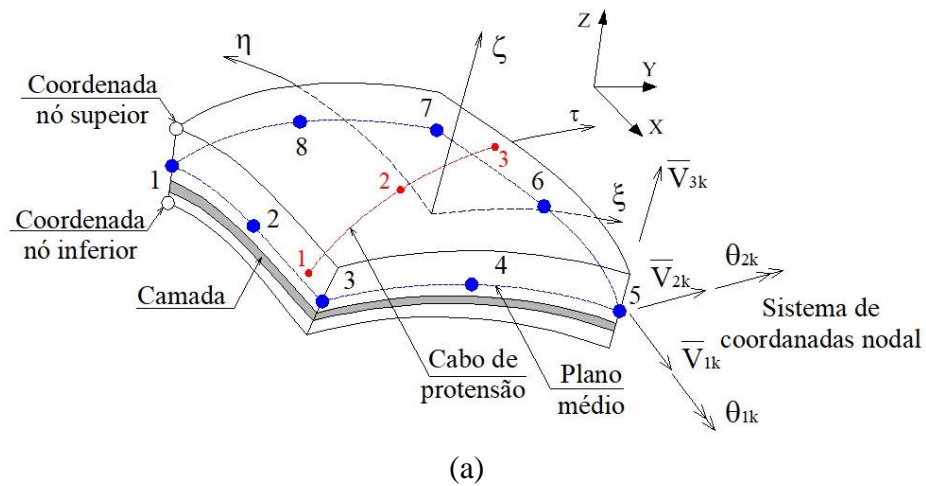


Figura 3-2 – Elemento de casca degenerado.

Com relação às perdas por relaxação, o modelo considera a variação no tempo da tensão do cabo por meio da utilização de uma expressão apresentada por Póvoas (1991), idealizada a partir de ensaios experimentais. Estas perdas são decorrentes das características do material que constitui o aço, entretanto perdas adicionais também ocorrem devido à fluência e retração do

concreto. O modelo também apresenta a capacidade de modelar cabos de protensão externa através de elementos curvos tipo catenária.

3.1.2. Perfil de aço

Os componentes estruturais de aço são modelados por um elemento de casca plana, resultante de uma combinação do elemento de placa proposto por Batoz e Tahar (1982) associado a um elemento de membrana apresentado por Ibrahimbegovic et al. (1990) ambos ilustrados na Figura 3-3. O elemento de placa empregado possui três graus de liberdade em cada nó, sendo eles uma translação normal ao plano xy e as duas rotações nas direções x e y . O elemento de membrana contribui com duas translações nas direções x e y e uma rotação em relação ao eixo z .

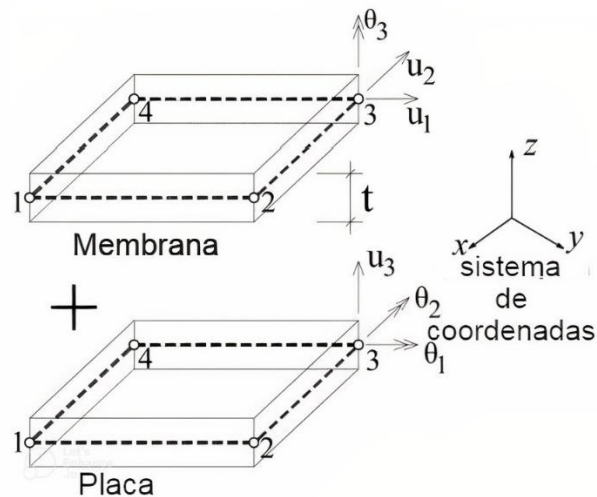


Figura 3-3 – Elementos associados empregados na simulação da estrutura de aço.

Além da definição das matrizes de rigidez de cada elemento, é necessária a definição de uma matriz de acoplamento que é responsável por acoplar as deformações de membrana e flexão, característicos de materiais laminados. Para obter esta matriz é realizada a integração de Gauss-Legendre considerando 3x3 pontos de integração sobre a área do elemento. Entretanto cinco pontos de integração são utilizados ao longo da espessura.

3.1.3. Elementos de ligação

O modelo emprega elementos tipo pino (*stud-bolt*) para modelar a ligação de cisalhamento entre o perfil de aço e a laje de concreto. Estes componentes são modelados por meio de elementos

tridimensionais de barra, ilustrados na Figura 3-4, para o qual o comprimento é definido como a distância entre o eixo médio da mesa superior do perfil e o eixo médio da laje de concreto, aproximando-se do comprimento real do conector. Destaca-se que os elementos representativos dos conectores devem localizar-se obrigatoriamente com os nós coincidentes aos componentes de aço e concreto.

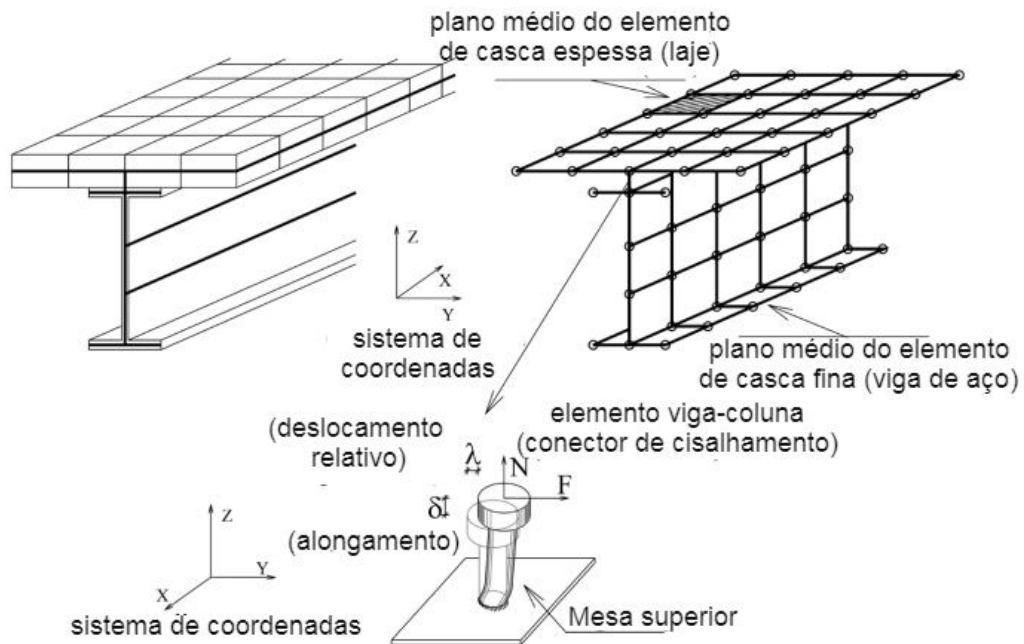


Figura 3-4 – Elemento tridimensional barra viga-coluna. Modelagem dos conectores.

A efetividade dos conectores é garantida pela compatibilidade de rotações entre perfil e laje de concreto, por meio da transferência de esforços cisalhantes, sendo que para este último é necessário o conhecimento da rigidez lateral a partir de curvas experimentais que relacionam a força cisalhante no conector com o deslizamento relativo na interface laje-perfil. A compatibilidade requerida é obtida pela utilização de termos numéricos elevados nas posições de flexão da matriz de rigidez do conector. Para também garantir que não ocorra uma separação vertical (*uplift*) dos elementos, os valores de rigidez axial elevados são empregados usualmente.

3.2. MODELOS CONSTITUTIVOS

Os modelos constitutivos representam as relações entre tempo, tensões e deformações relacionados aos materiais que compõem um determinado sistema estrutural. No caso de

estruturas mistas, laje de concreto, perfil metálico e conectores de corte são associados para trabalhar como um elemento único, mas cada material e elemento possuem características constitutivas distintas que precisam ser consideradas, principalmente em análises com elementos finitos.

As características heterogêneas do concreto, dependente da pasta e agregados, e de seu comportamento diferente em condições de tração e compressão, além da dependência com relação aos efeitos do tempo e envelhecimento tornam as análises mais complexas. Por outro lado, o aço estrutural e de reforço (cabo de protensão e vergalhões) já apresentam um comportamento bem mais homogêneo. Dada algumas particularidades inerentes do modelo do concreto sob os efeitos do tempo, bem como o seu comportamento sob carregamentos de serviço e carregamentos associados ao colapso, os modelos são descritos separadamente para cargas de curta duração e cargas de longa duração.

3.2.1. Modelo para curta duração

3.2.1.1. Concreto: Modelo elastoplástico

O concreto é modelado a partir da Teoria da Plasticidade Associada usando um critério de plastificação do tipo Drucker-Prager, com o qual é possível representar, de maneira eficiente, o endurecimento não linear do material até níveis de tensões elevadas (PÓVOAS, 1991). Devido ao comportamento distinto do material para tração, o modelo elastoplástico em compressão é associado ao modelo elástico linear para o concreto em tração. Adicionalmente, quando o concreto atinge sua máxima resistência à tração, se considera que o mesmo se comporta como um material ortótropo cujos eixos coincidem com as direções das fissuras.

Cabe ressaltar que o modelo constitutivo desenvolvido neste trabalho corresponde a uma versão aprimorada do modelo existente no código VIMIS. O modelo empregado incorpora integralmente a formulação apresentada por Póvoas (1991), e de maneira geral, destaca-se por considerar de maneira mais realística a redução da capacidade resistente do concreto fissurado em compressão, respeitando o comportamento não linear descrito por leis específicas de tração e compressão. Nesta condição, há uma verificação simultânea das tensões corrigidas no material na sua condição fissurada e plastificada, a partir de um algoritmo iterativo.

3.2.1.1.1. Concreto em compressão

Para condições de compressão, foram definidas leis necessárias ao desenvolvimento do modelo: *lei para a condição de plastificação, lei de fluxo plástico e a lei de endurecimento não linear.* A condição de plastificação é determinada quando o estado de tensões num ponto avaliado atinge a superfície de plastificação inicial, mostrada na Figura 3-5, e para os pontos cujo estado de tensões encontram-se dentro desta superfície, o comportamento é elástico linear. À medida que o carregamento é incrementado, as trajetórias dos estados de tensões modificam-se e a superfície de plastificação atual pode atingir a superfície de falha, que estabelece a transição entre o comportamento com endurecimento não linear e o comportamento elastoplástico perfeito. Por outro lado, o esmagamento do material é definido baseado em um critério de deformações, o qual ocorre quando a deformação última equivalente associada a um estado de deformação é superior à deformação máxima permitida do material.

As duas superfícies de plastificação, inicial e limite, são expressas por uma função $f(\underline{\sigma})$ que é dependente do primeiro invariante do tensor de tensões I_1 e do segundo invariante do tensor de tensões desviadoras J_2 . Esta função, representativa de uma variação do critério original de plastificação de Drucker-Prager associado ao critério de Rankine, é apresentada na equação (3.1), com as devidas substituições de parâmetros após ajuste com dados experimentais. Destaca-se que o elemento de casca empregado desconsidera as tensões normais σ_z ao plano médio do elemento.

$$f(\underline{\sigma}) = \left\{ 1,355 \cdot \left[\left(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y \right) + 3 \cdot \left(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 \right) \right] + 0,355 \cdot \bar{\sigma} \cdot \left(\sigma_x + \sigma_y \right) \right\}^{1/2} = \bar{\sigma} \quad (3.1)$$

Sendo que, $\underline{\sigma} = \{ \sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz} \}$ são as componentes do tensor de tensões no estado de tensão atual em relação ao sistema local do elemento, que para o caso de lajes horizontais coincide com sistema cartesiano global, e $\bar{\sigma}$ é a tensão efetiva que deve acompanhar o desenvolvimento da tensão de compressão de um ensaio uniaxial.

A notação de Voigt é empregada neste trabalho. Assim, a nomenclatura empregada determina como vetores as variáveis colocadas entre parênteses e matrizes as variáveis colocadas entre colchetes.

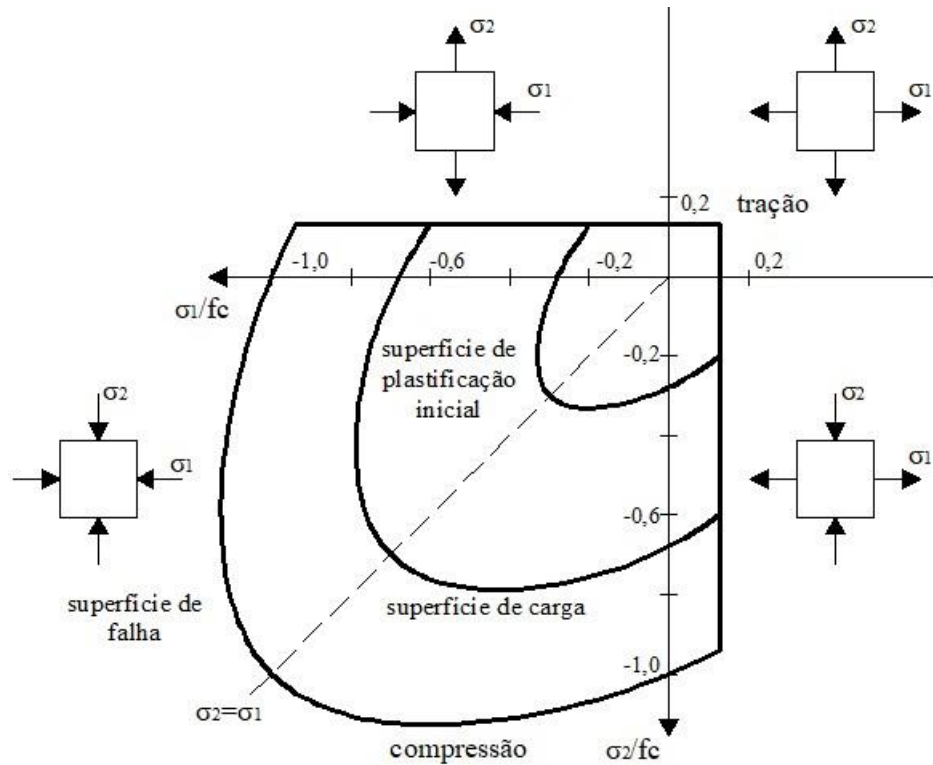


Figura 3-5 – Desenvolvimento da superfície de plastificação. Plano de tensões.

A lei de fluxo plástico determina os incrementos de deformação plástica $\{d\varepsilon\}^p$ calculados a partir das componentes do tensor de tensões. Na equação (3.2), $d\lambda$ é uma constante de proporcionalidade, que define a magnitude dos incrementos de deformação, e $\partial f(\underline{\sigma})/\partial \underline{\sigma}$ é o gradiente do tensor de tensões que define a direção dos incrementos, que neste modelo, serão sempre perpendiculares à superfície de plastificação.

$$\{d\varepsilon\}^p = d\lambda \cdot \frac{\partial f(\underline{\sigma})}{\partial \underline{\sigma}} = d\lambda \cdot \{a\} \quad (3.2)$$

Nesta condição, considera-se explicitamente que a função potencial plástico coincide com a função que define a superfície de plastificação, ou seja, trabalha-se com uma lei do tipo associada. Cabe destacar que a utilização desta abordagem não é capaz de modelar rigorosamente a variação volumétrica do concreto, uma vez que o coeficiente de dilatância ψ utilizado é admitido com o mesmo valor do ângulo de atrito φ .

Experimentos mostram que o valor do ângulo ψ para o concreto é inferior ao ângulo φ e estaria no intervalo de 0° e 20° (VERMEER, 1998) entretanto, algumas pesquisas mostram que no caso de estruturas civis, como lajes e vigas, a utilização de ângulos no intervalo entre 30° e

45° (SÜMER E AKTAŞ, 2015; WOSATKO ET AL., 2019) em simulações numéricas, que são próximos aos valores empregado para o ângulo de atrito, apresentam resultados satisfatórios e, portanto, são admissíveis para os propósito das avaliações deste trabalho. Além disso, há vantagens computacionais em se trabalhar com uma lei associativa, uma vez que, nesta condição trabalha-se com uma matriz constitutiva elastoplástica simétrica.

A partir da derivação da função de potencial plástico, obtêm-se as relações das componentes que definem o vetor fluxo plástico $\{a\}$, indicadas nas equações (3.3) e (3.4).

$$\{a\}^T = \left(\frac{\partial f(\underline{\sigma})}{\partial \underline{\sigma}} \right)^T = \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_x} \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma_y} \quad \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} \quad \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} \quad \frac{\partial f}{\partial \tau_{yz}} \right) \quad (3.3)$$

Com,

$$\begin{aligned} a_x &= c + \left[2(c^2 + \beta)\sigma_x + (2c^2 - \beta)\sigma_y \right] / \chi \\ a_y &= c + \left[2(c^2 + \beta)\sigma_y + (2c^2 - \beta)\sigma_x \right] / \chi \\ a_{xy} &= 6\beta\tau_{xy} / \chi \\ a_{xz} &= 6\beta\tau_{xz} / \chi \\ a_{yz} &= 6\beta\tau_{yz} / \chi \end{aligned} \quad (3.4)$$

Sendo, $c = 0,1775$, $\beta = 1,355$ e χ é definido da seguinte maneira:

$$\chi = 2 \left[(c^2 + \beta)(\sigma_x^2 + \sigma_y^2) + (2c^2 - \beta)\sigma_x\sigma_y + 3\beta(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) \right]^{1/2} \quad (3.5)$$

O multiplicador plástico $d\lambda$ é obtido a partir da equação de consistência, entretanto a consideração da soma entre a parcela de deformação plástica e elástica permite obter a matriz constitutiva elastoplástica como segue:

$$[D]_{ep} = [D] - \frac{[D]\{a\}\{a\}^T[D]}{h + \{a\}^T[D]\{a\}} \quad (3.6)$$

Em que $[D]$ é a matriz elástica do material e h é um escalar a ser determinado posteriormente. A expansão contínua da superfície de carga está condicionada a lei de endurecimento do material, segundo a evolução do parâmetro de endurecimento w . Para o presente modelo

constitutivo, o endurecimento do concreto é isotrópico e as superfícies evoluem de acordo com a equação (3.7) obtida a partir da equação (3.1).

$$F(\underline{\sigma}, k) = f(\underline{\sigma}) - \sigma_Y(w) = 0 \quad (3.7)$$

Nesta expressão, a tensão de plastificação associada ao endurecimento $\sigma_Y(w)$ é obtida a partir da relação entre tensão efetiva $\bar{\sigma}$ e deformação plástica equivalente $\bar{\varepsilon}_p$, que definem o comportamento uniaxial do material como indicado em (3.8) (PÓVOAS, 1991).

$$\sigma_Y(w) = \bar{\sigma} = H(\bar{\varepsilon}_p) \quad (3.8)$$

Duas aproximações são comumente empregadas para a determinação do parâmetro de endurecimento, sendo a primeira uma equivalência direta entre o parâmetro de endurecimento e a deformação plástica efetiva, e a segunda a utiliza do conceito de trabalho plástico para a obtenção do parâmetro w (PÓVOAS, 1991).

Considerando a primeira abordagem, apresentada na equação (3.9), e rescrita em (3.10) com auxílio das equações (3.2) e (3.4), a deformação plástica efetiva é determinada em função dos incrementos de deformação plástica e de uma constante C obtida a partir de ensaios experimentais, e igual a $\sqrt{2/3}$ na falta de dados (CHEN, 1982; OWEN E HINTON, 1980).

$$dw = d\bar{\varepsilon}_p = C(d\varepsilon_{ij}^p \cdot d\varepsilon_{ij}^p)^{1/2} \quad (3.9)$$

$$d\bar{\varepsilon}_p = d\lambda \cdot (C^2 \cdot a_{ij} \cdot a_{ij})^{1/2} \quad (3.10)$$

Alternativamente, na aproximação a partir do trabalho plástico, o parâmetro de endurecimento é dado pela equação (3.11), e a deformação plástica efetiva pela a equação (3.12), obtida considerando as relações (3.2) e (3.4).

$$dw = dW_p = \{\sigma\}^T \{d\varepsilon\}^p = \sigma_Y(w) \cdot d\bar{\varepsilon}_p \quad (3.11)$$

$$d\bar{\varepsilon}_p = d\lambda \cdot \frac{\{a\}^T \{\sigma\}}{\sigma_Y(w)} = d\lambda \quad (3.12)$$

A equação (3.12) é reduzida em $d\bar{\varepsilon}_p = d\lambda$, utilizando o teorema Euler para funções homogêneas (OWEN E HINTON, 1980).

Em função da aproximação adotada, o valor do escalar h apresenta distintas relações, já que o mesmo expressa a influência do tipo de endurecimento no cálculo do multiplicador plástico, e por consequência também na determinação da matriz constitutiva elastoplástica, como indicado em (3.6). Dado que o modelo apresentado emprega o endurecimento isotrópico, o escalar h pode ser avaliado a partir da equação (3.13), rescrita em (3.14) utilizando a expressão (3.7) (CHEN, 1982; OWEN E HINTON, 1980).

$$h = -\frac{1}{d\lambda} \left(\frac{\partial F}{\partial w} dw \right) \quad (3.13)$$

$$h = \frac{1}{d\lambda} \left(\frac{d\sigma_Y}{dw} dw \right) \quad (3.14)$$

Considerando a deformação plástica efetiva aproximada ao parâmetro de endurecimento w , obtém-se a equação (3.15) para o valor de h .

$$h = \frac{d\sigma_Y}{d\varepsilon_p} \cdot (C^2 \cdot a_{ij} \cdot a_{ij})^{1/2} \quad (3.15)$$

De maneira análoga, considerando a aproximação a partir do trabalho plástico, o valor de h pode ser calculado a partir da equação (3.16).

$$h = \frac{1}{d\lambda} \left(\frac{d\sigma_Y}{d\varepsilon_p} \frac{1}{\sigma_Y} \sigma_Y d\lambda \right) = \frac{d\sigma_Y}{d\varepsilon_p} \quad (3.16)$$

Definidas as possibilidades de aproximações contempladas pelo modelo empregado para a obtenção da deformação plástica equivalente, resta apresentar como é obtido o módulo de endurecimento. A formulação indicada na equação (3.8) explicita a relação entre tensão efetiva e deformação efetiva sobre a qual é baseada a lei do endurecimento, e é obtida a partir da extrapolação de uma curva uniaxial para o estado multiaxial (PÓVOAS E FIGUEIRAS, 1987).

O módulo de endurecimento empregado para o cálculo do parâmetro h , apresentado anteriormente, é obtido a partir da equação uniaxial (ver Figura 3-6) como definida na (3.17):

$$\frac{d\bar{\sigma}_y}{d\bar{\varepsilon}_p} = H'(\bar{\varepsilon}_p) = E_c \left\{ 1 + \frac{\varepsilon_0}{\gamma \left[(\varepsilon_0^2/\gamma) + (\varepsilon_0^2/\gamma^2) - (2\varepsilon_0\bar{\varepsilon}_p/\gamma) \right]^{1/2}} \right\} \quad (3.17)$$

Sendo que, E_c é o módulo de elasticidade do material, ε_0 é a deformação uniaxial associada a tensão máxima e γ é um parâmetro dependente de α_0 . Neste modelo admite-se $\alpha_0 = 0,3$, o valor de γ é igual a -0,969.

A fratura do material é determinada a partir do critério de esmagamento, apresentado na equação (3.18) que é escrito em relação ao primeiro invariante do tensor de deformações I'_1 e o segundo invariante do tensor de deformações desviadoras J'_2 . A deformação última ε_{cu} caracteriza a perda de rigidez e resistência do material, sendo λ um parâmetro de redução a ser apresentado no item 3.2.1.1.2.

$$\left[1,355.(3J'_2) + 0,355.\varepsilon_{cu}(I'_1) \right]^{1/2} = \lambda\varepsilon_{cu} \quad (3.18)$$

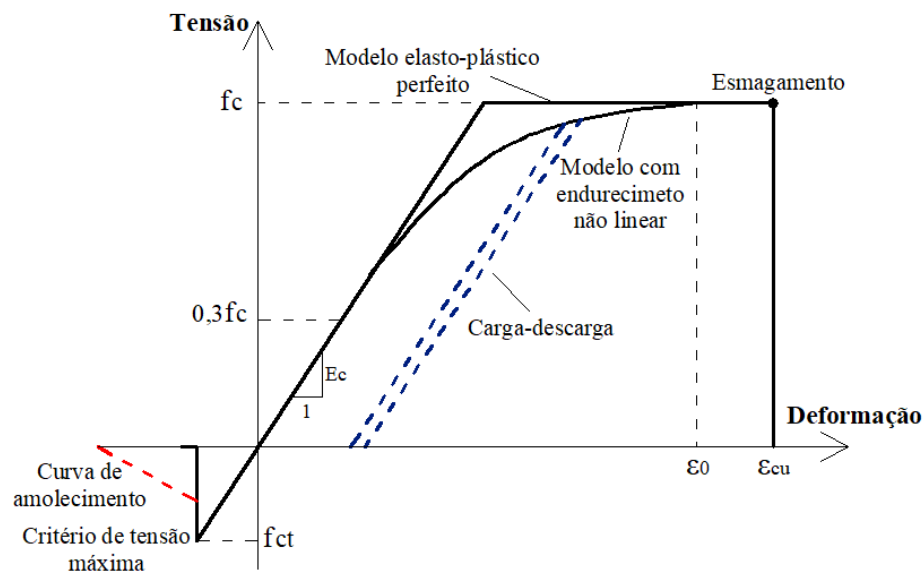


Figura 3-6 – Representação do diagrama tensão-deformação dos modelos do concreto.

3.2.1.1.2. Concreto em tração

O concreto em condição de tração considera um modelo de fissuras distribuídas nas regiões de influência para um ponto representativo do material. A avaliação da fissuração não necessita de alteração da malha de elementos finitos, mas apenas a atualização da relação tensão-deformação

do material. A fissuração ocorre quando a resistência em tração é excedida pela tensão principal máxima instalada, formando uma fissura na direção perpendicular a esta tensão. Nesta condição o concreto é considerado como um material ortótropo cujos eixos são paralelos aos das tensões principais. A Figura 3-7 apresenta as configurações de fissuras admitidas pelo modelo, considerando como máximo duas fissuras ortogonais com direções fixas durante o processo de carregamento.

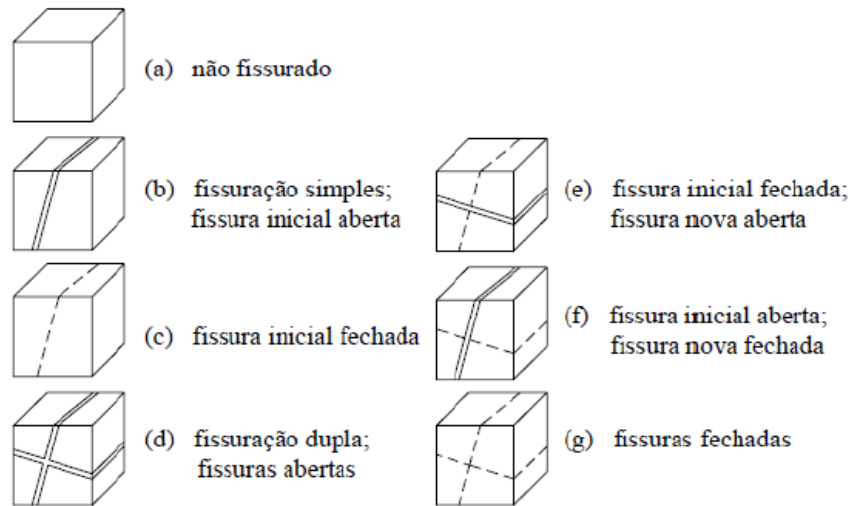


Figura 3-7 – Configurações de fissuração - Fonte: Tamayo (2011).

O modelo admite que o concreto fissurado é ainda capaz de conduzir forças de cisalhamento nos pontos fraturados, este comportamento é influenciado por fenômenos de engrenamento entre as faces das fissuras e devido à presença de armadura de reforço. Cabe ressaltar que esta contribuição está relacionada à largura da fissura que interfere na quantificação da rigidez ao corte atribuída ao material. De forma simplificada, a influência da largura da fissura na redução do módulo de rigidez ao cisalhamento é incorporada a partir do coeficiente de retenção da rigidez ($\beta_{n,(t)}$) definido nos planos das fissuras e aplicado ao módulo de elasticidade transversal.

$$\beta_{n,(t)} = \rho \left(1 - \frac{\varepsilon_{n,(t)}}{\varepsilon_{sr}} \right) \quad (3.19)$$

Na equação (3.19) o valor de $\varepsilon_{n,(t)}$ é definido como a deformação de tração normal ao plano da fissura, verificada ao longo do processo de evolução da fissuração, ρ é considerado 0,25 para modelos com fissuras simples e 0,125 para modelos com fissuras duplas e para ε_{sr} é adotado o

valor de 0,0045. Esta equação é válida para valores de deformações $\varepsilon_{n,(t)}$ inferiores a ε_{sr} , caso contrário, o valor de $\beta_{n,(t)}$ é considerado como zero. No caso em que as fissuras apresentam fechamento total, o módulo de elasticidade transversal é empregado para material em estado íntegro.

O fenômeno da aderência também é considerado na condição de concreto em estado de fissuração, uma vez que é o responsável por permitir que o material ainda resista a tensões mesmo estando fraturado e contribua para a rigidez estrutural. Este comportamento é decorrente do *tension stiffening* (enrijecimento à tração), modelado por meio da relação tensão-deformação normal ao plano da fissura, graficamente ilustrado por meio do diagrama de retenção de tensões, apresentado na Figura 3-8, na qual f_{ct} é a resistência máxima à tração do concreto, E_c é o seu módulo de elasticidade e ε_{ts} é deformação máxima em tração.

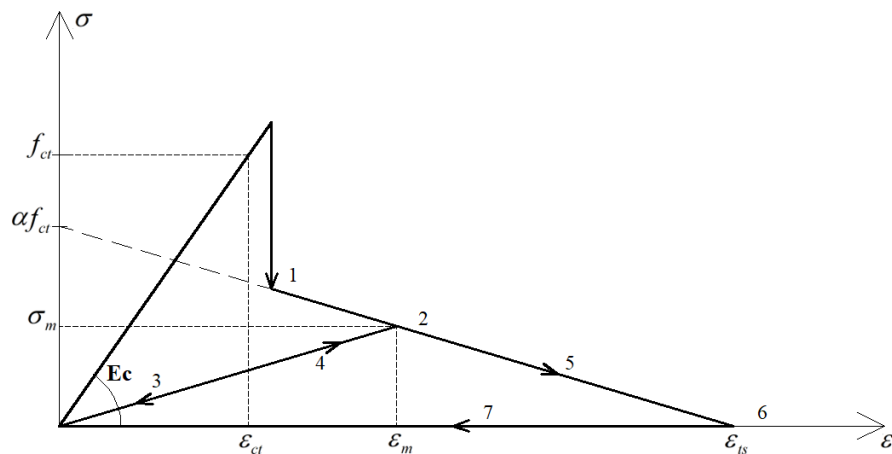


Figura 3-8 – Diagramas de retenção de tensões de tração para concreto fissurado – região onde há mobilização da aderência – Fonte: adaptado Povoas (1991).

No caso de abertura de fissura, trajetos 1,2,5 e 6 do gráfico, é definida a equação (3.20) para cálculo do valor da tensão normal de tração $\sigma_{n,(t)}$, sendo os parâmetros relacionados as características mecânicas e geométricas dos componentes estruturais obtidos a partir de resultados experimentais. Para o presente trabalho este dados são arbitrados entre os intervalos 0,5 e 0,8, para α , e 0,0015 e 0,0025 para ε_{ts} , como indicado por Póvoas (1991).

$$\sigma_{n,(t)} = \alpha f_{ct} \left(1 - \frac{\varepsilon_{n,(t)}}{\varepsilon_{ts}} \right) \quad (3.20)$$

O gráfico da Figura 3-8 é empregado em regiões onde a aderência é mobilizada, ou seja, concreto e armadura atuam conjuntamente. Em regiões onde não há influência da aderência ou em estruturas de concreto simples é empregada a curva bilinear da Figura 3-9, que ilustra um diagrama de tensão-deformação, definido com base no critério energético de propagação da fissuração. Considera-se para esta configuração que o valor de deformação ε_{ts} é definido a partir do valor da energia de fratura G_f e do parâmetro e relacionado à largura da zona de fissuração, região para a qual se considera a propagação de fissuras. Este parâmetro é limitado pela relação expressa na Figura 3-9, sendo que para estruturas de concreto simples admite-se um valor entre 200 e 400 mm (PÓVOAS, 1991).

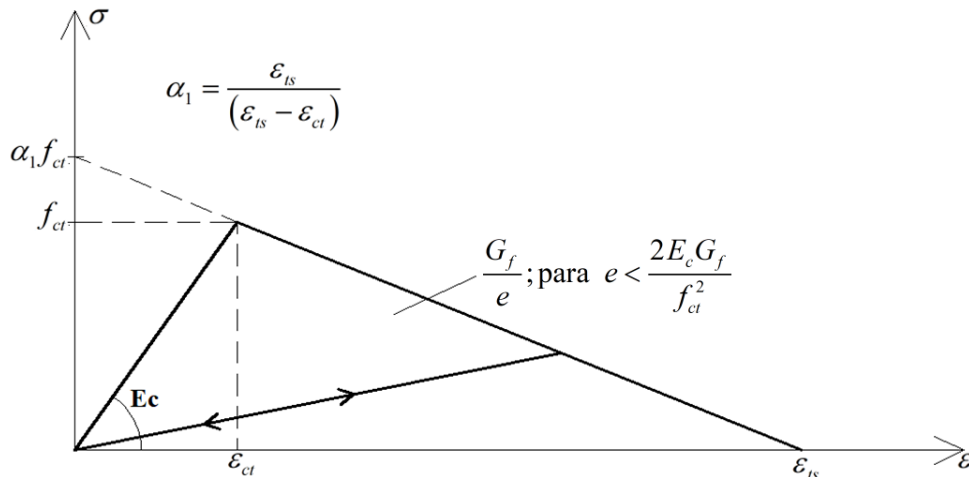


Figura 3-9 – Diagramas de retenção de tensões de tração para concreto fissurado – concreto simples, sem aderência – Fonte: adaptado Póvoas (1991).

Estando o concreto fissurado, é admitida a manutenção de suas propriedades mecânicas na direção paralela ao plano fissurado. Para elevadas solicitações de compressão, aplicadas na direção transversal ao plano da fissura, pode-se avaliar o comportamento do material segundo o modelo não linear descrito anteriormente. Entretanto, admite-se que a capacidade resistente à compressão do concreto sofre uma progressiva deterioração por meio da aplicação do fator λ na lei de endurecimento do material segundo as equações (3.21) e (3.22).

$$\sigma_Y = E_c \left[\left(\lambda \varepsilon_0 + \frac{\lambda \varepsilon_0}{\gamma} - \varepsilon_p \right) + \left(\frac{\lambda^2 \varepsilon_0^2}{\gamma} + \frac{\lambda^2 \varepsilon_0^2}{\gamma^2} - \frac{2\lambda \varepsilon_0 \varepsilon_p}{\gamma} \right)^{1/2} \right] \quad (3.21)$$

$$\lambda = 1 - k \left(\frac{\varepsilon_{n,(t)}}{0,005} \right); \quad 0,35 \leq k \leq 0,50 \quad (3.22)$$

Cabe ressaltar que este mesmo fator λ afeta também a deformação última à compressão do concreto, como ilustrado na Figura 3-10, que por sua vez define a condição de esmagamento do material.

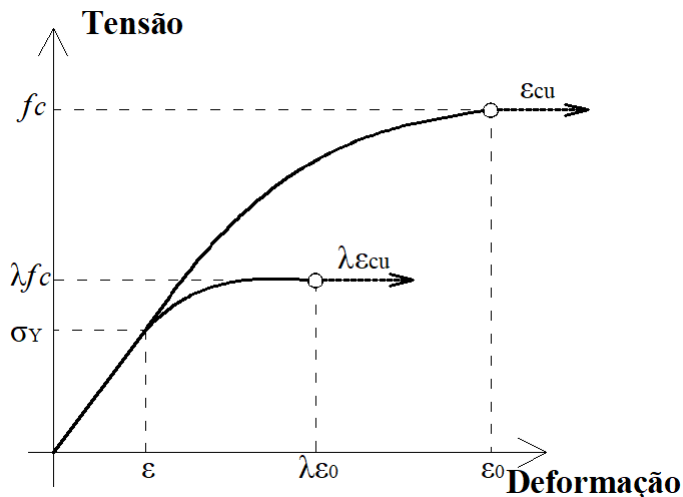


Figura 3-10 – Redução da capacidade resistente do concreto fissurado sob compressão –
Fonte: adaptado Póvoas (1991).

Neste modelo, observa-se que diferentes situações são admitidas ao concreto, íntegro, mas que sofreu alguma plastificação, fissurado e fissurado com alguma plastificação. Para garantir a adequada avaliação do material sobre as mencionadas situações, computacionalmente o modelo apresenta a verificação simultânea das condições de plastificação e fissuração do material. Inicialmente o material é verificado para o estado fissurado e posteriormente para a condição de plastificação do material, seguido de um procedimento de correções das tensões com base no modelo elastoplástico do material.

Além disso, o modelo ainda é capaz de considerar as situações de abertura e fechamento, total e parcial, das fissuras assim como situações de reabertura, mesmo estando o material sob compressão e comportamento não linear, a partir de uma aproximação sob cargas alternadas. Nesta condição de carregamento, a fim de garantir uma adequada distribuição de forças internas entre o concreto e a armadura é utilizada uma formulação secante para o concreto em condição de fissuração, e uma formulação incremental para a representação do material sob os regimes elástico e elastoplástico.

Um processo iterativo é considerado para a verificação simultânea das condições de fissuração e plastificação do concreto, limitando o fim do ciclo de iterações por meio do critério que relaciona o acréscimo incremental de deformação plástica $\Delta\bar{\varepsilon}_{p,i}^n$ e o valor atual de deformação plástica $\bar{\varepsilon}_{p,i}^n$, sendo $\Delta\bar{\varepsilon}_{p,i}^n / \bar{\varepsilon}_{p,i}^n \leq 0,01$.

Durante as avaliações são determinadas as componentes de deformação elástica $\{\varepsilon_{cr}\}$, no referencial das fissuras, decorrente das solicitações de compressão do carregamento anterior ao estado avaliado, obtida por $\{\varepsilon_{cr}\} = [T](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_p\})$, onde [T] é a matriz de transformação, $\{\varepsilon\}$ é o vetor de deformações totais e $\{\varepsilon_p\}$ é o vetor de deformações plásticas. Nas fases entre fissuras parcialmente abertas e totalmente fechadas, o estado de tensões é obtido a partir da formulação secante $\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon_{cr}\}$, retomando as formulações incrementais na subsequente situação do fechamento das fissuras.

A fim de consolidar as explicações mencionadas anteriormente, se apresenta uma descrição do algoritmo empregado para a avaliação da fissuração, reunindo de forma sucinta as informações apresentadas. O algoritmo é aqui denominado “*Algoritmo para monitoramento de fissuras (AMF)*” e concentra-se na avaliação do estado de fissuração de um ponto de integração do material e é acionado a cada iteração após a avaliação das tensões associadas às deformações elásticas. Para cada caso de fissuração, uma sequência determinada de procedimentos é realizada, como indicado a seguir.

- Algoritmo para monitoramento de fissuras (AMF)

Caso A: material sem fissuração prévia:

1. Calcula as tensões principais e verifica se ocorre fissuração no passo de tempo atual (tensão principal máxima superior à tensão resistente de tração).
2. Se não ocorreu fissuração, abandona o algoritmo AMF.
3. Se ocorreu fissuração, armazena o ângulo da fissura, associada à direção da máxima tensão principal. Este ângulo permanece salvo e é empregado durante toda a análise. Atribui uma identificação específica ao ponto.
4. Armazena as tensões no sistema local da fissura e as deformações em função da direção da fissura.
5. Passa ao procedimento de redução de tensões (apresentado posteriormente).
6. Transforma as tensões para o sistema global.

7. Abandona o algoritmo AMF.

Caso B: material previamente fissurado em uma direção:

1. Armazena as tensões e deformações atuais no sistema local (referencial da fissura).
2. Verifica o estado da fissuração: se a fissura se mantém aberta, ou fechada ou ainda se surgiu uma nova fissura na direção ortogonal à anterior.
 - a) Se a fissura permaneceu aberta, realiza o ajuste das tensões normais e de cisalhamento para a fissura de acordo com item 4 a seguir.
 - b) Se uma nova fissura foi identificada, realiza o ajuste das tensões normais e de cisalhamento para ambas as fissuras, de acordo com item 4 a seguir.
 - c) Se uma nova fissura foi identificada, mas ocorreu o fechamento da fissura inicial, é realizada a alteração da direção da fissuração e então é definido um novo sistema local da fissura para o qual são obtidas as correspondentes tensões e deformações.
 - d) Se a fissura inicial se fecha, abandona o algoritmo AMF e ponto avaliado passa a apresentar um comportamento elástico.
3. Atribui uma identificação específica ao ponto de amostragem.
4. Passa ao procedimento de redução de tensões.
5. Transforma as tensões para o sistema global.
6. Abandona o algoritmo AMF.

Caso C: material previamente fissurado em duas direções:

1. Calcula as tensões e deformações atuais no sistema referencial local.
2. Verifica o estado de fissuração: se ambas as fissuras se mantêm abertas, ou se ambas fecharam ou se uma fissura fechou. Os procedimentos decorrentes da verificação são semelhantes ao item anterior (Caso B).
3. Atribui identificação específica ao ponto de amostragem.
4. Passa ao procedimento de redução de tensões.
5. Transforma as tensões para o sistema global.
6. Abandona o algoritmo AMF.

Procedimento de redução de tensões:

1. Se a fissura se fecha, a matriz constitutiva elástica é calculada e o procedimento finaliza.

2. Caso contrário, é realizada a redução das tensões empregando o modelo *tension stiffening* para cada fissura. O ajuste das tensões de cisalhamento é realizado com o modelo de retenção de tensões.
3. Por fim, a partir das tensões obtidas para o ponto material avaliado, são determinadas as deformações associadas.

3.2.1.2. Aço - Armaduras passiva e ativa

As armaduras possuem um comportamento condicionado a uma resposta uniaxial, com propriedades de rigidez e resistência com relação ao eixo longitudinal, cujos comportamentos em compressão e tração respeitam a mesma curva tensão-deformação. As barras da armadura passiva são consideradas como camadas de espessura equivalente distribuídas ao longo da seção de concreto. Por sua vez, para a protensão são utilizados os elementos de cabo, como já apresentado. Para o modelo, portanto, foi considerado o material elastoplástico descrito por um diagrama tensão-deformação bilinear, apresentado na Figura 3-11.

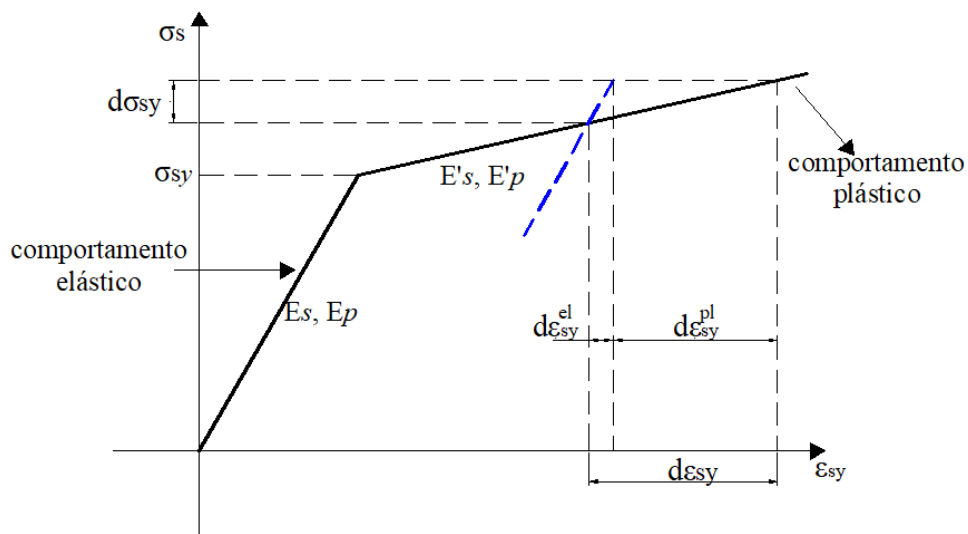


Figura 3-11 – Diagramas tensão deformação para o aço das armaduras.

O aço apresenta um comportamento inicial elástico, definido pelo módulo de elasticidade E_s (passivo), E_p (ativo). Com o aumento das sollicitações, o material atinge a tensão de escoamento σ_{sy} , e passa a apresentar comportamento elastoplástico perfeito ou elastoplástico com endurecimento definido em função do valor de E'_s (passivo) e E'_p (ativo)

Para um dado aumento incremental de tensão $d\sigma_{sy}$, há um aumento incremental de deformação $d\varepsilon_{sy}$, composto por uma parcela elástica $d\varepsilon_{sy}^{el}$ e uma parcela plástica $d\varepsilon_{sy}^{pl}$. O endurecimento é definido pela relação entre tal incremento de tensão e o conseqüente incremento de deformação, determinando, portanto, a inclinação do trecho elastoplástico da curva.

3.2.1.3. Aço – Componente estrutural (perfil)

Para o modelo da viga de aço é considerado um comportamento elastoplástico com endurecimento, definindo uma relação constitutiva na fase elástica, um critério de plastificação demarcando o início da fase não linear, e por fim a relação tensão deformação para a situação posterior ao escoamento do material.

Para o critério de plastificação foi considerada a lei de von Mises uma vez que o aço possui o mesmo comportamento tanto em compressão quanto em tração. O critério é ilustrado na Figura 3-12, apresentado no plano das tensões principais (σ_1, σ_2) , e o valor σ_0 é referente à tensão de escoamento uniaxial do aço. Segundo este critério, para um dado incremento de carga, posterior a atingir-se a superfície de plastificação, o material passa a apresentar um comportamento elastoplástico e a superfície apresenta expansão definida linearmente. Conseqüentemente, superfícies de carga são criadas no espaço de tensões determinando nova condição de escoamento.

A lei de fluxo plástico é igual àquela definida para o concreto, conforme a equação (3.2) retratando a relação entre deformações plásticas e as tensões desenvolvidas no material. Para o endurecimento foi considerado um comportamento isotrópico, para uma condição uniaxial de tensão, definida pela equação (3.23).

$$\sigma_s^\kappa = \sigma_s^{\kappa-1} + H'(\Delta\varepsilon_s^{\kappa,pl}) \quad (3.23)$$

Sendo que para um incremento de carga anterior $\kappa-1$ tem-se a tensão $\sigma_s^{\kappa-1}$ empregada para determinar a tensão do incremento atual σ_s^κ , utilizando também o módulo de endurecimento do material H' , sabendo que $(H' = E_s E'_s / (E_s + E'_s))$, e o incremento de deformação uniaxial $\Delta\varepsilon_s^{\kappa,pl}$ para o incremento de carga atual κ .

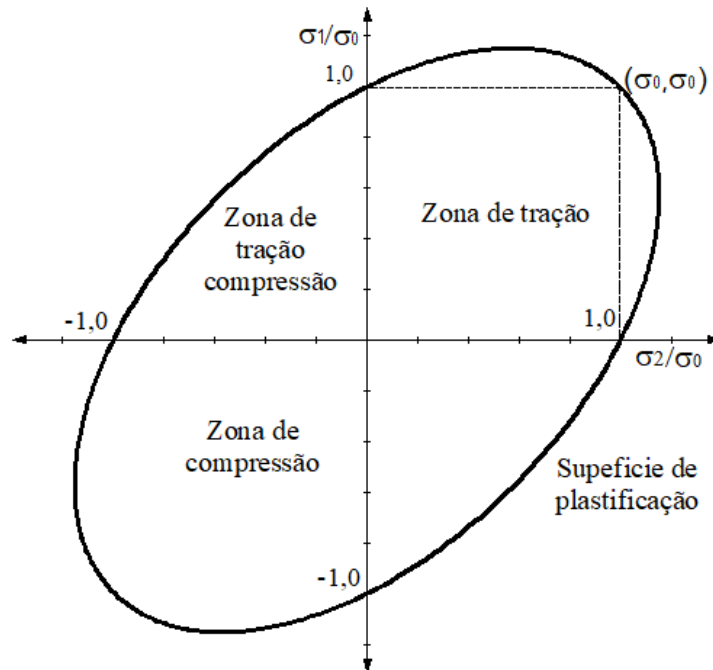


Figura 3-12 – Critério de plastificação do aço em tração e compressão no espaço de tensões principais- Fonte: adaptado Tamayo (2011).

3.2.1.4. Conectores de cisalhamento

Para o modelo foram considerados conectores de cisalhamento tipo *stud* (“pinos de cabeça”), modelados como elementos tridimensionais de barra com comprimento próximo ao dispositivo real. O elemento, posicionado na mesa superior da viga de aço, liga a laje ao perfil a fim de transmitir esforços de cisalhamento. O dado necessário à modelagem é referente à propriedade de rigidez lateral, obtido experimentalmente, cujo resultado é uma curva força cortante *versus* deslocamento relativo, como apresenta a Figura 3-13.

As curvas são ajustadas por meio da equação (3.24) proposta por Yam e Chapman (1968), na qual F_α é força de cisalhamento na direção α , a e b são parâmetros de forma da curva e s_α é o deslocamento relativo na direção α . Como mostra a Figura 3-13, no modelo é possível trabalhar com rigidez tangente ou secante para os conectores. No entanto, Dias (2013) destaca que a rigidez tangente consegue modelar e representar melhor o comportamento dos conectores.

$$F_\alpha = a \cdot (1 - e^{-bs_\alpha}) \quad (3.24)$$

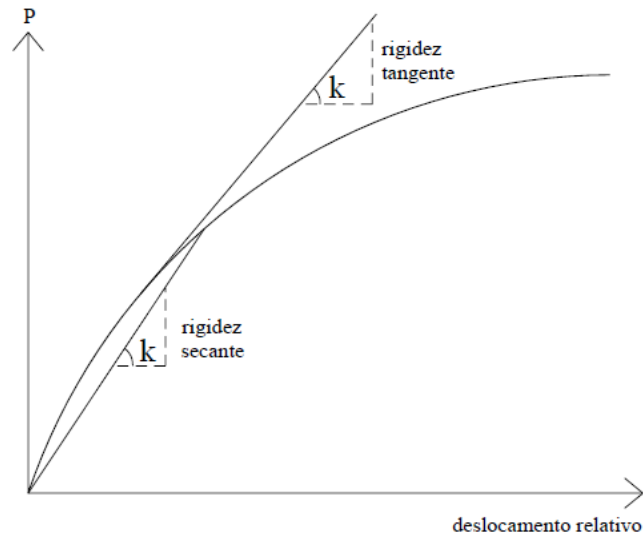


Figura 3-13 – Curva força cortante \times deslocamento. Determinação da rigidez lateral para conectores de cisalhamento - Fonte: Dias (2013).

3.2.2. Modelo para longa duração

O modelo originalmente implementado no VIMIS para o tratamento do comportamento viscoelástico linear do concreto utiliza a clássica Teoria da Solidificação proposta por Bazant e Prasannan (1989a, 1989b). Com esta abordagem, o envelhecimento do cimento é associado a um aumento de volume material e a solução matemática da equação do problema passa por uma formulação expressa diretamente em termos de taxas. Os parâmetros necessários para o cálculo dessa solução são determinados uma única vez e têm por base a data do primeiro carregamento aplicado ao concreto e o tempo final da análise.

Uma abordagem alternativa à anterior, também clássica, é a formulação do tipo integral que, por outro lado, trata o envelhecimento do cimento a partir da variação das propriedades mecânicas do material e atualização dos parâmetros utilizados na solução da equação do problema a cada novo carregamento. O modelo utilizado tem como base o apresentado no trabalho de Póvoas (1991). Como hipótese se considera que o perfil metálico e os conectores não sofrem efeitos diferidos, sendo seus comportamentos governados pelos modelos de curta duração.

3.2.2.1. Formulação para fluência

Sob carregamento constante, aplicado em uma determinada idade t_0 , a deformação total $\varepsilon_c(t)$ numa fibra de concreto pode ser obtida pela equação (3.25).

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{sh}(t) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_T(t) \quad (3.25)$$

Sendo, $\varepsilon_{ci}(t_0)$ a deformação instantânea gerada pela aplicação do carregamento em t_0 , $\varepsilon_{sh}(t)$ é a deformação por retração, $\varepsilon_{cc}(t)$ é a deformação devido à fluência e $\varepsilon_T(t)$ é a deformação devido a variações de temperatura. Alguns autores (FERRAZ, 2001; GILBERT, 1988; SHUSHKEWICH, 1986) apresentam a equação (3.25) distinguindo uma parcela mecânica $\varepsilon_{cm}(t)$ e outra não mecânica $\varepsilon_0(t)$. A primeira, indicada na equação (3.26), está condicionada à carga aplicada, e é composta pela deformação instantânea e de fluência, enquanto a segunda, indicada na equação (3.27), está associada à retração e variações térmicas.

$$\varepsilon_{cm}(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_0(t) = \varepsilon_{sh}(t) + \varepsilon_T(t) \quad (3.27)$$

Nas estruturas em condições de serviço, as cargas atuantes geralmente não são muito significativas para ultrapassar o comportamento linear por fluência e, portanto, as deformações dependentes da carga, ditas deformações mecânicas $\varepsilon_{cm}(t)$, para uma tensão aplicada em um determinado instante t_0 e mantido constante desde então, são obtidas pela equação (3.28).

$$\varepsilon_{cm}(t) = \sigma(t_0)J(t, t_0) = \sigma(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + C(t, t_0) \right] \quad (3.28)$$

Na qual, o termo $J(t, t_0)$ corresponde à função de fluência *compliance*, que é entendida como a deformação total sofrida no material devido a uma tensão unitária aplicada em t_0 . Essa função depende do módulo de elasticidade do concreto $E_c(t_0)$ e da função de fluência específica $C(t, t_0)$ que, por sua vez, está relacionada ao coeficiente de fluência $\phi(t, t_0)$, que representa a razão entre as deformações elástica e por fluência, como apresentado na equação (3.29) (FERRAZ, 2001; PÓVOAS, 1991).

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + C(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} \cdot [1 + \phi(t, t_0)] \quad (3.29)$$

A Figura 3-14 apresenta o comportamento, generalizado, das curvas de fluência expressadas através de $J(t, t_0)$ em diferentes idades de carregamento do concreto (MALVEIRO, 2009; MORENO, 2016). Estas curvas são obtidas diretamente de ensaios experimentais ou mediante formulações propostas em normas. Os principais modelos empregados são o modelo do ACI-209 (2008), CEB-FIB 2010 (2013), Eurocode 2 (2004), entre outros. Modelos desenvolvidos por pesquisadores como o modelo B3 (BAZANT E BAWEJA, 2000) e o modelo GL 2000 (GARDNER, 2000) são também frequentemente utilizados.

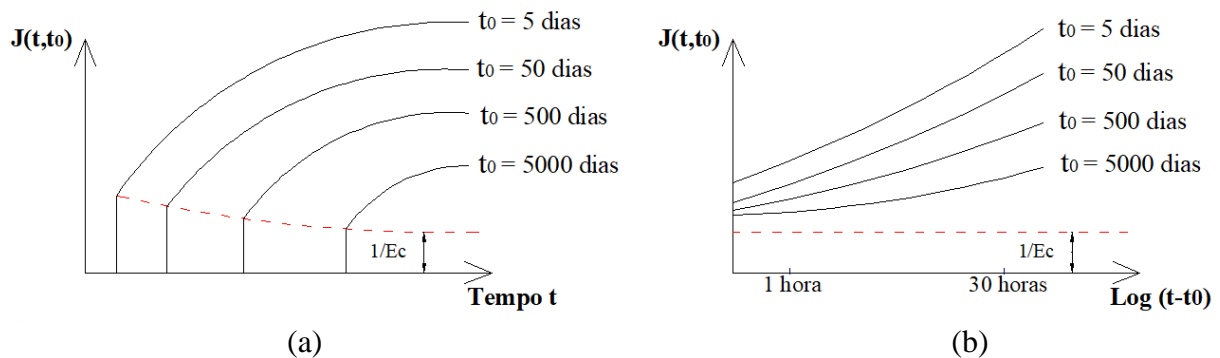


Figura 3-14 – Curvas de fluência para diferentes idades de carregamento: (a) Escala natural e (b) Escala logarítmica.

A equação (3.28) é válida para situações em que o carregamento aplicado é constante, porém situações corriqueiras envolvem redistribuição de tensões ao longo do tempo. Nesse sentido abordagens mais robustas seriam necessárias, porém as normas de projeto sugerem ainda a utilização de métodos simplificados. O Eurocode 4, por exemplo, indica que para estruturas de pontes mistas de aço e concreto, a fluência pode ser considerada empregando o método do coeficiente de homogeneização da seção para o concreto (n_L), como descreve a equação (3.30) e que depende de determinada condição de carregamento L .

$$n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0)] \quad (3.30)$$

O parâmetro n_0 é o coeficiente de homogeneização dito instantâneo, calculado pela razão entre o módulo de elasticidade do perfil da seção mista e o módulo de elasticidade secante do concreto, o fator ψ_L é denominado multiplicador da fluência ou coeficiente de envelhecimento

cujo valor depende do tipo de carregamento adotado, sendo 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para efeitos de retração e 1,5 para esforços de protensão. O modelo da fluência, para o qual é determinado o coeficiente $\phi(t, t_0)$, é definido nas prescrições do Eurocode 2-1992-1-1(2004). Utilizando este coeficiente n_L é possível determinar as propriedades da seção homogeneizada em relação ao tempo final de análise.

Além do estudo da fluência por modelos normativos, o fenômeno também pode ser estudado destacando seu comportamento variável, a partir de relações constitutivas viscoelásticas. A partir destes modelos, busca-se quantificar as deformações de um material, neste caso o concreto, decorrente de um histórico de tensões aplicado ao longo do tempo. As diferentes abordagens podem partir diretamente de um modelo reológico ou através da forma do tipo integral do modelo constitutivo.

3.2.2.2. Formulação do tipo integral

A teoria clássica da viscoelasticidade linear considera que o envelhecimento do material é caracterizado pela função $J(t, t_0)$ a partir da qual é obtida a deformação do material em um tempo t decorrente de um acréscimo de tensão $\Delta\sigma$ aplicada em t_0 . De forma análoga, a tensão devido a um acréscimo de deformação $\Delta\varepsilon$ imposta em t_0 é calculada a partir da função de relaxação $R(t, t_0)$. Ambas as relações são apresentadas a seguir.

$$\varepsilon(t) = \Delta\sigma \cdot J(t, t_0) \text{ para } t = t_0 \rightarrow J(t, t_0) = 1/E(t_0) \quad (3.31)$$

$$\sigma(t) = \Delta\varepsilon \cdot R(t, t_0) \text{ para } t = t_0 \rightarrow R(t, t_0) = E(t_0) \quad (3.32)$$

Para os casos em que os materiais são submetidos a um histórico de tensões variáveis, a resposta em deformação, considerando os efeitos de fluência, pode ser obtida utilizando a equação (3.33) através do princípio da superposição, a qual define a integral de Volterra e que deve ser entendida como a integral de *Stieltjes*, que se aplica à funções descontínuas.

$$\varepsilon_{cm}(t, t_0) = \int_0^t J(t, t') \cdot d\sigma(t') \quad (3.33)$$

A resolução da equação (3.33) pode ser feita através de métodos algébricos ou numéricos, por meio dos quais se estima os valores para as deformações, mesmo para históricos desconhecidos de tensões. As abordagens que empregam os métodos algébricos (como, por exemplo, o método

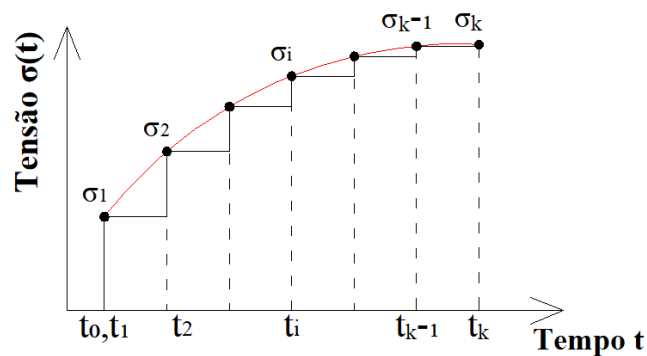
do módulo efetivo e o método do módulo efetivo ajustado) substituem o cálculo da integral por uma função algébrica com a correspondente aplicação do princípio de superposição, considerando a proporcionalidade entre tensão e deformação, e utilizando a função de fluência $J(t, t_0)$, assim como os acréscimos em tensões (CREUS, 1986; GILBERT, 1988).

Por outro lado, a solução da equação constitutiva viscoelástica do tipo integral expressa na equação (3.33) pode ser obtida mediante integração numérica direta utilizando um algoritmo de integração passo a passo no tempo, considerando todo o histórico de tensões aplicado em incrementos constantes, como ilustra a Figura 3-15. O tempo total de análise é dividido em intervalos discretos $(t_1, t_2, \dots, t_j, \dots, t_k)$ e em função do tipo de aproximação empregado para a solução da integral pode-se substituir a operação por um somatório, como indicado nas equações (3.34) e (3.35), para uma aproximação com a regra do retângulo e trapézio, respectivamente.

$$\varepsilon_{cm}(t_k) = \sum_{i=1}^k J(t_k, t_i) \cdot \Delta\sigma(t_i) \quad (3.34)$$

$$\varepsilon_{cm}(t_k) = \sum_{j=1}^k \frac{1}{2} [J(t_k, t_{j-1}) + J(t_k, t_j)] \cdot \Delta\sigma(t_j) \quad (3.35)$$

Para um histórico de tensões, nestes intervalos, tem-se parcelas incrementais que devem ser somadas de forma algébrica, tratando a equação anterior como uma equação constitutiva quasi-elástica incremental que relaciona as parcelas incrementais de tensão e deformação. Dessa forma, todo o histórico de tensões deve ser armazenado, o que não é vantajoso computacionalmente já que um espaço de memória considerável deveria ser direcionado para guardar tal informação.



(a)

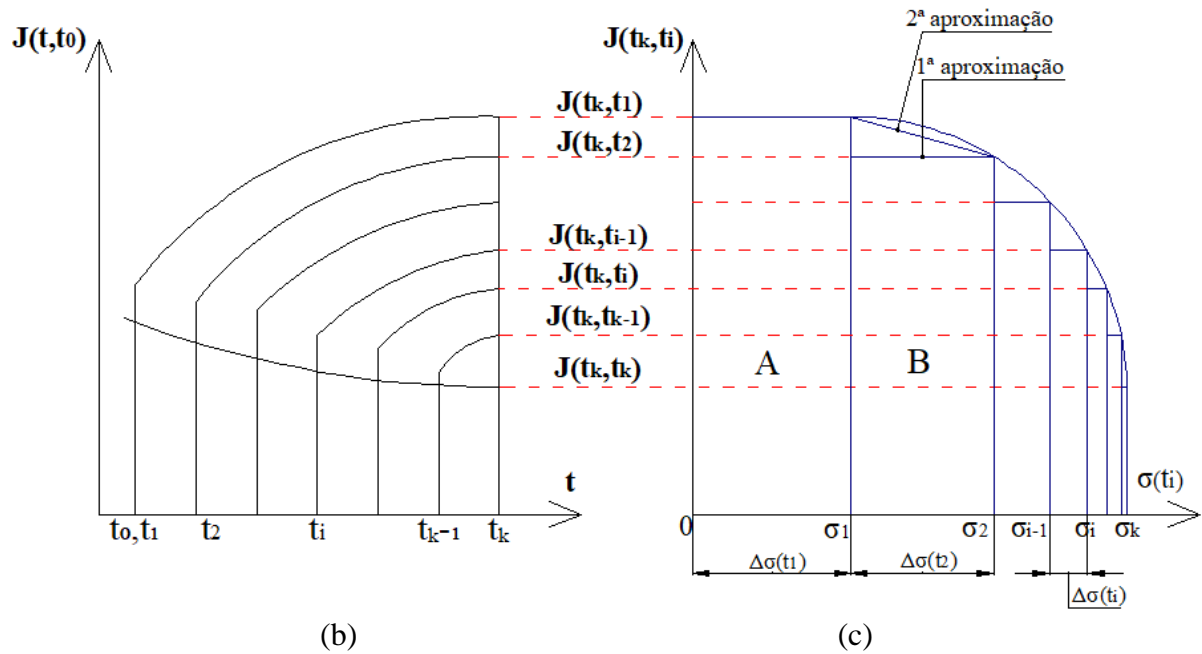


Figura 3-15 – Método incremental: definição dos intervalos. (a) Tensões no decorrer do tempo; (b) Curvas de funções fluência; (c) Função fluência \times variação de tensão.

Uma das formas de contornar essa dificuldade, é aproximar a função de fluência específica por uma série de funções exponenciais (cadeias), chamadas de séries de Dirichlet, da forma indicada na equação (3.36). Vantajosamente, o emprego destas séries, quando substituídas dentro da integral da equação (3.33), permite recuperar o modelo reológico de Kelvin. Por outro lado, aproximando a função de relaxação por uma série similar, permite obter o modelo Generalizado de Maxwell, portanto de certa maneira ambos os modelos são equivalentes entre si (BAZANT, 1988; BAZANT E PRASANNAN, 1989b; KWAK E SEO, 2000; PÓVOAS, 1991).

$$C(t, t_0) = \sum_{j=1}^N \frac{1}{E_j(t_0)} \cdot \left(1 - e^{-(t-t_0)/\tau_j}\right), j = 1, 2, \dots, N \quad (3.36)$$

Sendo que, $E_j(t_0)$ representa o módulo de elasticidade (rigidez) associado com a mola j da série, o qual é dependente do tempo de aplicação da carga t_0 , τ_j é o tempo de retardação associado, t é o tempo final de análise e N é o número de termos da série. Geralmente, entre 4 a 7 termos da série são suficientes para aproximar a função de fluência específica.

A determinação dos tempos de retardação e módulos de elasticidade das molas pode ser obtida em teoria a partir de um procedimento de ajuste não linear por mínimos quadrados, uma vez

que a função de fluência é conhecida através de dados experimentais ou normativas de projeto. No entanto, vários testes com resultados experimentais em espécimes de concreto têm mostrado que semelhante ajuste é altamente variável devido ao mau condicionamento do sistema resultante.

O grupo de tempos de retardação que fornece um bom ajuste não é único, vários bons ajustes podem ser obtidos para diferentes grupos de tempos de retardação. Em Bazant (1988) destaca-se que, no caso de estruturas de concreto, para melhor ajustar a aproximação é importante que se escolham os tempos de retardação *a priori*, sendo a melhor opção considerá-los igualmente espaçados em escala logarítmica cobrindo o tempo de interesse.

Neste trabalho, apresenta-se a aplicação desta abordagem clássica para a solução direta da integral de Volterra. A consideração do envelhecimento do material é realizada a partir da variação de suas propriedades e da atualização dos parâmetros da cadeia a cada intervalo de integração.

A utilização da aproximação da integral, com a função de fluência específica, por meio do somatório de elementos de uma série, é uma solução computacionalmente econômica para problemas que necessitam de algoritmos específicos como os exponenciais (PÓVOAS, 1991). Além disso, há a possibilidade de aplicar alguma regra de integração para a aproximação destes algoritmos à integração exata das funções, desde que sejam válidas as seguintes hipóteses:

- Durante os passos de integração, considera-se que as propriedades do material são constantes. No caso do concreto, esta hipótese pode ser admitida, uma vez que, dada uma divisão adequada do tempo, durante os intervalos considerados, as propriedades não apresentam grandes variações.
- Durante cada intervalo de tempo, considera-se a variação de tensão constante. Na condição do concreto permanecer sem fissuração, esta consideração é adequada, no entanto, se houver fissuração, os intervalos devem ser inferiores ao caso anterior.

Das hipóteses anteriores, empregou-se uma aproximação retangular. Em um intervalo de tempo qualquer ($\Delta t_k = t_{k+1} - t_k$) - ver Figura 3-15 - considerando a função de fluência específica aproximada através da equação (3.36) e substituindo ela diretamente na parcela de deformação por fluência, na equação (3.33), para a deformação ε_{cc} , calculada entre os instantes t_{k+1} e t_k tem-se:

$$\varepsilon_{cc}(t_{k+1}) = \sum_{i=1}^{k+1} \Delta\sigma(t_i) \sum_{j=1}^N \frac{1}{E_j(t_i)} \left(1 - e^{-(t_{k+1}-t_i)/\tau_j}\right) \quad (3.37)$$

$$\varepsilon_{cc}(t_k) = \sum_{i=1}^k \Delta\sigma(t_i) \sum_{j=1}^N \frac{1}{E_j(t_i)} \left(1 - e^{-(t_k-t_i)/\tau_j}\right) \quad (3.38)$$

A partir das equações anteriores determina-se o incremento de deformação ($\Delta\varepsilon_{cc}(t_k) = \varepsilon_{cc}(t_{k+1}) - \varepsilon_{cc}(t_k)$) no intervalo de tempo Δt_k , apresentado de forma condensada nas equações (3.39) e (3.40).

$$\Delta\varepsilon_{cc}(t_k) = \sum_{j=1}^N \varepsilon_j^*(t_k) \left(1 - e^{-\Delta t_k/\tau_j}\right) \quad (3.39)$$

$$\varepsilon_j^*(t_k) = \varepsilon_j^*(t_{k-1}) e^{-\Delta t_{k-1}/\tau_j} + \frac{\Delta\sigma(t_k)}{E_j(t_k)} \quad (3.40)$$

A parcela explicitada na equação (3.40) é representativa do histórico de tensões até o instante de tempo (k) empregado para a determinação do incremento de deformação a ser aplicada no instante de tempo subsequente ($k+1$). Assim, não há necessidade do armazenamento de todo o histórico de tensões sendo realizada apenas a atualização do termo $\varepsilon^*(t_k)$.

Diante do exposto, a teoria apresentada foi implementada neste trabalho para a análise diferida de estruturas, considerando o envelhecimento do concreto a partir da atualização dos parâmetros da cadeia de Kelvin ($1/E_j(t_k)$) para cada incremento de tensão. O algoritmo a seguir é o utilizado para o cálculo das propriedades da cadeia do modelo escolhido, considerando uma determinada subdivisão dos intervalos entre os instantes de aplicação de carga e o tempo final de análise. A solução, ou os parâmetros da cadeia, é obtida a partir da equação matricial do tipo $[A] \cdot \{X\} = \{B\}$, aplicando o método linear dos mínimos quadrados, cuja solução é obtida por meio do método de eliminação de Gauss.

Algoritmo de determinação dos parâmetros para avaliação da fluência:

1. Realiza-se o cálculo do número de parâmetros de ajuste (N), ou número de cadeias de Kelvin, em função dos tempos *timei* que refere-se ao tempo no qual o concreto é

carregado a primeira vez e *timef*, referente ao tempo final de análise, como indica a Figura 3-16.

2. Realiza-se o cálculo dos tempos de retardação $(\tau_j, j = 1, 2, \dots, N)$, sendo $\tau_1 = 0,01timei$.
3. Para cada instante de tempo, no qual há aplicação de um carregamento, determina-se os passos de tempo (ver Figura 3-16) para quais serão calculados os N parâmetros de ajuste do coeficiente de fluência. Estes passos de tempo são definidos de acordo com o número de intervalos por década (*ndec*). O valor de *ndec* está associado ao comprimento do intervalo de tempo considerado.
4. Inicia um *loop* para percorrer todos os materiais característicos do concreto, associados aos elementos.
5. Para cada passo de tempo determinado no item 3 e considerando as propriedades de cada material associado aos elementos de concreto, são avaliados os módulo de elasticidade $E_c(t_k)$ e o coeficiente de fluência $\varphi(t_k, t_i)$ de acordo com o modelo normativo escolhido, sabendo que t_i , com $i = 1, 2, \dots, k$ é o tempo de aplicação do carregamento e t_k é o instante de tempo avaliado.
6. Determina-se a matriz $[A]$ empregada para obtenção da solução, sendo:

$$A_{xy} = \sum_{k=1}^{ni} \left(1 - e^{-\Delta t^k / \tau_x}\right) \cdot \left(1 - e^{-\Delta t^k / \tau_y}\right), \text{ para } x = 1, 2, \dots, j \text{ e } y = 1, 2, \dots, j \text{ sendo } \Delta t^k = t_k - t_i \text{ e } ni$$
 igual ao número de pontos para ajuste do método de mínimo quadrados. O valor de t_k é definido no intervalo entre t_0 e *timef*.
7. Determina-se o vetor $\{B\}$ empregado para obtenção da solução, sendo:

$$B_x = \sum_{k=1}^{ni} \left(1 - e^{-\Delta t^k / \tau_x}\right) \cdot \frac{\varphi(t_k, t_i)}{E_c(t_k)}$$

8. Aplica o método de eliminação de Gauss para a determinação dos parâmetros de ajuste

$$X_y = 1 / E(t_k).$$
9. Armazena, em forma matricial $[K]_{N \times (M+1)}$, os N valores dos parâmetros determinados no passo anterior, para o instante de tempo considerado e para o material n o associado ao elemento de concreto. Os passos 5 a 9 são repetidos até se completar o número M de instantes de tempo determinados no passo 3.

$$K = \begin{bmatrix} 1/E_1(t_1) & \cdots & 1/E_1(t_M) & mat.1 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 1/E_N(t_1) & \cdots & 1/E_N(t_M) & mat.n \end{bmatrix}_{Nx(M+1)}$$

10. Se o elemento avaliado for o último, o algoritmo é finalizado, do contrário retorna ao passo 5.

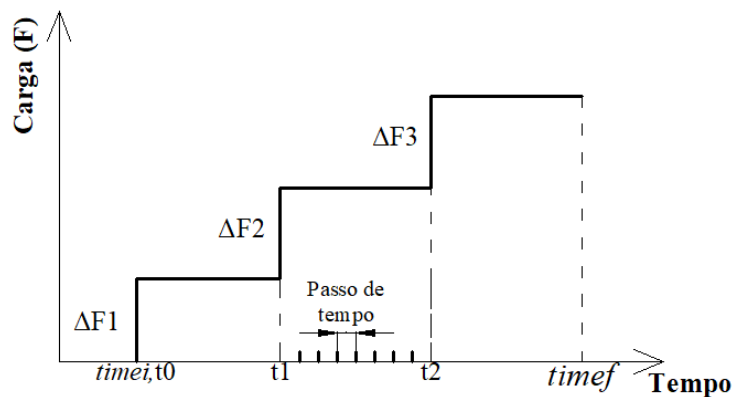


Figura 3-16 – Representação genérica da divisão temporal para cálculo dos ajustes de fluência.

3.2.2.3. Efeito de maturação do concreto

A maturação do concreto é o efeito associado ao envelhecimento do material que por sua vez afeta as deformações elásticas decorrentes dos carregamentos. Paralelamente à evolução das propriedades mecânicas, observa-se uma redução da parcela elástica da deformação mecânica, como mostra a Figura 3-17 (PÓVOAS, 1991).

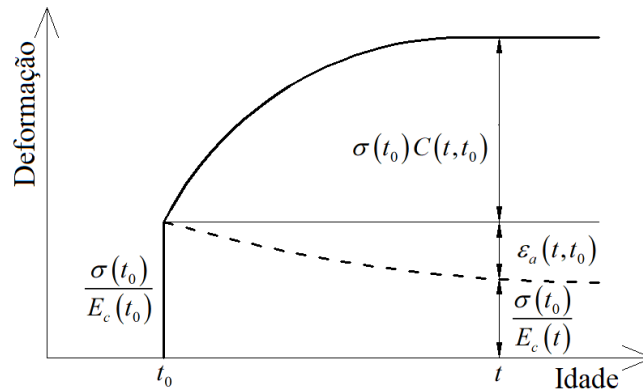


Figura 3-17 – Representação genérica da variação da deformação uniaxial.

Esta variação da deformação $\varepsilon_a(t, t_0)$ é expressa como indicado na equação (3.41), sendo $E_c(t_0)$ o módulo de elasticidade no instante da aplicação do carregamento $\sigma(t_0)$ e $E_c(t)$ é o módulo de elasticidade no instante de tempo analisado. A expressão da parcela elástica resultante é apresentada na equação (3.42), na qual $\varepsilon_e(t)$ é a deformação elástica no instante de tempo analisado e $\varepsilon_e(t_0)$ é a deformação elástica instantânea no instante da aplicação do carregamento.

$$\varepsilon_a(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} - \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t)} = \frac{E_c(t) - E_c(t_0)}{E_c(t) \cdot E_c(t_0)} \cdot \sigma(t_0) \quad (3.41)$$

$$\varepsilon_e(t) = \varepsilon_e(t_0) - \varepsilon_a(t, t_0) \quad (3.42)$$

Considerando uma história de tensão, como apresentado na Figura 3-18, escrevendo a deformação resultante elástica para dois instantes de tempo consecutivos $\varepsilon_e(t_k)$ e $\varepsilon_e(t_{k+1})$, e posteriormente avaliando a diferença destas duas quantidades, como apresentado na equação (3.43), obtêm-se a variação da deformação $\Delta\varepsilon_a(\Delta t_k, t_0)$ para um intervalo de tempo $\Delta t_k = t_{k+1} - t_k$ como indica a equação (3.44).

$$\varepsilon_e(t_k) = \varepsilon_e(t_0) - \varepsilon_a(t_k, t_0) \quad (3.43.a)$$

$$\varepsilon_e(t_{k+1}) = \varepsilon_e(t_0) - \varepsilon_a(t_{k+1}, t_0) \quad (3.43.b)$$

$$\Delta\varepsilon_a(\Delta t_{k+1}, t_0) = \varepsilon_a(t_k, t_0) - \varepsilon_a(t_{k+1}, t_0) \quad (3.44.a)$$

$$\Delta \varepsilon_a(\Delta t_{k+1}, t_0) = \frac{E_c(t_{k+1}) - E_c(t_k)}{E_c(t_{k+1}) \cdot E_c(t_k)} \cdot \sigma(t_0) \quad (3.44.b)$$

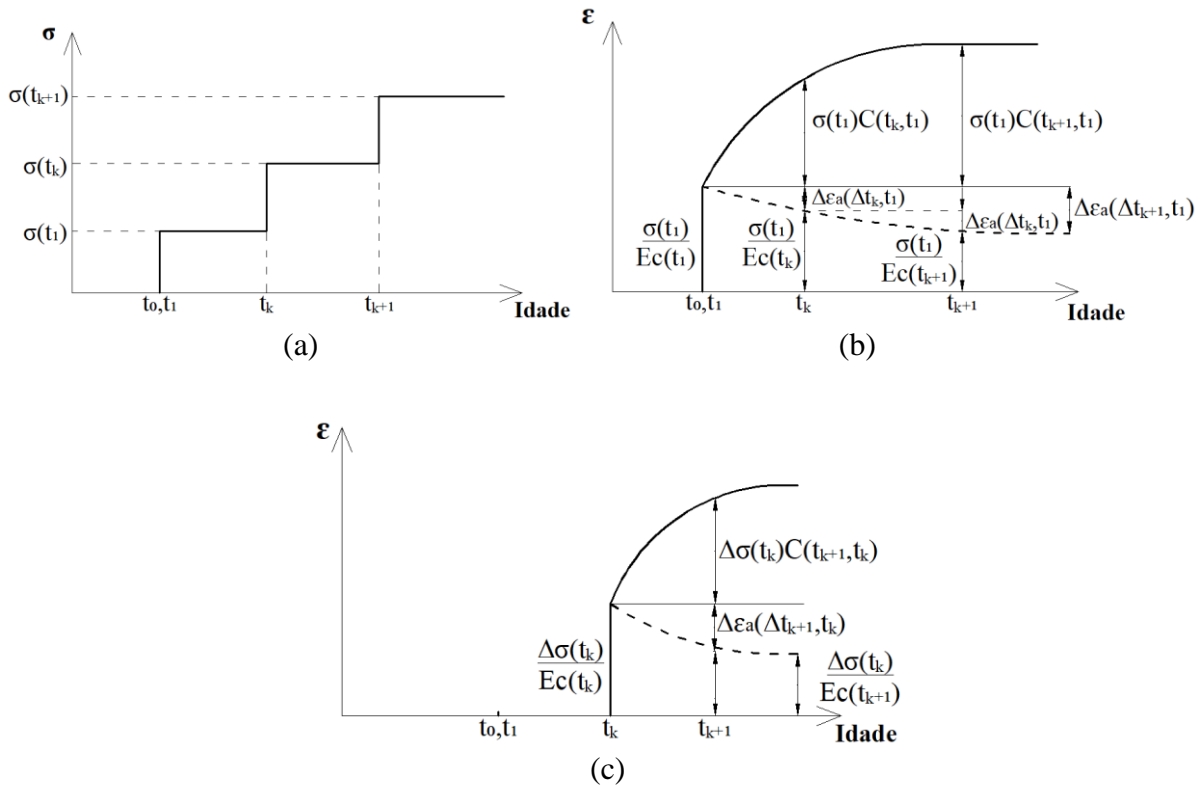


Figura 3-18 –Variação da deformação associada ao envelhecimento do material.

A partir da equação (3.41) é possível definir a variação de deformação $\varepsilon_a(t_{k+1}, t_k)$ associada a um incremento de tensão $\Delta\sigma = \sigma(t_{k+1}) - \sigma(t_k)$, como apresentado na equação (3.45), ou seja, a variação de deformação no instante de tempo t_{k+1} devido ao incremento de carga aplicado em t_k , observado na Figura 3-18.

$$\varepsilon_a(t_{k+1}, t_k) = \frac{E_c(t_{k+1}) - E_c(t_k)}{E_c(t_{k+1}) \cdot E_c(t_k)} \cdot \Delta\sigma \quad (3.45.a)$$

$$\varepsilon_a(t_{k+1}, t_k) = \frac{E_c(t_{k+1}) - E_c(t_k)}{E_c(t_{k+1}) \cdot E_c(t_k)} \cdot \sigma(t_k) - \Delta \varepsilon_a(\Delta t_k, t_0) \quad (3.45.b)$$

$$\varepsilon_a(t_{k+1}, t_k) = \Delta \varepsilon_a(t_{k+1}) - \Delta \varepsilon_a(\Delta t_k, t_0) \quad (3.45.c)$$

Portanto, a relação genérica para o cálculo da deformação mecânica associada aos valores incrementais de tempo e carregamento é determinada como na equação (3.46). Para o caso tridimensional, o valor de $\Delta\varepsilon_a(t_{k+1})$ é determinado como apresentado em (3.47), sendo $[D]$ a matriz constitutiva do material.

$$\varepsilon_e(t_{k+1}) = \varepsilon_e(t_k) + \Delta\varepsilon_a(t_{k+1}) \quad (3.46)$$

$$\Delta\varepsilon_a(t_{k+1}) = \frac{E_c(t_{k+1}) - E_c(t_k)}{E_c(t_{k+1}) \cdot E_c(t_k)} [D] \cdot \{\sigma(t_k)\} \quad (3.47)$$

Cabe ressaltar que esta variação da deformação é considerada para a denominada deformação mecânica total, incluída nas relações constitutivas que avaliam as condições de esmagamento e fissuração do material. A evolução das propriedades do concreto, módulo de elasticidade e resistências mecânicas, é considerada a partir da atualização dos respectivos valores segundo as formulações dos modelos normativos (ACI 209, CEB MC90 e CEB MC99) e teóricos (Bazant B3 e GL2000) adotados. No entanto, como determinado por Póvoas (1991), no caso da verificação da situação fissurada, o modelo passa a considerar os dados referente a idade de 28 dias para a avaliação do comportamento do material.

3.2.2.4. Formulação em taxas – Teoria da Solidificação

Uma alternativa à formulação do tipo integral da seção 3.2.2.2 é a utilização da formulação em taxas empregada a partir do modelo proposto por Bazant e Prasannan (1989a, 1989b,) baseado na Teoria da Solidificação. Trata-se de uma abordagem microscópica do envelhecimento, o qual considera a idade do concreto a partir do aumento em volume de material solidificado $v(t)$ à medida que as reações químicas de hidratação do cimento ocorrem conforme o modelo ilustrado na Figura 3-19 (ARAUJO, 1995; GOMES, 1997).

Neste modelo se utiliza também a aproximação em séries de Dirichlet da equação (3.36), porém considerando os coeficientes definidos para as molas, amortecedores e micro deformações como independentes do tempo, assim os parâmetros característicos da cadeia do modelo de Kelvin são calculados uma única vez para todos os históricos de análise. Dessa forma é admitida que as propriedades mecânicas dos materiais sejam constantes, enquanto a consideração do envelhecimento é feita por meio da função que retrata o aumento de volume solidificado com o tempo.

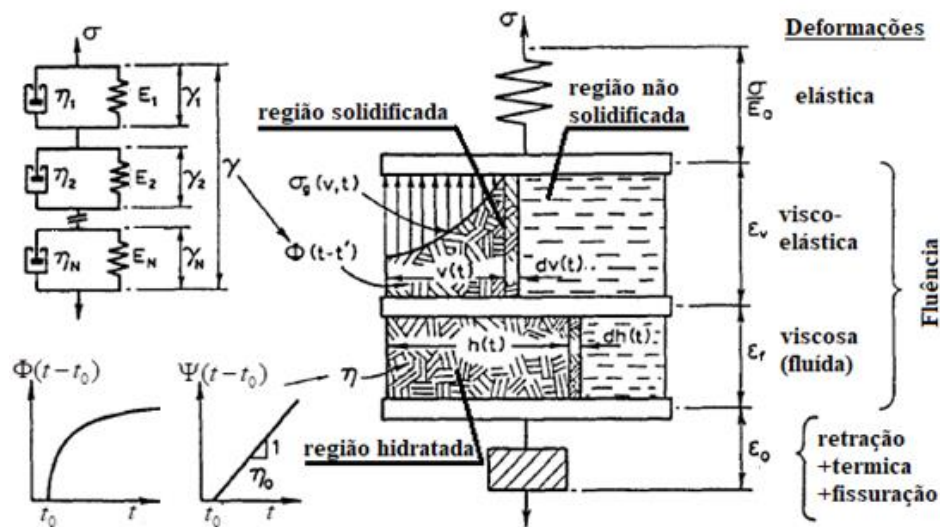


Figura 3-19 – Modelo ilustrativo da Teoria da Solidificação com abordagem micromecânica -
Fonte: Adaptado Bazant e Prasannan (1989a).

Esta teoria foi implementada por Dias (2013) no programa VIMIS. O cálculo da parcela de deformações viscoelásticas do concreto é realizado a partir de uma solução para a equação diferencial de deformação total descrita por meio de taxas como apresentado a seguir na equação (3.48).

$$\dot{\varepsilon}_c = \frac{\dot{\sigma}(t)}{E(t)} + \frac{\dot{\gamma}(t, t_0)}{v(t)} + \dot{\varepsilon}_0 \quad (3.48)$$

Sendo $\dot{\varepsilon}_c$ a taxa de deformação do concreto, $\dot{\sigma}(t)/E(t)$ a taxa da deformação instantânea, $\dot{\varepsilon}_0$ a taxa de deformação não mecânica e $\dot{\gamma}(t, t_0)/v(t)$ a taxa de deformação viscoelástica, obtida a partir do modelo reológico de Kelvin com parâmetros independentes do tempo, com a idade do material considerada por meio da função de volume de concreto solidificado $v(t)$.

3.2.2.5. Análise incremental no domínio do tempo e algoritmo para solução numérica

De forma geral pode-se escrever a deformação total em um elemento de concreto, considerando todas as contribuições, dependentes ou não da tensão, como apresenta a equação (3.49).

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_0(t) \quad (3.49)$$

Sendo $\varepsilon_{ci}(t)$ a deformação instantânea, $\varepsilon_{cc}(t)$ a deformação devido à fluência e $\varepsilon_0(t)$ a parcela referente à retração e deformações térmicas. A partir da expressão anterior pode-se explicitar a deformação total, incremental, em função das demais parcelas incrementais como apresenta a equação (3.50), para o intervalo $\Delta t_k = t_{k+1} - t_k$.

$$\Delta \varepsilon_c(t) = \Delta \varepsilon_{ci}(t) + \Delta \varepsilon_{cc}(t) + \Delta \varepsilon_0(t) \quad (3.50)$$

Explicitando cada parcela por suas relações de cálculo, sendo a contribuição da fluência dada pela equação (3.39), e portanto utilizando a formulação do tipo integral, representando a abordagem proposta neste trabalho, o incremento de deformação apresentado pela equação anterior é calculado pela expressão (3.51):

$$\Delta \varepsilon_c(t_k) = \Delta \sigma(t_k) \left[\frac{1}{E_c(t_k)} + \sum_{j=1}^N \frac{\beta'_j}{E_j(t_k)} \right] + \sum_{j=1}^N \left[\beta'_j \cdot \varepsilon_j^*(t_{k-1}) e^{-\Delta t_{k-1}/\tau_j} \right] + \Delta \varepsilon_0(t_k) \quad (3.51)$$

Com $\beta'_j = \left(1 - e^{-\Delta t_k/\tau_j}\right)$

De forma mais condensada, tem-se a equação (3.52).

$$\Delta \varepsilon_c(t_k) = \Delta \sigma(t_k) \frac{1}{E^*} + \Delta \varepsilon^{**} \quad (3.52)$$

Com: $\frac{1}{E^*} = \frac{1}{E_c(t_k)} + \sum_{j=1}^N \frac{\beta'_j}{E_j(t_k)}$ e $\Delta \varepsilon^{**} = \sum_{j=1}^N \left[\beta'_j \cdot \varepsilon_j^*(t_{k-1}) e^{-\Delta t_{k-1}/\tau_j} \right] + \Delta \varepsilon_0(t_k)$

Na análise de longa duração, a parcela viscoelástica das deformações decorrem dos efeitos de fluência, retração e a maturação sofrida pelo concreto, sendo esta última avaliada pela variação das propriedades mecânicas do material ao longo tempo. Os incrementos de deformação viscoelásticas são adicionados como incrementos de forças nodais equivalentes desenvolvidas no tempo atual, aplicados para o próximo intervalo de tempo.

A escolha dos passos de tempo para a solução do problema segue o algoritmo já implementado no VIMIS, no qual se respeita uma distribuição logarítmica durante o tempo de análise. Para esta abordagem, inicialmente é determinado o primeiro passo de tempo (t_1, t_0) , considerando que a introdução de carga precisamente acontece em t_0 . Os demais tempos são calculados com as equações (3.53) e (3.54).

$$(t_1 - t_0) = 0,1.t_0 \quad (3.53)$$

$$t_{r+1} - t_0 = 10^{1/m} \cdot (t_r - t_0) \quad (3.54)$$

Sendo m definido como o número de passos por década e t_r é um instante anterior.

O algoritmo de solução para determinação das forças nodais equivalentes considerando os efeitos de fluência, retração e relaxação da armadura de protensão é apresentado a seguir. Para o início de um passo de tempo k , as tensões $\sigma(t_k)$ são conhecidas assim como as tensões desenvolvidas no passo anterior $\sigma(t_{k-1})$. Já para o primeiro passo de tempo, as tensões precedentes $\sigma(t_{k-1})$ são consideradas como zero. Dito isto, tem-se:

Para $e = 1 \dots nel$ (sendo nel n° total de elementos de concreto);

Para $g = 1 \dots ngp$ (sendo ngp n° total de pontos de Gauss),

1. Determinação do incremento de deformação por retração:

$$\{\Delta \varepsilon_{sh,(e,g,k)}\} = \{\varepsilon_{sh,(e,g,k)}\} - \{\varepsilon_{sh,(e,g,k-1)}\} \quad (3.55)$$

2. Determinação do incremento de deformação devido à fluência e retração $\Delta \varepsilon_{cc0}$:

Para $j = 1 \dots N$ elementos da cadeia de Kelvin

$$\{\Delta \varepsilon_{cc0,(e,g,k)}\} = \sum_{j=1}^N \{\varepsilon_{j,(e,g,k)}^*\} (1 - e^{-a_k}) + \{\Delta \varepsilon_{sh,(e,g,k)}\} \quad (3.56)$$

Com:

$$\begin{aligned} \{\varepsilon_{j,(e,g,k)}^*\} &= \{\varepsilon_{j,(e,g,k-1)}^*\} e^{-a_k} + \{\Delta \sigma_{(e,g,k)}\} \cdot [D_\mu] \\ a_k &= \Delta t_k / \tau_j \text{ e } a_{k-1} = \Delta t_{k-1} / \tau_j \end{aligned} \quad (3.57)$$

3. A matriz $[D_\mu]$ é expressa por:

$$[D_\mu] = \frac{1}{E_j(t_k)} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ Sim. & & & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ & & & & 2(1+\nu) & 0 \\ & & & & & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (3.58)$$

4. O vetor de forças nodais equivalentes $\{\Delta R_{(e,k)}\}$ é construído adicionando a contribuição das deformações em cada ponto de Gauss ao longo das camadas dos elementos de

concreto, considerando a matriz constitutiva do material $[D]$, já apresentada, e o módulo de elasticidade atualizado com a idade $E_c(t_k)$:

$$\{\Delta R_{(e,k)}\} = \sum_{g=1}^{ngp} [B^T_{(g,e)}] [D_{(g,e,k)}] \{\Delta \varepsilon_{cc0,(g,e,k)}\} \Delta V_{volume,(g,e)} \quad (3.59)$$

5. ao término do *loop* do longo das camadas, percorrendo assim todos os pontos de Gauss, o vetor de forças global $\{\Delta R_k\} = \sum_{nel} \{R_{(e,k)}\}$ é preenchido, considerando a contribuição de cada elemento de concreto para o tempo avaliado.
6. Inicia um *loop* para adicionar a contribuição dos cabos de protensão:
Para $e = 1 \dots nca$ (sendo nca n° total de elementos de cabo presente na malha);
Para $e = 1 \dots np$ (sendo np n° total de pontos de Gauss de cada elemento de cabo),
7. A contribuição da tensão de relaxação para cada elemento é obtida por:

$$\{\Delta R^p_{(e,k)}\} = - \sum_{g=1}^{np} [B^p_{g(g,e)}] (\Delta \sigma^k_{p,r})_g A_p \Delta L^p_g \quad (3.60)$$

A variação da tensão no cabo $\Delta \sigma_p$ é obtida por:

$$\Delta \sigma_p = E_p \Delta \varepsilon_p + \Delta \sigma_{p,r} \quad (3.61)$$

sendo, E_p o módulo de elasticidade do aço de protensão, $\Delta \sigma^k_{p,r}$ a tensão de relaxação que ocorreu no intervalo de tempo Δt_k , A_p e ΔL^p_g são a área e comprimento do cabo, respectivamente, e $[B^p_g]$ é a matriz deformação-deslocamento associado ao ponto de Gauss g .

8. O vetor de forças global é construído $\{\Delta R_k^p\} = \sum_{nca} \{\Delta R^p_{(e,k)}\}$ e adicionado ao vetor $\{\Delta R_k\}$.

3.3. MÉTODO DE SOLUÇÃO INCREMENTAL ITERATIVA

Uma das dificuldades em análises numéricas de estruturas é a consideração das não linearidades do problema, e, portanto, é necessário um algoritmo específico de solução não linear. A formulação implementada por Tamayo (2011) utiliza o método de Newton-Raphson modificado. Logo há atualização da matriz de rigidez da estrutura, a partir da segunda iteração de cada incremento carga e também quando um elemento é submetido à condição de descarga. Esta atualização é decorrente da consideração do comportamento elastoplástico dos materiais, avaliado segundo os modelos constitutivos empregados.

Em análises considerando o efeito do tempo, é utilizado um processo de integração por passos no domínio do tempo, que se desenvolve paralelo à análise da estrutura. As alterações de carga são admitidas no início ou final de cada intervalo de tempo, e durante o intervalo, as forças são mantidas constantes. Ao final de cada intervalo, as deformações decorrentes dos efeitos diferidos (fluência, retração e relaxação do aço) são convertidas em cargas nodais equivalentes a serem aplicadas, no próximo incremento de tempo, aos nós dos elementos. A cada passo de tempo, um procedimento de cargas incrementais é utilizado, o que auxilia em resultados mais precisos. A solução é avaliada por um processo de solução de equações de equilíbrio, baseado no princípio dos trabalhos virtuais. A solução é considerada aceitável (dita que convergiu) quando a norma de forças desequilibradas é inferior a uma tolerância específica.

3.4. SIMULAÇÃO DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS – ANÁLISE INCREMENTAL

Uma das abordagens empregadas para estudo do faseamento construtivo é a denominada *Ghost* ou *Ghost Structures*, Estruturas Fantasmas (HANAFY E EMERY, 1981; COMPUTERS-&-STRUCTURES, 2018) que está presente em diferentes *softwares* comerciais e foi utilizada por alguns autores em análise incremental construtiva, como Almeida (2017), Baroni (2018), Cidade (2017), Silva (2017).

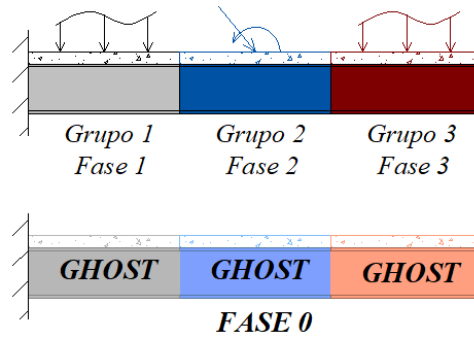
Teoricamente, a metodologia das estruturas fantasmas consiste em simular um processo construtivo de sistemas estruturais, definindo, desde o início da análise, toda a geometria da estrutura na sua posição já completamente executada, porém considerando, ao longo da análise, partes da estrutura ativadas e partes desativadas para idealizar os trechos executados e os trechos não executados. Para identificar os componentes ativados e desativados são definidos grupos com as informações da fase de ativação, propriedades mecânicas dos materiais, carregamentos e condições de apoio. Os trechos da estrutura identificados como desativados (*Ghost*), sofrem uma penalização no seu valor de módulo de elasticidade, desconsiderando assim sua contribuição na rigidez global do sistema enquanto ainda não executado. À medida que o processo construtivo avança, os componentes estruturais são ativados em suas respectivas fases construtivas e o valor do módulo de elasticidade original é recuperado.

Para o presente estudo, o fator de penalização do módulo foi definido a partir de alguns testes nos quais alguns exemplos foram avaliados e são apresentados no capítulo 4, buscando um fator

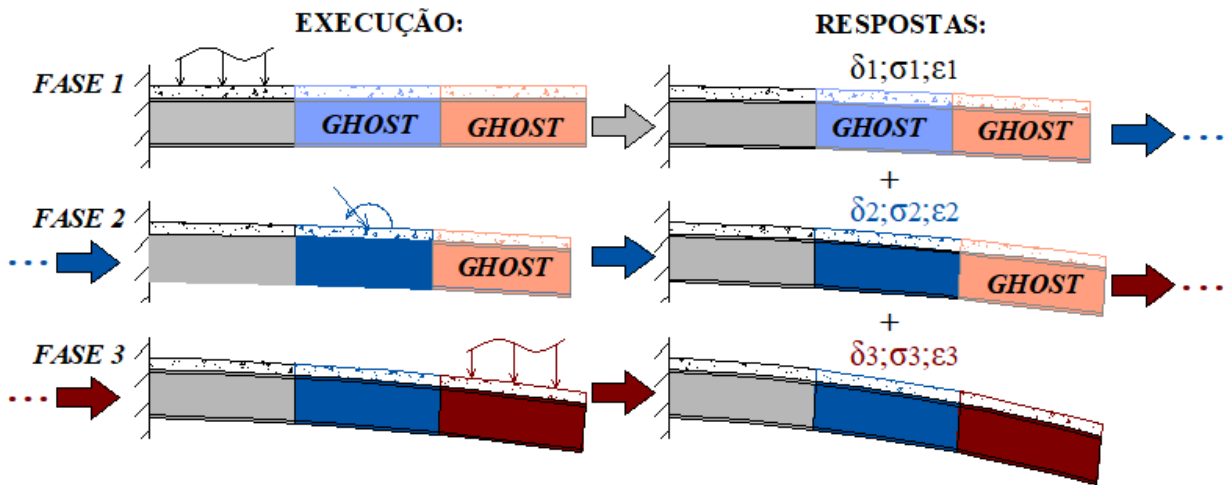
que melhor se ajustasse aos resultados obtidos por algum trabalho da literatura e também aos resultados obtidos pelo *software* SAP2000, como é apresentado no capítulo citado. Destes testes se obteve o valor da penalidade igual a 1×10^{-15} que é, portanto, multiplicado ao módulo de elasticidade do material, seja concreto ou aço, para o elemento desativado. É importante destacar que com o este valor adotado, considerando os exemplos avaliados, não foram identificados problemas no condicionamento das matrizes de rigidez dos componentes estruturais, que poderia ocorrer em função da ordem de grandeza destas quantidades penalizadas.

Como destacado, nesta abordagem, a geometria da estrutura é conhecida desde o início da simulação e, portanto, quando um trecho é ativado e carregado, toda a estrutura por completo apresenta algum nível de deslocamento. Na fase seguinte, o trecho ativado será considerado na posição deslocada utilizando o procedimento de atualização de coordenadas, acompanhando a resposta da estrutura ao final da fase anterior, como é apresentado na Figura 3-20. Dessa forma, uma das grandes vantagens desse método é a possibilidade da ativação de uma estrutura inexistente, em uma fase de construção, respeitando o comportamento e deslocamento da estrutura anterior sem a necessidade de metodologias para a previsão da posição da estrutura em uma determinada fase.

A ideia geral da metodologia foi incorporada ao VIMIS, sendo os detalhes da implementação e do funcionamento do programa apresentados a seguir. Antes do início da simulação, as informações sobre a geometria da estrutura, características da malha (número de nós e elementos), conectividades e a sequência de ativação dos elementos já são conhecidas. Essas informações são gerais, ou seja, independem da fase construtiva e, portanto, são lidas e armazenadas pelo programa uma única vez. A cada ciclo de simulação, os elementos desativados são penalizados, as coordenadas são atualizadas e as informações características da fase construtiva são acessadas, ou seja, as propriedades dos materiais, discretização das camadas, carregamentos aplicados e configuração das condições de apoio. As respostas globais, tensões e deformações, obtidas em cada fase são acrescidas à resposta anterior utilizando o procedimento de superposição.



(a) Definição de grupos.



(b) Simulação da execução da estrutura.

Figura 3-20 – Ilustração da metodologia de faseamento construtivo.

Nos problemas que envolvem análises de longa duração, a evolução das propriedades do concreto é considerada de maneira específica para cada material existente, assim como as deformações decorrentes dos efeitos de fluência e retração, uma vez que estas contribuições são avaliadas a nível de elemento finito, o qual estará associado a materiais com características específicas. Em outras palavras, os elementos finitos representativos do concreto são caracterizados pela idade em que serão ativados ao longo do faseamento construtivo e também por uma classe de material, assim o código computacional é capaz de tratar as alterações de propriedades do material considerando sua idade e o tempo relacionado ao processo de execução. Cabe ressaltar que a determinação dos parâmetros de ajuste para a determinação das deformações por fluência é realizada considerando a discretização temporal do problema e a idade em que o concreto é ativado, para os diferentes tipos de concretos existentes. Assim, é possível simular concretos com diferentes idades em um mesmo problema.

Uma característica importante dos problemas com faseamento construtivo é a mudança das condições de apoios da estrutura ao longo do processo de execução, responsável por alterações significativas nas solicitações estruturais. O modelo apresentado neste trabalho é capaz de avaliar estas variações na estrutura, como nas situações de apoios temporais, a partir da alteração das atribuições de restrições características dos nós e respectivos graus de liberdade do problema, por fase construtiva. Entretanto, o código apresentado ainda não é capaz de simular componentes anexos à estrutura faseada, como, por exemplo, as treliças de lançamento da metodologia construtiva de lançamentos sucessivos. Porém, para processos construtivos nos quais estas estruturas são desnecessárias esta limitação não afeta os resultados.

Dessa forma, ao iniciar um processo de execução a estrutura ativa na fase inicial possui uma determinada condição de apoio que pode se alterar na fase seguinte, considerando um novo conjunto estrutural ativo. No caso de identificação de restrição ou apoio anteriormente inexistente, o deslocamento do(s) grau(s) de liberdade associado(s) é armazenado até a fase que estava livre, e a força passa a compor o vetor de reações globais da estrutura. Para a situação de remoção de restrições associada ao(s) grau(s) de liberdade inicialmente fixos, a força reativa é realocada para o vetor de forças externas aplicadas à estrutura, com sentido oposto ao inicial. Estas realocações de graus de liberdade restritos são obtidas mediante a geração de um vetor tipo ponteiro que armazena os graus de liberdade prescritos de acordo com a situação da fase construtiva. A Figura 3-21 ilustra as informações apresentadas.

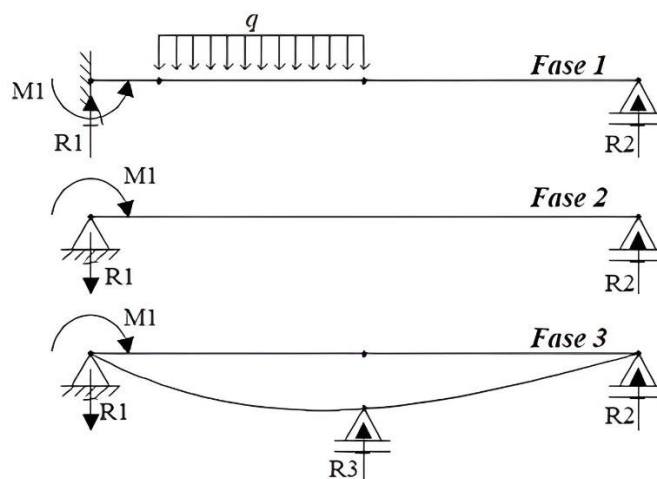


Figura 3-21 – Ilustração do procedimento de alterações das condições de contorno.

De maneira geral, a metodologia escolhida se caracterizava por apresentar uma complexidade de implementação razoável e com resultados satisfatórios descritos na literatura, somando

condições vantajosas no que se refere à inserção da programação em um código extenso e com muitas particularidades, como o VIMIS.

3.4.1. Algoritmo numérico

Os procedimentos apresentados a seguir descrevem a sequência de execução do algoritmo numérico implementado. Para cada fase construtiva, o período de análise é dividido em passos de tempo $(\Delta t_1, \Delta t_2, \Delta t_3, \dots, \Delta t_n)$, nos quais são definidas as condições de apoios e também os carregamentos que são aplicados no início de cada passo temporal. Os carregamentos a serem considerados podem ser divididos em incrementos de carga, $\Delta R_1, \Delta R_2, \Delta R_3, \dots, \Delta R_n$ como ilustrado na Figura 3-22, estando associados com suas respectivas respostas como apresenta a Figura 3-23. Assim sendo, define-se:

1. Realiza a leitura do controle de aplicação de carga para o tempo de análise t_i e para o intervalo considerado $\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$. Monta o vetor de forças aplicadas $\{R(t_i)\}$ e divide o mesmo em função do número de incrementos e parcelas de carga. Ainda neste passo, é realizado o cálculo dos parâmetros de ajuste das cadeias de Kelvin para a avaliação viscoelástica.
2. Inicia o procedimento de solução iterativa para o incremento de carga atual.
3. Realiza a montagem das matrizes de rigidezes dos elementos e posteriormente monta a matriz de rigidez global considerando os elementos ativados e desativados para o atual estágio de execução. As condições de apoios do estágio corrente são aplicadas e/ou atualizadas (ver seção 3.2.2.2).
4. Obtém-se a solução das equações de equilíbrio para determinação do vetor de deslocamentos incrementais (para o passo de carga), que é somado aos incrementos anteriores para obtenção dos deslocamentos globais.
5. Para cada elemento são calculados os valores de deslocamentos, tensões e deformações. A matriz constitutiva do material é atualizada e então são determinadas as forças internas associadas ao estado atual. Os incrementos de tensões são determinados a partir das respectivas deformações mecânicas e da matriz constitutiva utilizando o modelo de curta duração. A deformação mecânica é obtida subtraindo da deformação total as parcelas não mecânicas associadas à fluência e retração, e a parcela associada à

maturação do concreto. No caso do cabo de protensão é considerada a tensão gerada pela relaxação do aço.

6. Realiza a montagem do vetor de forças residuais, obtido a partir da diferença entre o vetor de forças externas aplicadas e o vetor de forças internas. Verifica-se o critério de convergência.
7. Se a convergência não foi obtida, retorna ao procedimento número 3 e repete os demais procedimentos, sem qualquer atualização das propriedades dos elementos nem das informações referentes ao estágio construtivo, até atingir a convergência ou em caso de divergência da solução, o algoritmo é encerrado.
8. Os procedimentos anteriores são repetidos até o último incremento de carga. Ao final do carregamento se prossegue ao procedimento 9.
9. É realizada uma atualização das propriedades dos materiais considerando o próximo passo de tempo, iniciando em t_{i+1} , e são verificadas, para cada elemento, as deformações decorrentes dos efeitos de fluência e retração, para o concreto e a relaxação dos cabos de protensão, associadas ao próximo passo de tempo. Estas deformações são convertidas em cargas equivalentes a serem aplicadas em t_{i+1} e, portanto, somadas ao vetor incremental de cargas externas aplicadas também neste tempo. Retorna ao procedimento 1 com $i = i + 1$ e repete os demais procedimentos.
10. Os procedimentos anteriores são repetidos até o último passo de tempo e a análise prossegue para a próxima fase de construção, iniciando novamente no procedimento 1, realizando a atualização de coordenadas para ativação dos elementos existentes na fase construtiva que se inicia. A análise é finalizada quando o tempo final da última fase construtiva é alcançado.

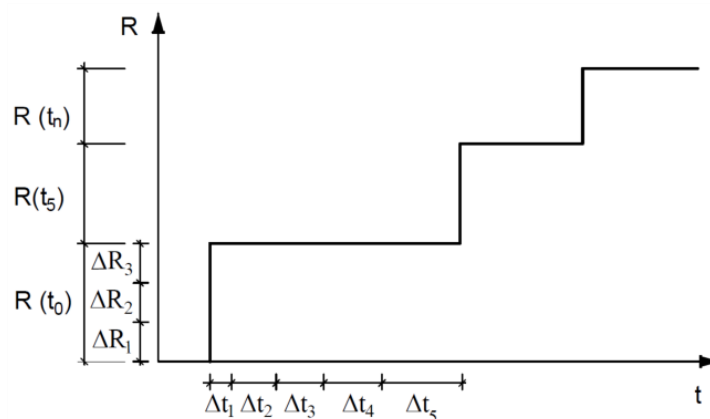


Figura 3-22 – Histórico de carga.

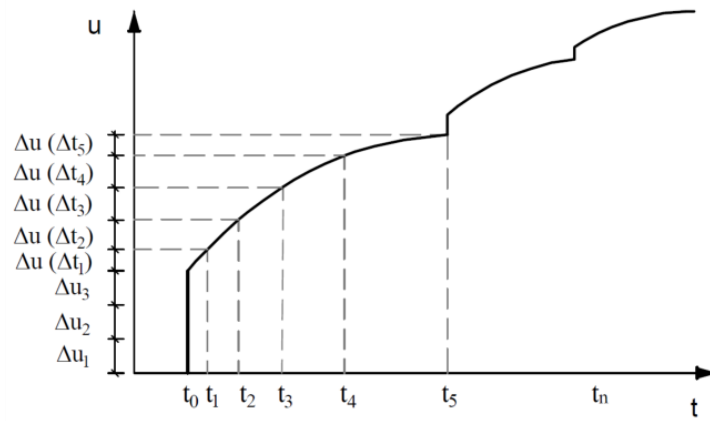


Figura 3-23 – Deslocamento ao longo do tempo.

Na Figura 3-24 é apresentado um fluxograma geral do programa, sintetizando as informações descritas anteriormente.

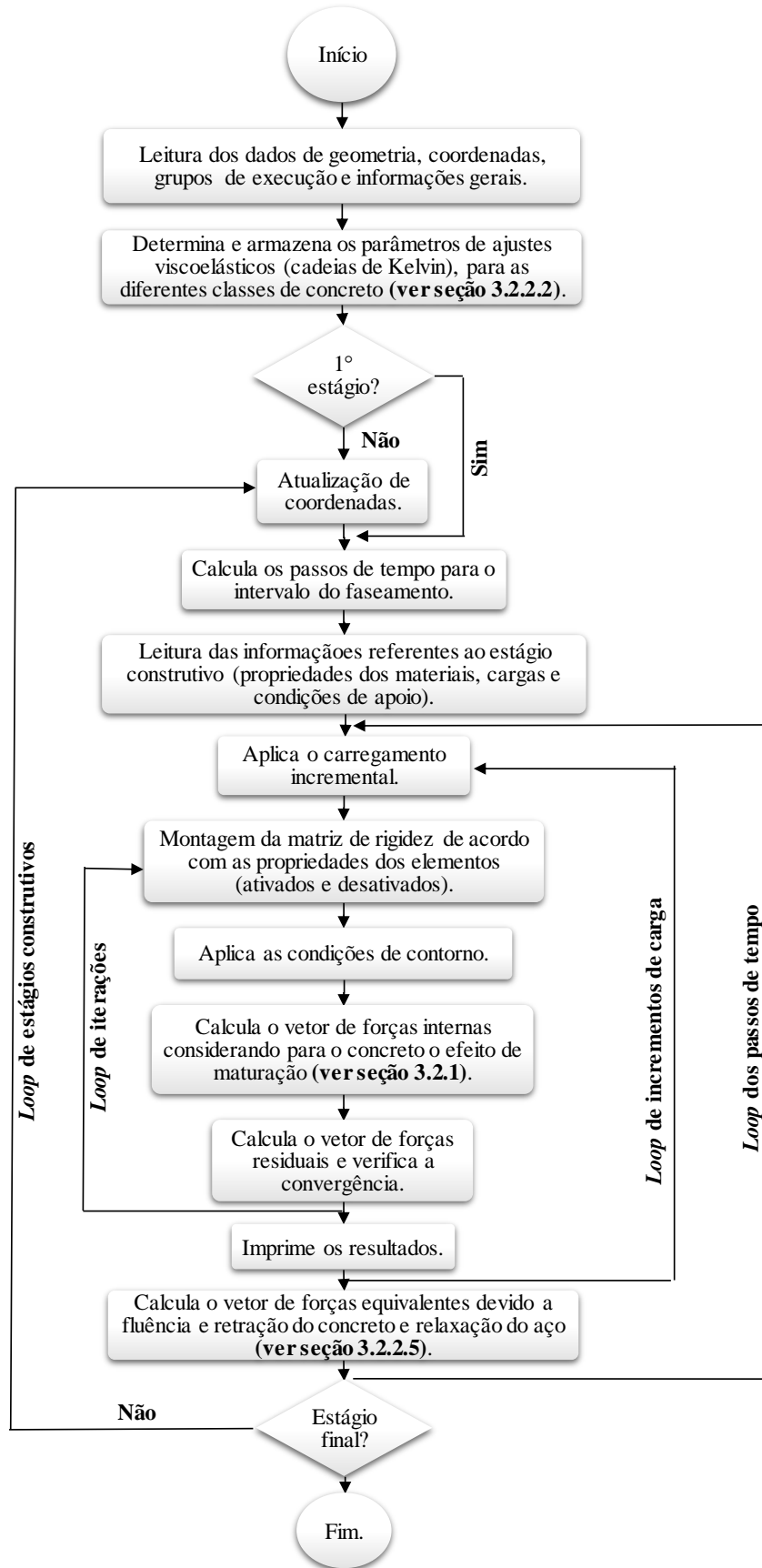


Figura 3-24 –Fluxograma do programa VIMIS.

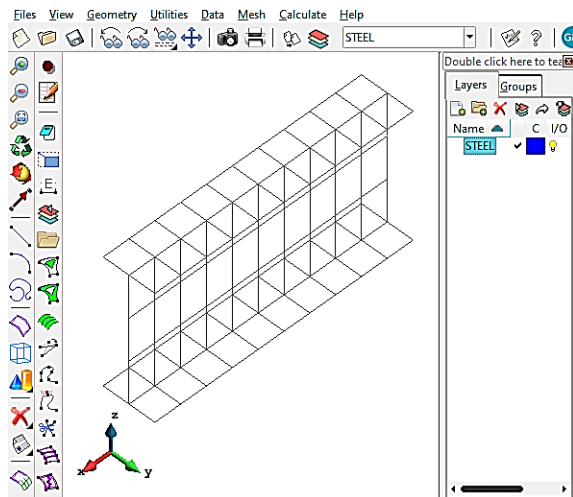
3.5. ETAPAS DE PRÉ- E PÓS-PROCESSAMENTO

O código computacional VIMIS é escrito em linguagem Fortran 90, e contém toda a formulação matemática para a simulação numérica de estruturas com seção mista de aço e concreto. As informações necessárias à simulação, bem como os resultados obtidos para as análises posteriores, são apresentadas em arquivos externos, arquivos de entrada e saída, respectivamente, que constituem as etapas de pré e pós-processamento que são realizadas através do *software* GiD.

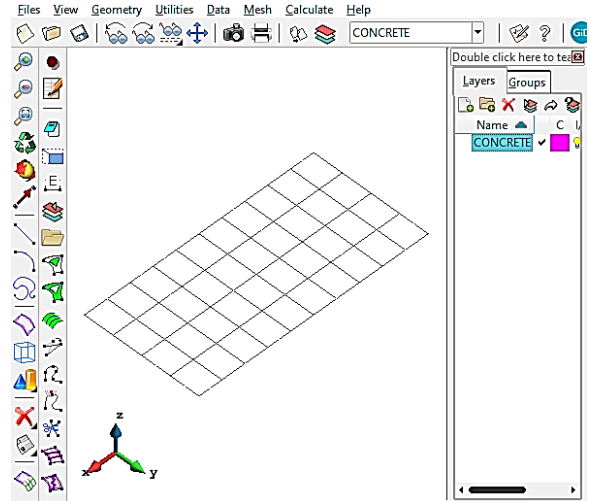
No GiD é elaborado um arquivo com as informações sobre o problema em análise, tais como geometria, malha, condições de contorno, materiais, histórico de carregamentos, propriedades para avaliação de efeitos diferidos e, a partir deste trabalho, especificações sobre processo de execução. A definição da geometria e malha é realizada a partir dos comandos disponíveis na janela de desenho do programa, bem como a definição de condições de contorno, cargas e associações de propriedades.

O GiD possui uma interface programável, com linguagem específica, na qual o usuário pode definir quais informações precisa extrair do modelo a ser preparado assim como a formatação do arquivo que será obtido. Portanto, os dados necessários às simulações com o VIMIS são programados de acordo com o padrão da ferramenta. A inclusão da potencialidade de análise do faseamento construtivo resultou em mudanças significativas na formatação do arquivo de entrada, como também a inclusão de novos dados, e, portanto, foi realizado um trabalho de programação no GiD para que um novo arquivo de leitura pudesse ser obtido.

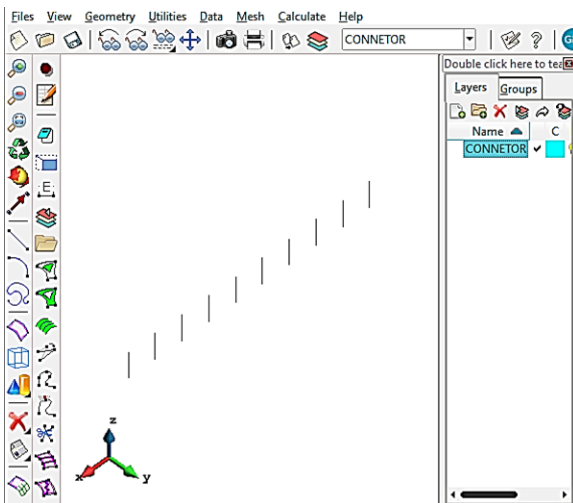
A respeito da seção mista, as malhas dos componentes estruturais (perfil de aço, laje e conectores) são preparadas individualmente e posteriormente unidas em uma malha única, como ilustra a Figura 3-25. Ao final da simulação, a malha com os resultados é visualizada no mesmo *software* a partir de um arquivo gerado pelo VIMIS, no qual são descritos os dados de deslocamentos, deformações e tensões para diferentes instantes de tempo. As condições de fissuração, plastificação e esmagamento do concreto são avaliados por meio de um conjunto *scripts* em linguagem Matlab, que fazem a leitura de outro arquivo de saída disponibilizado pelo código.



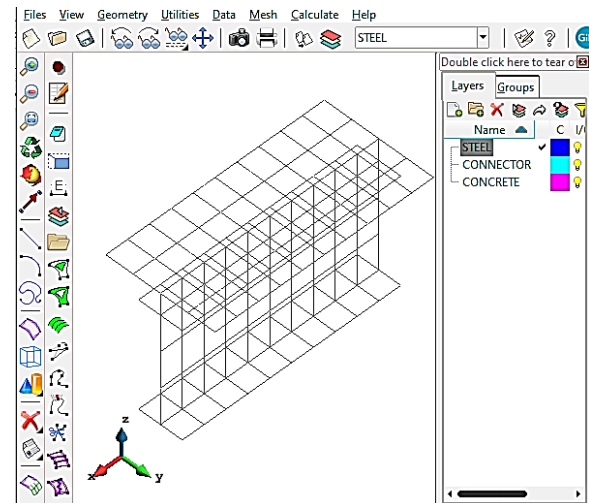
(a) Malha do perfil



(b) Malha da laje



(c) Malha dos conectores



(d) Malha da estrutura completa

Figura 3-25 – Sequência de montagem da malha de viga mista.

4. ANÁLISES NUMÉRICAS

Os seguintes tópicos apresentam exemplos empregados para a verificação das novas implementações realizadas no programa VIMIS.

4.1. EXEMPLOS DE LONGA DURAÇÃO DESCONSIDERANDO FASEAMENTO OU ALTERAÇÃO ESTRUTURAL

4.1.1. Ensaio experimental sob diferentes carregamentos

Ross (1958) apresentou um trabalho experimental a fim de analisar o comportamento do concreto considerando os efeitos da fluência do concreto para diferentes condições de carregamento com cargas e descargas em diferentes históricos. Foram considerados corpos de prova cilíndricos com (30,5x11,75) cm submetidos a um ensaio de compressão. Dias (2013) simulou estes exemplos considerando prismas de concreto (20x100x6,5) cm como apresentado na Figura 4-1.

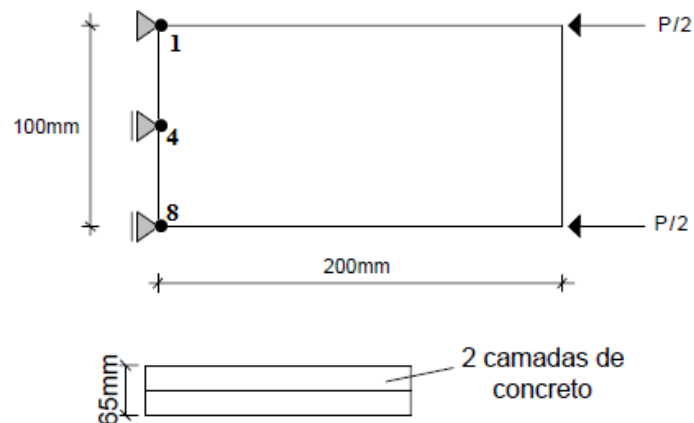


Figura 4-1 – Caracterização do elemento empregado para simulação dos experimentos –

Fonte: (DIAS, 2013).

A simplificação adotada para modelagem, prismas ao invés de cilindros de concreto, baseia-se no trabalho de Chong et al. (2008) no qual foi empregada a mesma abordagem, sendo o fator da geometria do corpo de prova considerado de pouca relevância na determinação da deformação, uma vez que o carregamento está contido na fase elástica. A malha de elementos finitos é composta apenas um elemento de concreto com espessura dividida em duas camadas.

Dados referentes ao material estão apresentados na Tabela 4-1. Os resultados foram obtidos considerando o modelo normativo CEB MC90, compatíveis ao modelo utilizado por Dias (2013). A Tabela 4-2 apresenta os casos de carregamentos avaliados

Tabela 4-1 – Propriedades mecânicas do concreto

Módulo de Elasticidade E_{c28}	Resistência à compressão f_{cm}	Resistência à tração f_{ct}	Poisson ν	Deformação última de compressão ϵ_{cu}	Deformação última de tração ϵ_{rs}
3548,8 kN/cm ²	4,6 kN/cm ²	0,46 kN/cm ²	0,15	4,5‰	3‰

Tabela 4-2 – Definição dos casos de carregamentos

Casos	Característica			
	Idade (dias)	Carga (kN)	Descarga (kN)	Tempo de análise (dias)
1	14	45,8	-	140
	60	-	45,8	
2	28	48,8	-	190
	60	-	12,2	
	91	-	12,2	
	120	-	12,2	
	154	-	12,2	
3	8	45,0	-	180
	16	-	9,0	
	28	-	9,0	
	63	-	9,0	
	90	-	9,0	
	120	-	9,0	
4	8	9,0	-	180
	14	9,0	-	
	28	9,0	-	
	63	9,0	-	
	90	9,0	-	
	120	-	45,0	
5	8	45,0	-	180
	14	-	18,0	
	28	-	18,0	
	63	-	-	
	90	18,0	-	
	120	18,0	-	
	180	-	45,0	

No trabalho de Ross (1958), os corpos de prova foram submetidos a diferentes condições de carregamento, com cargas e descargas agindo de maneira constante em alguns intervalos de tempo. Dias (2013) empregou estes casos para validar o modelo de longa duração, utilizando a Teoria da Solidificação. Neste trabalho estes mesmos casos são empregados para validar o

modelo com a solução integral. As cargas dos experimentos foram aplicadas como cargas concentradas como se ilustra na Figura 4-1.

A Figura 4-2 até a Figura 4-6 mostram resultados comparativos entre as duas abordagens de cálculo, Teoria da Solidificação e considerando a solução integral, conjuntamente com os dados experimentais.

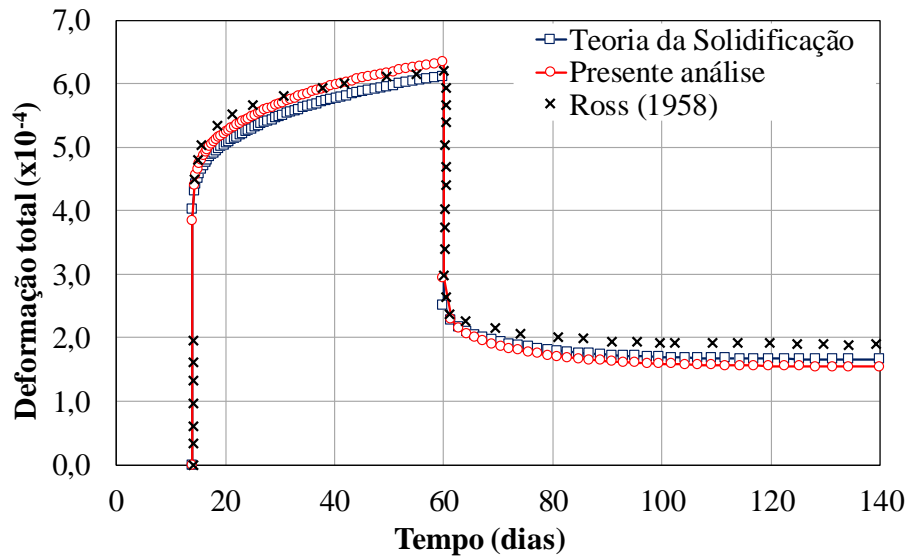


Figura 4-2 – Caso de carregamento 1.

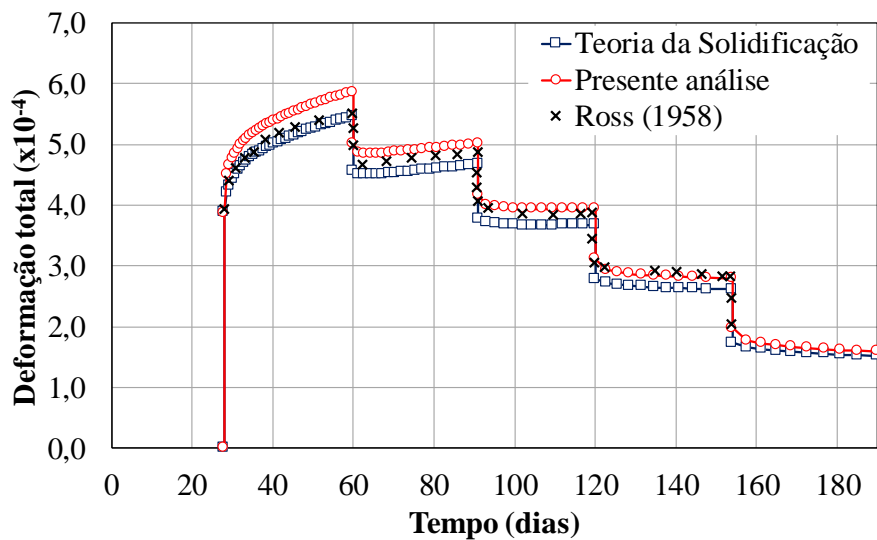


Figura 4-3 – Caso de carregamento 2.

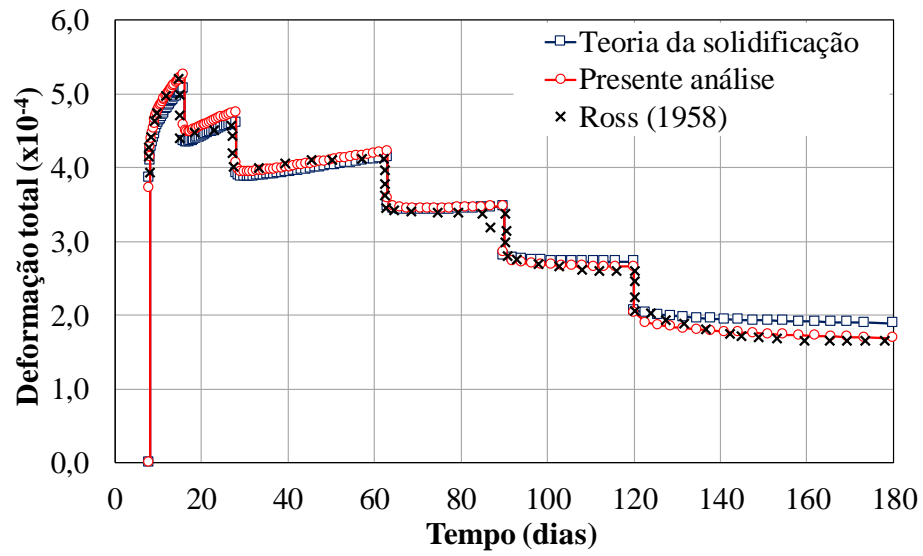


Figura 4-4 – Caso de carregamento 3.

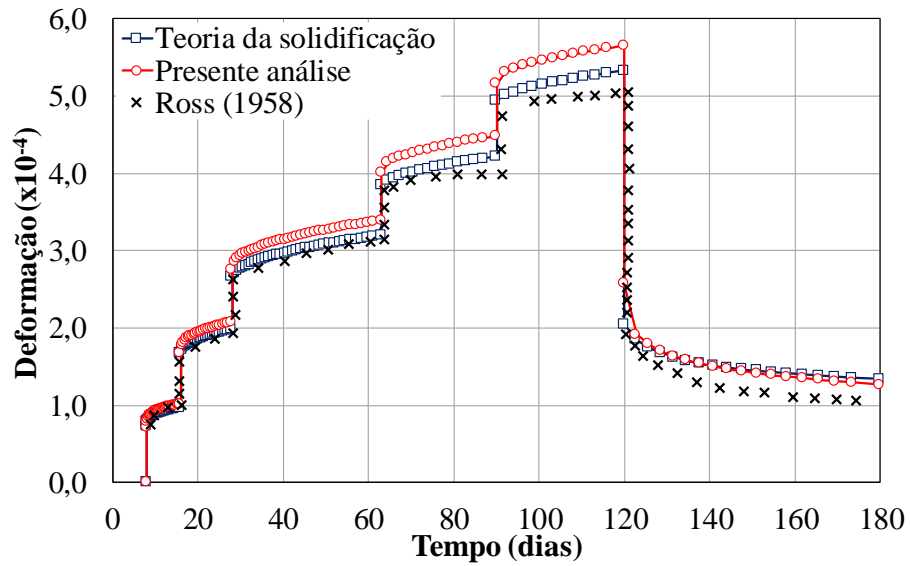


Figura 4-5 – Caso de carregamento 4.

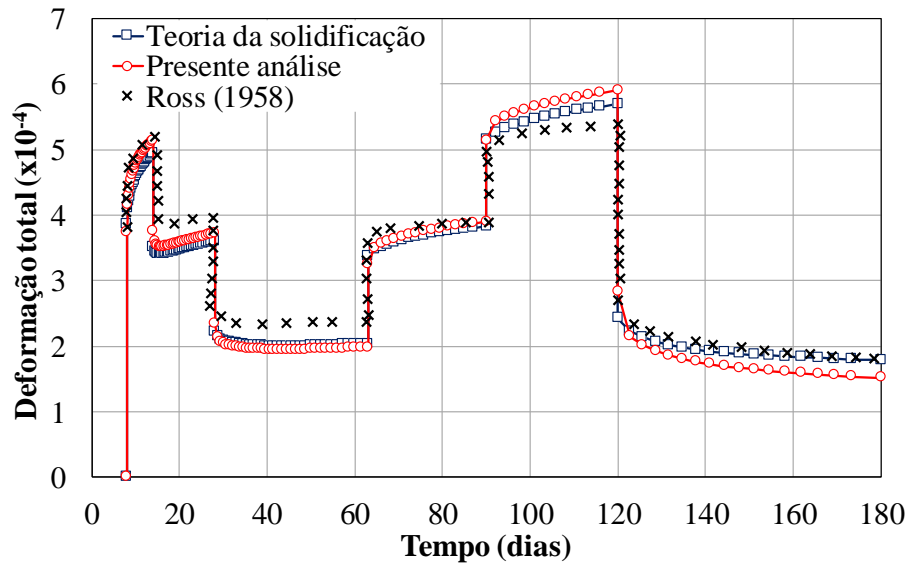


Figura 4-6 – Caso de carregamento 5.

Os resultados apresentados indicam a adequada programação do modelo de atualização dos parâmetros das cadeias de Kelvin. As diferenças mais significativas são identificadas nas condições de carga dos elementos, porém ambos os modelos capturam satisfatoriamente o comportamento do resultado experimental. Com relação aos resultados numéricos, a maior diferença de deformação foi de $0,578 \times 10^{-4}$ mm/mm, obtida para o caso 4 na idade de 120 dias. Já os melhores resultados foram obtidos para as condições de descargas consecutivas nos casos de carregamento 2 e 3.

4.1.2. Ensaio experimental de viga mista – variação das condições ambientes

Fan et al. (2010) realizaram uma análise experimental de vigas mistas submetidas a momentos fletores positivos e negativos, durante 3 anos, a fim de verificar os efeitos de fluência e retração do concreto. Além da distinção quanto às solicitações, as estruturas apresentaram propriedades mecânicas (resistência à compressão do concreto) diferentes com condições de contorno e armaduras de reforço distintas como apresentado na Tabela 4-3.

Tabela 4-3 – Características e dados das vigas ensaiadas

Estrutura	Contorno	Comprimento (m)	Resistência do concreto (MPa)	Área da Armadura de reforço (cm ²)	Solicitação
LCB1	apoiada	4,0	20	10,43	Momento positivo
LCB2					
LCB3	balanço	5,0*	30	15,86	Momento negativo
LCB4					

*2,0 metros em balanço nas extremidades

Os valores dos carregamentos bem como os detalhes geométricos das estruturas são apresentadas na Figura 4-7 e na Figura 4-8.

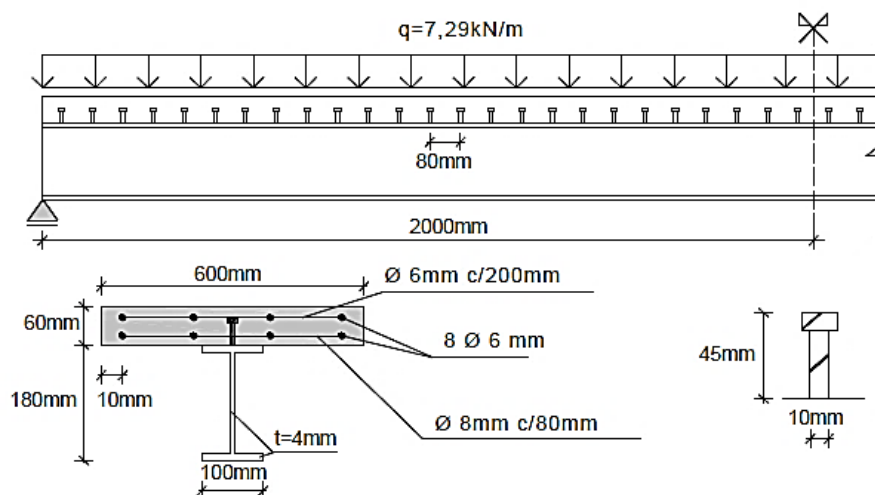


Figura 4-7 – Vigas LCB1 e LCB2 – características geométricas e carregamento – Fonte: Moreno (2016).

Os conectores foram dispostos em uma única fileira, espaçados em 8 cm, exceto para a viga LCB3, para a qual foi empregado um espaçamento de 15 cm. De acordo com Moreno (2016), a característica de rigidez da ligação foi definida pelo ajuste dos parâmetros da equação que define o comportamento dos conectores, sendo os dados para a dita curva (Figura 4-9) obtidos com base no trabalho de Chapman e Balakrishnan (1964).

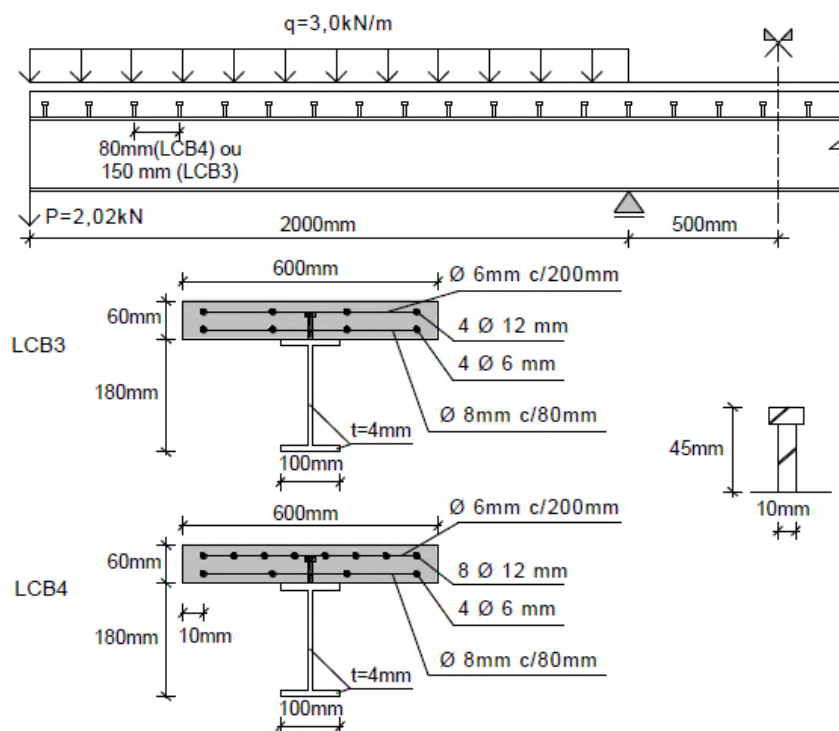


Figura 4-8 – Vigas LCB3 e LCB4 – características geométricas e carregamento – Fonte: Moreno (2016).

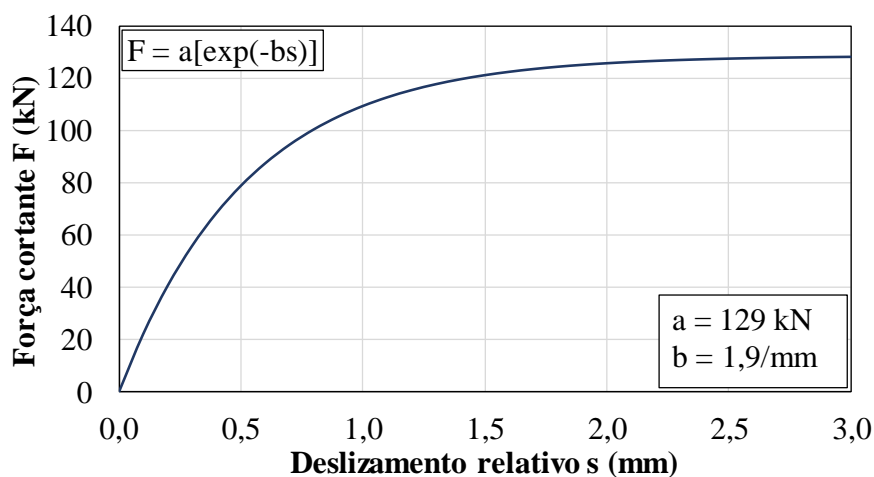


Figura 4-9 – Curva de rigidez dos conectores.

Os modelos empregados para as vigas LCB1 e LCB2 consideraram toda a extensão das estruturas (não foi aplicada condição de simetria) com malhas definidas com 312 elementos de concreto, 51 conectores e 364 elementos para o perfil da viga de aço. A carga de peso próprio foi aplicada de maneira distribuída sobre os elementos da laje, conjuntamente com uma sobrecarga de 6,23 kN/m.

Diferentemente, as vigas com balanços foram modeladas considerando a condição de simetria, sendo a malha constituída por 108 elementos de concreto, 33 conectores (LCB3), 17 conectores (LCB4) e 126 elementos para o perfil da viga de aço. A carga de peso próprio foi aplicada sobre os elementos de concreto conjuntamente com uma sobrecarga de 1,94 kN/m sobre os nós da faixa central da laje. Também foi aplicada uma carga concentrada de 2,02 kN disposta na extremidade da viga sobre o nó central da mesa inferior do perfil.

Para todas as vigas foi empregada uma discretização da laje em seis camadas de concreto e quatro camadas de armadura de reforço. Demais informações e características do modelo e malha podem ser verificadas no trabalho de Moreno (2016). Os dados referentes às propriedades mecânicas dos materiais são apresentados na Tabela 4-4.

Tabela 4-4 – Propriedades mecânicas dos materiais.

Propriedades	Material			
	Concreto		Aço estrutural	Aço (reforço)
	C20*	C30**		
Módulo E (kN/cm ²)	3180,0	3470,0	20600,0	20600,0
Tensão de escoamento f_y (kN/cm ²)	-		30,36	30,36
Tensão última f_u (kN/cm ²)	-		-	35,0
Resistência à compressão f_{cm} (kN/cm ²)	2,45	3,40	-	-
Resistência à tração f_t (kN/cm ²)	0,254	0,317	-	-
Poisson ν	0,2		0,3	0,3
Deformação última (‰)	Tração (+)	2,0	2,5	2,5
	Compressão (-)	4,5		

*C20: concreto dosado para 20 MPa de resistência; **C30: concreto dosado para 30 MPa de resistência;

As vigas foram analisadas para um período de 1085 dias com carregamento aplicado aos 7 dias e mesmo tempo de cura. Segundo Fan et al. (2010), durante o período de ensaio foi realizado o monitoramento e medição dos valores de temperatura e umidades relativas, cujos resultados são apresentados na Figura 4-10.

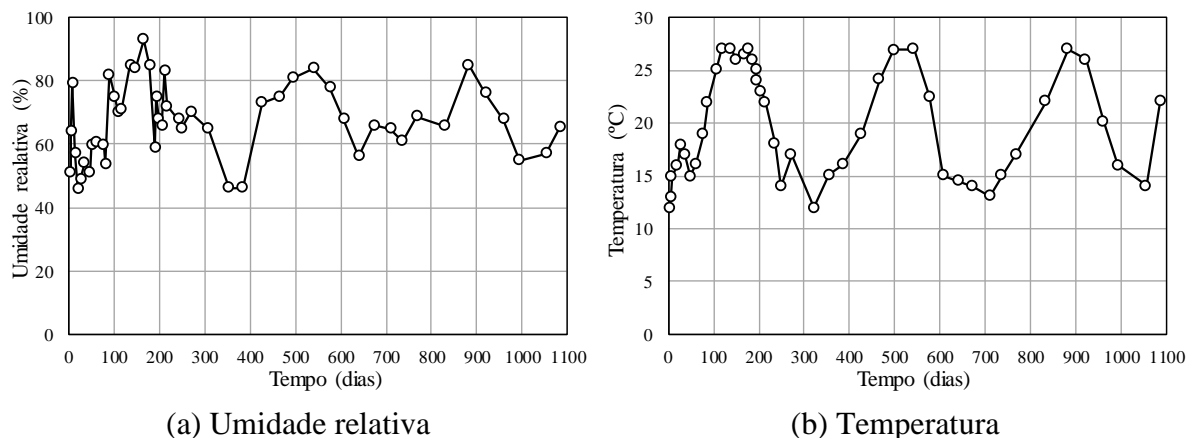


Figura 4-10 – Variação das condições ambientais ao longo do tempo – Fonte: Moreno (2016).

Como destacado anteriormente, em situações como a deste experimento, a atualização das cadeias dos parâmetros viscoelásticos do modelo de Kelvin seria mais adequada para a simulação estrutural do concreto, pois assim considera-se de forma mais conveniente as propriedades do material para uma determinada idade em uma dada condição ambiental. Neste contexto, as vigas descritas foram simuladas considerando o cenário de variação dos parâmetros de umidade e temperatura, com a abordagem da formulação integral e comparada com a Teoria da Solidificação.

Os resultados obtidos por ambas as abordagens são apresentados da Figura 4-11 até a Figura 4-18. Para as vigas apoiadas (LCB1 e LCB2) os resultados são descritos em termos de deslocamentos no meio do vão, enquanto para as vigas em balanço (LCB3 e LCB4) os deslocamentos verticais referem-se a um ponto de extremidade livre.

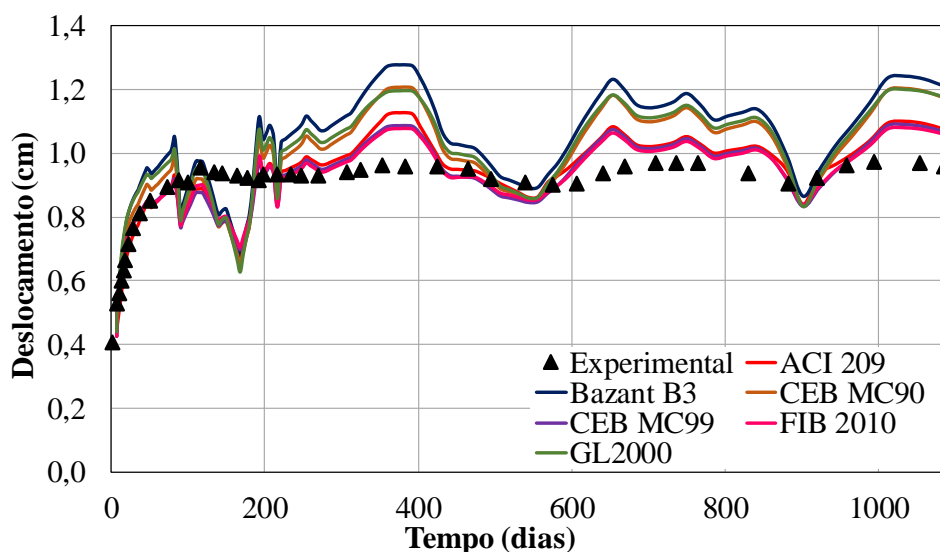


Figura 4-11 – Deslocamentos no centro do vão. Viga LCB1 – Teoria da Solidificação.

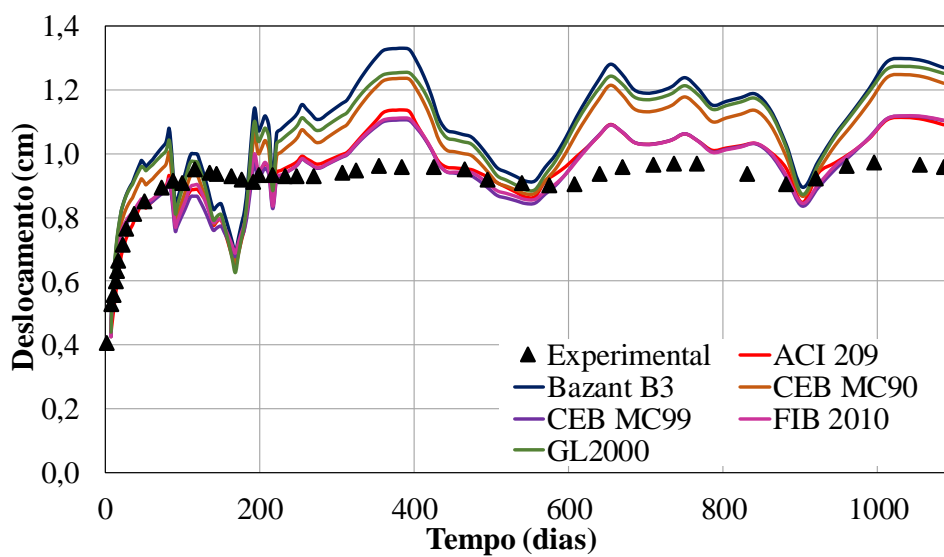


Figura 4-12 – Deslocamentos no centro do vão. Viga LCB1 – Formulação integral.

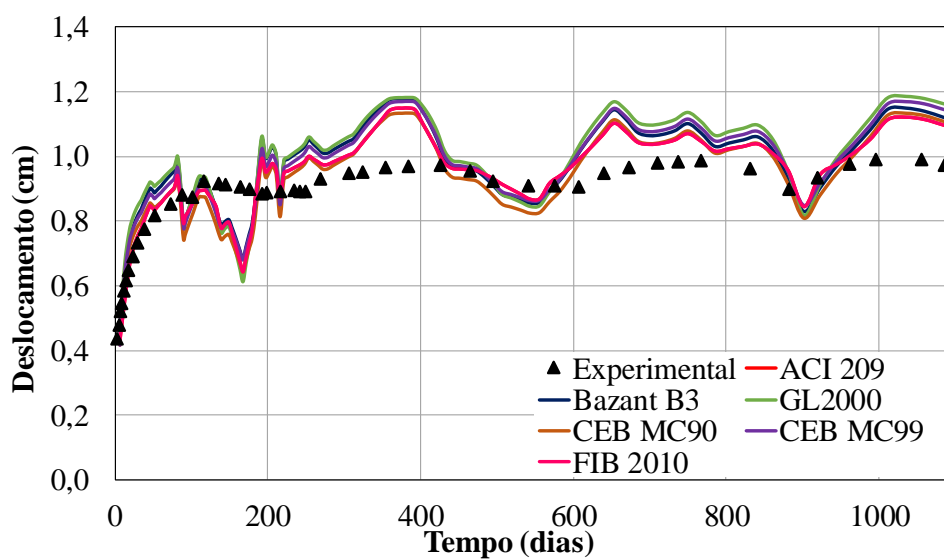


Figura 4-13 – Deslocamentos no centro do vão. Viga LCB2 – Teoria da Solidificação.

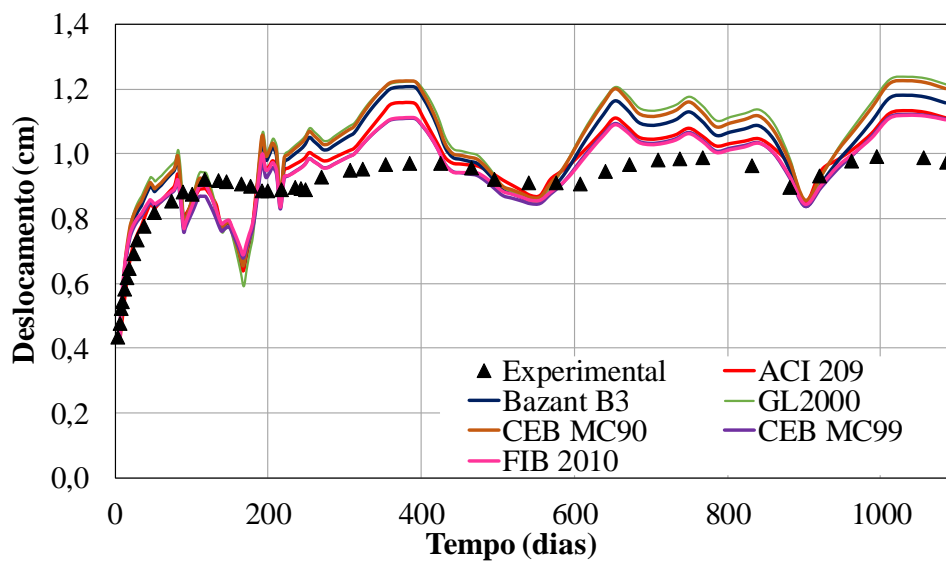


Figura 4-14 – Deslocamentos no centro do vão. Viga LCB2 – Formulação integral.

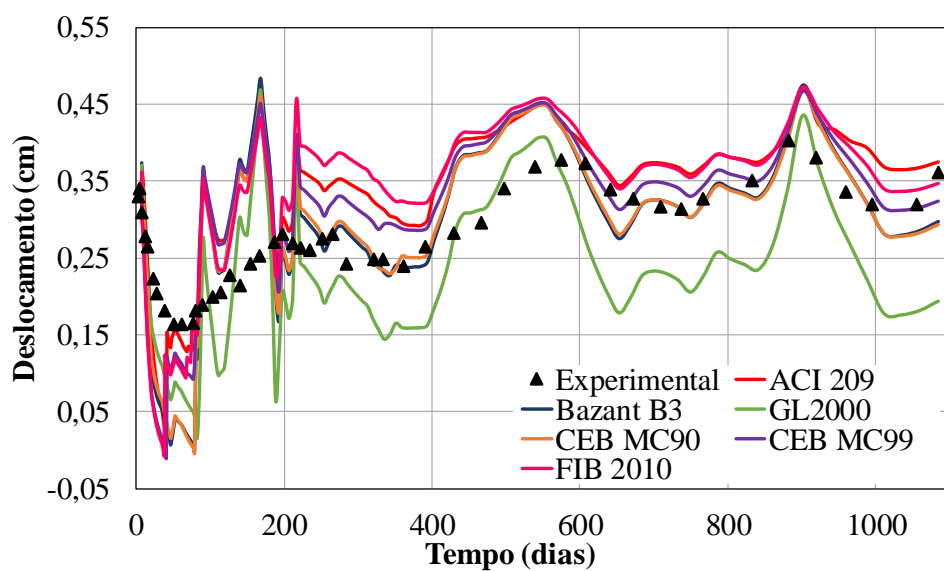


Figura 4-15 – Deslocamentos no extremo livre. Viga LCB3 – Teoria da Solidificação.

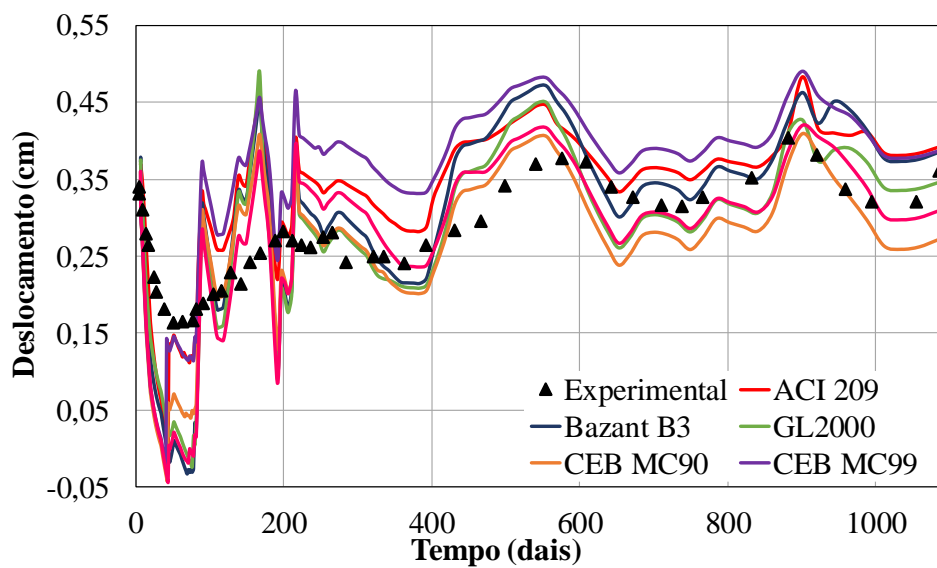


Figura 4-16 – Deslocamentos no extremo livre. Viga LCB3 – Formulação integral.

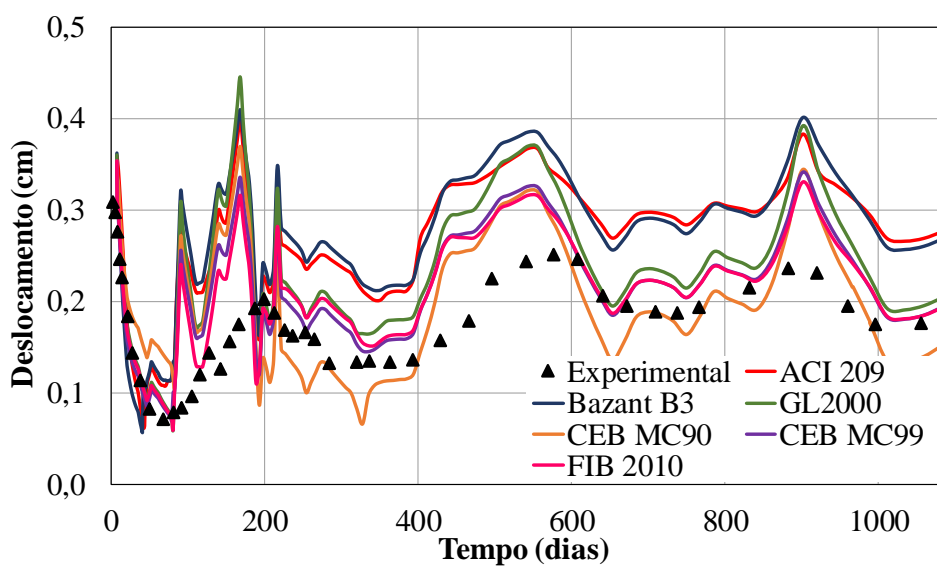


Figura 4-17 – Deslocamentos no extremo livre. Viga LCB4 – Teoria da Solidificação.

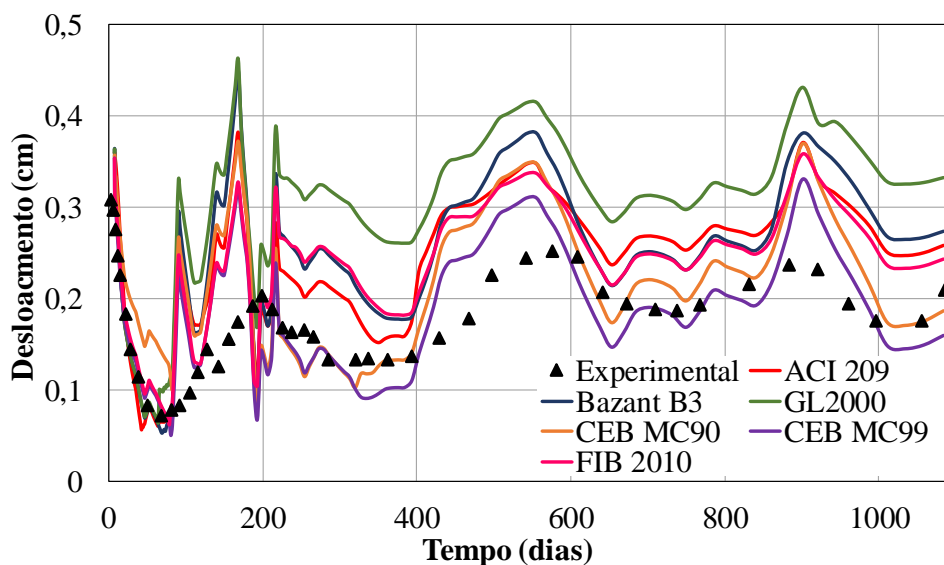


Figura 4-18 – Deslocamentos no extremo livre. Viga LCB4 – Formulação integral.

Da avaliação da Figura 4-11 até a Figura 4-18, destaca-se que as duas abordagens seguem o padrão do comportamento dos dados experimentais, acompanhando as variações ao longo do tempo. De maneira geral, os modelos do ACI 209, CEB MC90 e CEB MC99 foram os que descreveram melhor os resultados experimentais, como pode ser observado nas figuras. Por outro lado, os modelos Bazant B3 e GL 2000 apontaram elevadas dispersões entre os dados, demonstrando a menor representatividade e qualidade dos resultados. Assim como nos exemplos anteriores, as duas teorias estudadas indicaram ser apropriadas para a avaliação das respostas de longa duração para elementos de concreto e sistemas mistos de aço e concreto, inclusive em situações de carga complexa e parâmetros ambientais variáveis.

4.1.3. Efeitos da relaxação dos cabos de protensão

O exemplo consiste em uma viga biapoiada de concreto, avaliada numericamente no trabalho de Lou et al. (2014), com seção retangular de 30x60 cm, 1500 cm de comprimento e armada apenas com um cabo de protensão parabólico, excêntrico em 20 cm no centro vão, conforme apresentado na Figura 4-19.

A peça apresenta concreto com resistência à compressão aos 28 dias de 35 MPa e módulo de elasticidade aos 28 dias de 34000 MPa, determinado a partir do modelo CEB MC90. Os efeitos de fluência e retração do concreto foram avaliados considerando também o CEB MC90 admitindo o tempo de cura de 3 dias, cura úmida e umidade relativa de 80%.

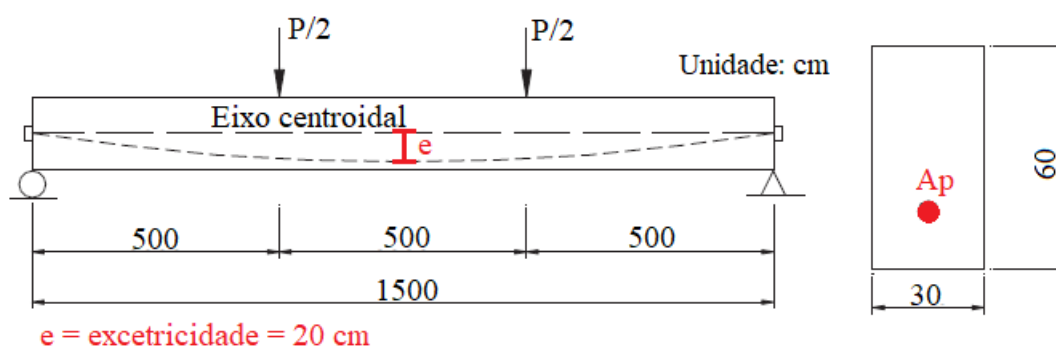


Figura 4-19 – Caracterização da estrutura – Adaptado Lou et al. (2014).

O cabo de protensão possui área de 10 cm^2 , módulo de elasticidade de 200000 MPa e tensão de escoamento de 1581 MPa e apresenta baixa relaxação. A viga é solicitada por uma força de protensão no valor de 1200 kN aplicada aos 28 dias de idade do concreto e conjuntamente foi também aplicado um carregamento P de 60 kN dividido em duas cargas iguais atuantes à 500 cm das extremidades.

A estrutura foi avaliada até a idade de 650 dias considerando três cenários distintos em relação aos efeitos de longa duração, sendo eles: avaliação apenas do efeito da fluência do concreto (F), avaliação dos efeitos de fluência e retração do concreto ($F+R$) e avaliação dos efeitos de fluência e retração do concreto e relaxação do aço ($F+R+R_x$).

Na Figura 4-20 é apresentado o resultado em relação ao deslocamento vertical no centro do vão da viga comparativamente aos resultados obtidos no trabalho de Lou et al. (2014). Como observado, o modelo do presente trabalho adequa-se muito bem aos resultados da referência, acompanhando satisfatoriamente as tendências dos cenários avaliados com mínimas diferenças, como se espera, já que os modelos numéricos não são exatamente iguais.

A consideração dos efeitos de longa duração afeta significativamente os resultados, principalmente em conjunto com a relaxação do aço. A avaliação apenas do fenômeno da fluência acarreta um erro relativo de aproximadamente $20,1\%$ em relação aos resultados com relaxação, e um estudo considerando fluência e retração resultou em um erro relativo menor de aproximadamente $14,6\%$, em comparação à avaliação com relaxação, porém ainda relevante. Dessa forma, uma avaliação inadequada de estruturas protendidas ou mesmo a adoção de modelos muito simplificados pode levar a resultados incoerentes e conclusões inadequadas.

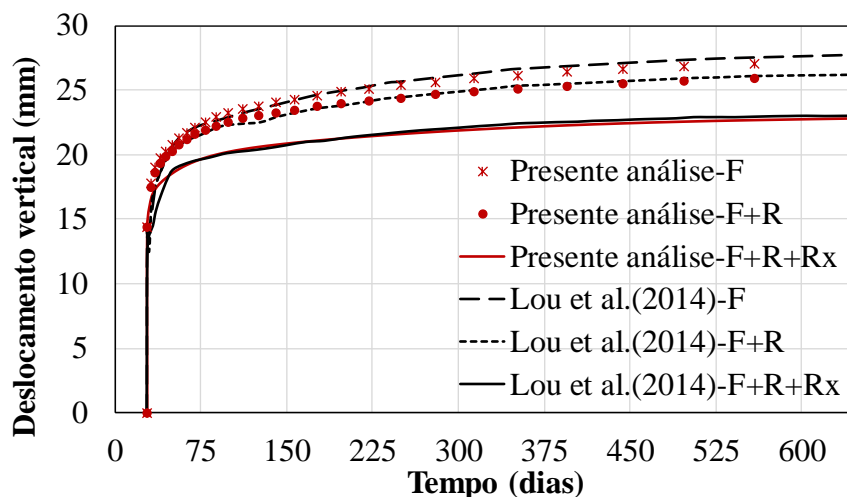


Figura 4-20 – Deslocamento vertical ao centro do vão, para os três cenários.

A consideração dos efeitos de longa duração afeta significativamente os resultados, principalmente em conjunto com a relaxação do aço. A avaliação apenas do fenômeno da fluência acarreta um erro relativo de aproximadamente 20,1% em relação aos resultados com relaxação, e um estudo considerando fluência e retração resultou em um erro relativo menor de aproximadamente 14,6%, em comparação à avaliação com relaxação, porém ainda relevante. Dessa forma, uma avaliação inadequada de estruturas protendidas ou mesmo a adoção de modelos muito simplificados pode levar a resultados incoerentes e conclusões inadequadas.

A Figura 4-21 apresenta a variação de tensão na armadura desenvolvida ao longo do tempo e avaliada para os três cenários. Para este resultado o presente modelo apresentou diferenças mais relevantes, principalmente para o cenário de avaliação dos três fenômenos conjuntamente, para a qual foi obtida uma diferença de 15,9 MPa. Para o cenário de apenas fluência e o cenário de fluência e retração, as diferenças obtidas foram de 7,71 MPa e 4,13 MPa, respectivamente. Apesar das diferenças os modelos apresentam os mesmos comportamentos e o VIMIS mostrou-se capaz de capturar adequadamente as variações de tensões desenvolvidas no cabo.

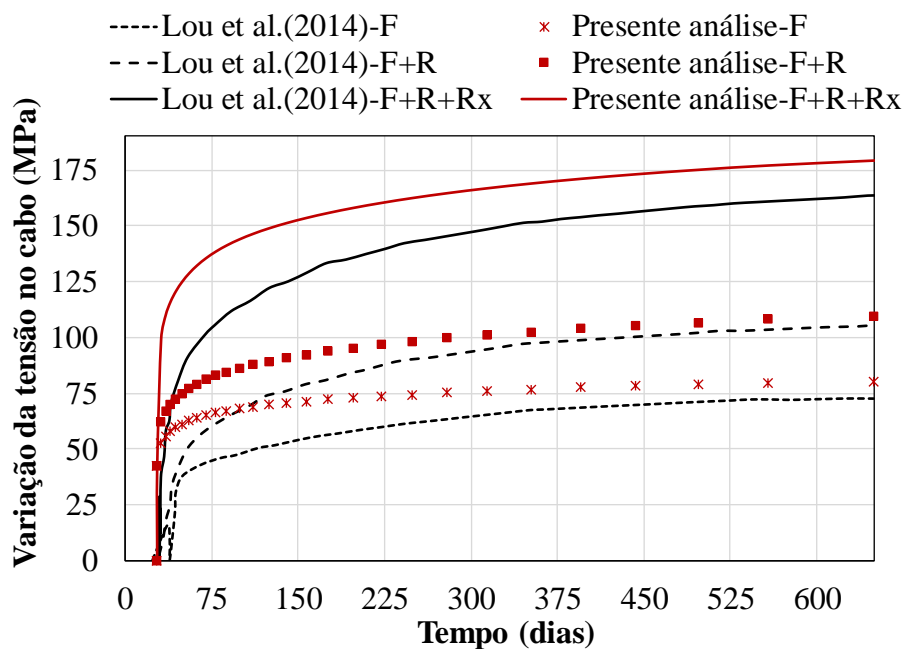


Figura 4-21 – Variação da tensão no cabo de protensão ao longo do tempo.

4.2. EXEMPLOS DE LONGA DURAÇÃO CONSIDERANDO FASEAMENTO OU ALTERAÇÃO ESTRUTURAL

Esta seção tem por objetivo apresentar exemplos de estruturas submetidas à diferentes situações de carregamentos e condições de contorno que se modificam ao longo do tempo, situações típicas de faseamentos construtivos. Nesta seção as estruturas são avaliadas considerando os efeitos dos fenômenos de fluência e retração do concreto. Os resultados numéricos são comparados com aqueles obtidos analiticamente a partir de abordagens publicadas nos trabalhos de Chiorino e Mola (1982), Dezi e Tarantino (1991) e Han et al. (2020).

4.2.1. Viga inicialmente apoiada com carga concentrada

Uma viga de seção retangular de 40x40 cm, avaliada por Pellegrini (2012), simplesmente apoiada foi submetida a uma carga concentrada de 100 kN aplicada ao centro do vão 7 dias ($t_0 = 7$ dias) após sua concretagem, como mostra a Figura 4-22. São avaliados dois cenários, o primeiro em que um apoio vertical é introduzido ao meio do vão da estrutura 3 dias após a aplicação do carregamento ($t_1 = 10$ dias), e no segundo cenário o mesmo apoio é introduzido, porém 21 dias após a data de aplicação da carga ($t_1 = 28$ dias).

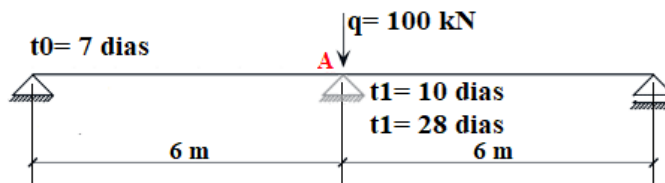
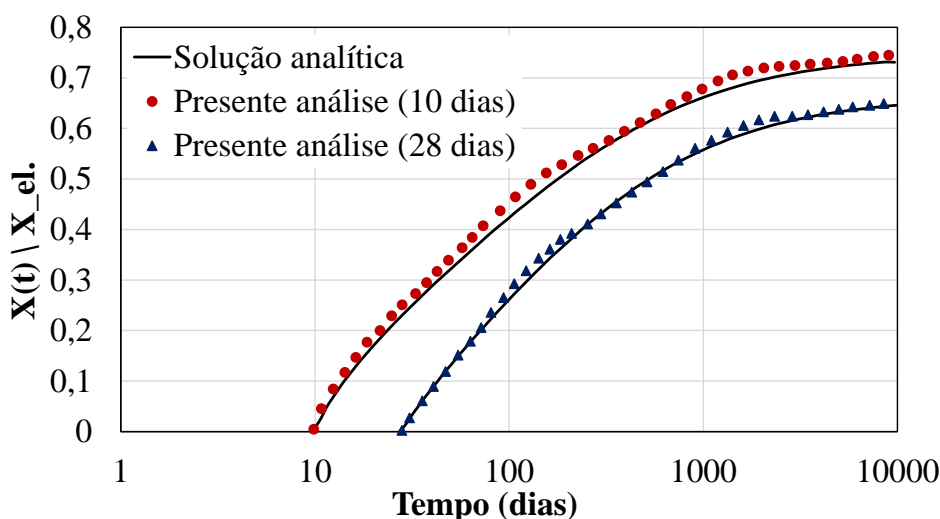


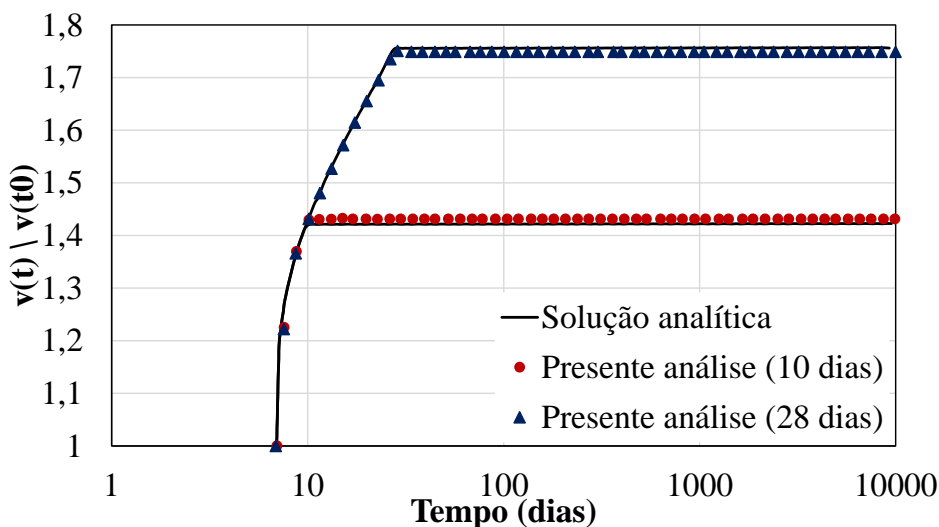
Figura 4-22 – Viga simplesmente apoiada (carga distribuída) – um apoio interno introduzido.

A viga é constituída por um concreto de classe C40 ($f_{cm} = 4 \text{ kN/cm}^2$ aos 28 dias), módulo de elasticidade $E_{c28} = 3627 \text{ kN/cm}^2$ e coeficiente de Poisson igual a 0,2. Para a avaliação dos efeitos viscoelásticos foi adotado o modelo normativo CEB MC90, cimento tipo I, temperatura de 20°C e umidade relativa de 70%. O estudo da estrutura teve como base as respostas da evolução da reação do apoio interno $X(t)$, momento fletor $M(t)$ e deslocamento vertical $v(t)$ no ponto A indicado na Figura 4-22. Os resultados são apresentados na Figura 4-23 conjuntamente com os resultados obtidos com a solução analítica também avaliada por Pellegrini (2012).

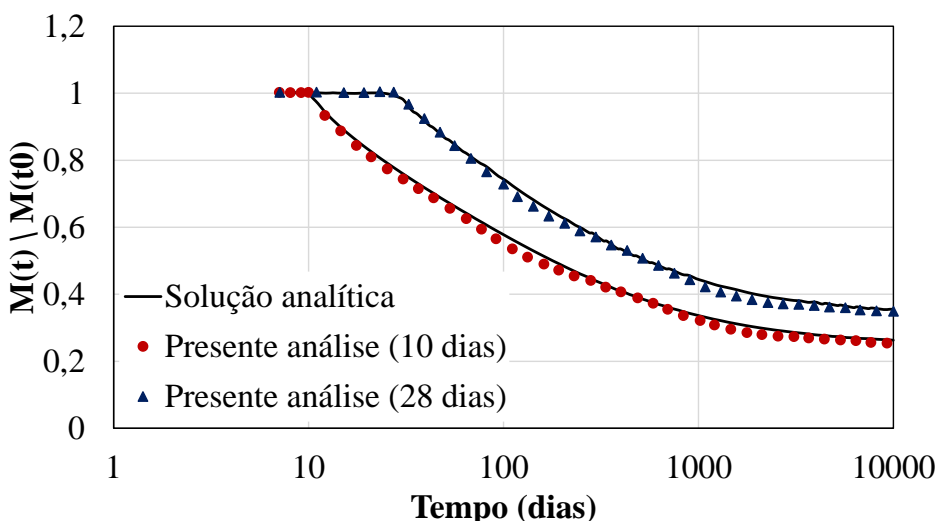
Destaca-se que os resultados de momento de fletor e deslocamento vertical são adimensionais em relação aos valores obtidos anteriormente à introdução do apoio, $M(t_0)$ e $v(t_0)$, respectivamente. Além disso, a reação vertical do apoio introduzido é adimensional em relação à reação vertical elástica instantânea ($X_{el.}$) considerando a situação fictícia de uma viga contínua com este apoio interno desde o início da análise



(a) Reação vertical no apoio interno.



(b) Deslocamento vertical no ponto A.



(c) Momento fletor no ponto A.

Figura 4-23 – Evolução das respostas após a introdução do apoio interno.

Inicialmente, observa-se o adequado ajuste entre os resultados analíticos e os obtidos a partir do modelo numérico proposto. Observando a Figura 4-23(a), ressalta-se que há uma tendência dos resultados em aproximar-se do valor da reação elástica com o passar do tempo ($t \gg t_1$), principalmente no cenário no qual o apoio é imposto mais cedo ($t_1 = 10$ dias), o que também é destacado por Vasconcelos(1999). Em relação à Figura 4-23(b), o deslocamento vertical cresce gradualmente decorrente do fenômeno de fluência até o instante da imposição do apoio, mantendo-se inalterado a partir de então.

No caso do momento fletor (Figura 4-23(c)), nota-se uma interferência maior no comportamento da estrutura quando a alteração estrutural ocorre em idades mais próximas à

concretagem, neste caso $t_1 = 10$ dias. Além disso, é interessante notar que para $t \gg t_1$ há uma tendência do momento fletor viscoelástico se anular com o tempo. Isto é consistente com o momento fletor nulo existente no apoio interno quando a viga contínua é executada de uma única vez sem mudança estrutural, sendo a força concentrada totalmente absorvida por este apoio.

4.2.2. Viga inicialmente apoiada com carga distribuída

Uma viga com a mesma geometria e condição de contorno inicial do exemplo anterior é estudada neste tópico, também avaliada por Pellegrini (2012). No entanto esta viga é submetida a uma carga uniformemente distribuída de 10 kN/m aplicada aos 3 dias ($t_0 = 3$ dias) conforme apresentado na Figura 4-24. Avalia-se os cenários em que três apoios internos, igualmente espaçados, são sucessivamente introduzidos aos 7 dias ($t_1 = 7$ dias), 14 dias ($t_2 = 14$ dias) e 28 dias ($t_3 = 28$ dias). As mesmas propriedades, parâmetros e modelo normativo do exemplo anterior são empregados para este caso.

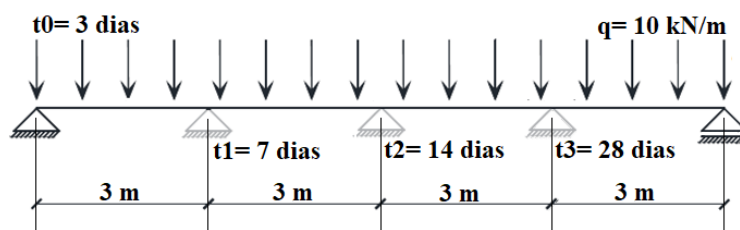
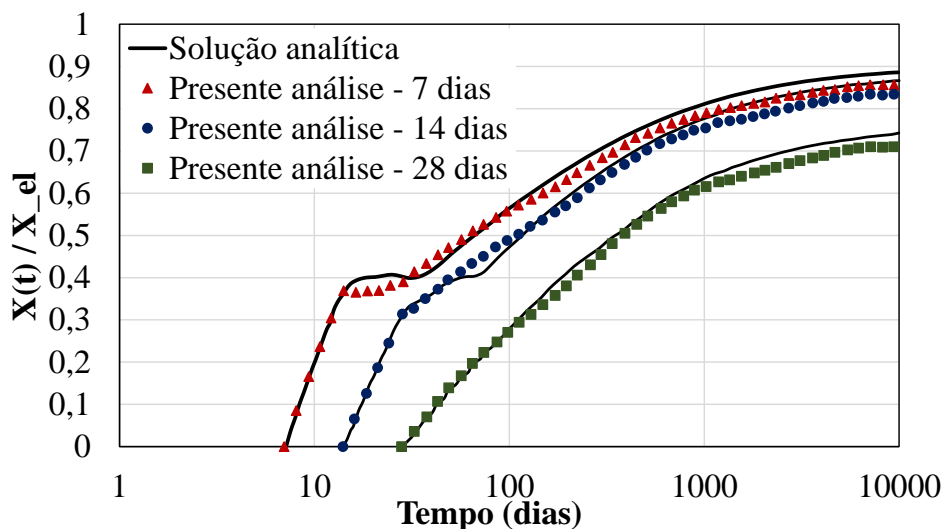


Figura 4-24 – Viga simplesmente apoiada (carga distribuída) – três apoios internos sucessivamente introduzidos.

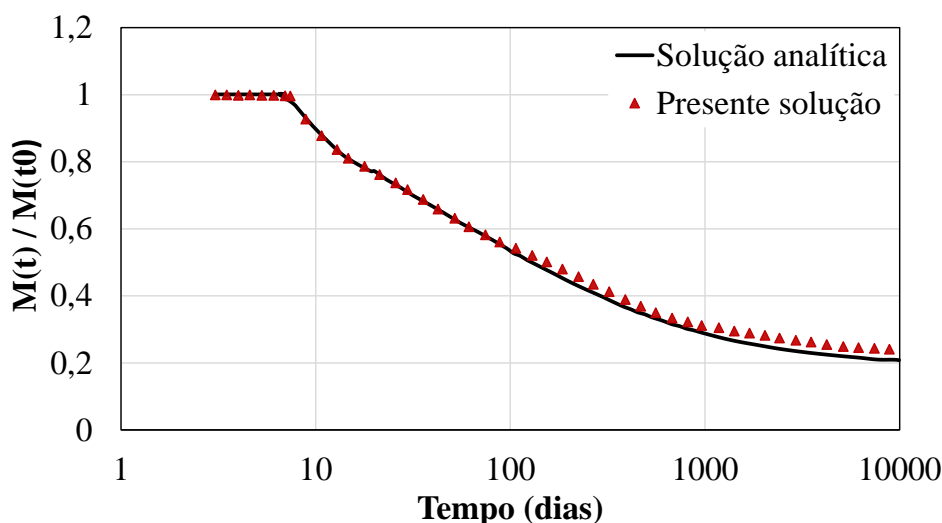
A Figura 4-25(a) apresenta os resultados comparativos, entre valores analíticos e numéricos, das reações verticais ao longo do tempo $X(t)$, considerando as posições e instantes de tempo associados aos apoios introduzidos. Como no exemplo anterior, estes valores são adimensionais em relação às reações verticais elásticas instantâneas ($X_{el.}$) considerando a situação inicial de uma viga contínua executada com os referidos apoios internos desde o início da análise.

No geral, observa-se uma adequada reprodução dos resultados analíticos para as respostas apresentadas. Destaca-se que para o cenário em que o apoio é introduzido mais cedo ($t_1 = 7$ dias) as respostas viscoelásticas aproximam mais do resultado elástico para $t \gg t_i$, semelhante ao exemplo anterior. Além disso, é interessante notar que o modelo tende a recuperar o aparente trecho horizontal observado nos resultados do primeiro apoio interno,

porém, os valores numéricos relacionados principalmente aos apoios introduzidos aos 7 e 14 dias, apresentam uma ligeira tendência de subestimar as reações, mas sem comprometimento da validade do modelo.



(a) Evolução das reações de apoio.



(b) Momento fletor na posição do primeiro apoio interno.

Figura 4-25 – Evolução das respostas de reação e momento fletor após introdução dos apoios.

Na Figura 4-25(b) é apresentada a evolução do momento fletor $M(t)$ na posição do primeiro apoio interno, também adimensional em relação ao valor elástico instantâneo $M(t_0)$. Ressalte-se que para o tempo final de análise, a resposta viscoelástica, expressa por $M(t) \approx 0,2M(t_0) \approx 0,3ql^2$, aproxima-se novamente da resposta elástica para uma viga inicialmente contínua com o apoio interno na referida posição daquele introduzido aos 7 dias,

expresso por $0,107ql^2$ sendo l a distância entre dois apoios consecutivos. Isso indica a coerência dos resultados para estruturas com condições de contorno introduzidas com idades diferentes.

A Figura 4-26 apresenta os deslocamentos ao longo do comprimento da viga considerando os diferentes instantes da introdução dos apoios. Como observado, o modelo foi capaz de reproduzir a alteração das condições de contorno, seguindo os resultados analíticos e indicando a limitação dos deslocamentos decorrentes da imposição da restrição do apoio nas respectivas posições.

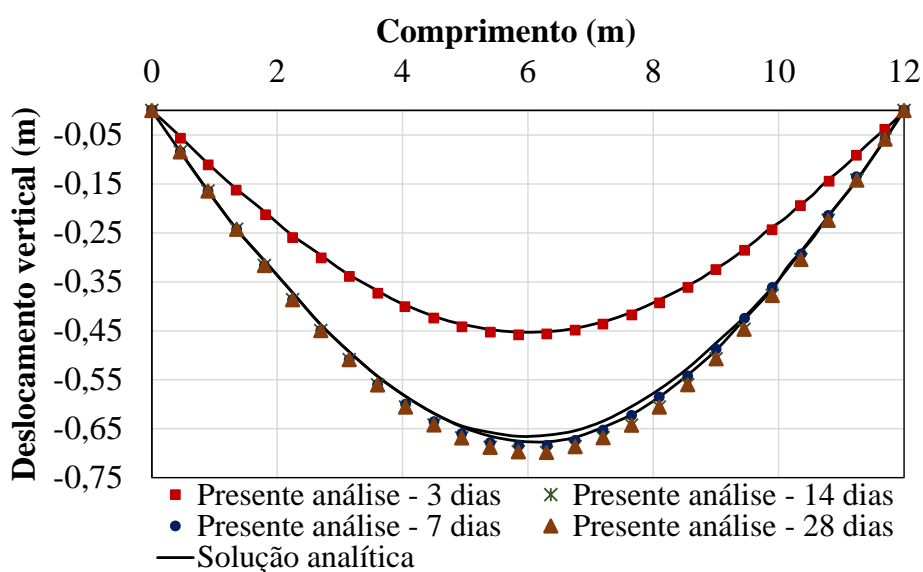
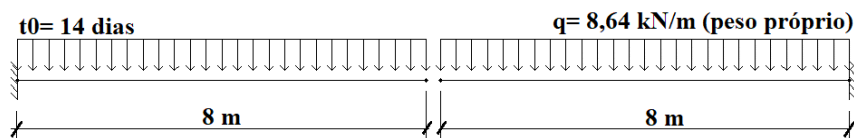


Figura 4-26 – Evolução dos deslocamentos verticais ao longo do tempo.

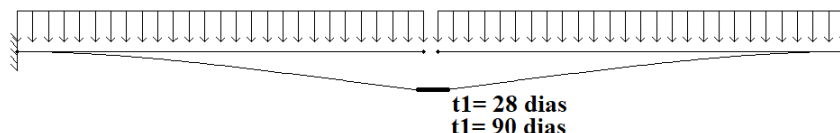
4.2.3. Fechamento central de vigas em balanço

Este exemplo foi idealizado com base no estudo apresentado por Santos e Ribeiro (2015). Duas vigas de concreto em balanço, ambas com 8 metros de comprimento e seção transversal retangular de 60x60 cm, são submetidas a uma carga distribuída $q= 8,64$ kN/m considerada como aplicada aos 14 dias ($t_0 = 14$ dias) após a concretagem das estruturas, como ilustra a Figura 4-27(a).

Foram avaliados os cenários nos quais a estrutura torna-se contínua aos 28 dias ($t_1 = 28$ dias) e aos 90 dias ($t_1 = 90$ dias), ou seja, nestas idades há o fechamento do vão central, como apresenta a Figura 4-27(b), ilustrando situações de encontros de tabuleiros de pontes executadas pelo método de balanços sucessivos.



(a) Sistema estrutural principal



(b) Evolução do sistema estrutural.

Figura 4-27 – Vigas engastadas tornam-se contínuas.

O concreto empregado nas vigas possui resistência à compressão de $4,5 \text{ kN/cm}^2$ aos 28 dias, módulo de elasticidade $E_{28} = 3749 \text{ kN/cm}^2$ e coeficiente de Poisson igual a 0,2. Para avaliação dos efeitos viscoelásticos foi empregado o modelo CEB MC90, cimento tipo I, temperatura de 20°C e umidade relativa de 50%. O sistema estrutural foi avaliado empregando a abordagem de se considerar um elemento central, de pequeno comprimento, com valor do módulo de elasticidade penalizado por um fator igual a 1×10^{-15} , considerado inicialmente desativado. Posteriormente, quando o fechamento é efetivado, este elemento é ativado e passa a ser avaliado com suas propriedades originais, integrando-o ao restante da estrutura.

A Figura 4-28 apresenta os resultados comparativos de momento fletor, desenvolvido no centro do vão, para os dois cenários destacados. A solução analítica foi obtida a partir das equações e da função de ajuste viscoelástico $\xi(t; t_0, t_1)$ apresentadas no trabalho de Dezi e Tarantino (1991).

Como observado na figura, foi obtida uma boa aproximação entre os resultados analíticos e numéricos para todo o intervalo de tempo analisado. É interessante destacar que anterior ao fechamento central, os deslocamentos e rotações das extremidades livres das vigas aumentam proporcionais ao fator $[1 + \phi(t, t_0)]$, entretanto ao ocorrer o fechamento, as rotações passam a ficar restringidas, ocasionando o desenvolvimento de momentos fletores secundários ao longo do tempo. Portanto, pode-se interpretar que o comportamento dos gráficos apresentados indica a redistribuição de momentos fletores que aconteceria desde a configuração inicial com duas

vigas em balanço até situação final de uma viga bi engastada submetida ao carregamento distribuído apresentado inicialmente. Para o cenário em que o fechamento ocorre em uma idade inferior ($t_1 = 28$ dias) esta redistribuição é mais significativa, ou seja, as restrições introduzidas mais cedo podem ser mais importantes para a alterações no comportamento estrutural.

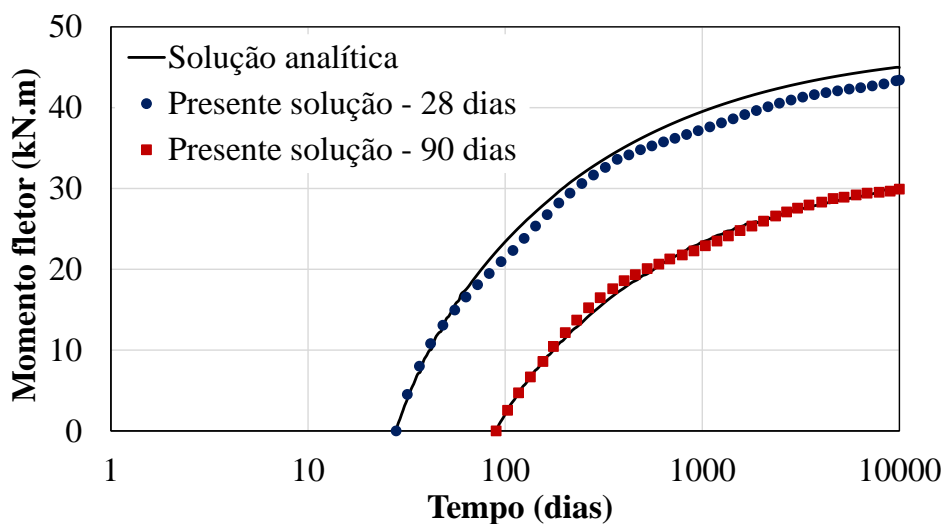


Figura 4-28 – Evolução do momento fletor após o fechamento central.

4.2.4. Vigas isostáticas tornam-se contínuas

No trabalho apresentado por Han et al. (2020) foi proposto o exemplo de duas vigas de concreto inicialmente biapoiadas submetidas a um carregamento distribuído $g = 15$ kN/m aplicado aos 7 dias ($t_0 = 7$ dias) após a concretagem das vigas, como se ilustra na Figura 4-29. Imediatamente após o carregamento, ($t_0^+ = 7$ dias), ocorre a concretagem de um pequeno trecho entre as duas vigas tornando-as contínuas. Adicionalmente, uma sobrecarga $q = 10$ kN/m é aplicada à estrutura.

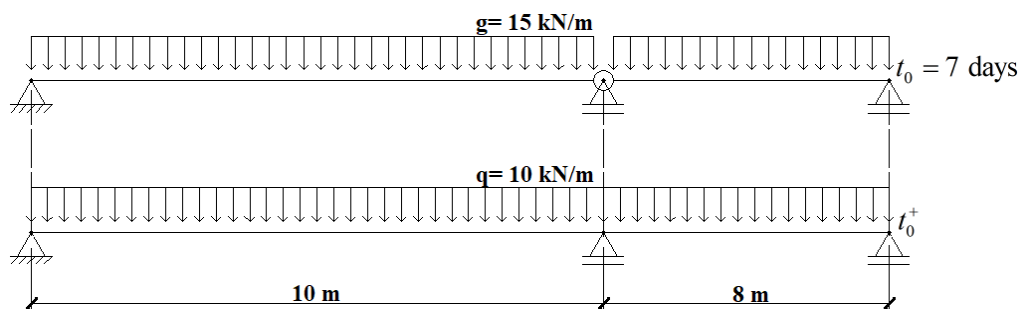


Figura 4-29 – Vigas simplesmente apoiadas tornam-se contínuas.

A viga possui seção transversal de 200x15 cm, idealizada na seção da laje de uma viga mista. Foi considerado um concreto com f_{cm} 3,153 kN/cm², módulo de elasticidade E_{c28} = 3399,9 kN/cm² e coeficiente de Poisson de 0,2. O comportamento viscoelástico foi avaliado empregando o modelo CEB MC90, cimento tipo I, temperatura de 10°C e umidade relativa de 40%.

Assim como no exemplo anterior, o modelo de elementos finitos empregado merece uma atenção especial com relação ao trecho que une as duas vigas. Sendo assim, foi empregada a mesma abordagem já mencionada, na qual o elemento finito deste pequeno trecho é desativado por meio da penalização do módulo de elasticidade que é posteriormente substituído pelo valor apropriado quando este elemento é ativado tornando a estrutura contínua.

Os resultados numéricos obtidos foram comparados com os obtidos analiticamente utilizando a abordagem apresentada em Han et al. (2020). A evolução do momento fletor no apoio interno a partir do instante em que a estrutura se torna contínua é apresentada na Figura 4-30.

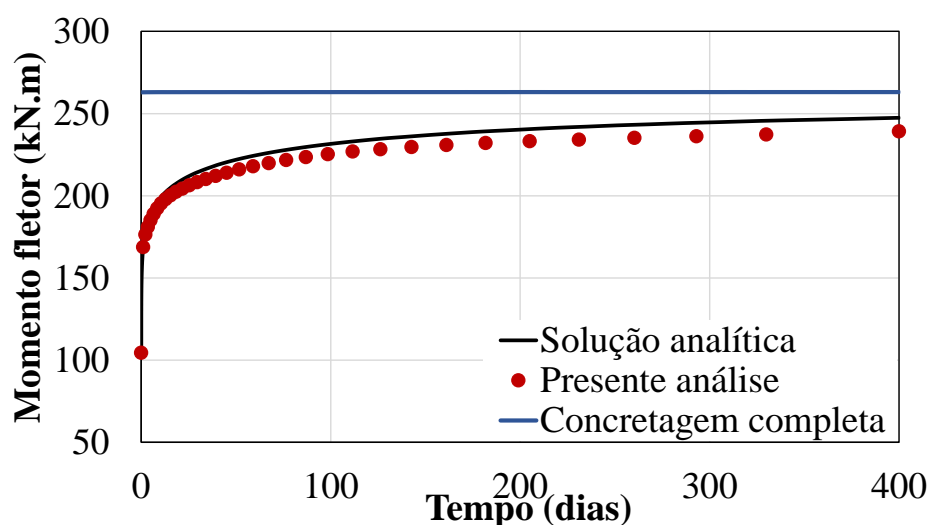


Figura 4-30 – Evolução do momento fletor após a junção das vigas.

Como observado, os resultados numéricos apresentam bom ajuste em relação a resposta analítica. Também foi apresentado o valor do momento fletor considerando a situação hipotética em que a viga é contínua desde o início da análise recebendo os mesmos carregamentos distribuídos, denominado “Concretagem completa”. Assim como nos exemplos anteriores, destaca-se que há uma tendência da resposta viscoelástica a se aproximar com o tempo desta última situação.

4.3. EXEMPLOS DE CURTA DURAÇÃO CONSIDERANDO FASEAMENTO OU ALTERAÇÃO ESTRUTURAL

Os exemplos apresentados a seguir foram comparados com modelos de referência desenvolvidos no *software* SAP2000, utilizando elementos de casca para simular as vigas de concreto e lajes de concreto, elementos de barra para simular o perfil de aço e elementos rígidos para unir o centroide do perfil de aço com o plano médio da laje. A Figura 4-31 apresenta um modelo típico da estrutura mista.

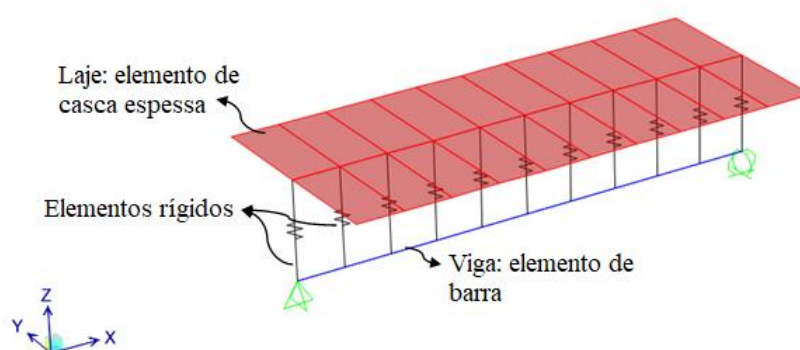


Figura 4-31 – Modelo típico das vigas mistas empregado no SAP2000

4.3.1. Vigas de concreto

Neste item, são avaliadas vigas de concreto com seção retangular com diferentes condições de contorno, submetidos a situações de faseamento construtivo.

4.3.1.1. Viga inicialmente apoiada com carga distribuída – alteração do sistema estrutural

O exemplo corresponde a uma viga estudada por Vasconcelos (1999), no qual existe alteração das condições de contorno. A viga é de seção retangular (30x60) cm, com dois vãos de 3,5 m cada, módulo de elasticidade de 3200 kN/cm² e $\nu=0$. A estrutura é analisada durante a execução em duas etapas, sendo a primeira constituída por uma viga simplesmente apoiada submetida a um carregamento uniformemente distribuído de 9 kN/m (peso próprio e sobrecarga de 4,5 kN/m). Posteriormente na segunda etapa, a viga passa à condição hiperestática, com a introdução de um apoio central conjuntamente com a aplicação de duas forças concentradas de 200 kN em cada vão, conforme ilustrado na Figura 4-32. A malha é composta por 40 elementos de concreto e a seção transversal é dividida em 20 camadas.

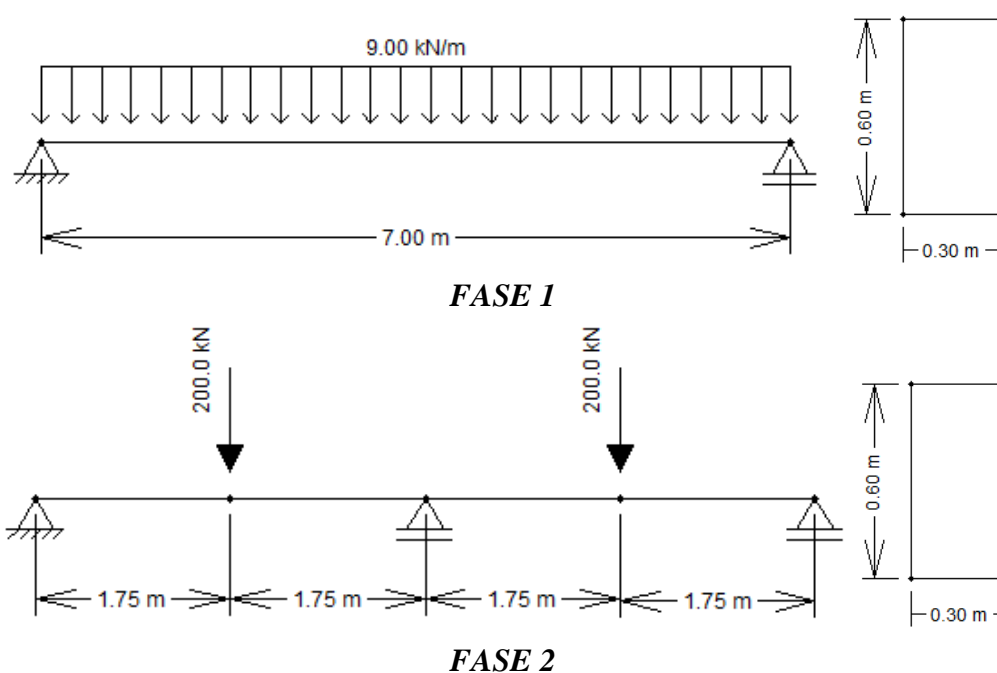


Figura 4-32 – Características das etapas de execução do faseamento construtivo.

A Tabela 4-5 apresenta os resultados das reações de apoio nas duas etapas de análise, obtidas no presente trabalho e aqueles da referência citada. Verifica-se uma boa concordância entre os resultados para todas as etapas de análise, assim como a adequada forma do perfil da deformada na Figura 4-33.

Tabela 4-5 – Reações de apoios por etapa de execução

-	Etapa 1		Etapa 2	
	VIMIS	Vasconcelos (1999)	VIMIS	Vasconcelos (1999)
Apoio extremo (0 m)	31,50 kN	31,50 kN	94,65 kN	94,70 kN
Apoio central (3,5 m)	-	-	273,40 kN	274,00 kN
Apoio extremo (7,0 m)	31,50 kN	31,50 kN	94,65 kN	94,70 kN

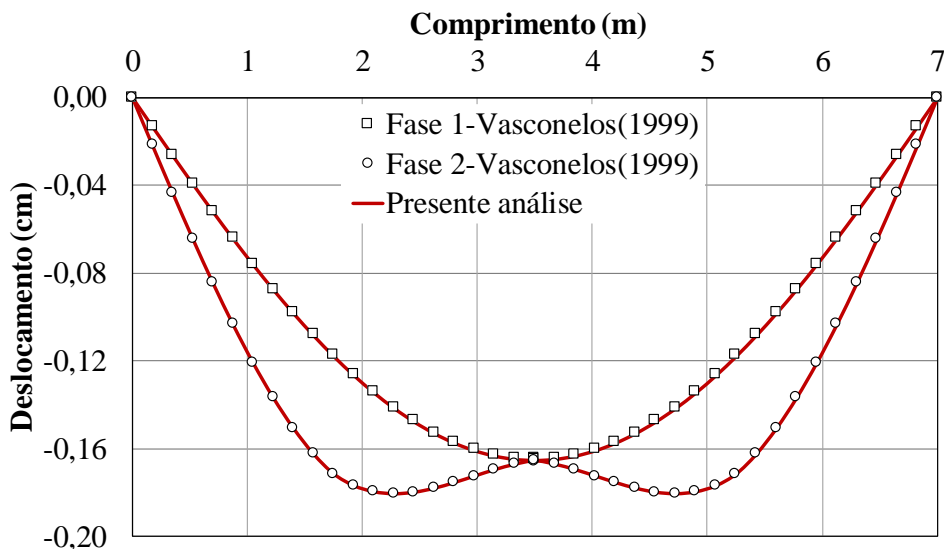


Figura 4-33 – Deslocamento da viga para as duas etapas de execução.

Para a viga analisada é apresentado o diagrama de momento fletor na Figura 4-34, plotado a fim de verificar a coerência dos resultados do modelo.

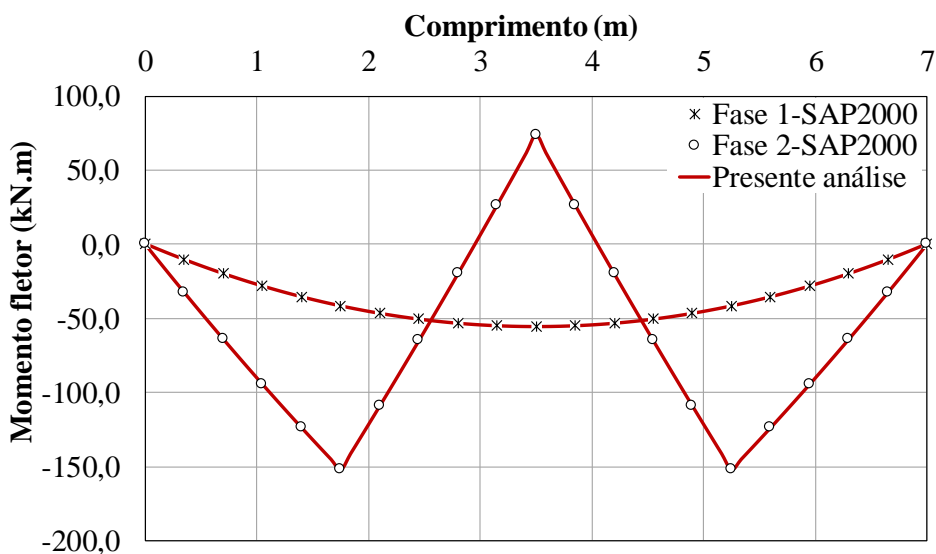


Figura 4-34 – Momento fletor por fase construtiva.

4.3.1.2. Execução do perfil longitudinal de uma viga de concreto

Vasconcelos (1999) apresenta o faseamento longitudinal de uma viga contínua de concreto simples, composta por três vãos de 7 m e com seção transversal (40x65) cm, conforme se mostra na Figura 4-35. As fases de construção compreendem o lançamento sucessivo de um vão com as correspondentes cargas de peso próprio e sobrecarga (10 kN/m), inicializando assim o

exemplo a partir de uma viga apoiada. As propriedades dos materiais são módulo de elasticidade de 3200 kN/cm^2 e $\nu=0$. A malha de elementos finitos empregada foi composta por 84 elementos de concreto com 10 camadas.

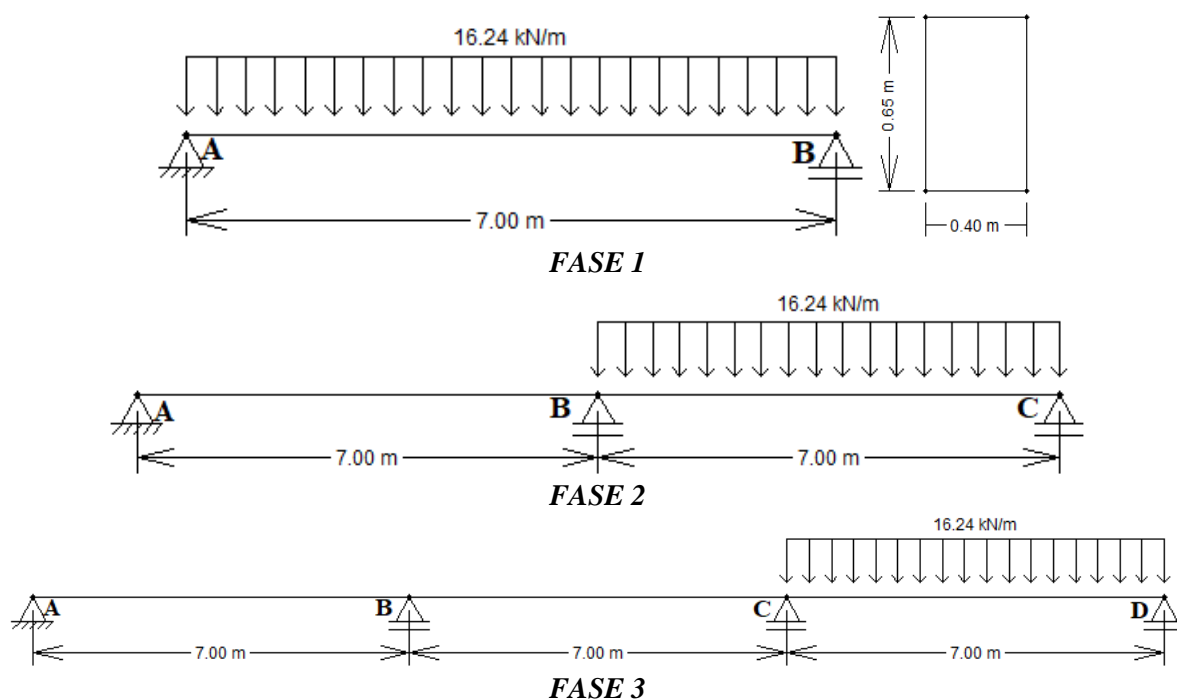


Figura 4-35 – Faseamento longitudinal da viga de concreto.

Além da análise dos valores das reações obtidas ao longo das fases de execução, apresentadas na Tabela 4-6, os deslocamentos verticais obtidos ao meio dos vãos em cada etapa também foram comparados com aqueles da referência citada, conforme se mostra na Figura 4-36.

Tabela 4-6 – Reações de apoios por etapa de execução

Reações (kN)	FASE 1		FASE 2		FASE 3	
	VIMIS	Vasconcelos (1999)	VIMIS	Vasconcelos (1999)	VIMIS	(Vasconcelos (1999))
Apoio A	56,84	56,8	49,77	49,7	51,62	51,6
Apoio B	56,84	56,8	127,87	127,7	116,59	116,5
Apoio C	-	-	49,77	49,7	123,51	123,4
Apoio D	-	-	-	-	49,31	49,3
Deslocamentos - centro (-10⁻² cm)	VIMIS	Vasconcelos (1999)	VIMIS	Vasconcelos (1999)	VIMIS	Vasconcelos (1999)
Vão A-B	1,78	1,647 a 1,774	1,26	1,166 a 1,256	1,39	1,290 a 1,309
Vão B-C	-	-	1,26	1,077 a 1,166	0,838	0,893 a 0,992
Vão C-D	-	-	-	-	0,944	1,092 a 1,191

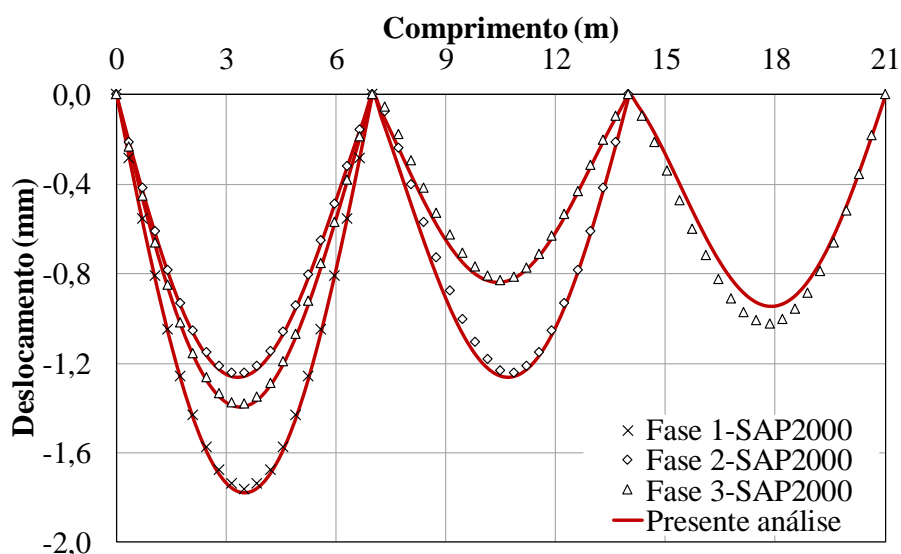
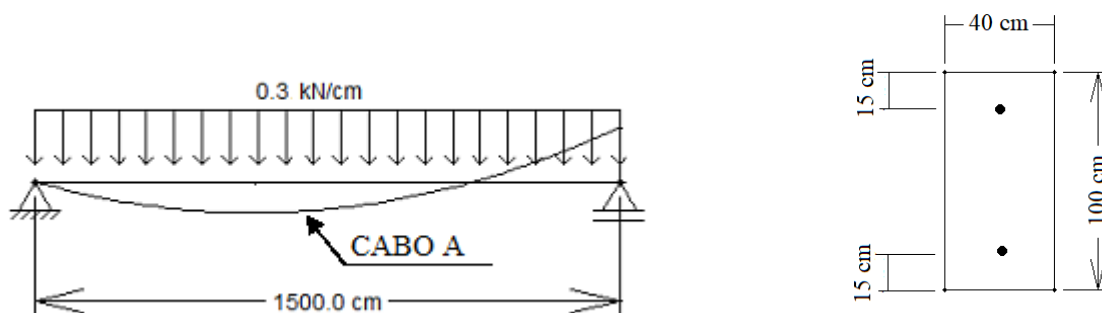


Figura 4-36 – Deslocamentos dos vãos centrais (Viga V3), relativo a cada etapa construtiva.

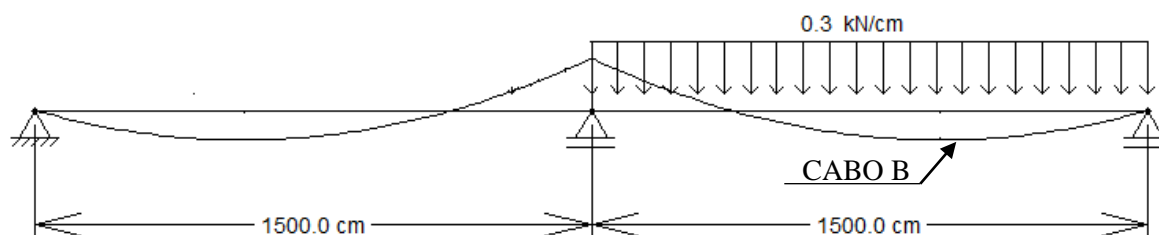
Com relação aos dados de deslocamentos, Vasconcelos (1999) apresentou gráficos com faixas de valores e não dados pontuais, dessa forma estes intervalos foram os dispostos na tabela para comparação. As soluções mostram uma concordância entre os resultados obtidos pelo programa VIMIS, os apresentados por Vasconcelos (1999), bem como os obtidos pelo SAP2000.

4.3.1.3. Execução do perfil longitudinal de uma viga protendida

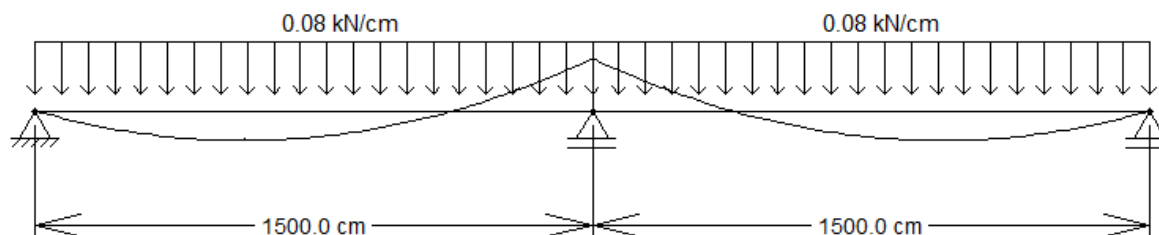
Outra viga de concreto também apresentada por Vasconcelos (1999) foi selecionada para verificar o comportamento de estruturas protendidas durante as fases de construção. O exemplo é constituído por uma viga hiperestática com dois vãos de 15 m cada e seção transversal (40x100) cm. Em cada trecho é disposto um cabo de protensão (cabo A e cabo B) aderente com área da seção transversal de 15 cm² e traçado parabólico simétrico, como ilustrado na Figura 4-37. Três fases construtivas constituem a análise, sendo a primeira definida pela execução do 1º vão com aplicação da força de protensão e carga distribuída uniforme de 0,3 kN/cm. Seguidamente, executa-se o 2º vão, com idênticas condições de carga e por fim, na terceira fase é aplicada uma sobrecarga de 0,08 kN/cm (equivalente à 0,0020 kN/cm²). Nestas simulações foi empregada uma força de protensão inicial de 1700 kN. Vasconcelos (1999) considerou perdas de protensão decorrentes do atrito e encurtamento do cabo, diferente das condições abordadas pelo código empregado nesta análise.



FASE 1: execução do 1º trecho – Seção transversal com posição dos cabos de protensão



FASE 2: execução do 2º trecho



FASE 3: aplicação da sobrecarga

Figura 4-37 – Fases de execução - viga de concreto protendida.

Com relação às propriedades mecânicas do material, o concreto e aço de protensão apresentam módulo de elasticidade de 3350 kN/cm^2 e 20000 kN/cm^2 , respectivamente.

No VIMIS a malha da estrutura completa é constituída por 30 elementos de concreto com 10 camadas. Já no modelo do SAP2000 foi empregada uma malha similar com elementos de casca espessa, sem discretização da espessura e elementos unidimensionais para representar os cabos.

Os resultados das análises são apresentados nas Figura 4-38 e Figura 4-39, comparando os valores de deslocamentos obtidos pelo VIMIS com aqueles obtidos pela referência e pelo SAP2000, respectivamente.

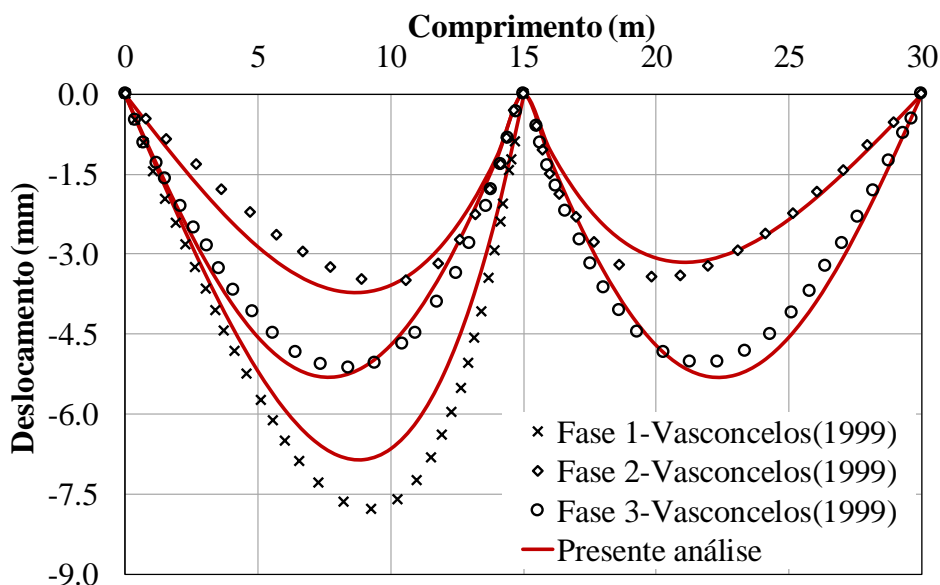


Figura 4-38 – Deslocamento a cada etapa de execução – viga protendida.

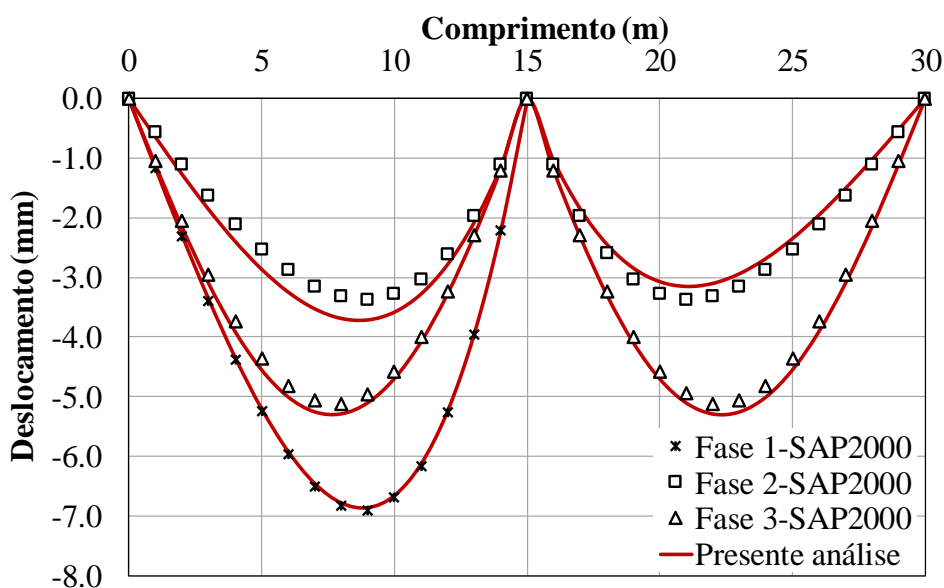


Figura 4-39 – Deslocamento a cada etapa de execução – viga protendida.

Como é observado na Figura 4-38, há uma adequada correlação entre os resultados das simulações e aqueles da referência, sendo a maior diferença obtida para o primeiro trecho, com erro relativo de aproximadamente 15,00%, corresponde à primeira fase de construção. Esta diferença pode ser decorrente do nível de tensão inicial instalado nos cabos de protensão que foram ajustados de forma a melhor adequar-se ao comportamento obtido por Vasconcelos (1999) para as três fases. Essa intervenção foi necessária devido a limitação do programa para a consideração das perdas de tensão nos cabos. Para a simulação no SAP2000 também foram desconsideradas estas perdas.

Da mesma forma, os valores decorrentes das simulações apresentadas na Figura 4-39 apresentaram-se muito similares aos obtidos com o VIMIS, com diferenças de aproximadamente 0,35 mm de deslocamento.

4.3.1.4. Execução do perfil longitudinal da viga de Santos e Ribeiro (2015)

O exemplo consiste em uma viga de concreto simples, bi engastada, simulando a sequência de execução das extremidades para o centro, ou seja, quando há o fechamento da estrutura. Foi empregado um módulo de elasticidade de 3749 kN/cm^2 e $\nu = 0,20$. Os carregamentos considerados foram a carga de peso próprio com distribuição uniforme e uma carga concentrada de 80 kN na extremidade livre do conjunto estrutural executado. A fase construtiva foi composta por 3 estágios de execução e vãos com comprimentos diferentes de acordo com a Figura 4-40. A malha utilizada possui 160 elementos de concreto e 20 camadas ao longo da altura da seção.

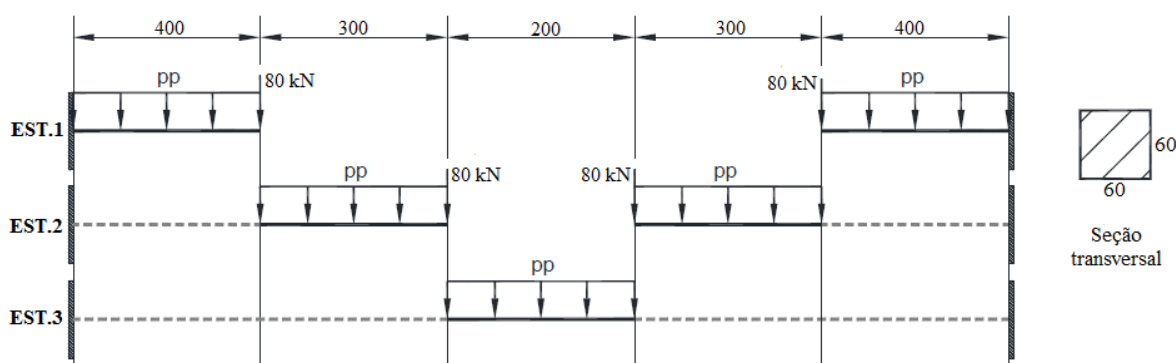


Figura 4-40 – Características geométricas e de execução da viga bi engastada (medidas em cm) – Fonte: Adaptado Santos e Ribeiro (2015).

Observa-se na Figura 4-41, bons resultados para o caso avaliado, entretanto os valores dos deslocamentos obtidos para os dois últimos estágios de execução foram superiores com relação ao obtido por Santos e Ribeiro (2015) (diferenças de aproximadamente 12%). Por outro lado, os resultados comparativos de deslocamentos apresentados na Figura 4-42 e momentos fletores apresentados na Figura 4-43, obtidos a partir do SAP2000, indicam uma ótima correlação com os resultados do VIMIS.

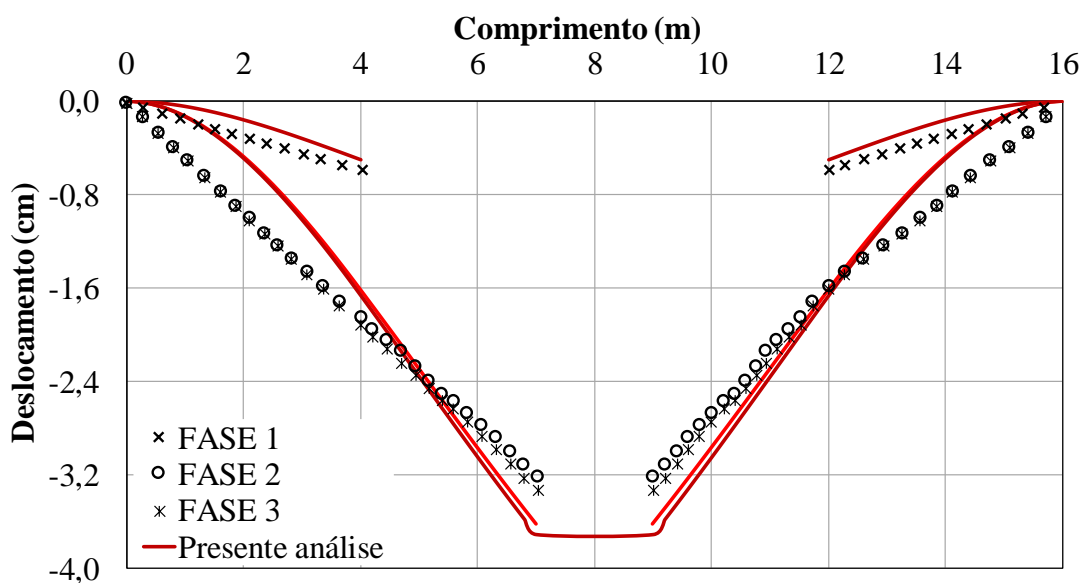


Figura 4-41 – Deslocamento a cada etapa de execução – viga bi-engastada - VIMIS *versus* Santos e Ribeiro (2015).

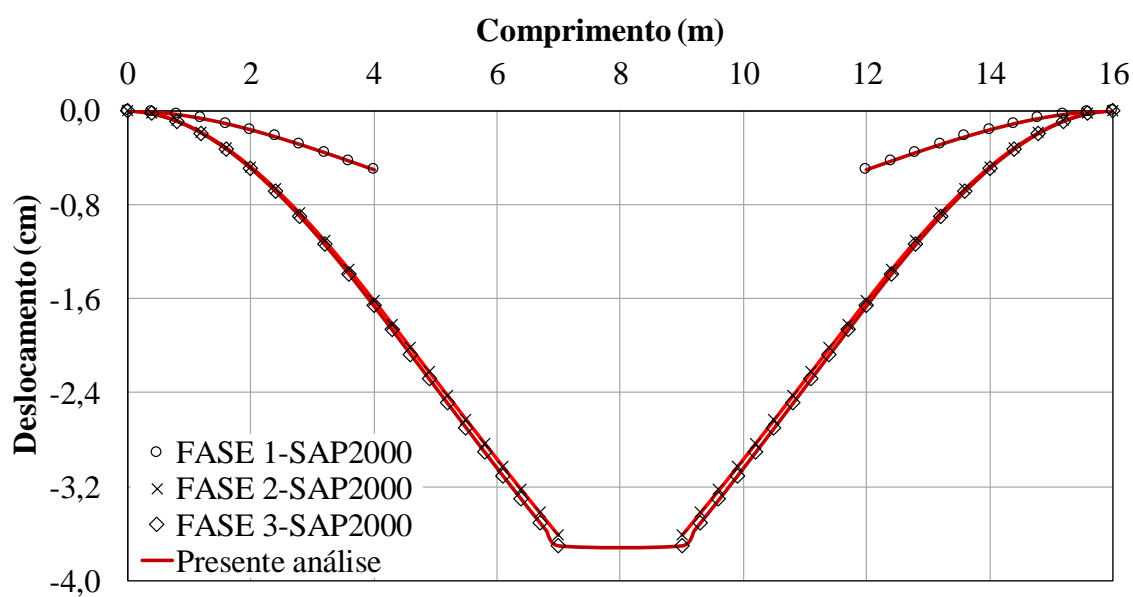


Figura 4-42 – Deslocamento a cada etapa de execução – viga bi-engastada - VIMIS *versus* SAP2000.

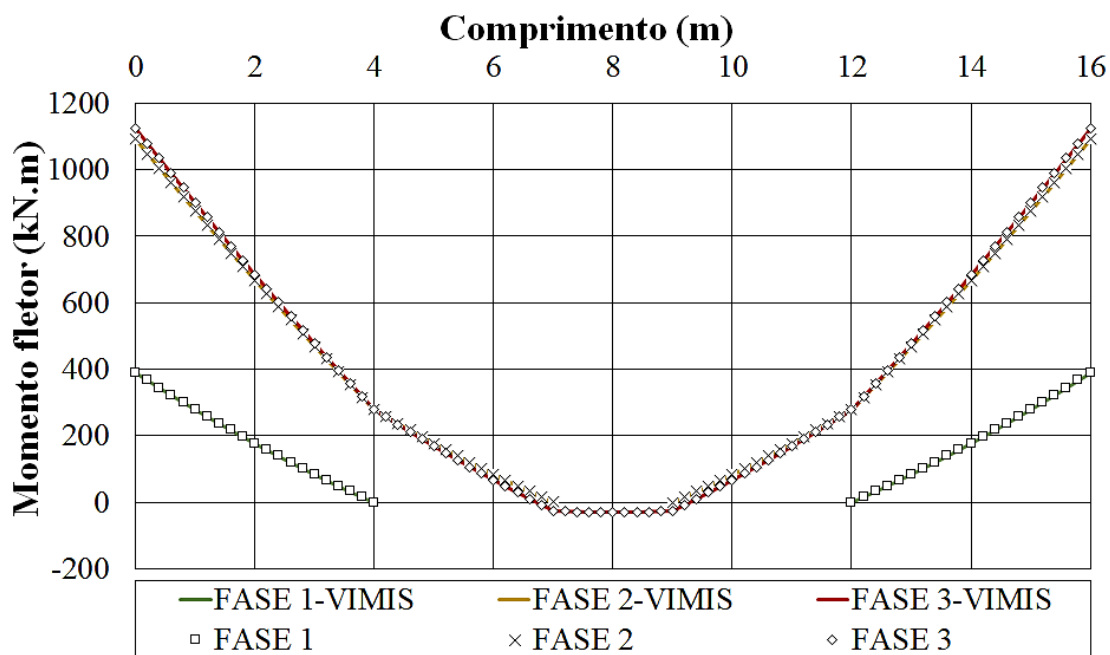


Figura 4-43 – Momentos fletores – viga bi-engastada - VIMIS *versus* SAP2000.

4.3.2. Vigas com seção mista (aço e concreto)

Este exemplo busca verificar do conjunto de elementos que compõem as seções mistas. O mesmo foi baseado na estrutura apresentada em Dezi et al. (1996). Neste trabalho foi empregada a mesma geometria ilustrada na Figura 4-44 com as propriedades apresentadas na Tabela 4-7, entretanto o carregamento considerado corresponde ao peso próprio da viga de 61,7 tf.

Tabela 4-7 – Propriedades mecânicas dos materiais da seção mista

Propriedades	Material		
	Concreto		Aço de protensão
Módulo E (kN/cm ²)	3300		19700
Poisson ν	0,2		-
Resistências (kN/cm ²)	Compre.	Tração	Escoamento
	3,0	0,3	35
			Escoamento
			170

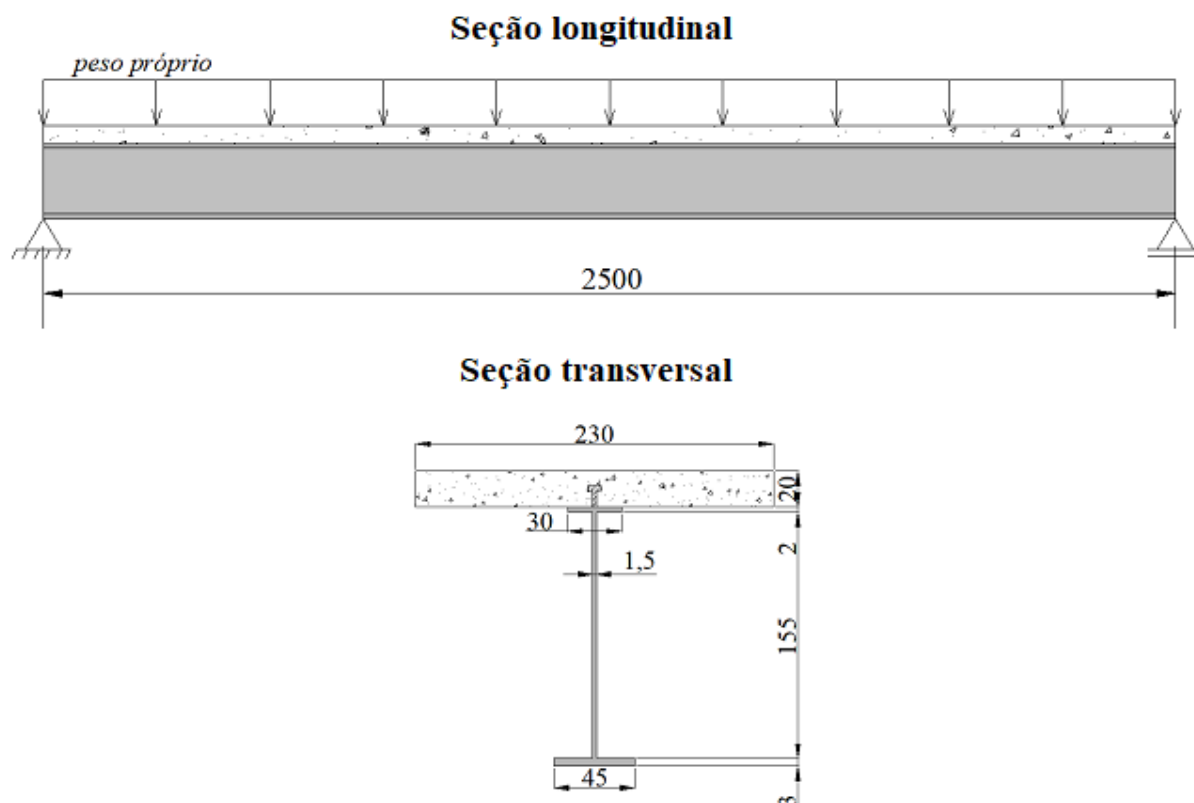


Figura 4-44 – Características geométricas da viga mista – dimensões em cm.

A estrutura original analisada por Dezi et al. (1996) consiste em uma viga de seção mista contínua, com dois trechos de 25 m, avaliada sob diferentes condições de carregamento. Com relação aos conectores, os autores definiram uma rigidez distribuída na interface laje-viga de $(0,5 \text{ kN/mm})/\text{mm}$, sem informações sobre a condição de distribuição dos componentes. A partir deste dado e do emprego da equação (3.24), Moreno (2016) definiu as características dos conectores e espaçamento entre os mesmos. Os conectores distribuídos em uma única linha, para a análise da estrutura com VIMIS, a qual foi posteriormente também estudada por Franco (2018). Foram definidos conectores com diâmetro de 22,3 mm espaçados a cada 20 cm com comportamento descrito na Figura 4-45.

No modelo numérico feito no SAP2000 foram empregados elementos rígidos unindo o centroide do perfil metálico com o plano médio da laje, com o objetivo de simular uma estrutura mista com interação completa. Portanto, foi realizada uma análise para verificação da ligação da seção mista e do dimensionamento dos conectores para o comportamento com interação completa, comparando diferentes prescrições normativas da AISC-LRFD (2016) ABNT NBR

8800, Eurocode 1994-1-1, como apresentado por Miculas (2015), e a configuração apresentada por Moreno (2016).

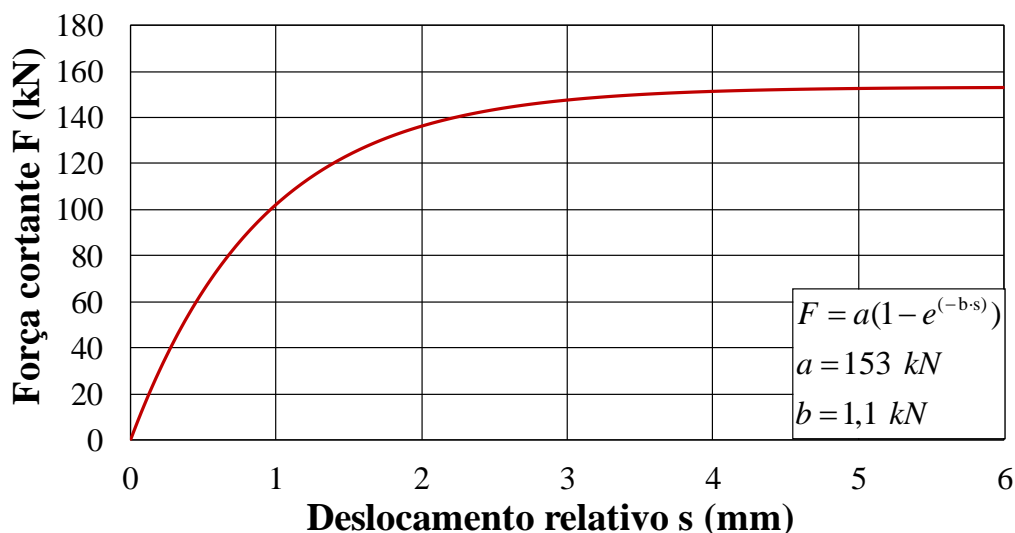


Figura 4-45 – Curva de carga-deslocamento relativo dos conectores.

A Tabela 4-8 apresenta, além do dimensionamento do número de conectores n_{conec} , as forças resistentes máximas do concreto $F_{concreto}$ e do aço $F_{aço}$, atuantes em uma seção transversal, bem como o valor da força resistente de cisalhamento P_{rd} para um conector.

Tabela 4-8 – Dimensionamento conectores por prescrição normativa

Norma	$F_{concreto}$ (kN)	$F_{aço}$ (kN)	P_{rd} (kN)	n_{conec}	$*n_{conec}/n_R$
NBR-8800	15937,5	14980,0	162,08	186	1,49
EN 1994	6773,44	13026,09	103,73	132	1,06
AISC-LRFD	11730,0	14980,0	162,08	146	1,17

*relação do número total calculado e o valor da referência ($n_R=125$)

A Figura 4-46 apresenta a curva força *versus* deslocamento obtidas para as diferentes normas comparativamente ao dimensionamento de Moreno (2016). Observa-se que, com exceção da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, o comportamento da ligação dos conectores possui comportamento de interação completa considerando o dimensionamento apresentado pela referência. Dessa forma, assegura-se a utilização da ligação rígida para simulação da viga mista destacada, utilizando assim a distribuição empregada por Moreno (2016) para a validação do código de faseamento construtivo.

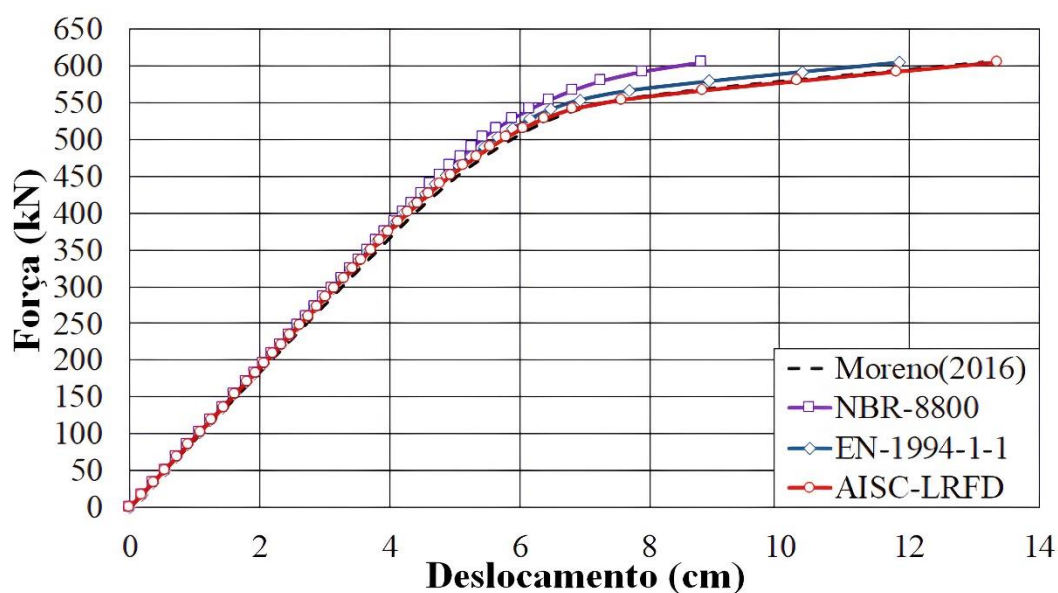


Figura 4-46 – Comportamento da viga mista com diferentes dimensionamentos do número de conectores.

Seguindo, portanto, os estudos dos processos construtivos, foi verificada a condição do faseamento longitudinal (exemplo A – ilustrado na Figura 4-47) e transversal da seção mista (exemplo B - ilustrado na Figura 4-48). Na simulação do exemplo A, a viga é considerada engastada em um extremo e no exemplo B, a estrutura é simplesmente apoiada, em ambos os exemplos o carregamento é distribuído devido ao peso próprio.

A execução do exemplo A consiste em 5 fases de construção, cada qual constituída pela execução de trechos de 5 m, carregadas com seus respectivos pesos. A malha é constituída por 1125 elementos de aço, 125 conectores e 500 elementos de concreto sendo a seção transversal dividida em 8 camadas. No SAP2000, foram empregados elementos de barra para representar o perfil de aço, elemento de casca para a laje de concreto, e a ligação da seção é efetivada por elementos rígidos.

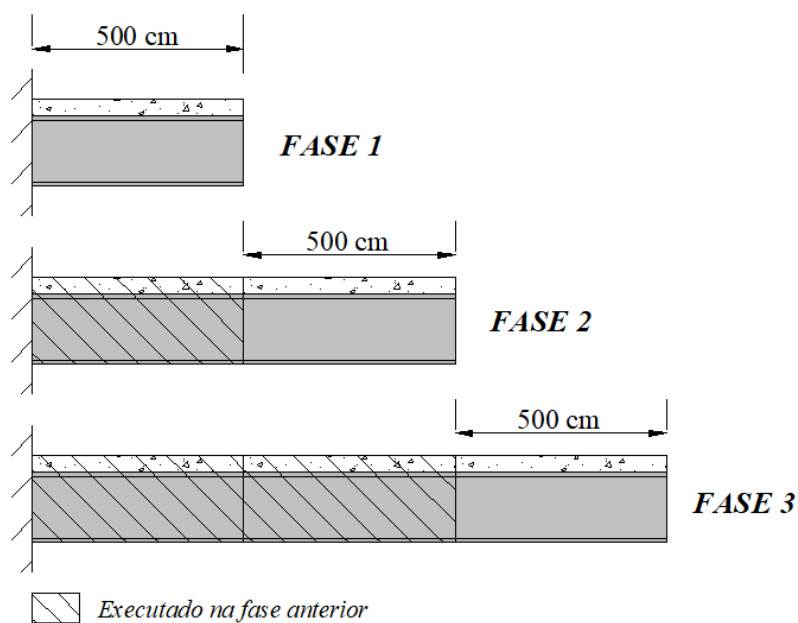


Figura 4-47 – Primeiras fases de execução do exemplo A.

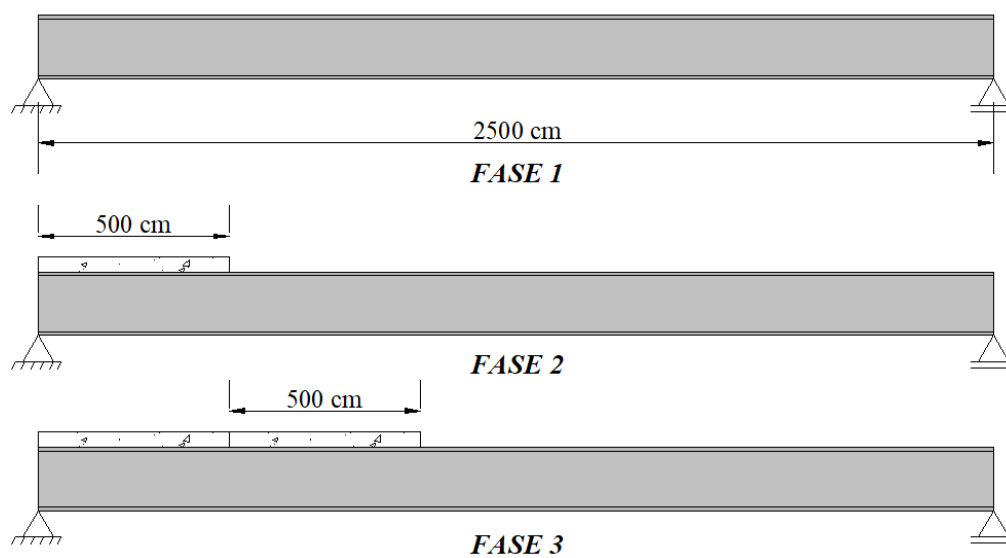


Figura 4-48 – Primeiras fases de execução do exemplo B.

Na Figura 4-49 e Figura 4-50 são apresentados os resultados de deslocamentos verticais obtidos pelo código VIMIS e os decorrentes da simulação com o SAP2000.

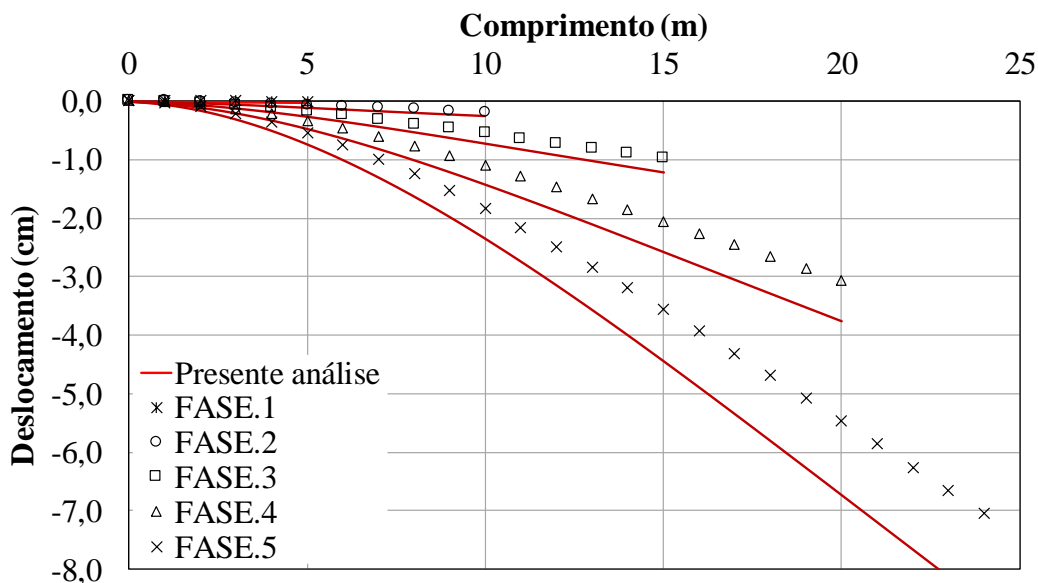


Figura 4-49 – Processo executivo da viga mista engastada - VIMIS *versus* SAP2000.

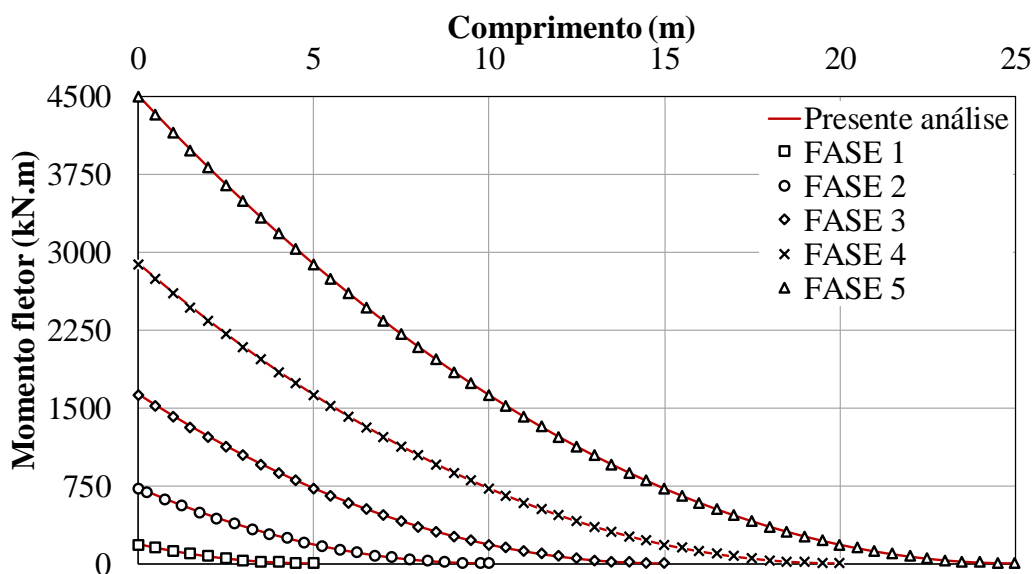


Figura 4-50 – Momento fletor – exemplo A - VIMIS *versus* SAP2000.

Observa-se uma tendência mais rígida dos resultados de deslocamentos obtidos com o SAP2000

A execução do exemplo B consiste em 6 fases de construção, sendo a primeira o lançamento da viga metálica, carregada com seu peso próprio e é considerada não escorada. Posteriormente 5 fases sequenciais de execução de lajes pré-moldadas, carregadas com seus respectivos pesos são executadas. A malha da estrutura foi a mesma utilizada no exemplo A. Na Figura 4-51 e

Figura 4-52 são apresentados os resultados de deslocamentos verticais obtidos pelo código VIMIS e os decorrentes da simulação com o SAP2000.

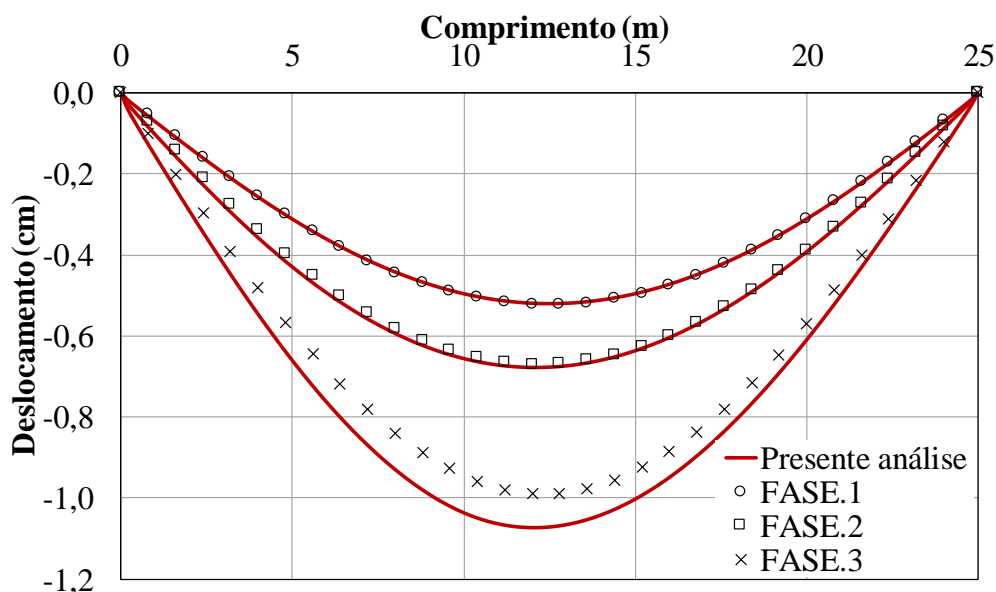


Figura 4-51 – Processo executivo da viga mista apoiada – fases iniciais - VIMIS versus SAP2000.

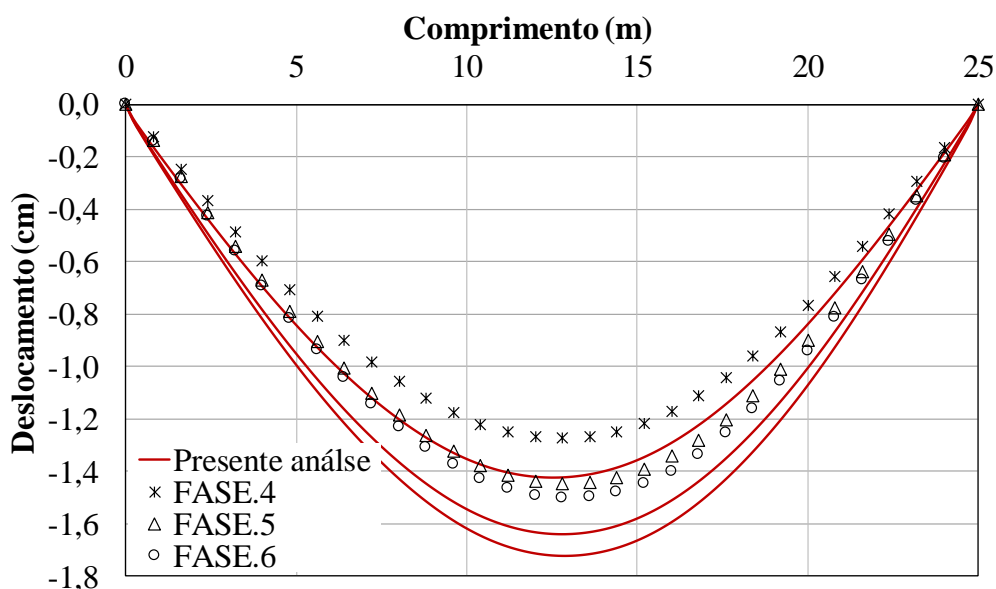


Figura 4-52 – Processo executivo da viga mista apoiada – fases finais - VIMIS versus SAP2000.

É observado em geral boa concordância entre os resultados das simulações sendo que as diferenças aumentam paralelo ao avanço da execução. Ao final da execução o valor deslocamento da estrutura alcançou 1,50 cm com *software* comercial e 1,68 cm com o código

VIMIS. Para fins de verificação do desenvolvimento dos esforços, os momentos fletores das estruturas também foram obtidos e apresentados na Figura 4-53 e Figura 4-54, nas quais são destacadas a sobreposição dos resultados, além do esperado comportamento do diagrama.

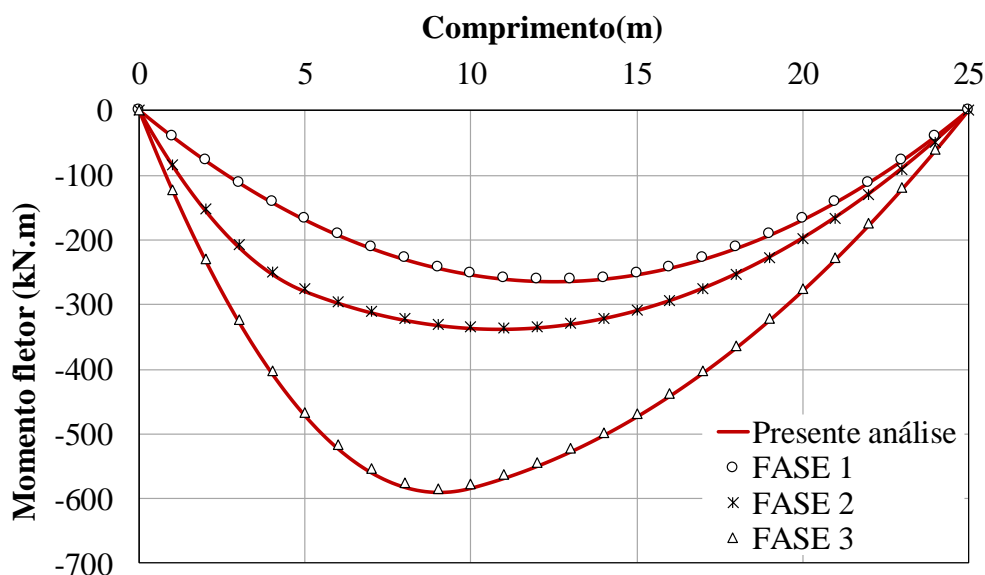


Figura 4-53 – Momento fletor -exemplo B– fases iniciais - VIMIS x SAP2000.

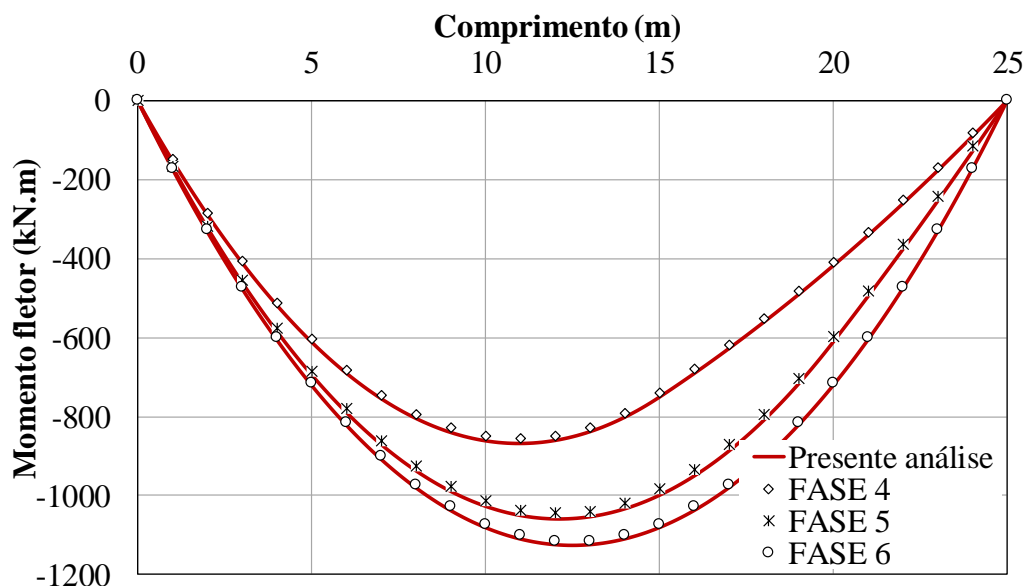


Figura 4-54 – Momento fletor -exemplo B– fases finais - VIMIS x SAP2000.

Para a última fase de execução de cada um dos exemplos, são apresentadas as tensões normais desenvolvidas nas lajes na direção longitudinal, comparando os resultados do VIMIS e

SAP2000, mostradas na Figura 4-55 e Figura 4-56. Em ambas as simulações os resultados são bem semelhantes apesar das diferenças entre modelos numéricos.

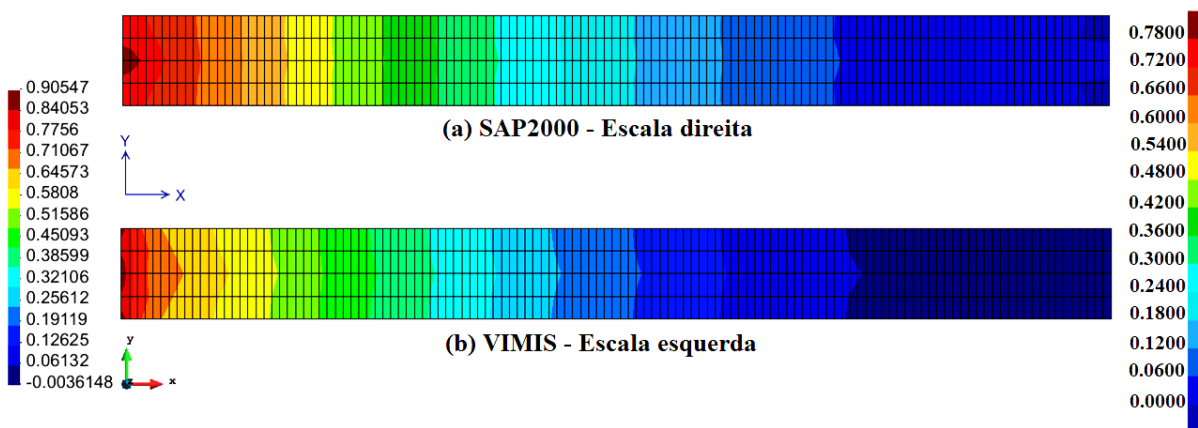


Figura 4-55 – Diagrama de tensões normais σ_x (kN/cm²) na camada superior -exemplo A: fase 5- VIMIS x SAP2000.

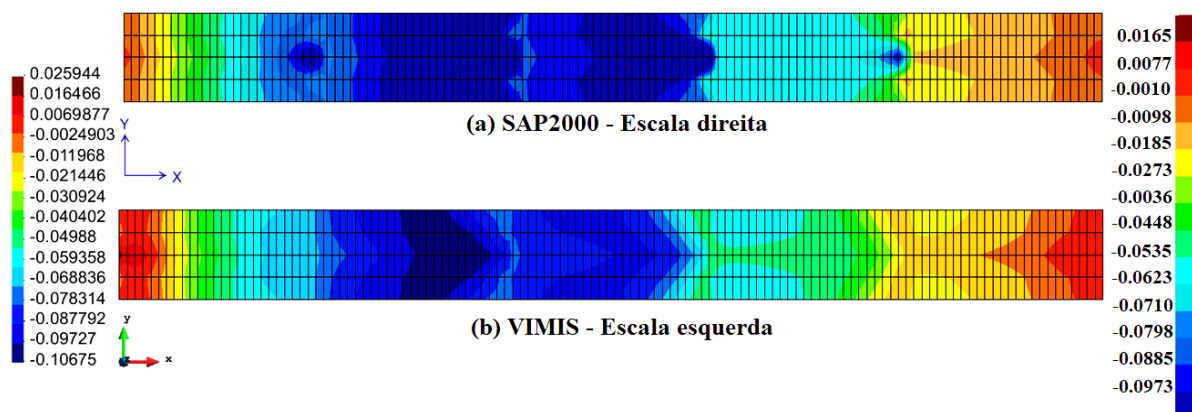


Figura 4-56 – Diagrama de tensões normais σ_x (kN/cm²) na camada superior -exemplo B: fase 6- VIMIS x SAP2000.

A viga do exemplo B foi alterada pela introdução de novos apoios na região central a fim de avaliar o desenvolvimento de tensões para a execução otimizada da estrutura, alternando o lançamento das lajes, como destacado em algumas referências. Foi simulada primeiramente a estrutura com sequência de execução contínua denominada exemplo B1 (Figura 4-57). A Figura 4-58 (exemplo B2) e Figura 4-59 (exemplo B3), apresentam as sequências propostas neste trabalho. A sequência disposta no exemplo B2 foi descrita por autores como Dezi et al. (2006) como aquela com a melhor distribuição das tensões na laje de concreto e consiste, basicamente, em executar os trechos dos apoios internos nas fases finais.

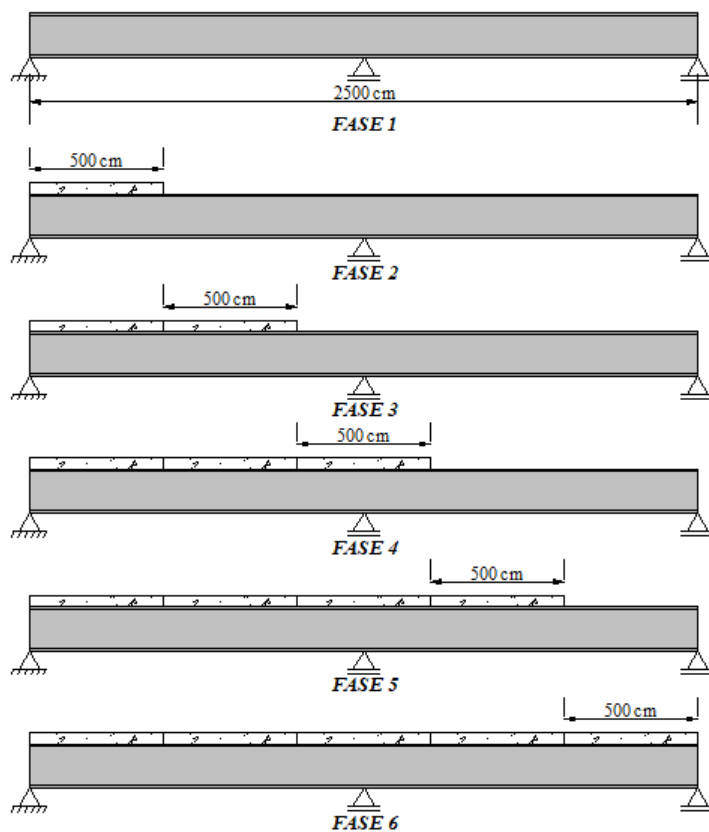


Figura 4-57 – Processo executivo alternado da viga mista contínua – Exemplo B1.

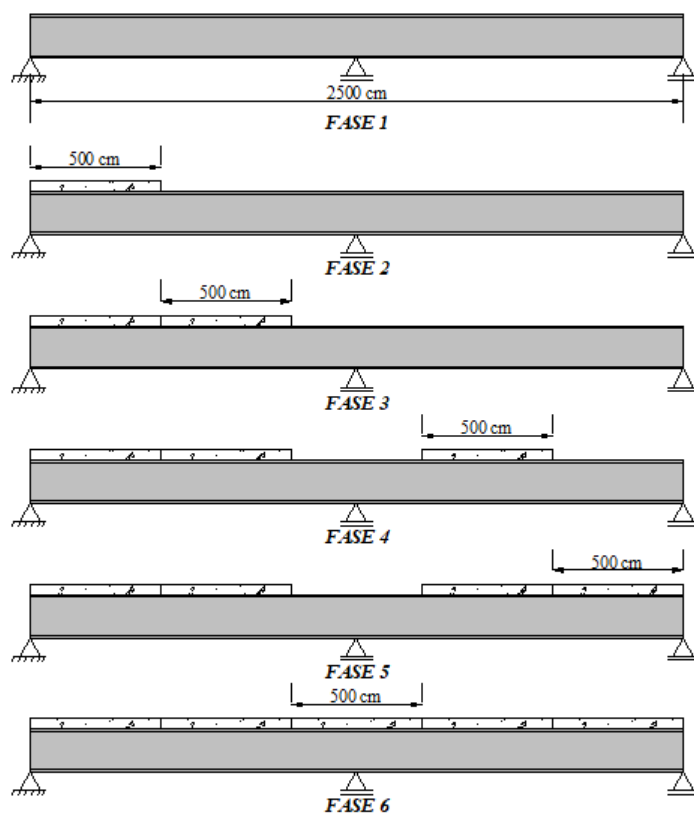


Figura 4-58 – Processo executivo alternado da viga mista contínua – Exemplo B2.

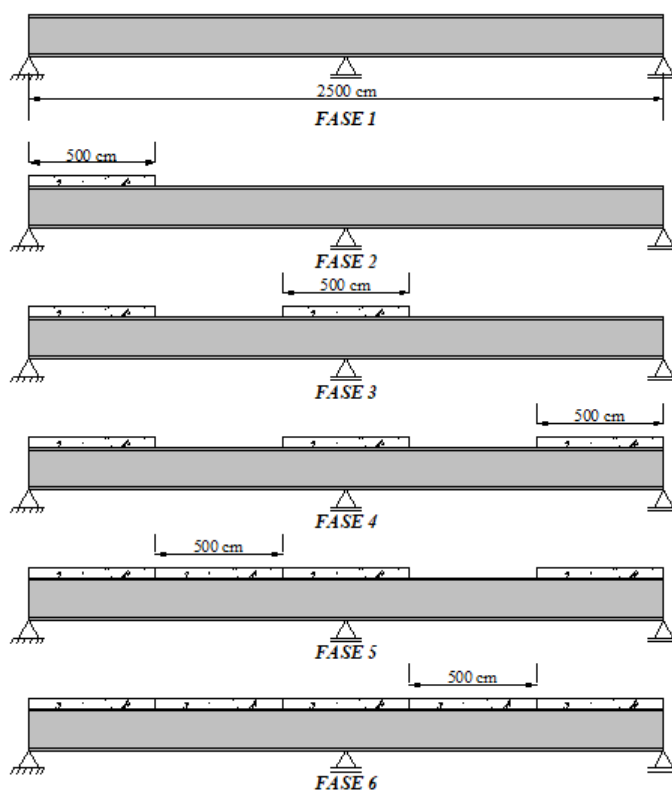


Figura 4-59 – Processo executivo alternado da viga mista contínua – Exemplo B3.

Os valores das tensões longitudinais desenvolvidas para as diferentes seqüências de lançamento são apresentadas nas Figura 4-60 à Figura 4-62, para o perfil de aço obtidas a partir do VIMIS, e nas Figura 4-63 à Figura 4-65, para a laje de concreto, na camada superior (topo), obtidas no SAP2000 e no VIMIS. O resultado é apresentado para a última etapa de execução das estruturas.

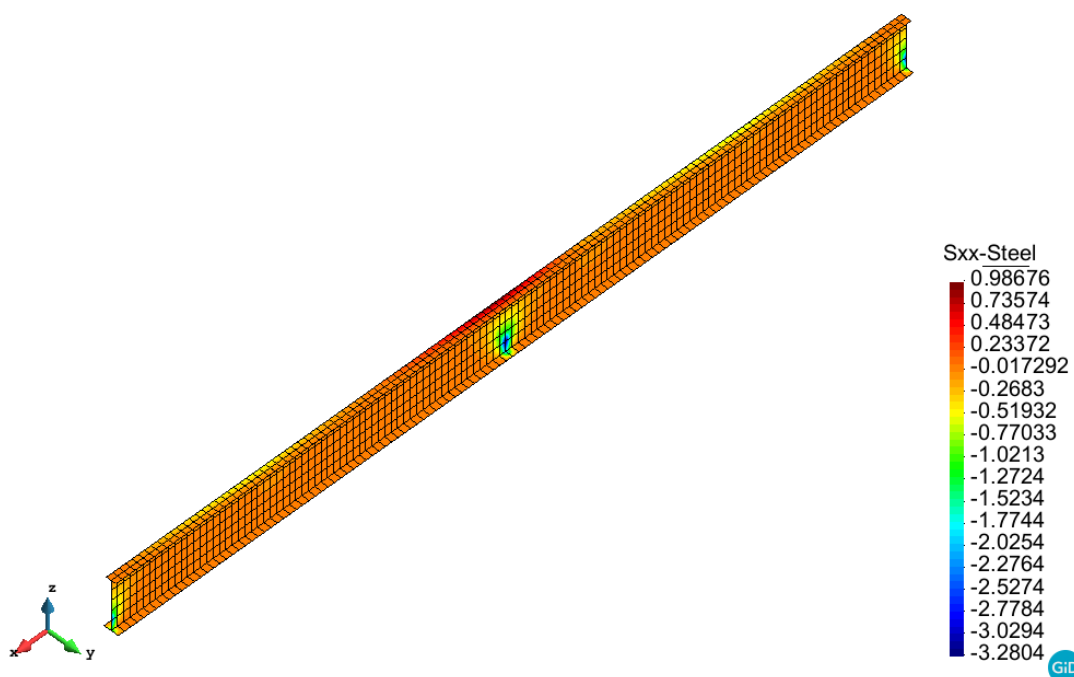


Figura 4-60 - Tensões normais σ_x (kN/cm²) desenvolvidas no perfil estrutural para a fase final de execução— Exemplo B1.

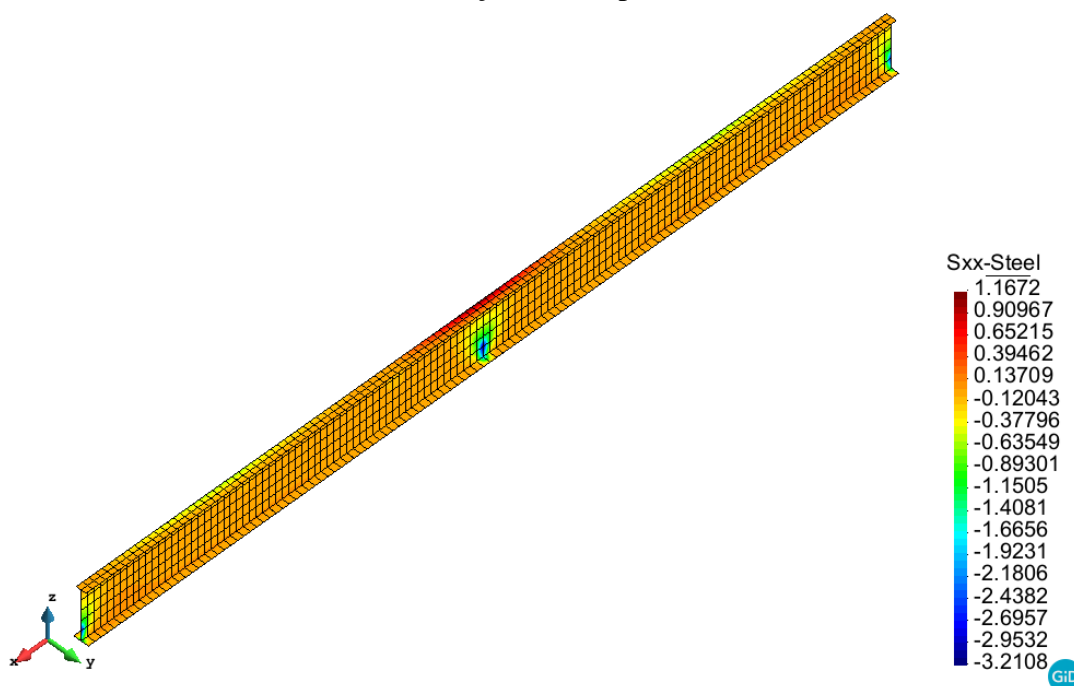


Figura 4-61 – Tensões normais σ_x (kN/cm²) desenvolvidas no perfil estrutural para a fase final de execução – Exemplo B2.

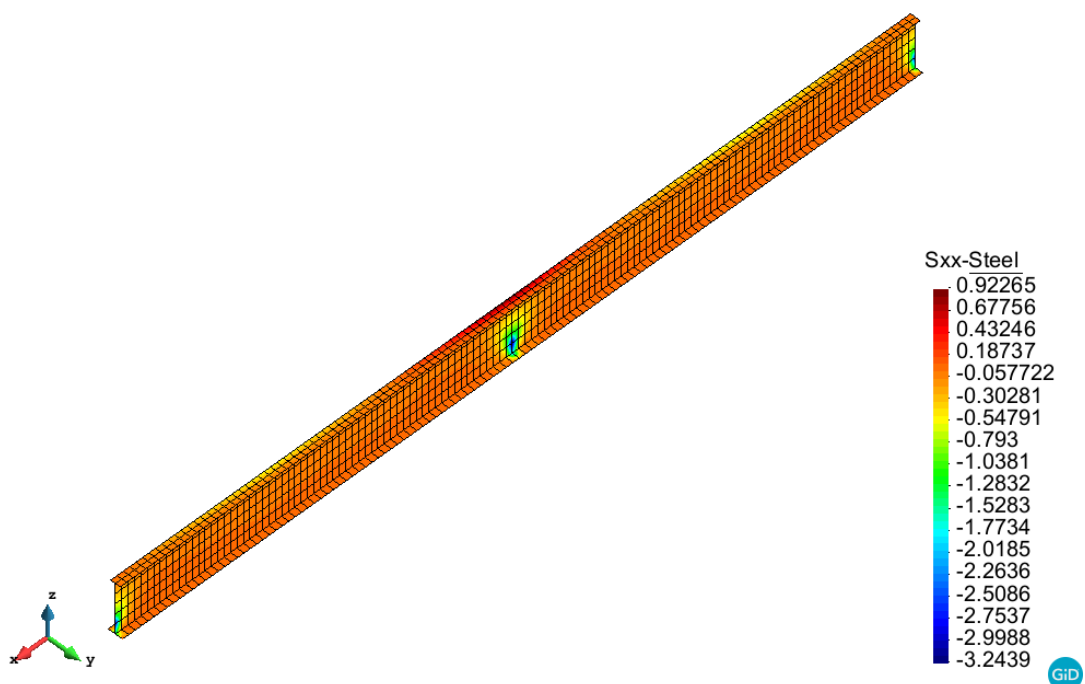


Figura 4-62 – Tensões normais σ_x (kN/cm²) desenvolvidas no perfil estrutural para a fase final de execução – Exemplo B3.

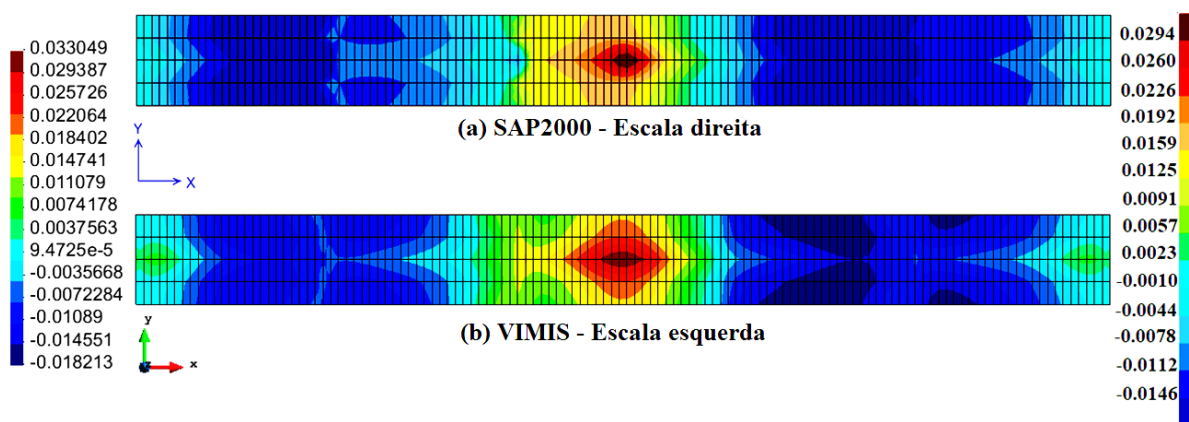


Figura 4-63 – Tensões normais σ_x (kN/cm²) desenvolvidas na laje de concreto – Exemplo B1.

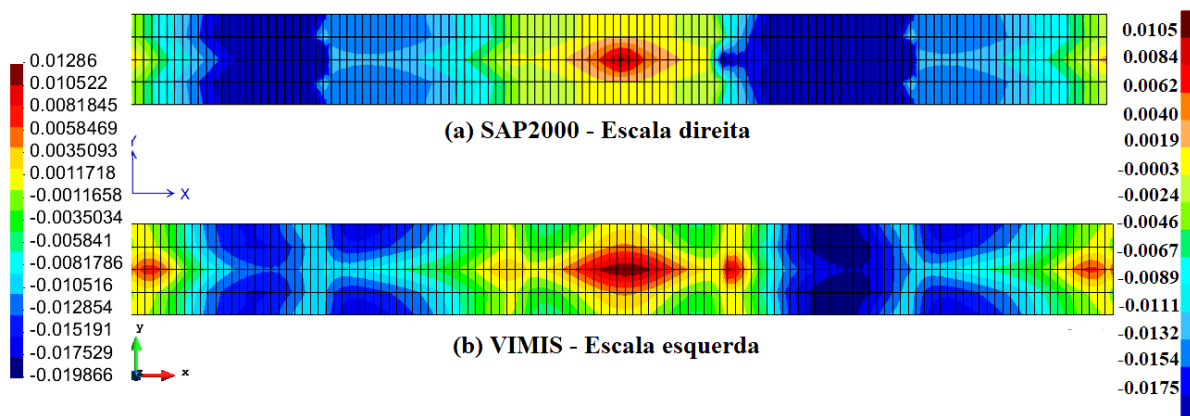


Figura 4-64 – Tensões normais σ_x (kN/cm²) desenvolvidas na laje de concreto – Exemplo B2.

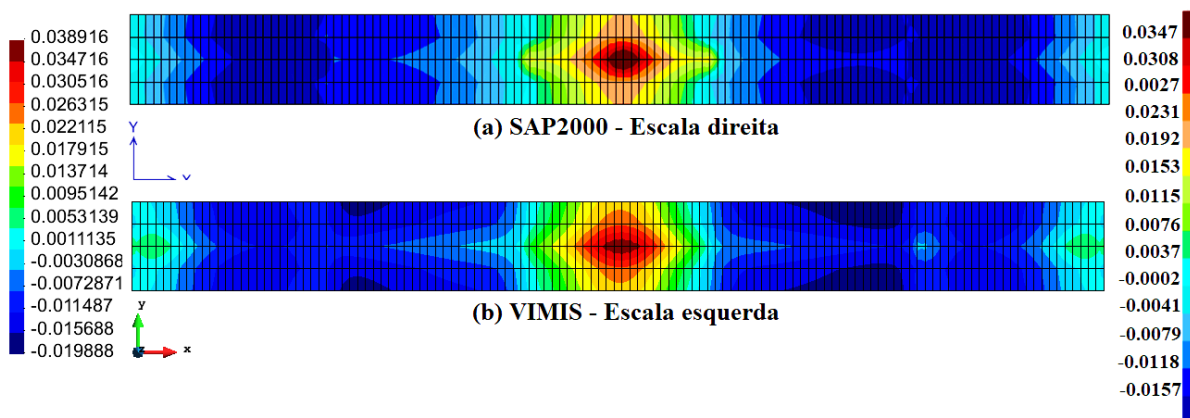


Figura 4-65 – Tensões normais σ_x (kN/cm²) desenvolvidas na laje de concreto – Exemplo B3.

As tensões desenvolvidas no perfil de aço, calculadas pelo VIMIS, aumentaram na primeira execução alternada (exemplo B2) e para a segunda execução (exemplo B3) os valores ficaram inferiores aos valores de referência (exemplo B1), porém pouco significativos. Para a laje de concreto foi observada uma redução considerável das tensões comparando os valores de referência e a primeira execução alternada (exemplo B2), sendo este o comportamento apontado por Dezi et al. (2006). Dessa forma, é destacada a importância da análise das tensões nos elementos decorrentes do processo de execução escolhido a fim de obter a condição mais eficiente.

A viga mista descrita, na condição apoiada, também foi avaliada com armadura de protensão. Foi verificada a condição de protensão interna na laje de concreto, com cabo com perfil reto e condição aderente, cujas propriedades foram definidas com base em Dezi et al. (1996) e

apresentadas na Tabela 4-7. A força de protensão aplicada foi de 1500 kN e a simulação foi realizada em 3 fases, como descrito na Figura 4-66.

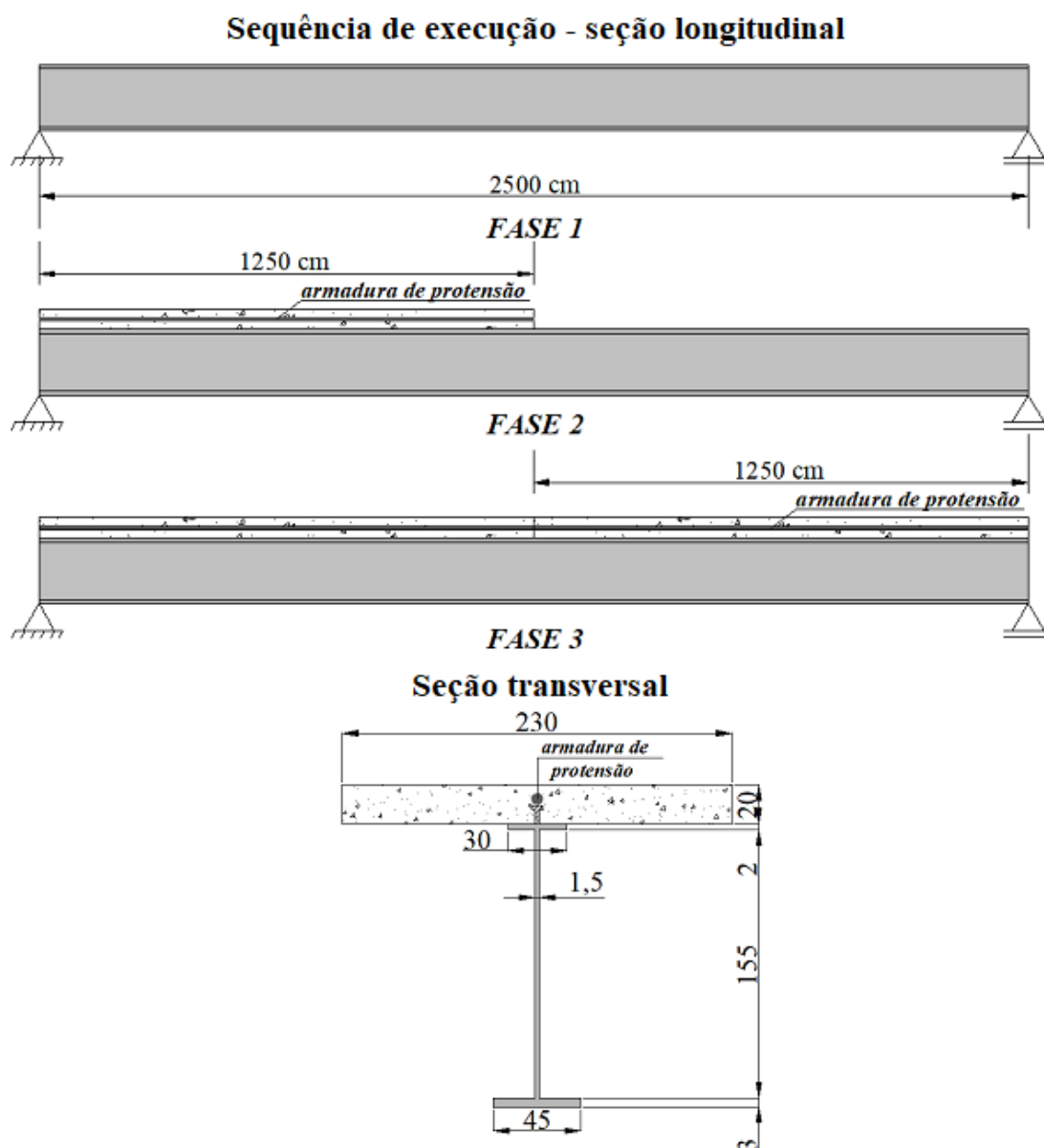


Figura 4-66 – Detalhes da seção e execução da viga mista protendida (unidade em cm).

Os resultados dos deslocamentos obtidos para cada fase são apresentados na Figura 4-67 comparados aos valores do SAP2000. Assim como nos demais exemplos, destaca-se a adequada concordância das simulações, o que ratifica a implementação do código computacional para o faseamento construtivo associado à execução da protensão em estruturas mistas. As tensões normais na laje, para última fase de execução, são apresentadas na Figura 4-68, considerando os resultados do VIMIS e SAP2000, respectivamente.

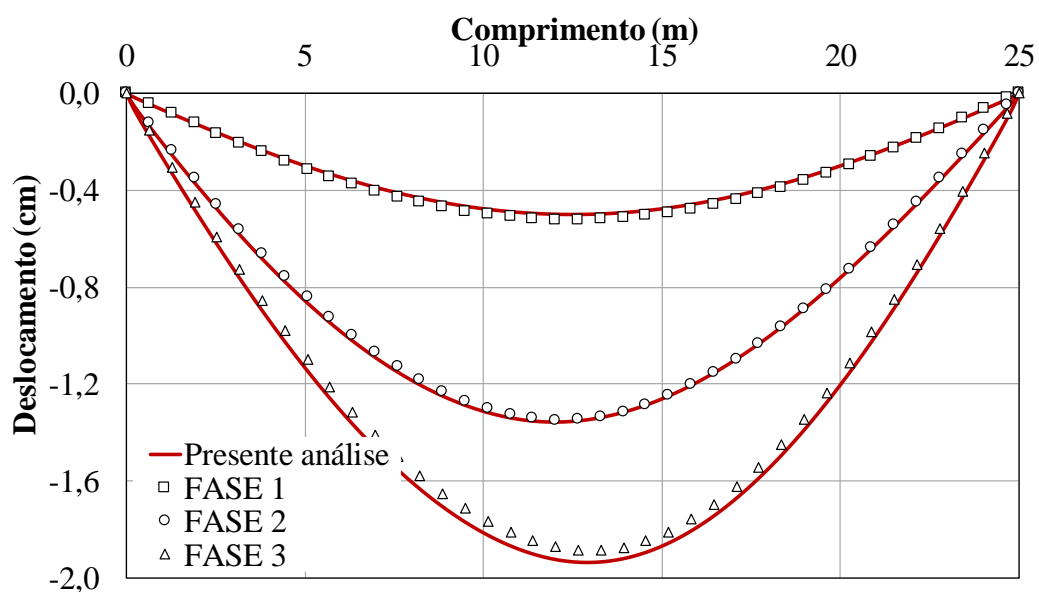


Figura 4-67 – Processo executivo da viga mista com protensão aderente – deslocamentos VIMIS versus SAP2000.

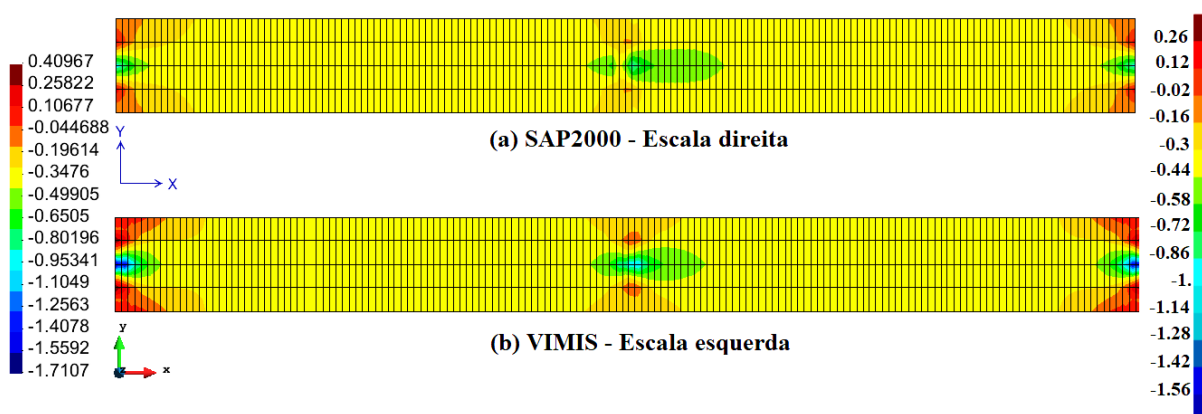


Figura 4-68 – Tensões normais σ_x (kN/cm²) – camada superior (topo).

5. APLICAÇÕES – ESTUDOS DE CASO

Neste capítulo são apresentados estudos de casos de estruturas com características reais. Dois sistemas típicos foram avaliados, uma ponte de concreto protendido, com seção caixão, executada pelo método de balanços sucessivos e uma ponte em viga mista, com duas longarinas, executadas por lançamentos sucessivos e execução *in loco*.

5.1. PONTE DE CONCRETO PROTENDIDO COM SEÇÃO CAIXÃO

Neste tópico apresenta-se a avaliação de uma ponte de concreto protendido com seção caixão executada pelo método de balanços sucessivos. O principal objetivo desta análise é verificar a aplicação do modelo desenvolvido em estruturas com dimensões reais. A estrutura foi apresentada e avaliada por Tadros et al. (1979) e posteriormente também verificada por Shushkewich (1986).

A ponte é simétrica, possui três vãos, somando 172 metros, como apresentado na Figura 5-1. Ressalta-se que algumas simplificações foram adotadas em relação ao apresentado pelos primeiros autores, sendo utilizada uma única geometria para a seção transversal, seção caixão com paredes retas e cabos de protensão com perfil reto. As propriedades e características dos materiais são descritas na Tabela 5-1.

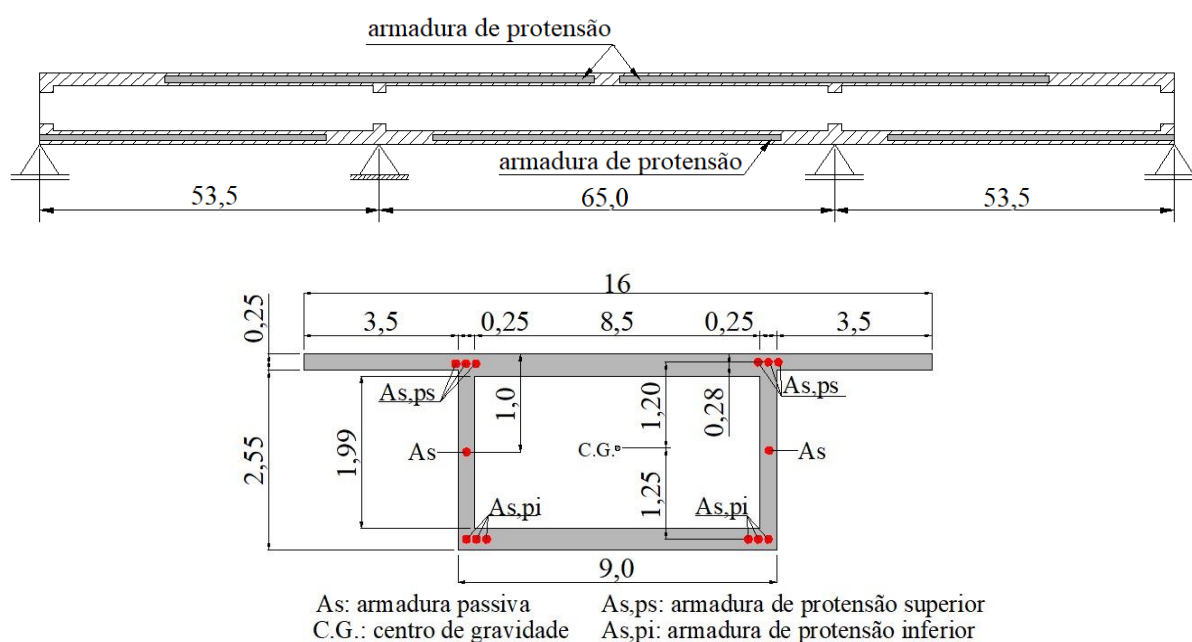


Figura 5-1 – Dimensões características da ponte (unidade: metros).

Tabela 5-1 – Propriedades dos materiais

Materiais	Propriedades	
Concreto (28 dias)	Módulo de elasticidade	3500 kN/cm ²
	Coefficiente de Poisson	0,0
	Resistência à compressão	5,4 kN/cm ²
	Resistência à tração	0,54 kN/cm ²
Armadura passiva	Módulo de elasticidade	20000 kN/cm ²
	Tensão de escoamento	58,5 kN/cm ²
	Tensão última	65 kN/cm ²
	Área	222 cm ²
Armadura ativa - superior	Módulo de elasticidade	19000 kN/cm ²
	Tensão de escoamento	150 kN/cm ²
	Tensão última	180 kN/cm ²
	Área	126 cm ²
	Excentricidade	120 cm
Armadura ativa - inferior	Módulo de elasticidade	19000 kN/cm ²
	Tensão de escoamento	150 kN/cm ²
	Tensão última	180 kN/cm ²
	Área	81,5 cm ²
	Excentricidade	125 cm

Para simular a configuração celular da seção com o elemento de casca espessa, utilizou-se a abordagem apresentada por Póvoas (1991) para anular camadas que representam vazios na seção transversal. Para ilustrar a metodologia apresenta-se na sequência uma avaliação de uma viga em balanço com seção retangular vazada que está ilustrada na Figura 5-2. A ideia da metodologia consiste no desenvolvimento de um modelo no qual a seção transversal a ser analisada é lançada como uma seção cheia que é discretizada em camadas. Estas camadas são caracterizadas por um fator que indica se tal camada compõe a seção ou se a camada é associada a um vazio.

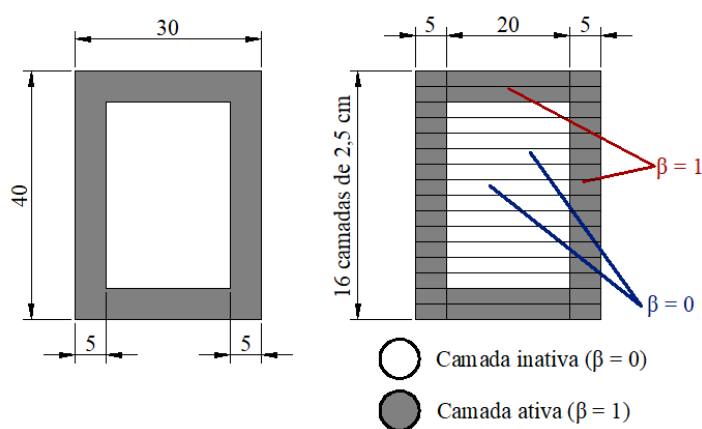


Figura 5-2 – Idealização da seção retangular vazada (unidade: cm)

No código computacional, quando é realizado o cálculo do volume do elemento finito, o fator β é considerado para anular as camadas inexistentes na seção transversal bem como indicar aquelas que são existentes na seção. Sendo assim, são definidos padrões de materiais distintos para regiões de camadas existentes, os quais apresentam valor de $\beta=1$, e regiões de camadas nulas que apresentam valor de $\beta=0$, e, portanto, apenas as primeiras são responsáveis por compor rigidez e resistência à estrutura.

A viga utilizada para ilustrar o procedimento possui seção transversal 30x40 cm e comprimento total de 2 metros. A malha possui 100 elementos de casca espessa espaçados igualmente e 359 nós. Foi realizada uma análise elástica e linear, considerando um módulo de elasticidade igual a 35000 MPa. Dois casos de carregamento foram analisados, sendo que no caso 1 a viga é submetida a uma carga concentrada de 1 kN aplicada na sua extremidade e no caso 2 a viga é submetida a um de momento de 100 kN.cm também aplicado na sua extremidade. Os deslocamentos verticais (δ) e as rotações (θ) na extremidade obtidos com o VIMIS são comparados com os resultados obtidos a partir da formulação analítica para uma viga engastada. Na Tabela 5-2 é apresentada a comparação para os dois casos analisados.

Tabela 5-2 – Deslocamento e rotação na extremidade da viga.

Resposta	Caso 1			Caso 2		
	Formulação	VIMIS	Analítico	Formulação	VIMIS	Analítico
δ ($\times 10^{-3}$ cm)	$\delta=PL^3/3EI$	6,932	6,625	$\delta=ML^2/2EI$	4,976	4,969
θ ($\times 10^{-5}$ rad)	$\theta= PL^2/2EI$	4,976	4,969	$\theta= ML/EI$	5,333	4,969

Como observado, a maior diferença entre o valor analítico e o obtido pelo VIMIS foi de 8% e ocorreu para o caso 2 na resposta da rotação. De maneira geral, os resultados demonstram a aceitabilidade da abordagem apresentada para a avaliação das seções vazadas. É importante destacar que a formulação analítica não considera a contribuição da capacidade resistente ao cisalhamento para a avaliação das respostas, diferente do modelo de elementos finitos, contribuindo também para as diferenças observadas.

No modelo da seção caixão, foi idealizada uma seção retangular discretizada em camadas, com as dimensões da seção transversal da ponte, como mostra a Figura 5-3. É importante ressaltar que para a utilização desta técnica as malhas devem ser idealizadas de forma cuidadosa e estarão condicionadas às espessuras das paredes (elementos verticais) das seções ocas, uma vez que estas determinarão as espessuras das camadas ativas, como pode ser visualizado na Figura 5-3. A malha de elementos finitos empregada para análise da estrutura é apresentada na Figura 5-4.

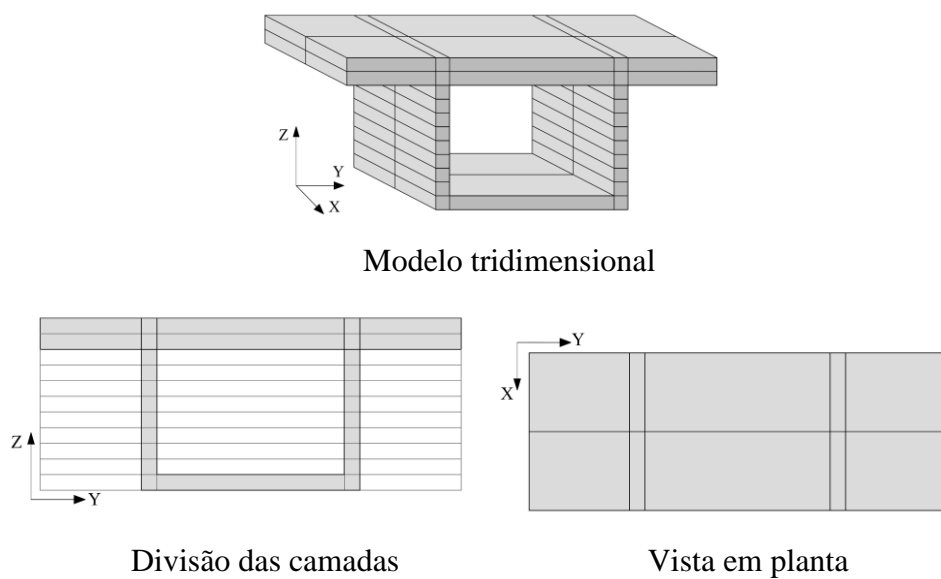


Figura 5-3 – Idealização da seção caixão.

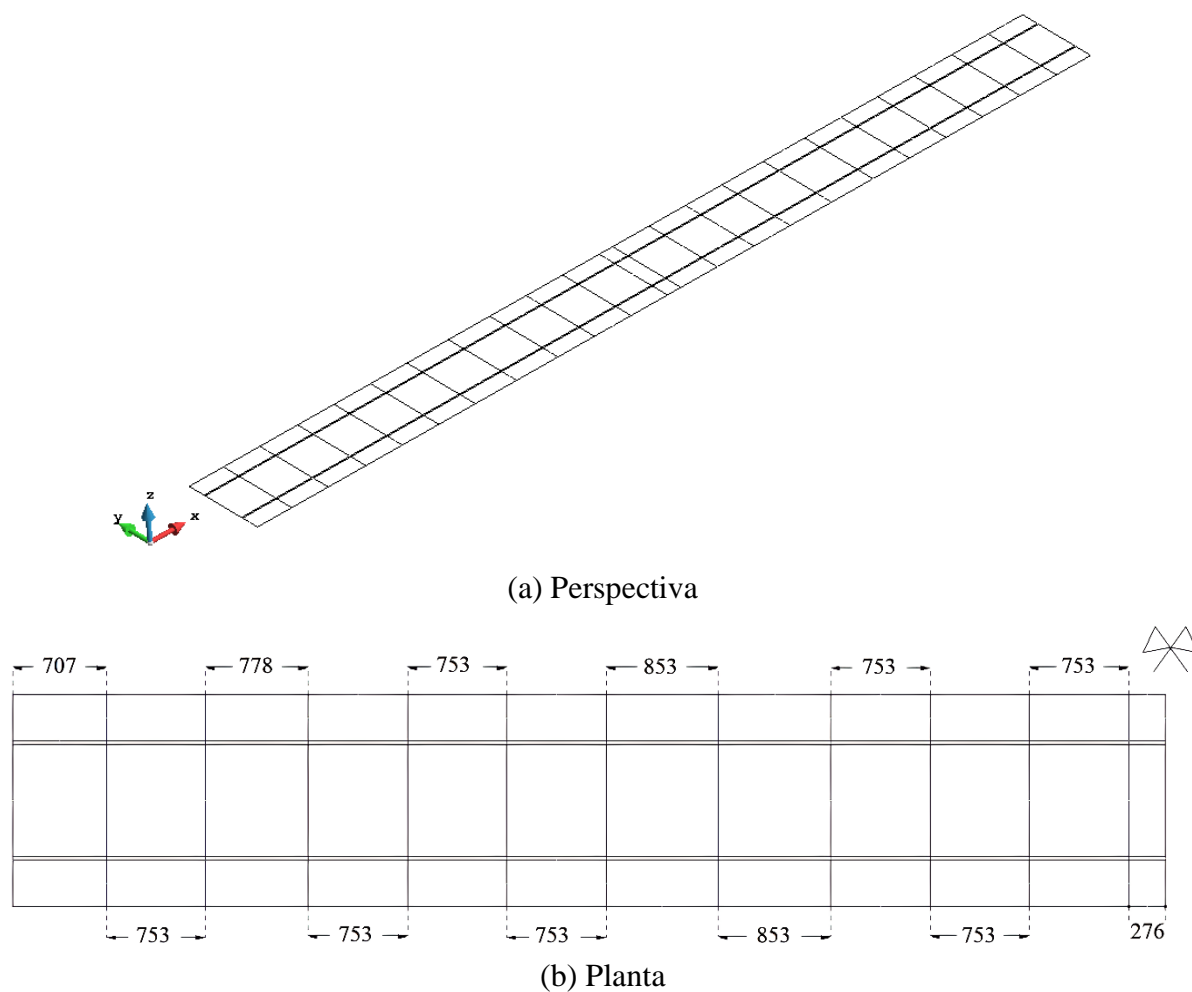


Figura 5-4 – Malha de elementos finitos (unidade: centímetros).

As aduelas são consideradas pré-moldadas e foram mantidas em condições de cura úmida por 3 dias e armazenadas até 30 dias, quando ocorre o início da construção. Foi considerado que a duração dos estágios construtivos é de 3 dias.

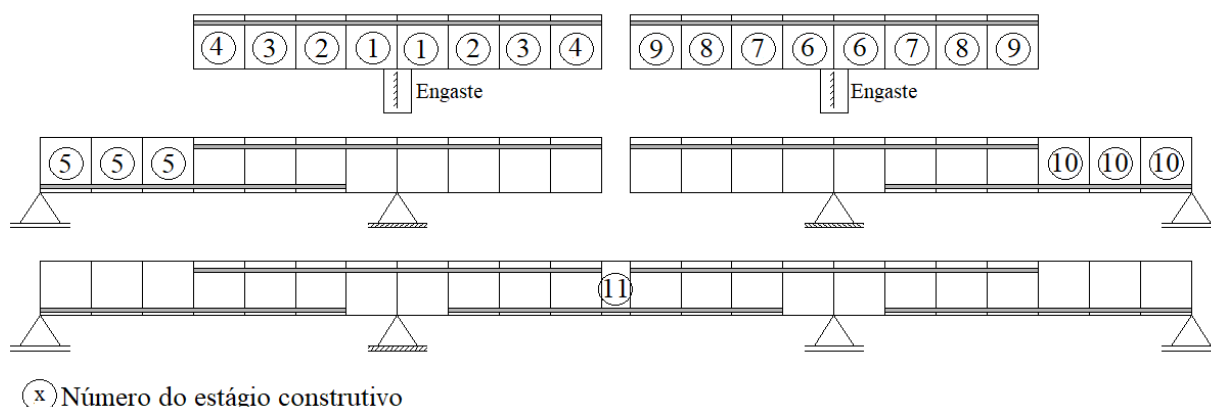


Figura 5-5 – Sequência de execução.

Tabela 5-3 – Estágios construtivos

Estágio	Início do estágio (dias)	Atividades
1	30	Estágios 1 a 4, consideram a estrutura em condição engastada. Lançamentos das aduelas pré-moldadas e ativação da protensão superior. Apoio interno é fixo em rotação e translação.
2	33	
3	36	
4	39	
5	43	Conclusão do primeiro vão. Lançamento das aduelas próximas ao apoio esquerdo. Ativação da protensão inferior e alteração das condições de contorno (apoios).
6	47	Estágios 6 a 9, consideram a estrutura em condição engastada. Lançamentos das aduelas pré-moldadas e ativação da protensão superior. Apoio interno é fixo em rotação e translação.
7	50	
8	53	
9	56	
10	60	Conclusão do terceiro vão. Lançamento das aduelas próximas ao apoio direito. Ativação da protensão inferior e alteração das condições de contorno (apoios).
11	63	Introdução de continuidade no vão central. Lançamento da aduela central e ativação da protensão inferior.

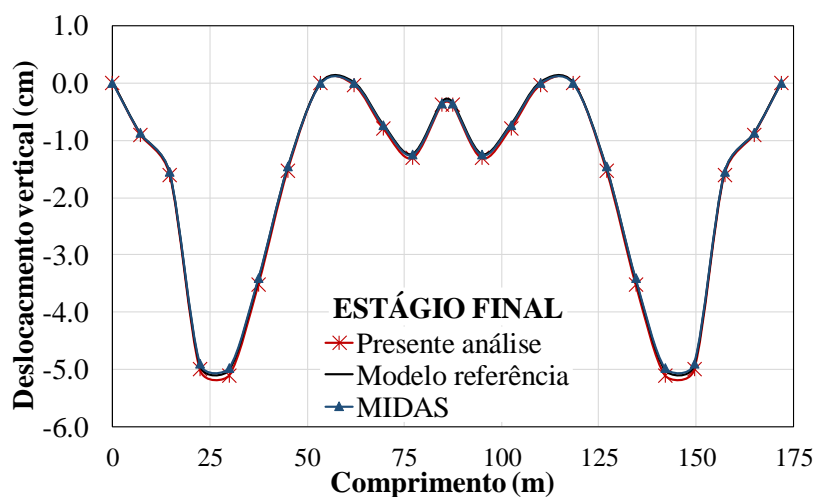
A execução da estrutura inicia-se a partir do apoio interno esquerdo, a princípio idealizado como um engaste. Como observa-se na Figura 5-5, durante os estágios 1 a 4 há o lançamento simétrico das aduelas seguido da aplicação da protensão (superior), e o mesmo ocorre entre os estágios 6 a 9 para o apoio interno direito. No estágio 5 finaliza-se a execução do lado esquerdo,

envolvendo a alteração das condições de contorno, com o lançamento das respectivas aduelas e aplicação da protensão (inferior). O mesmo ocorre para o lado direito da estrutura, ao finalizar-se o estágio 10. No estágio 11, a estrutura torna-se contínua lançando a aduela central bem como aplicando a protensão disposta nesta região. A Tabela 5-3 apresenta as datas de lançamento da estrutura.

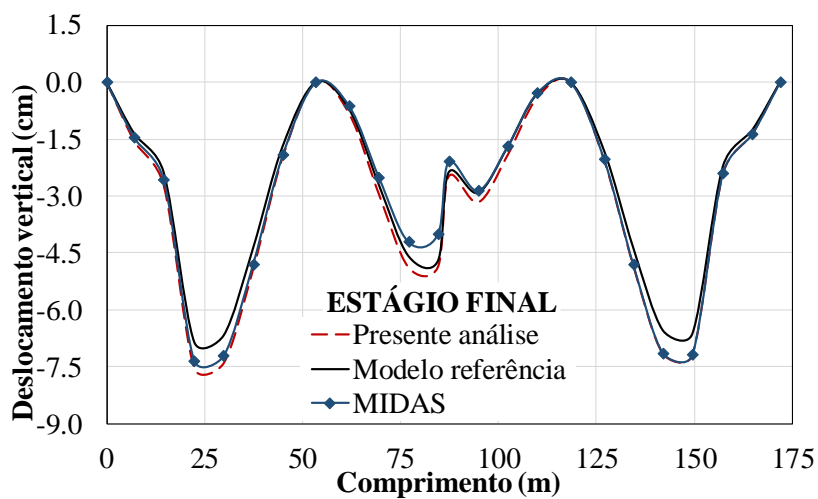
As cargas atuantes durante os estágios construtivos compreendem o peso próprio das aduelas e a protensão dos cabos, sendo para estes aplicada uma tensão de 126 kN/cm². Com relação aos efeitos diferidos do concreto, foi empregado o modelo do ACI-209 (2008), tipo de cimento 3, umidade relativa de 40%, coeficiente último de fluência igual a 2,0 e coeficiente último de retração igual a 300×10^{-6} . Os coeficientes de fluência e retração são empregados em equações específicas para os obter as deformações decorrentes destes fenômenos e estas formulações são descritas no documento da norma ACI-209 (2008). Os cabos de protensão são considerados de baixa relaxação. Estas informações e as propriedades dos materiais foram retiradas do trabalho de Tadros et al. (1979). O comportamento dos materiais restringiu-se à fase elástica.

Dado que algumas simplificações foram adotadas, com relação ao exemplo apresentado em Tadros et al. (1979), os resultados obtidos pelo presente modelo foram comparados com aqueles obtidos pelo *software* MIDAS Civil (2020) e também com os apresentados pelo código computacional desenvolvido por Shushkewich (1986) (denominado “*Modelo referência*” nas figuras), considerando a estrutura simplificada. Ressalta-se que em ambos os modelos citados são empregados elementos de barra do tipo viga.

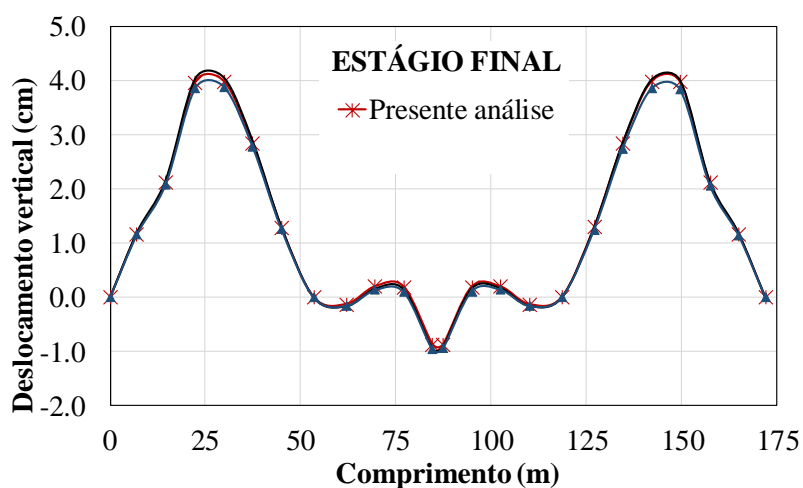
Na Figura 5-6 são apresentados resultados de deslocamentos para o último estágio construtivo considerando efeitos isolados. Na Figura 5-6 (a) foram considerados estágios construtivos sem efeitos do tempo, sob cargas de peso próprio, em (b) estágios construtivos também sob cargas de peso próprio e apenas efeito da fluência, e em (c) estágios construtivos considerando apenas a carga da protensão associado, sem efeitos de fluência e retração. Como observado, o VIMIS adequa-se bem aos modelos de referência para estes casos analisados preliminarmente indicando a potencialidade da avaliação do faseamento construtivo. Além disso, percebe-se que a utilização de elementos finitos com características distintas causa influência sobretudo no caso de avaliação de efeitos de longa duração como fluência.



(a) Execução - cargas de peso próprio – efeitos de curta duração.



(c) Execução - cargas de peso próprio – apenas fluência.



(c) Execução – apenas protensão/relaxação.

Figura 5-6 – Deslocamento vertical da estrutura ao final da execução sob efeitos isolados.

Na Figura 5-7 é apresentada a variação das tensões nos cabos para os primeiros estágios de execução, como ilustração do comportamento da protensão. Como esperado, as tensões nos cabos são efetivamente iguais ao serem aplicadas e apresentam uma variação negativa, ou seja, após a ativação da armadura as tensões não se mantêm constantes sob atuação de efeitos como relaxação e conseqüentemente apresentam reduções ao longo do faseamento.

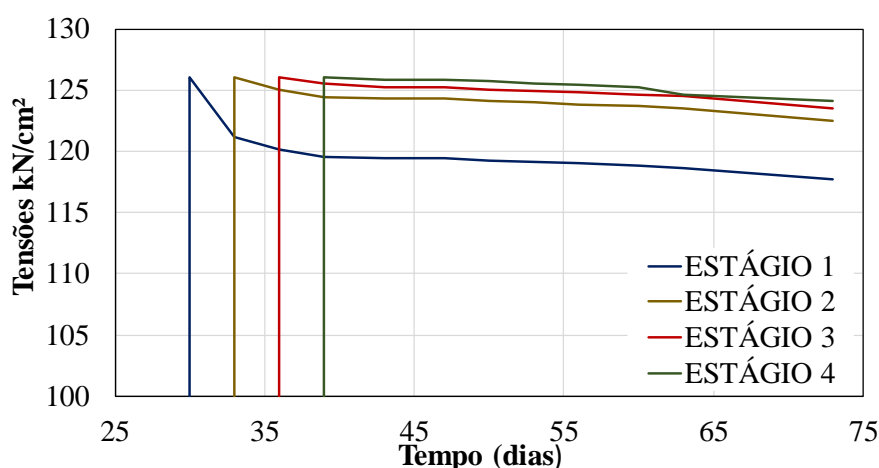
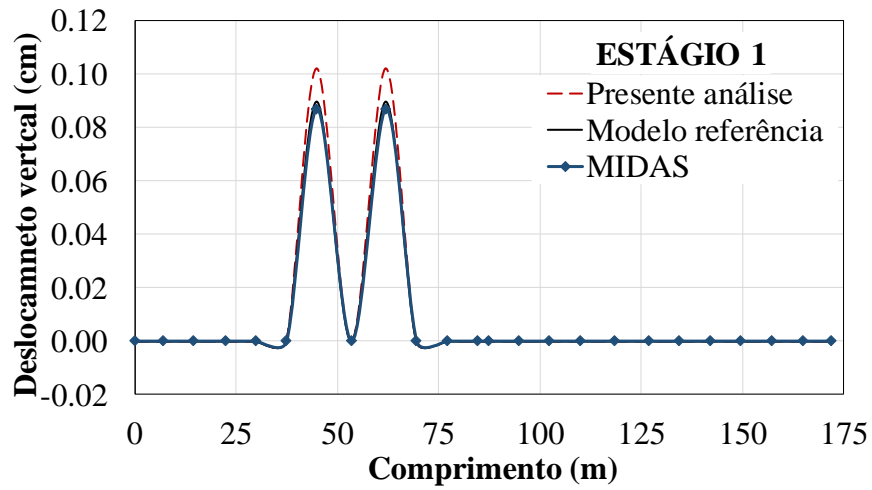


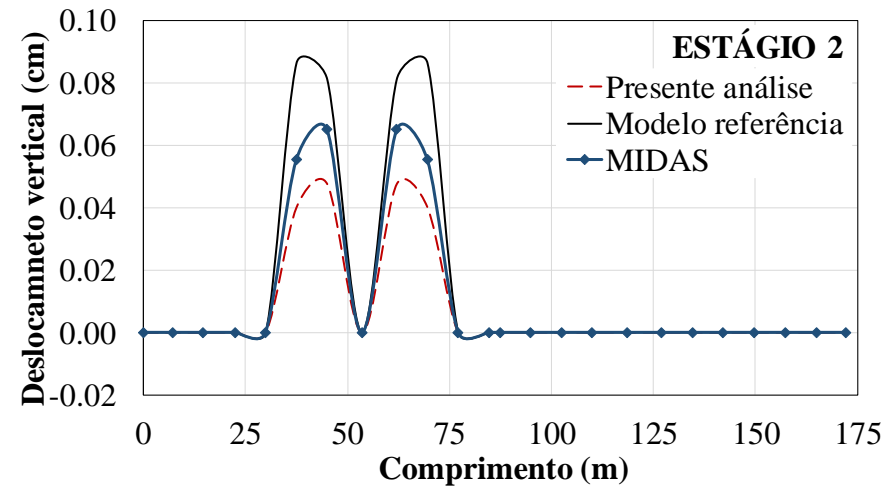
Figura 5-7 – Variação das tensões nos cabos.

Na Figura 5-8 são apresentados os resultados de deslocamentos ao longo da execução, considerando os efeitos de fluência, retração e relaxação atuando conjuntamente.

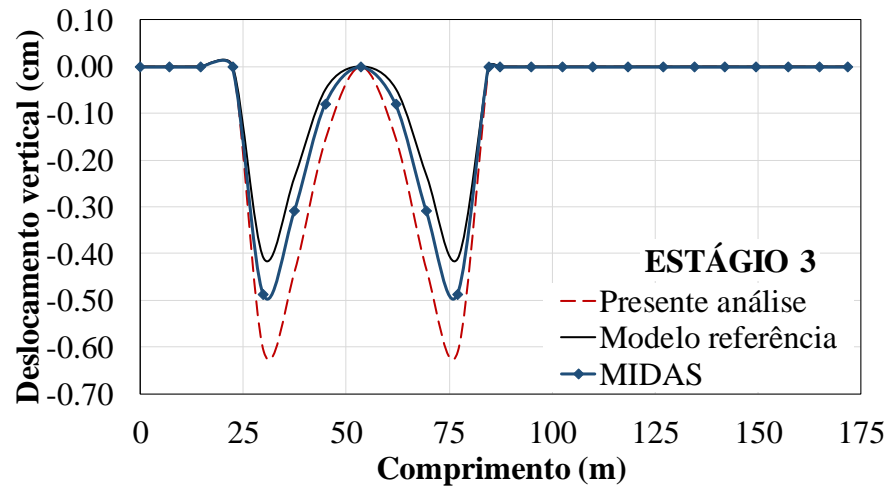
Observa-se concordância entre os resultados obtidos pelos programas avaliados. Importante destacar algumas diferenças entre os modelos de elementos finitos empregados, uma vez que podem estar associadas às diferenças apontadas. Além da utilização de elementos de viga nos modelos do MIDAS e Shushkewich (1986), enquanto no VIMIS emprega-se um elemento de casca, a modelagem dos efeitos do tempo, sobretudo no cálculo dos parâmetros de ajuste da função de fluência e dos tempos de retardação possivelmente influenciaram os resultados obtidos. Os três modelos empregados utilizam uma função semelhante de aproximação para as cadeias de Kelvin, no entanto, observou-se que os parâmetros empregados nas funções são diferentes. No “Modelo referência” alguns dos fatores da função são constantes, diferente da atualização que é utilizada no VIMIS, entretanto no programa MIDAS não foi possível acessar os parâmetros da função, portanto, um ajuste destes dados não foi realizado. Estas particularidades observadas sobre os efeitos diferidos são muito importantes na análise. Ao atentar-se ao lado esquerdo da estrutura, percebe-se que as diferenças são mais relevantes neste lado, porém, a execução da ponte se inicia pela extremidade esquerda e, portanto, os efeitos do tempo são mais significativos nos respectivos componentes.



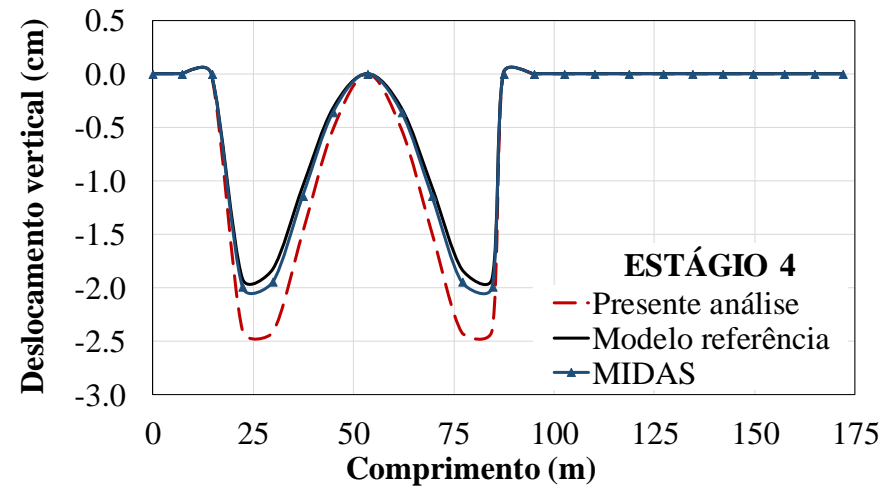
(a)



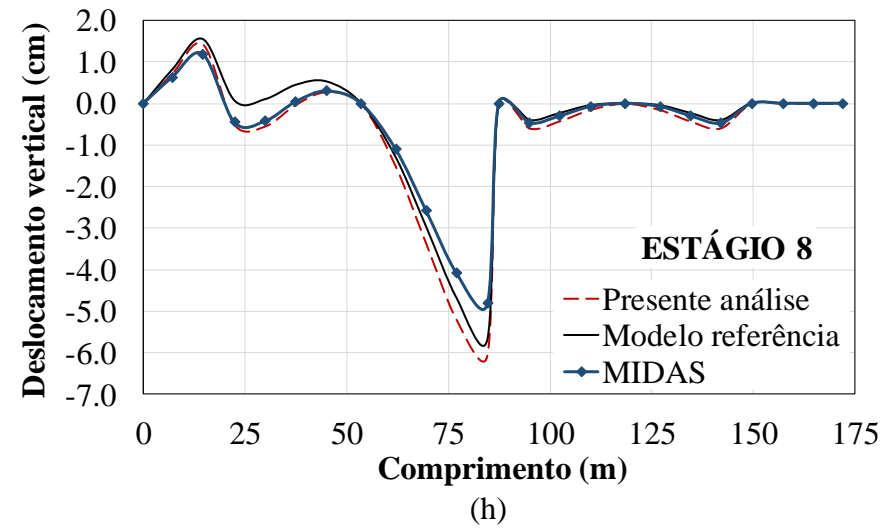
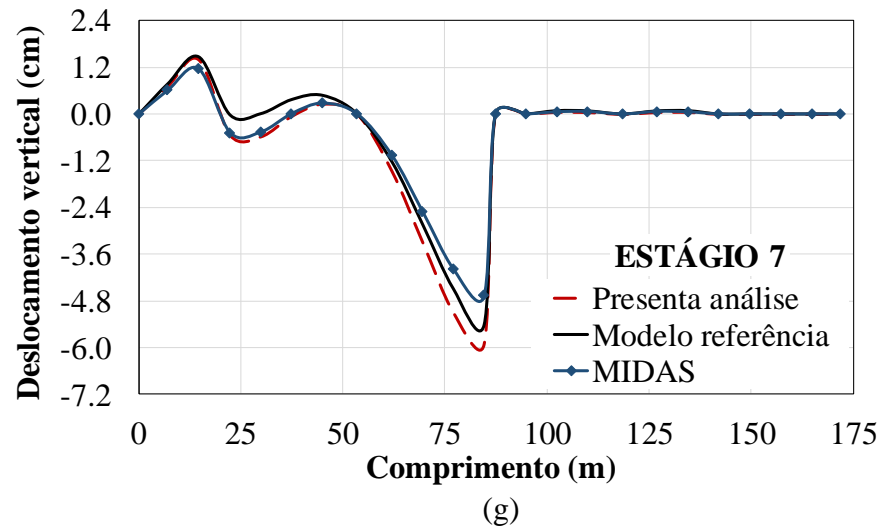
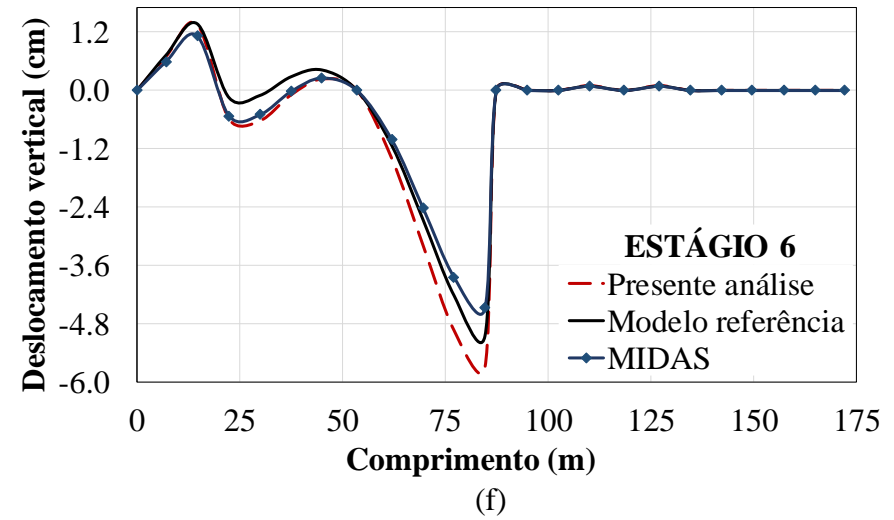
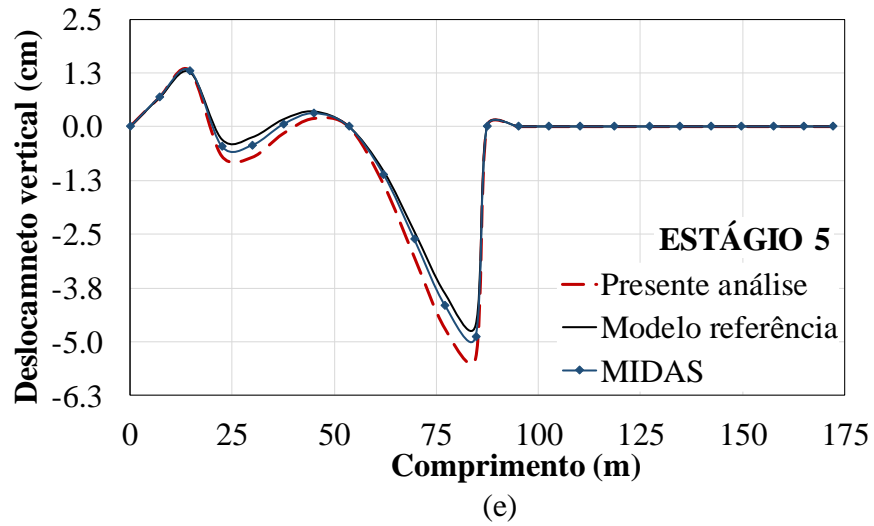
(b)

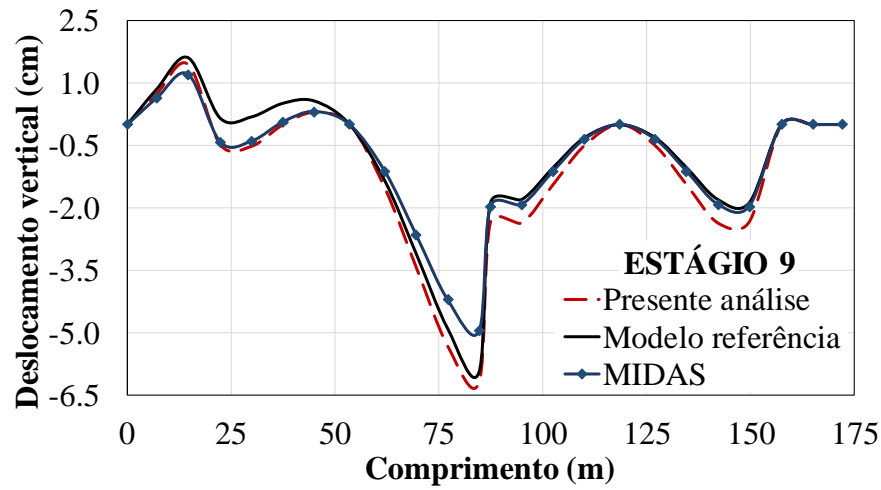


(c)

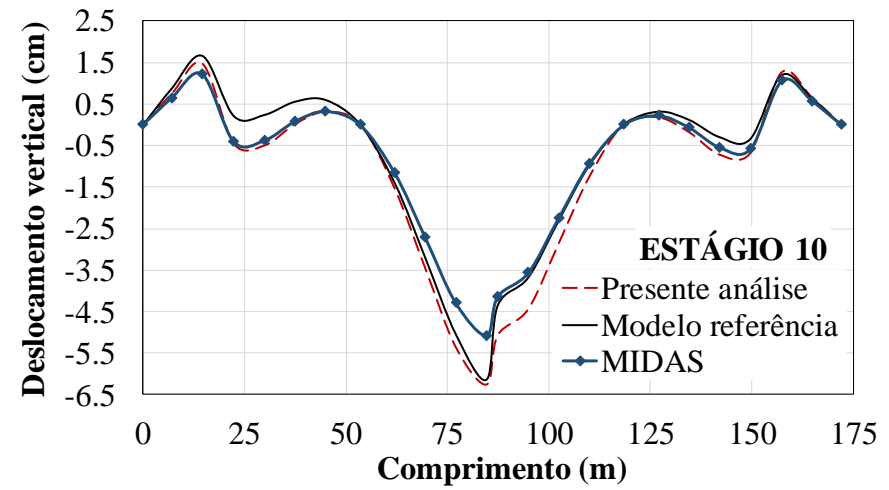


(d)

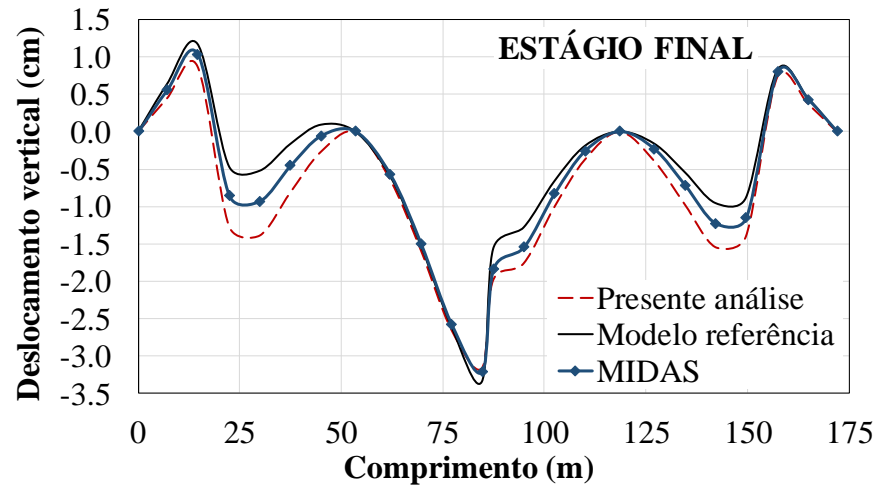




(i)



(j)



(k)

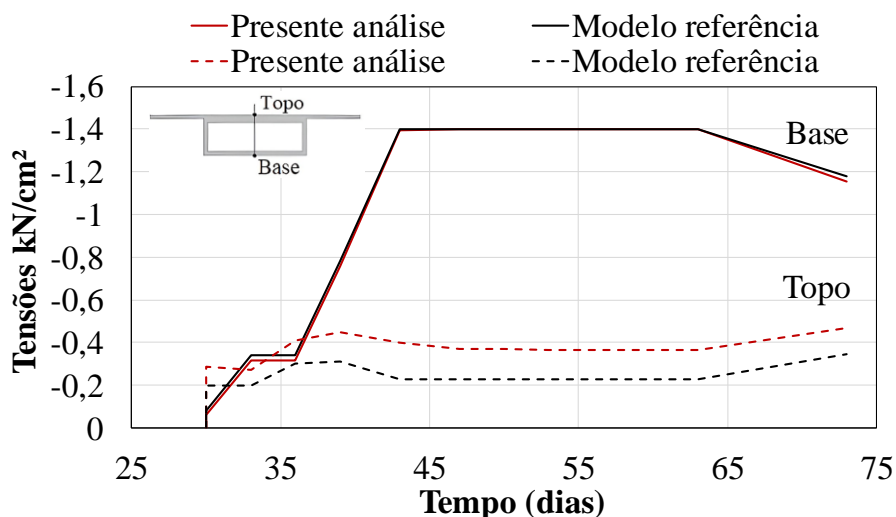
Figura 5-8 – Deslocamento vertical da estrutura ao longo da execução.

Comparativamente, observa-se que, no geral, os modelos de referência mostram-se um pouco mais rígidos que o modelo de casca utilizado no VIMIS, comportamento que pode ser atribuído às características mais simplificadas das análises com elementos de barras. Por outro lado, também se observa que há um ajuste entre os modelos com o passar dos estágios construtivos e as diferenças que eram da ordem de 20% nos primeiros estágios reduzem para aproximadamente 10%.

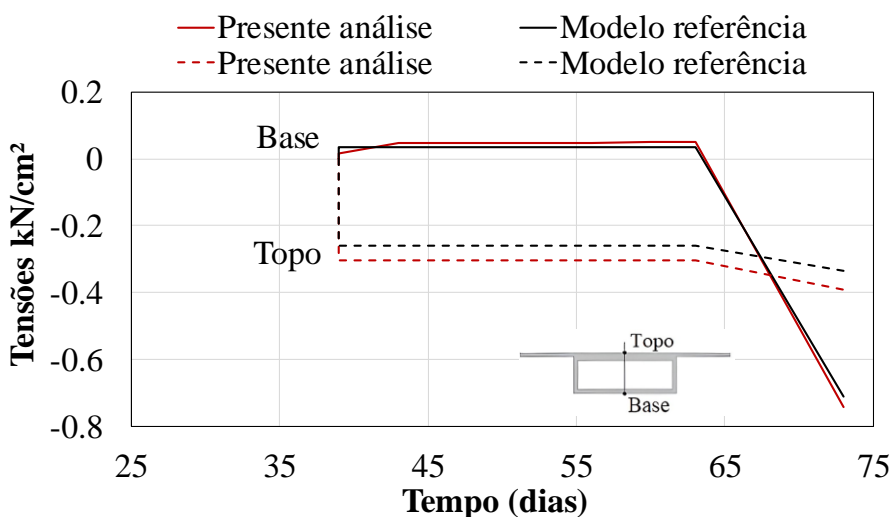
É importante destacar que nos três modelos utiliza-se a equação de Magura et al. (1964) porém apenas no VIMIS há uma atualização da tensão atuante no cabo ao longo dos estágios construtivos, e nos demais modelos o valor é mantido constante, considerando a tensão inicial ao longo de toda a análise. Segundo Lou et al. (2014), o ajuste das tensões ao longo da análise é importante para que sejam consideradas possíveis influências sob as tensões desenvolvidas no cabo, como, por exemplo, a interação entre os efeitos de fluência, retração e relaxação, retratando melhor as condições reais associadas às estruturas de concreto protendido.

As tensões normais nas extremidades da seção, topo e base, foram obtidas e comparadas com as calculadas pelo Modelo de Referência. Estes dados foram avaliados, ao longo do tempo, na região do apoio interno e também na seção no meio do vão central. A Figura 5-9 indica uma boa concordância entre os modelos, principalmente para a região da base da seção transversal.

Interessante observar que para ambos os pontos de análise, na região dos apoios e ao meio do vão central, as tensões obtidas no topo da seção transversal no modelo VIMIS são superiores ao “Modelo referência” em aproximadamente 1,8 vezes. A distribuição das tensões atuantes nos elementos para os estágios 1, 5 e o estágio final, também considerando o topo e base são apresentadas na Figura 5-10. É importante ressaltar que o modelo de casca apresenta melhor desempenho em comparação ao modelo de barras, resultando em um campo de tensões mais realísticos o que é muito relevante quando avaliam-se regiões fissuradas.



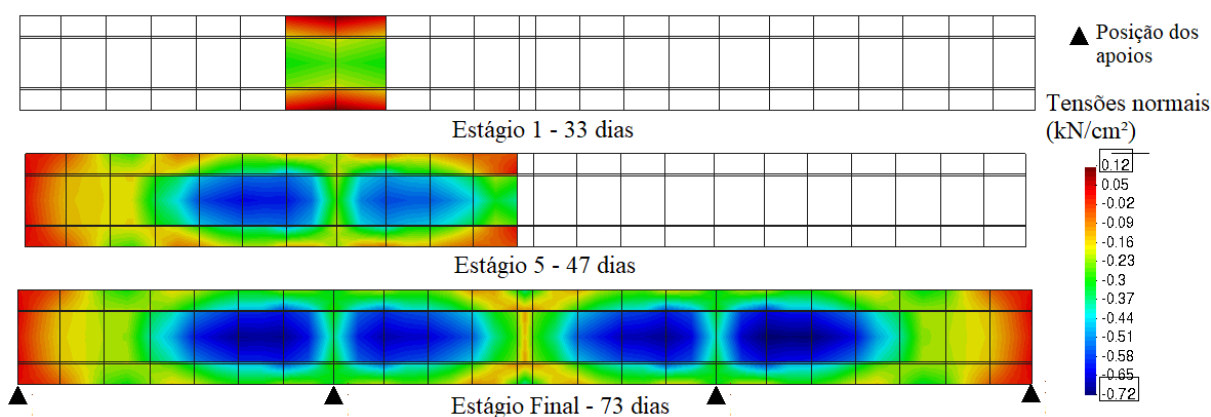
(a) Apoio interno da esquerda.



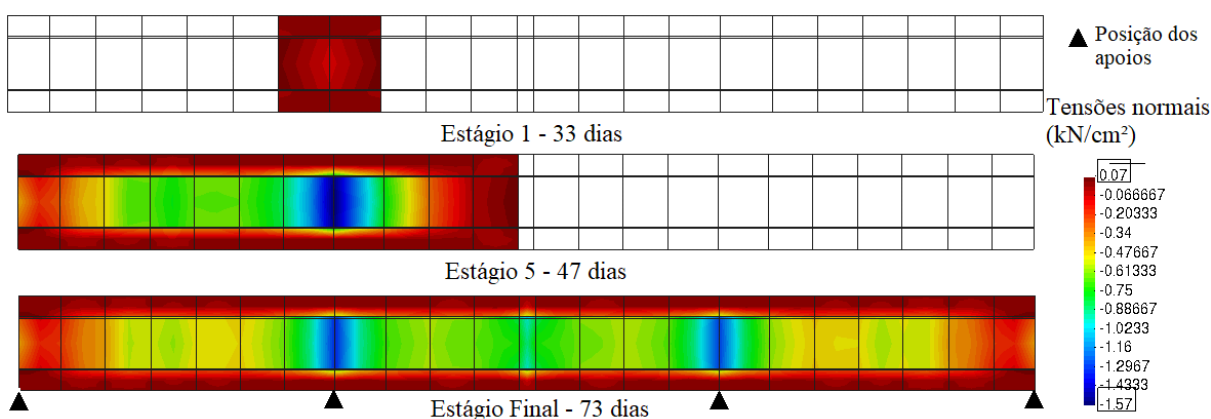
(b) Vão central.

Figura 5-9 – Variação da tensão na seção transversal ao longo do tempo de execução.

Os resultados apresentados retratam o comportamento da estrutura considerando uma execução assimétrica da ponte. A utilização desta metodologia construtiva pode ocasionar desníveis importantes do perfil geométrico influenciando sobretudo no vão central da estrutura com incompatibilidades de níveis no momento do fechamento deste vão.



(a) Topo da seção transversal.



(b) Base da seção transversal.

Figura 5-10 – Distribuição das tensões normais.

Para a estrutura em análise, o desnível obtido na fase anterior ao fechamento, ou seja, anteriormente ao lançamento da aduela central, foi de aproximadamente 1,0 cm para o modelo com VIMIS e 1,782 cm para o modelo com o código de Shushkewich (1986). Consequentemente, há necessidade da aplicação de deslocamentos no sentido oposto aos deslocamentos verticais para permitir o adequado fechamento das estruturas. A verificação dos deslocamentos para a execução simétrica da ponte também foi realizada, comparando os modelos destacados anteriormente, como apresentado na Figura 5-11 e Figura 5-12, considerando que a conclusão da construção ocorre aos 50 dias.

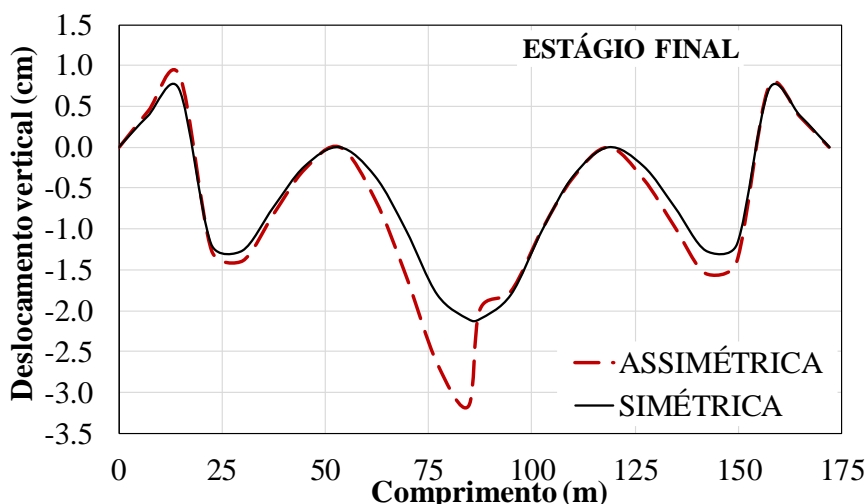


Figura 5-11 – Estágio final – execução assimétrica x execução simétrica - VIMIS.

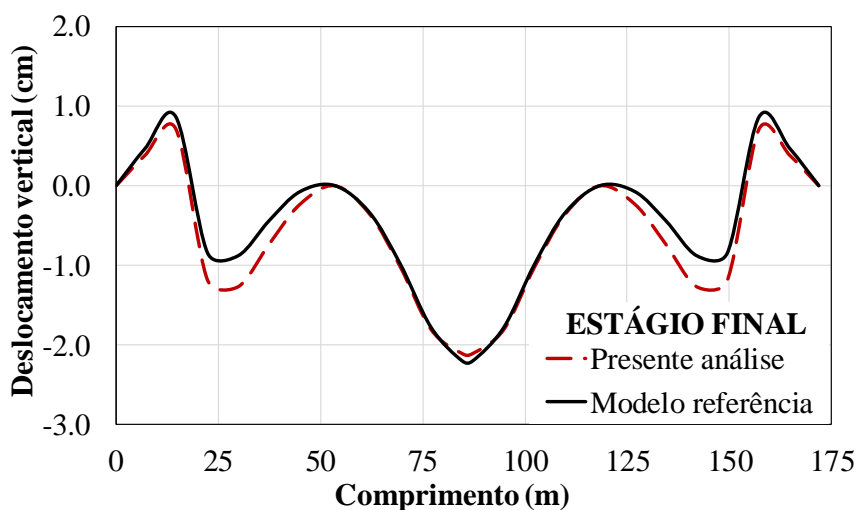


Figura 5-12 – Deslocamentos para o estágio final – execução simétrica.

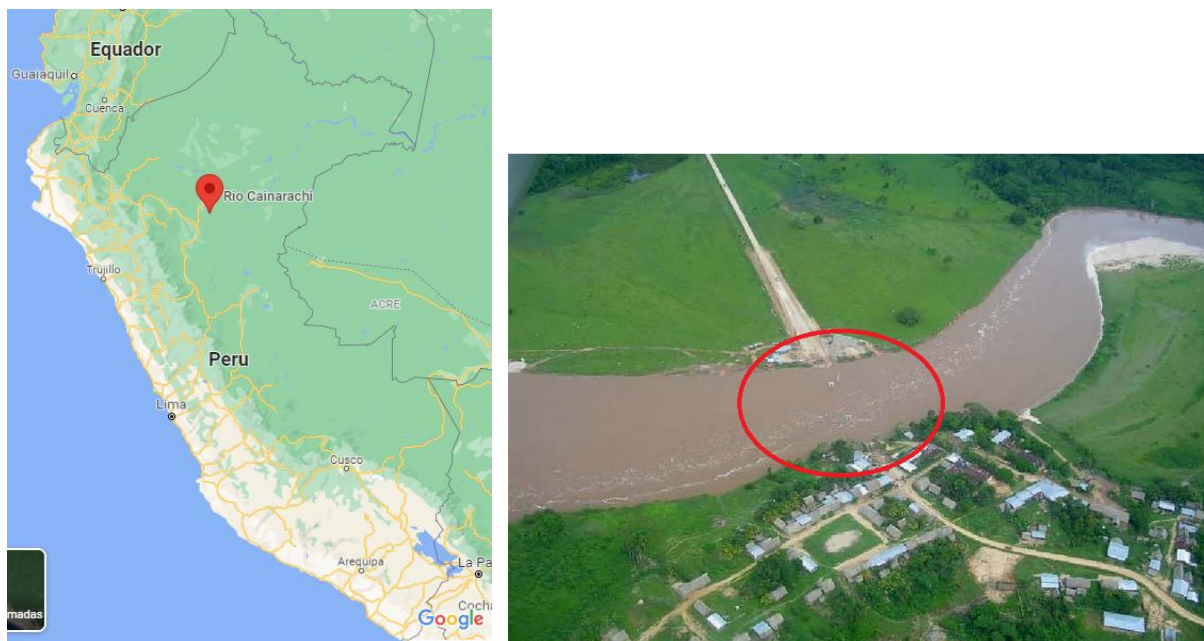
Na Figura 5-11 são apresentados os resultados comparativos entre os estágios finais de ambos os procedimentos de execução, assimétrico e simétrico. Como esperado, a execução simétrica apresenta como principal vantagem, além do menor tempo de execução, redução dos deslocamentos da estrutura, principalmente decorrente dos efeitos do tempo e menor possibilidade de intervenções decorrente de diferenças significativas no perfil geométrico quando há o encontro das estruturas já executadas. Nestas condições, a intervenção por meio de contra flechas torna-se menos relevante ou mesmo desnecessária. Comparativamente, a variação do deslocamento no vão central entre o caso assimétrico e simétrico é de aproximadamente 0,5 cm, referente ao trecho de fechamento da estrutura.

5.2. PONTE CAYNARACHI – PONTE EM VIGA MISTA

A ponte Caynarachi, apresentada na Figura 5-13, está localizada no cruzamento da rodovia Barranquita-Pelejo com o rio Caynarachi, na província de Lamas, Peru, como indicado no mapa da Figura 5-14. A ponte possui 3 vãos com 40 m, 50 m e 40 m totalizando 130 m de comprimento conforme ilustrado na Figura 5-15, e sua execução foi finalizada em 2006. Cabe ressaltar que as informações apresentadas neste trabalho têm por base documentos e relatórios disponibilizados por responsáveis pela execução e projeto da estrutura (VSM Engenharia).



Figura 5-13 – Ponte Caynarachi – estrutura finalizada – Fonte: VSM Engenharia.



(a)

(b)

Figura 5-14 – Localização - Fonte: VSM Engenharia.

Para a infra e mesoestrutura (fundação, pilares e encontros) foi empregado concreto armado preparado *in loco* e cravação de estacas. A superestrutura é constituída por vigas metálicas em perfil I associadas a um tabuleiro de concreto protendido sobre os apoios internos e simplesmente armado nos demais trechos do tabuleiro, ambos também preparados *in loco*.

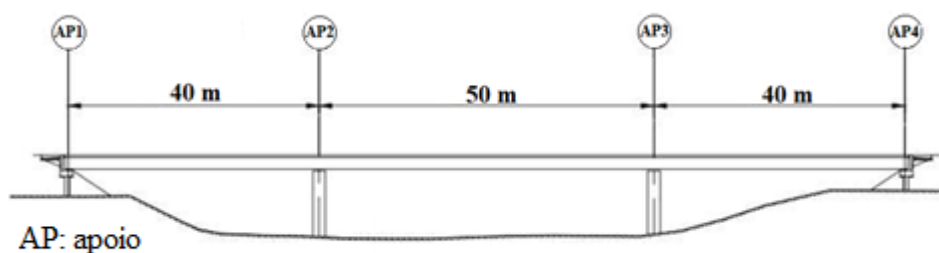
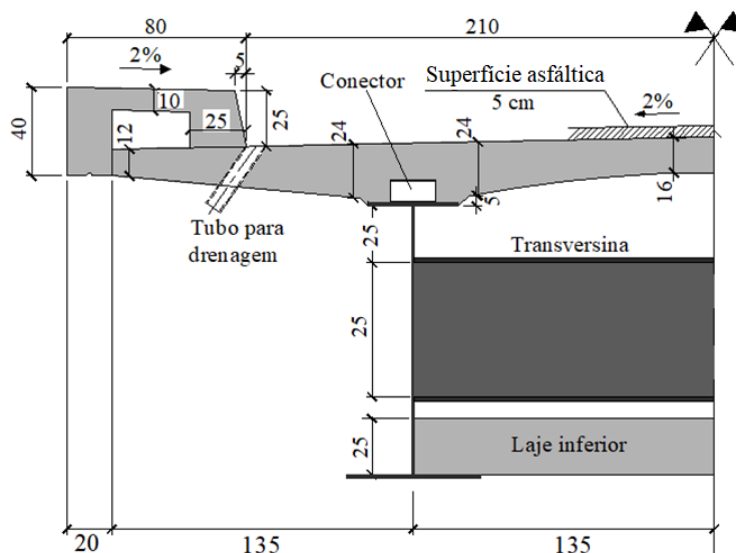


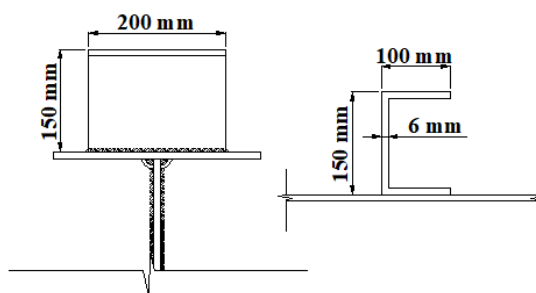
Figura 5-15 – Perfil longitudinal da ponte – representação genérica.

A estrutura apresenta apenas uma pista de rodagem com 4,20 m e inclinação de 2%, passagem de pedestres de 0,8 m e guarda corpo metálico com 0,25 m de altura, como mostra a Figura 5-16(a). A laje do tabuleiro apresenta seção com variação parabólica, com 16 cm no centro, 26,6 cm nos pontos de apoios com as vigas metálicas e 12 cm na extremidade do balanço (Figura 5-16(a)). O $f_{ck,28}$ vale 27,5 MPa e módulo de elasticidade $E_{c,28}$ vale 25180 MPa. Os conectores empregados são do tipo perfil “U” (*channel shear connectors*) soldados à mesa superior dos perfis, com dimensões como indicado na Figura 5-16(b).

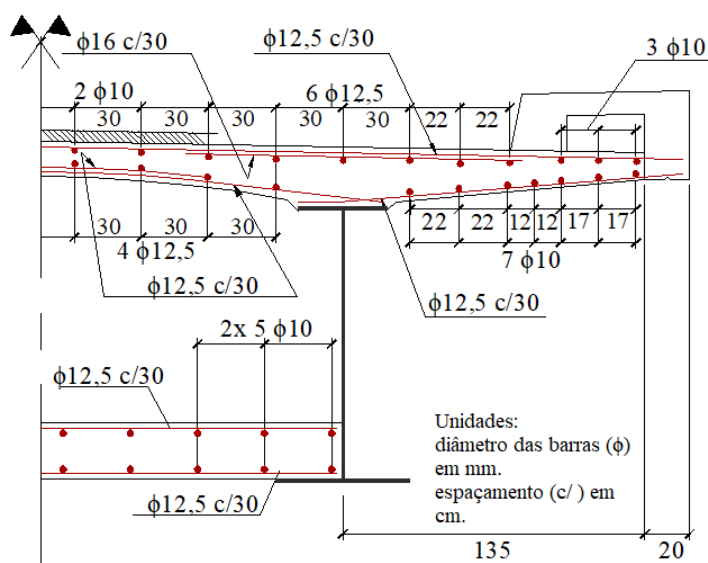
As armaduras de reforço das lajes são apresentadas na Figura 5-16(c). Para considerá-las no VIMIS as barras são transformadas em camadas dispostas na seção transversal do modelo das lajes com espessuras equivalentes aos diâmetros e a distribuição do detalhamento.



(a) Dimensões da seção transversal (unidades em cm).



(b) Detalhe dos conectores.



(c) Detalhamento das armaduras das lajes.

Figura 5-16 – Características da seção da ponte.

A distribuição dos conectores no tabuleiro possui uma distribuição variável como mostra a Figura 5-17 e em projeto o dimensionamento é realizado para garantir a interação completa da estrutura mista.

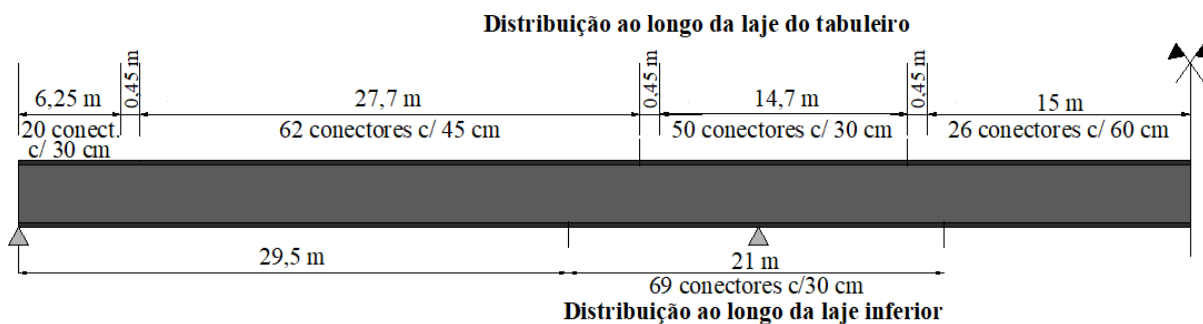
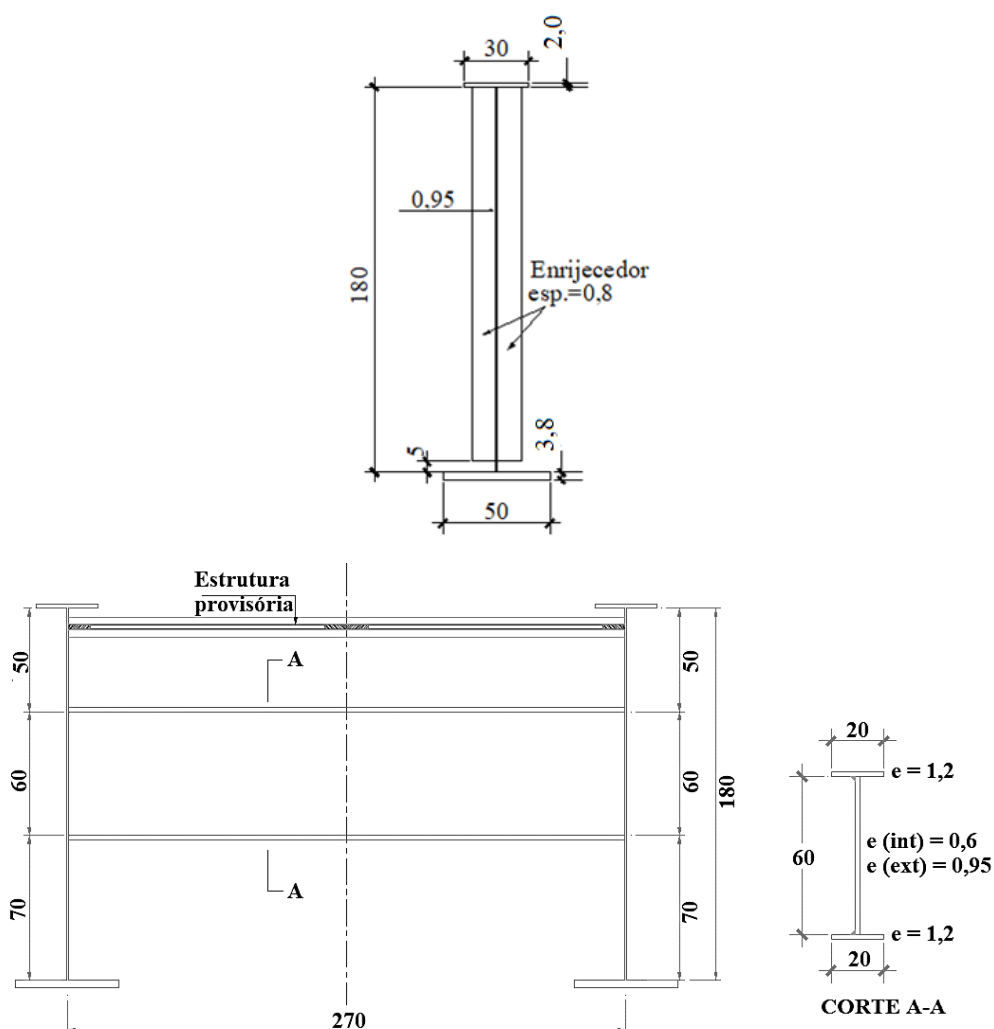


Figura 5-17 – Vista longitudinal da viga de aço – distribuição dos conectores.



(a) Dimensões dos perfis I e enrijecedores (unidades em cm).

Figura 5-18 – Características da seção metálica.

As vigas metálicas, com dimensões indicadas na Figura 5-18 consistem em perfis soldados tipo I de aço estrutural A36 com enrijecedores dispostos na alma, ao longo do comprimento das vigas. Transversinas de perfil metálico soldado tipo I foram executadas a cada 10 metros, cujas dimensões são apresentadas na Figura 5-18.

A protensão é constituída por uma cordoalha de 7 fios, pós-tracionada, centrada na laje do tabuleiro, sobre cada viga da região dos apoios internos, estendendo-se por 10,5 m para cada extremidade do pilar como mostra a Figura 5-19.

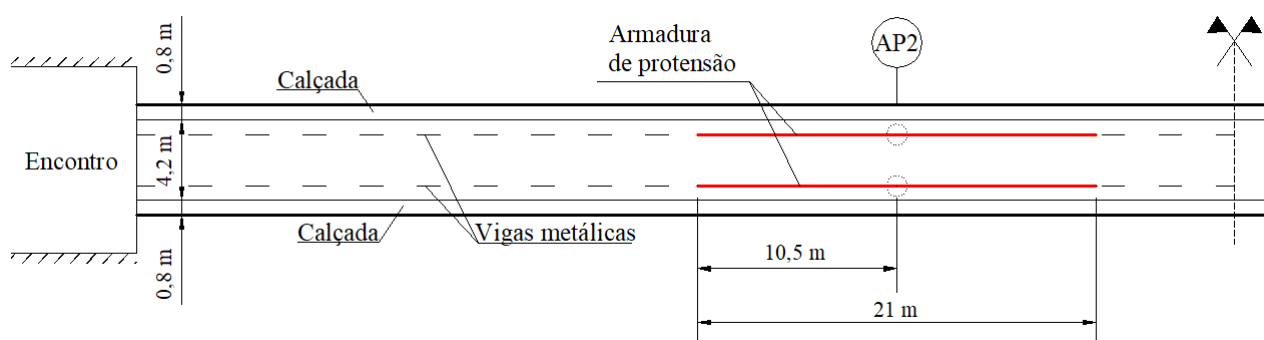


Figura 5-19 – Disposição da armadura de protensão (vista superior).

Ao longo da mesma extensão, a ponte possui uma laje inferior de altura constante de 25 cm, como mostra a ilustração da Figura 5-16(a) e a Figura 5-20, ligada à mesa inferior dos perfis por meio de conectores perfil “U”, os mesmos empregados no tabuleiro. Esta laje inferior disposta na região central da ponte tem como função conferir maior rigidez aos esforços de flexão da estrutura e principalmente impedir que as longarinas apresentem flambagem lateral com torção, já que está disposta exatamente na região que as vigas são submetidas à compressão.



Figura 5-20 – Laje inferior na região dos apoios internos - Fonte: VSM Engenharia.

5.2.1. Características do processo executivo da superestrutura

Ressalta-se que este trabalho é limitado ao estudo das etapas construtivas associadas aos componentes da superestrutura, vigas metálicas e lajes de concreto, portanto, não serão apresentados os detalhes relativos à execução da infra e mesoestrutura.

Os perfis metálicos foram lançados utilizando o método de deslocamentos sucessivos (*Incremental Launching Method - ILM*) como destacado na Figura 5-21. À frente das vigas, uma treliça metálica, denominada “bico de lançamento” (em amarelo na imagem), é rigidamente integrada à estrutura sendo destinada, principalmente, à redução das solicitações atuantes sobre os balanços formados ao longo da execução.



(a)



(b)

Figura 5-21 – Método de deslocamentos sucessivos para a execução das vigas metálicas -

Fonte: VSM Engenharia.

Além do tradicional nariz metálico, destaca-se que na execução da Ponte Caynarachi, também foi utilizada uma outra treliça metálica, localizada sobre os apoios ao longo do lançamento (em laranja na Figura 5-21), denominada por Navarro-Manso et al. (2015) como treliça de negativos, disposta de forma a atuar nas regiões de momentos negativos ao longo do lançamento. De acordo com os autores, a utilização deste dispositivo auxilia para evitar um dimensionamento excessivo da ponte nas verificações de estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS), já que reduzirá esforços desenvolvidos nas regiões dos apoios internos.

Após a execução completa das vigas de metálicas, é realizada a execução das lajes e demais componentes de concreto, sem qualquer processo automatizado. Primeiramente são

concretados a laje inferior e os diafragmas transversais dispostos sobre os pilares, visualizado na Figura 5-20 apresentada anteriormente. Posteriormente, são posicionados os cabos de protensão seguidos da concretagem do tabuleiro na região dos apoios internos. Ao final do período de cura e endurecimento do concreto desta região, os cabos de protensão são ativados e é realizada a execução dos demais trechos do tabuleiro.

Após conclusão da concretagem do restante do tabuleiro, os encontros são finalizados de forma a efetivar a ligação entre estes apoios e a estrutura. Por fim, são executados os aqui denominados elementos não estruturais, calçadas, guarda-corpo e o pavimento asfáltico. A Tabela 5-4 descreve as etapas consideradas para avaliação do faseamento da superestrutura da Ponte Caynarachi, incluindo além das atividades os tempos de execução de cada uma delas.

Tabela 5-4 – Atividades do processo construtivo.

Estágio	Duração do estágio (dias)	Atividades
1	10	Lançamento das vigas metálicas
2	7	Montagem das formas para concretagem da laje inferior.
3	1	Concretagem da laje inferior e diafragma sobre pilares.
4	7	Montagem das formas para concretagem do tabuleiro (sobre apoios internos).
5	1	Concretagem do tabuleiro (sobre apoios internos).
6	10	Montagem das formas para concretagem do restante do tabuleiro.
7	1	Aplicação da protensão e concretagem do restante do tabuleiro.
8	1	Calçadas.
9	1	Guarda-corpo.
10	1	Pavimento asfáltico.

Para fins de simulação, dentro da proposta do trabalho, é interessante demarcar os intervalos dos estágios construtivos de acordo com o tempo de cura do concreto, neste caso, 14 dias. A Figura 5-22 apresenta o processo de execução da estrutura. Cabe ressaltar que nos documentos da memória de cálculo do projeto, as fases 2 e 3 apresentadas na Figura 5-22 foram consideradas como uma única fase, sendo também a avaliação realizada na simulação, ou seja, na região dos apoios internos a concretagem das lajes superior e inferior são realizadas em uma única fase.

Também é importante destacar que as fases descritas na Tabela 5-5 referem-se ao processo de simulação para o qual foram considerados estágios de aplicação das cargas de peso próprio do processo e estágios diferentes para ativação dos elementos finitos, exceto para os elementos do

ação do perfil e conectores que foram ativados conjuntamente no tempo da aplicação da carga da viga metálica, que ocorre no estágio 1. Já a ativação dos elementos de concreto ocorre separadamente e após 14 dias da fase do carregamento. A força de protensão e as demais cargas atuantes sobre o tabuleiro foram aplicadas considerando o concreto com idade de 28 dias.

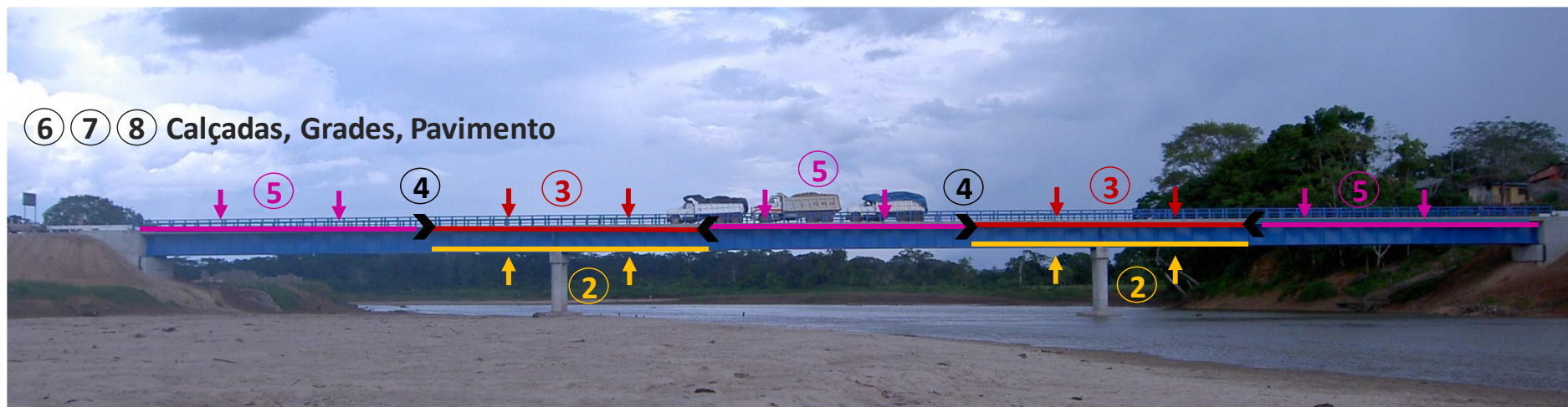
Tabela 5-5 – Atividades do processo construtivo.

Estágio	Início do estágio (dias)	Atividades
1	0	Lançamento das vigas metálicas aplicando as cargas de peso próprio e ativação dos elementos de aço e conectores.
2	1	Montagem das formas e concretagem da laje inferior e da laje do tabuleiro (sobre apoios internos).
3	15	Ativação dos elementos associados às lajes superior e inferior.
4	29	Aplicação da protensão (28 dias após a concretagem do tabuleiro)
5	30	Concretagem do restante do tabuleiro.
6	44	Ativação dos elementos associados ao tabuleiro.
7	58	Calçadas.
8	59	Guarda-corpo.
9	60	Pavimento asfáltico.



① Lançamento das vigas

(a)



⑥ ⑦ ⑧ Calçadas, Grades, Pavimento

(b)

Figura 5-22 – Ilustração da sequência de execução da ponte - Fonte: VSM Engenharia..

5.2.2. Modelo em elementos finitos e avaliação numérica

Como já apresentado, os modelos de elementos finitos empregados para análises com o VIMIS são desenvolvidos considerando o plano médio dos componentes estruturais e a espessura (ou altura) é discretizada em camadas. Atualmente, o número de camadas para os componentes estruturais de aço é definido por padrão como igual a 5 e no caso dos componentes de concreto esta quantidade é definida pelo usuário.

No presente estudo de caso, a definição destas camadas merece maior atenção uma vez que a seção transversal da laje do tabuleiro apresenta uma geometria variável e teve que ser modelada utilizando a abordagem de camadas inexistentes ou nulas, semelhante ao caso da seção caixão apresentada no tópico anterior. Dessa forma, uma laje de seção retangular foi definida como base do modelo, e a divisão das camadas foi elaborada de forma a obter os vazios necessários e assim trabalhar com uma seção equivalente com momento de inércia semelhante ao da estrutura original, à exemplo do trabalho Zivner et al. (2016). Para a laje inferior foi utilizado o modelo convencional do VIMIS, ou seja, plano médio e altura discretizada em camadas iguais. A Figura 5-23 apresenta a seção da laje do tabuleiro idealizada para o modelo, considerando uma longarina.

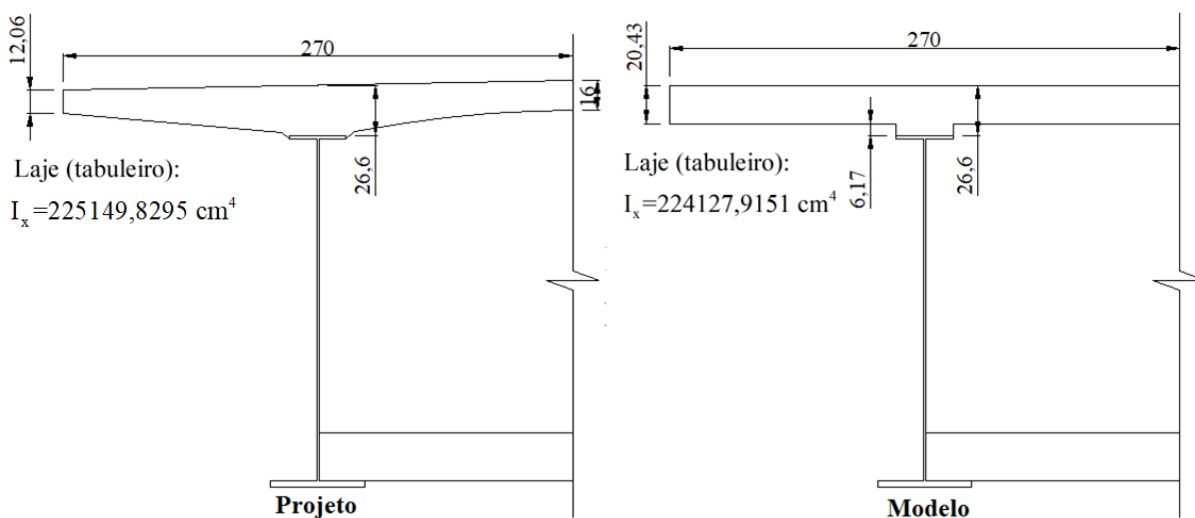


Figura 5-23 – Seção transversal – viga única – unidade em cm.

Dois modelos de análise com características diferentes foram utilizados. Na primeira análise, a simulação baseou-se em uma avaliação do projeto da ponte no qual apenas uma das longarinas foi considerada, utilizada para verificações de Estado Limite de Resistência e Estado Limite de Serviço seguindo as prescrições normativas vigentes da AASHTO LRFD (2007) e AASHTO

STANDARD (2002), na data de projeto, sem consideração da sobrecarga de veículo. Importante destacar que caso fossem realizados estudos considerando carregamentos de veículos, seria necessário empregar análises associando os efeitos de fluência e fadiga, o que foge do escopo desta pesquisa.

Na segunda análise, a seção completa da ponte foi modelada, considerando as duas longarinas, transversinas e enrijecedores. No entanto, por restrições características do modelo, as calçadas não foram consideradas em sua totalidade, incluindo apenas seu comprimento ao tabuleiro (ver Figura 5-24), uma vez que, considerá-las em sua totalidade na seção transversal obrigaria um deslocamento do plano médio do tabuleiro afetando a altura característica dos elementos relacionados aos conectores de cisalhamento que, por sua vez, ligam o plano médio da mesa superior do perfil ao plano médio da laje.

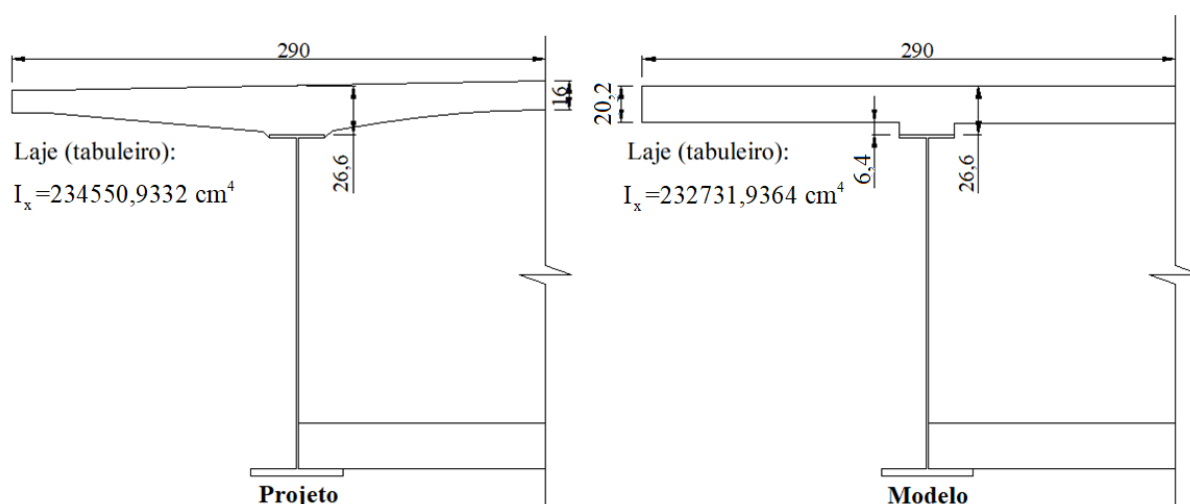


Figura 5-24 – Seção transversal aproximada para estrutura completa– unidade em cm.

Os conectores de cisalhamento do tipo perfil “U” foram modelados utilizando os elementos tridimensionais do tipo barra viga-coluna. O modelo constitutivo para os conectores foi obtido a partir da busca por resultados de ensaios mecânicos *Push-out* para conectores com dimensões semelhantes aos dos componentes empregados no projeto, já que não foi possível obter informações reais destes conectores.

De acordo com resultados apresentados por Viest et al. (1952), Pashan (2006) e Baran e Topkaya (2012), as propriedades resistentes do concreto, altura dos conectores e largura do conector soldado ao perfil são alguns dos parâmetros que podem influenciar nos resultados do ensaio *Push-out*. A Tabela 5-6 apresenta as dimensões dos conectores e a capacidade resistente

do concreto avaliados pelos trabalhos citados e na Figura 5-25 são apresentadas as curvas força cortante *versus* deslocamentos resultantes da avaliação experimental e o ajuste empregado para presente trabalho.

Tabela 5-6 – Características dos conectores ensaiados.

Referência	Resistência do concreto (MPa)	[b] Largura (mm)	[h] Altura (mm)	[L] Comprimento “aderente” (mm)	[e] Espessura (mm)
Viest et al. (1952) - V1	~28	40	100	150	6,2
Viest et al. (1952) - V2	~33	40	100	150	4,5
Viest et al. (1952) - V3	~37	40	100	150	4,5
Pashan, (2006) - P1	~32	47	127	152,4	8,3
Pashan (2006) - P2	~32	47	127	152,4	8,3
Baran e Topkaya - B1	~33.4	50	100	100	6
Baran e Topkaya - B2	~32.9	60	140	75	6

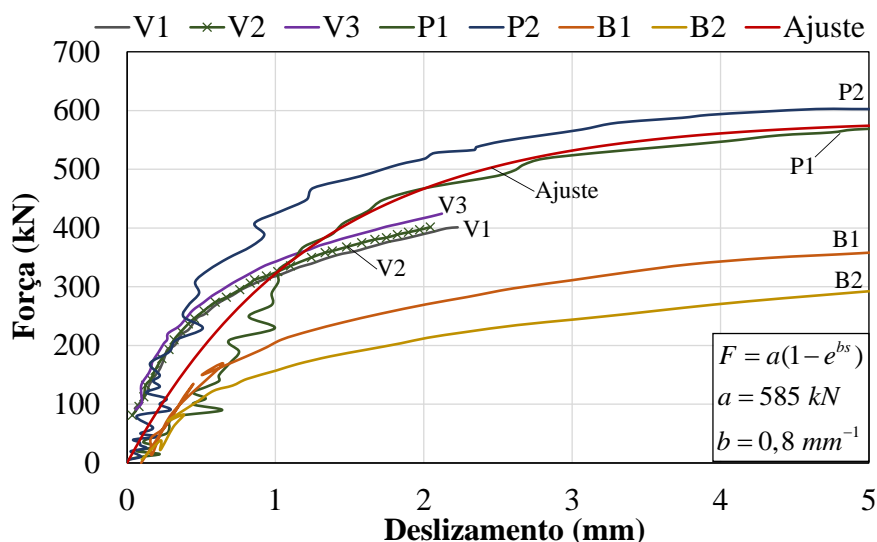


Figura 5-25 – Curvas experimentais e ajuste – conectores de cisalhamento.

Com estes dados foi determinado o modelo constitutivo empregado para análise do presente estudo, curva “Ajuste” (em vermelho), observando os valores dos conectores com altura e largura mais próximos aos dos conectores da estrutura analisada.

As propriedades médias dos materiais empregadas nas análises são apresentadas na Tabela 5-7.

Tabela 5-7 – Propriedades dos materiais

Materiais	Propriedades	
Concreto	Módulo de elasticidade	3214 kN/cm ²
	Poisson	0,2
	Resistência à compressão	3,55 kN/cm ²
	Resistência à tração	0,355 kN/cm ²
	Deformação última à compressão	35%
	Deformação última à tração	25%
Aço estrutural	Módulo de elasticidade	19994,8 kN/cm ²
	Poisson	0,3
	Tensão de escoamento	25,0 kN/cm ²
Armadura passiva	Módulo de elasticidade	20000 kN/cm ²
	Resistência ao escoamento	58,5 kN/cm ²
	Tensão última	65 kN/cm ²
Armadura ativa	Módulo de elasticidade	14900 kN/cm ²
	Resistência ao escoamento	170 kN/cm ²
	Tensão última	190 kN/cm ²
	Força aplicada	2991,04 kN
Conectores	Espaçamento	variável
	Constante da curva de ajuste	a 585 kN
	Constante da curva de ajuste	b 0,8/mm

Como apresentado na tabela, os valores médios das propriedades mecânicas do concreto foram empregados, ou seja, foi considerado o valor característico da resistência à compressão f_{ck} empregado no projeto, acrescido por um valor constante. As normas de projeto apresentam algumas relações para se determinar o valor médio da resistência à compressão f_c ou f_{cm} e como no presente estudo foram consideradas as determinações do código ACI 209 (2008), a relação adotada é $f_c = f_{ck} + 8$ (MPa). A partir do valor de resistência à compressão são calculadas as demais propriedades resistentes utilizando as formulações da norma.

Sabe-se que os dados característicos de resistência são mais baixos e não representam fielmente o concreto, mas referem-se à valores obtidos a partir de uma avaliação estatística de resultados experimentais para serem empregados nos cálculos estruturais que utilizam critérios de segurança e modelos mais conservadores. Dessa forma, em função dos estudos com o método de elementos finitos terem como um dos principais objetivos representar o comportamento mais realista dos materiais e das estruturas, com teorias e modelos mais precisos em comparação às normas, a utilização de valores médios são mais adequadas que os valores característicos. Além disso, o propósito deste estudo não é a realização de uma avaliação para o desenvolvimento de um projeto, mas sim estudar o comportamento de uma estrutura com um modelo mais realista utilizando como base de comparação os cálculos de projeto desta estrutura.

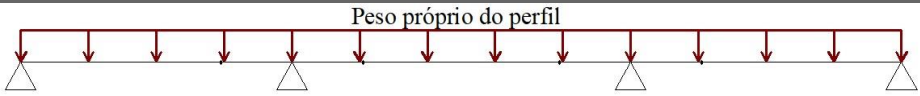
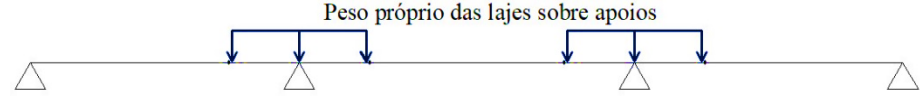
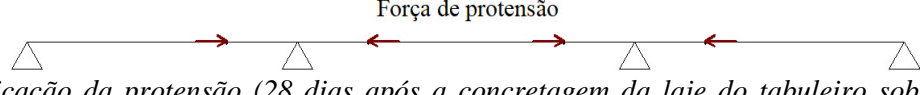
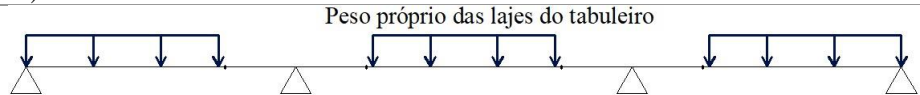

Cabe ressaltar que foi observada uma dificuldade do modelo numérico quanto à aplicação da força de protensão. Utilizando a modelagem padrão do VIMIS, considerando os elementos finitos unidimensionais representativos do cabo, a transferência da força de protensão não ficou adequada e gerou uma situação tensões concentradas na laje, especificamente na região da protensão. Por consequência, o modelo calcula deformações significativas, acarretando em uma falsa ruptura do concreto.

Portanto, optou-se por não incluir os cabos no modelo e aplicar a força de protensão como cargas nodais concentradas ao longo do eixo transversal da laje nas regiões de extremidade onde estariam posicionadas as armaduras de protensão. Esta abordagem resultou em uma distribuição das tensões mais uniforme eliminando as concentrações de tensões. Vale destacar que, a exclusão dos elementos dos cabos não afeta significativamente a rigidez global da estrutura e, portanto, não desqualifica a solução adotada.

5.2.2.1. Comparação com o projeto

A primeira avaliação numérica da ponte consistiu em uma análise comparativa segundo as verificações normativas da AASHTO LRFD (2007) e da AASHTO STANDARD (2002) realizadas para o desenvolvimento do projeto. Baseado nos documentos recebidos, foi realizada a reprodução da memória de cálculo empregada para a verificação dos limites de resistência (*Strength I*) e serviço (*Service III*), com relação aos componentes estruturais da ponte considerando exclusivamente as cargas associadas ao processo de execução da superestrutura. A memória de cálculo desenvolvida neste trabalho é apresentada no Anexo I deste documento, na qual estão apresentados os itens avaliados pelas normas, as combinações de carregamentos para cada verificação e todos os procedimentos de cálculo. A sequência de execução reproduzida nesta verificação é apresentada na Tabela 5-8. Os estágios 3 e 6 ausentes na tabela referem-se aos estágios de ativação dos elementos de concreto.

Tabela 5-8 – Sequência de execução considerada para a simulação.

Estágio	Início do estágio (dias)	Ilustração
1	0	 <p>Peso próprio do perfil</p> <p>Lançamento das vigas metálicas</p>
2	1	 <p>Peso próprio das lajes sobre apoios</p> <p>Cargas de concretagem da laje inferior e superior sobre apoios.</p>
4	29	 <p>Força de protensão</p> <p>Aplicação da protensão (28 dias após a concretagem da laje do tabuleiro sobre os apoios)</p>
5	30	 <p>Peso próprio das lajes do tabuleiro</p> <p>Cargas de concretagem do tabuleiro, extremidades e vão central.</p>
7	58	 <p>Cargas: calçada / guarda-corpos / pavimento</p>
8	59	
9	60	

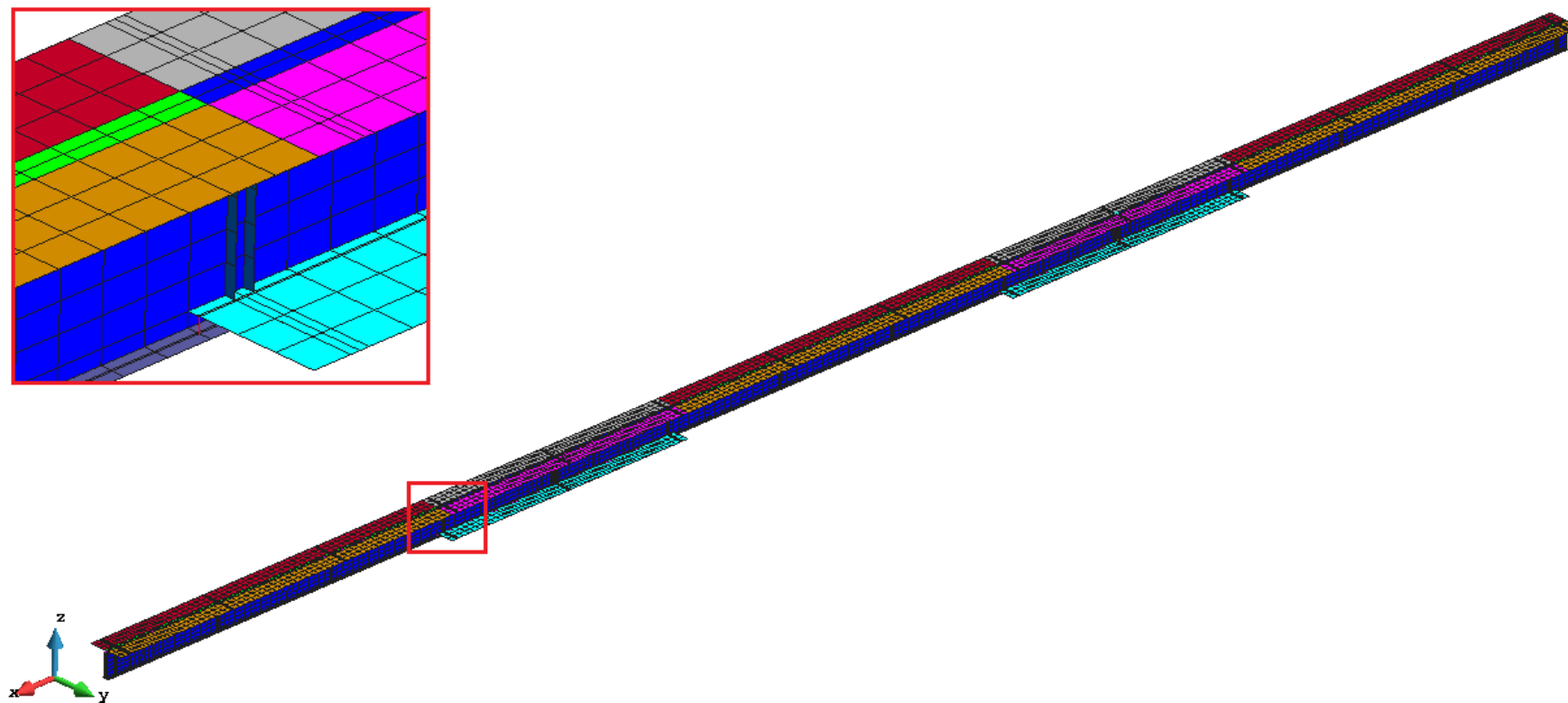


Figura 5-26 – Malha modelo com apenas uma longarina.

Apenas uma longarina é avaliada e o modelo empregado apresenta 6421 elementos de casca plana (aço), 3446 elementos de casca espessa (concreto) e 450 elementos de pórtico espacial (conectores), gerando um total de 17921 nós, e, portanto, aproximadamente 107526 graus de liberdade. A Figura 5-26 ilustra a malha empregada. A definição da malha passou por alguns estudos prévios do trecho central da ponte antes de modelar a estrutura do presente cenário.

Neste estudo, admitiu-se comportamento linear dos materiais e a avaliação viscoelástica do concreto foi realizada a partir das diretrizes do modelo ACI-209 (2008) para determinação dos efeitos de fluência e retração. Nos documentos disponibilizados havia informações sobre o uso de cimento tipo I, tempo de cura de 7 dias e método de cura úmida. Para a umidade relativa foi adotado um valor de 87,50%, determinado a partir de pesquisas sobre as informações climáticas anuais da região onde foi executada a estrutura, e para os restantes dos dados necessários ao modelo normativo foram mantidos os valores definidos por padrão. A simulação prosseguiu até 5 anos após o início da execução.

As respostas avaliadas nesta seção foram as tensões normais desenvolvidas nas fibras mais externas (nos gráficos denominadas “Topo” e “Base”) dos elementos de viga de aço e lajes de concreto, considerando a seção ao meio do primeiro vão, a seção sobre o primeiro apoio interno e os deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal da longarina. As tensões obtidas aos 5 anos também foram determinadas nas fibras mais externas e são denominadas nos gráficos como “5 anos-Topo” e “5 anos-Base”.

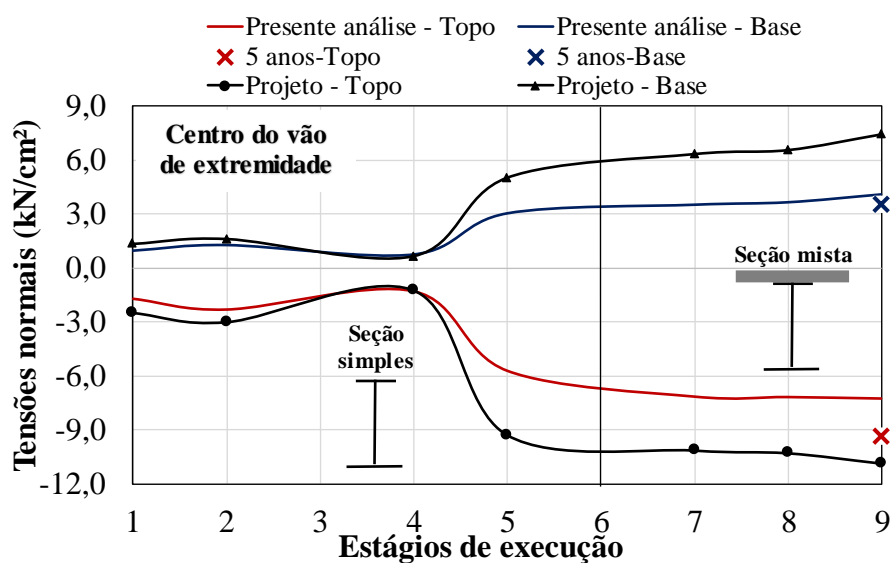


Figura 5-27 – Tensões normais em uma das vigas de aço – vão extremo.

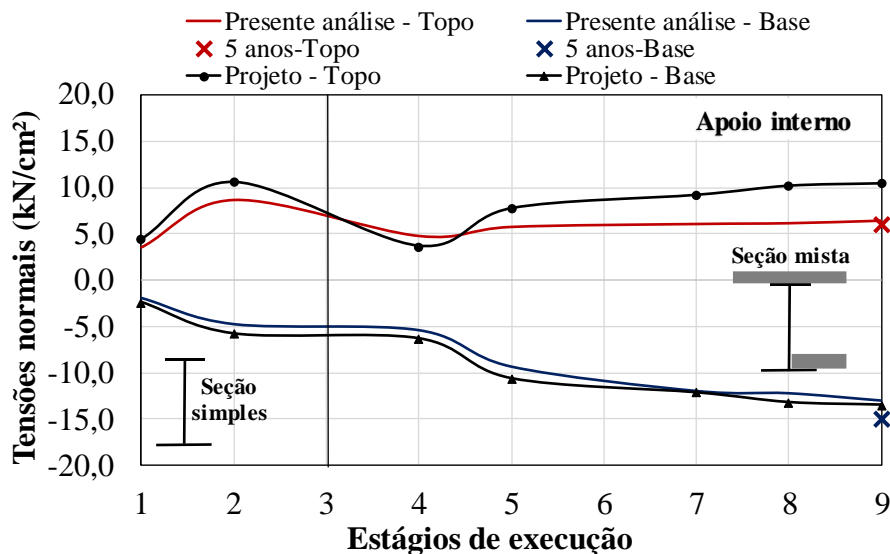


Figura 5-28 – Tensões normais em uma das vigas de aço – região do apoio interno.

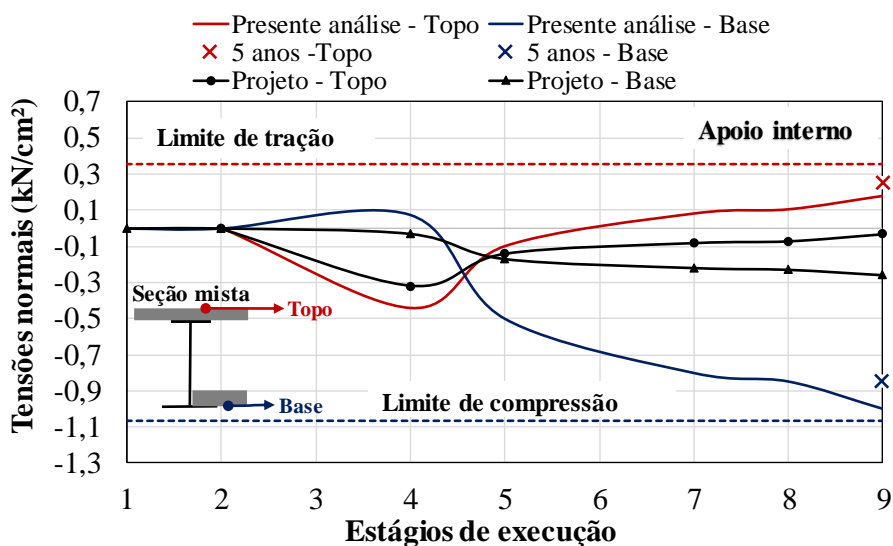


Figura 5-29 – Tensões normais nas lajes de concreto.

As tensões obtidas foram comparadas com os valores resultantes da avaliação do projeto, conforme apresentado no Anexo I, apresentados da Figura 5-27 até a Figura 5-29. Nos gráficos são destacadas as seções nas quais foram avaliadas as tensões e as características estruturais da seção da viga para os estágios de construção, sendo a seção simples referente ao perfil de aço isolado e seção mista quando a colaboração da laje de concreto já é efetiva.

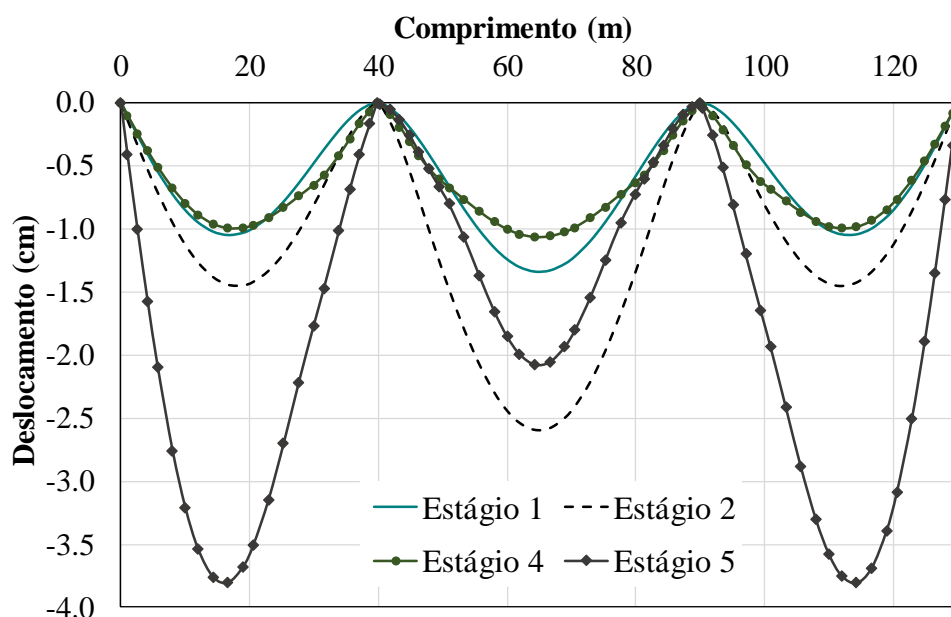
Como observado nos gráficos apresentados, há uma tendência semelhante entre os resultados obtidos, principalmente para as fases construtivas onde age isoladamente a viga de aço. No caso do perfil, percebe-se que no geral o projeto indica resultados mais conservadores, a favor da

segurança, como se espera das previsões normativas. Entretanto, é observado que na região dos apoios (Figura 5-28) há um comportamento distinto com relação as diferenças observadas no topo e na base do perfil. É importante destacar que esta região é onde atua também a força de protensão e pode haver uma influência da modelagem adotada neste trabalho, na qual esta força é aplicada como carga concentrada diretamente no tabuleiro superior, afetando a distribuição de tensões.

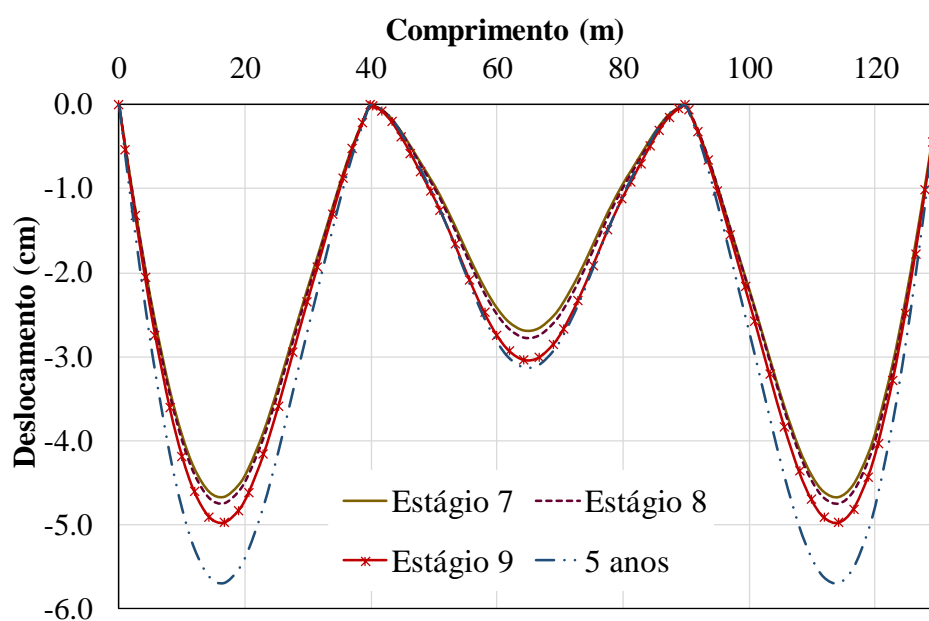
Já para as lajes de concreto, as tensões desenvolvidas mostraram-se todas superiores aos valores determinados em projeto, mas inferiores aos limites resistentes do material. Cabe ressaltar que é considerado o limite de tração igual a $0,355 \text{ kN/cm}^2$ e o limite de compressão igual a $-1,065 \text{ kN/cm}^2$ (30% da capacidade resistente do concreto). Em análises de longa duração, espera-se que os resultados dos cálculos normativos sejam mais indicativos das solicitações estruturais após vários anos da execução, quando os efeitos diferidos já estariam mais ou menos estabilizados. Assim, avaliou-se também as tensões desenvolvidas no concreto após 5 anos do início da construção e observa-se uma pequena variação destes resultados, mas ainda assim há uma diferença relevante das respostas neste período.

Era aguardado que os resultados obtidos apresentassem algumas diferenças, visto que as prescrições para projeto levam em consideração ponderadores majorando os esforços para garantir a segurança o dimensionamento, além das diferenças entre os modelos empregados para a determinação das respostas. Por norma, os efeitos de longa duração em seções mistas são considerados a partir da abordagem da relação (n) entre os módulos de elasticidade entre aço/concreto, sem avaliar especificamente efeitos de fluência e retração do concreto. Portanto, as diferenças das tensões observadas na Figura 5-29 possivelmente estão associadas, dentre outros fatores, a tais efeitos que são naturalmente incorporados no modelo do presente trabalho. Desprezar estes efeitos ou mesmo avalia-los de maneira inadequada pode levar a conclusões incoerentes sobre os esforços desenvolvidos nas estruturas.

A Figura 5-30 apresenta o desenvolvimento dos deslocamentos verticais obtidos no eixo longitudinal do perfil de aço ao longo do processo de execução.



(a)



(b)

Figura 5-30 – Deslocamentos verticais ao longo das etapas de execução.

Observa-se que o modelo numérico reproduz satisfatoriamente a evolução dos deslocamentos ao longo do faseamento, além do efeito da força de protensão aplicada no estágio 4 reduzindo parcialmente os deslocamentos verticais, e posterior aumento considerável dos mesmos decorrente da aplicação do peso próprio da maior parte do tabuleiro no estágio 5. Ao final da execução (Estágio 9) é obtido um deslocamento de aproximadamente -4,97 cm para os vãos de

extremidade e -3,04 cm para o vão central e após 5 anos do início da execução, estes deslocamentos valem -5,70 cm e -3,13 cm, respectivamente, variação esta decorrente da evolução dos efeitos de longa duração.

A Figura 5-31 apresenta uma avaliação comparativa das deflexões alcançadas pela simulação numérica e as obtidas a partir do procedimento de desenvolvimento do projeto, com base no modelo empregado para os resultados apresentados no Anexo I. São consideradas a relação modular para efeitos de longa duração ($3n$), e também avaliações considerando uma relação igual a $2n$ e n . Cabe ressaltar que, segundo a AASHTO LRFD (2007) a relação modular igual a n é utilizada para análises de curta duração e é apresentada neste resultado apenas para fins comparativos.

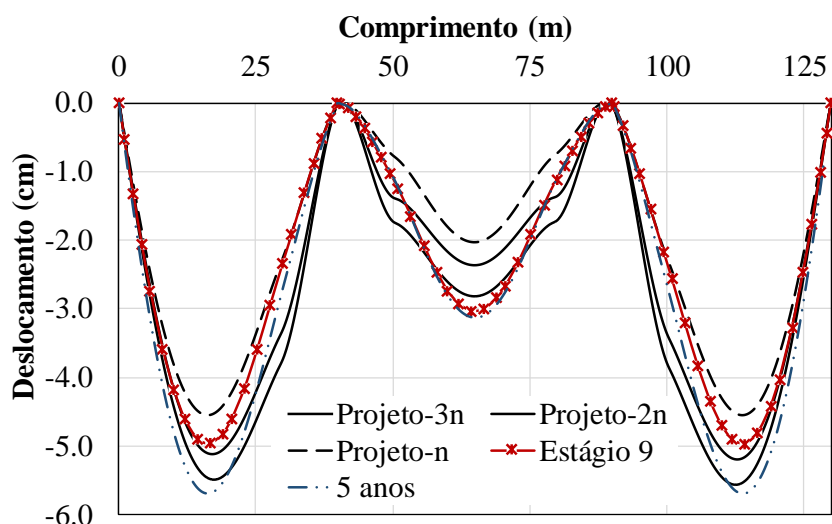


Figura 5-31 – Deslocamentos comparativos com o projeto ao final da execução e ao tempo final da análise.

Como observado, a definição da relação modular igual a $3n$ apresenta, de maneira geral, uma diferença maior quando se avalia o período final de execução (Estágio 9), porém assemelha-se bem aos resultados obtidos para período de 5 anos, ou seja, a flecha de longa duração obtida da relação normativa projeta-se no tempo “infinito”. Observa-se que a redução da relação modular para $2n$ também não se mostrou mais ajustada aos resultados para o período final (Estágio 9) de análise, mesmo com a redução dos deslocamentos, como esperado, do contrário estaria contra a segurança avaliando em condições de projeto. Já para a relação modular igual a n , a redução dos deslocamentos é ainda mais significativa e inapropriada para estas avaliações de

longa duração, reforçando o já exposto pelas normativas no uso desta relação para análises de curta duração.

De maneira geral, a partir destas análises iniciais, os resultados dos procedimentos normativos apresentam-se não conservadores com relação à laje de concreto, mas bem ajustado aos esforços obtidos para as vigas de aço. A partir do modelo numérico é possível obter uma análise mais minuciosa dos efeitos de longa duração, diferente dos cálculos normativos, o que pode explicar as diferenças obtidas e reforçar a necessidade de verificações mais rigorosas nas etapas de projeto.

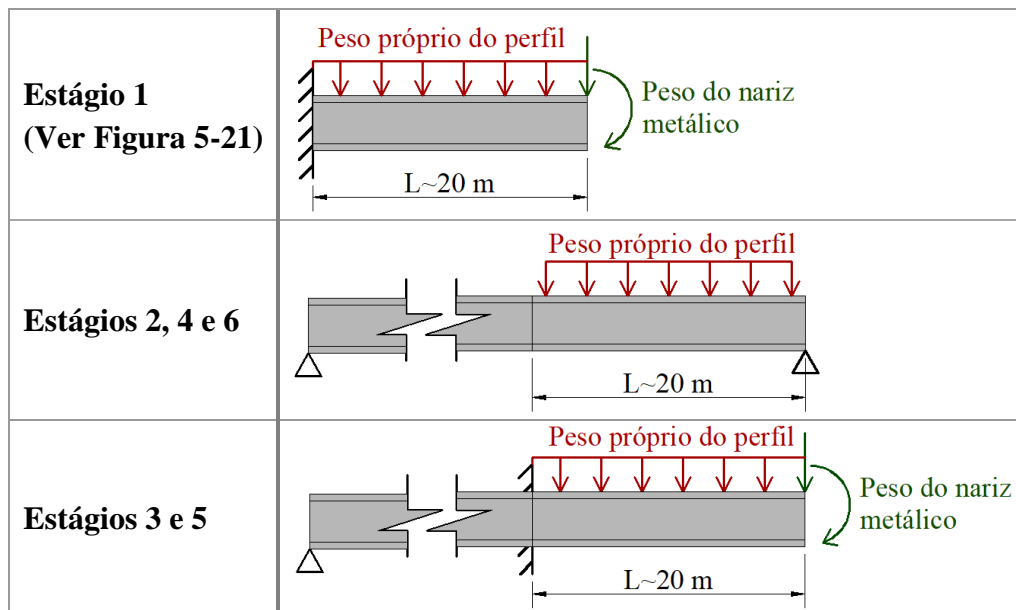
5.2.2.2. Simulação do processo executivo das longarinas de aço

Um estudo do processo de lançamento das vigas de aço foi realizado, considerando apenas um dos perfis. Como a metodologia empregada neste trabalho para avaliação do faseamento construtivo é condicionada ao lançamento da geometria completa da estrutura no início da análise, há uma limitação do modelo para representação do nariz metálico empregado no processo de lançamentos sucessivos. Dessa forma, o estudo apresentado é uma simplificação deste modelo construtivo, a fim de fornecer um dado aproximado das tensões desenvolvidas no perfil. Em relação à outra treliça metálica localizada sobre os apoios, se considera que ela contribui na geração dos engastes mostrados na Tabela 5-9, não sendo portanto propriamente incluída no modelo numérico.

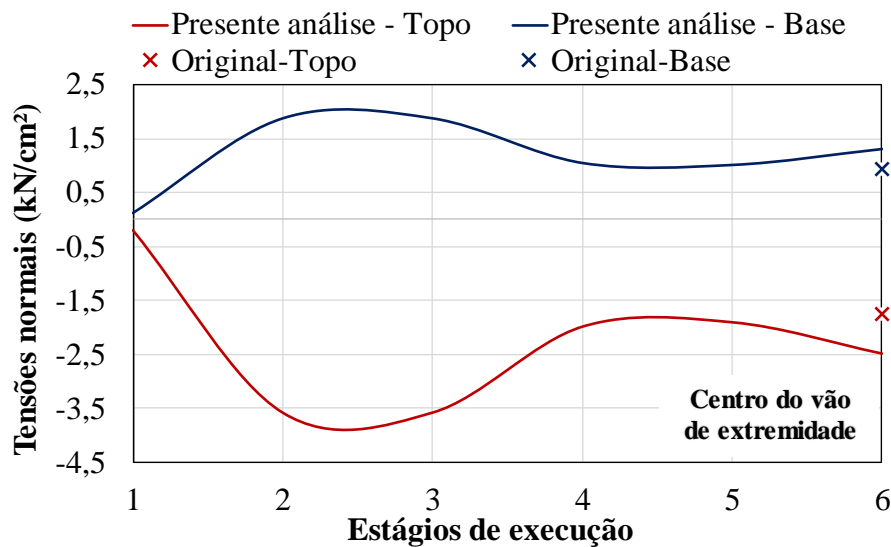
A Tabela 5-9 apresenta um esquema do modelo empregado ao longo de cada etapa de lançamento bem como as cargas consideradas no processo.

Como observado nesta tabela, a execução do perfil foi avaliada em 6 fases, com o lançamento de trechos de aproximadamente 20 m. O nariz metálico, de aproximadamente 15 m, foi considerado por meio da aplicação do peso estimado da treliça como uma carga concentrada e um momento fletor igual a 5,75 kN e 43,125 kN.m, respectivamente, no caso de uma das vigas. Estes valores não foram fornecidos pelo projetista, mas foram estimados a partir de imagens obtidas, como a Figura 5-21. Neste sentido, os resultados obtidos nesta seção devem ser interpretados de maneira qualitativa, a fim de mostrar uma tendência e a potencialidades do modelo.

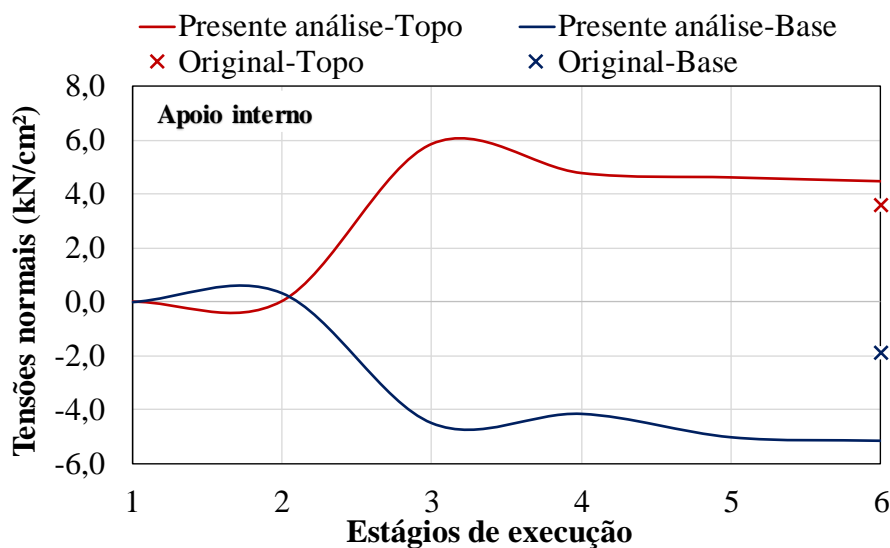
Tabela 5-9 – Estágios de execução do perfil metálico.



A Figura 5-32 mostra as tensões normais avaliadas no perfil no centro do vão de extremidade e na região do apoio. Também apresenta uma comparação com o valor da tensão inicial obtido com o modelo anterior, no qual todo o perfil é lançado de uma única vez, denominado no gráfico como “Original”.



(a) Vão de extremidade.



(b) Vão sobre apoios.

Figura 5-32 – Tensões normais no perfil ao longo do lançamento.

Como observado, as solicitações nesta avaliação de execução indicam valores superiores aos apresentados no Estágio 1 do item 5.2.2.1, para qual apenas o peso próprio do perfil foi considerado e foi considerado seu lançamento completo de uma única vez. Tomando como mais realistas os resultados desta análise, o erro obtido com análise anterior seria aproximadamente de $-0,73 \text{ kN/cm}^2$ para o topo e $-0,39 \text{ kN/cm}^2$ para base para o vão de extremidade, e $-0,87 \text{ kN/cm}^2$ para topo e $-3,23 \text{ kN/cm}^2$ para a base no vão sobre os apoios. Dessa forma, a avaliação anterior pode estar subestimando as solicitações no aço, o que pode ser esperado uma vez que a forma de lançamento do perfil considerada não é adequada à realidade da estrutura, já que foi avaliado como completamente lançado e apoiado. No entanto, na falta de dados mais exatos sobre o peso da treliça, julgou-se conveniente manter os valores originais nas próximas análises. De qualquer maneira os valores das tensões obtidas sempre são muito menores ao valor da resistência ao escoamento do perfil metálico.

5.2.2.3. Prova de carga

De acordo com os documentos disponibilizados, aproximadamente após 3 meses do término da execução da ponte foi realizada a prova de carga da estrutura. Foram empregados três caminhões de eixo duplo, sendo dois deles com carga de 18 toneladas cada e um com 35,88 toneladas, como ilustra a Figura 5-33.

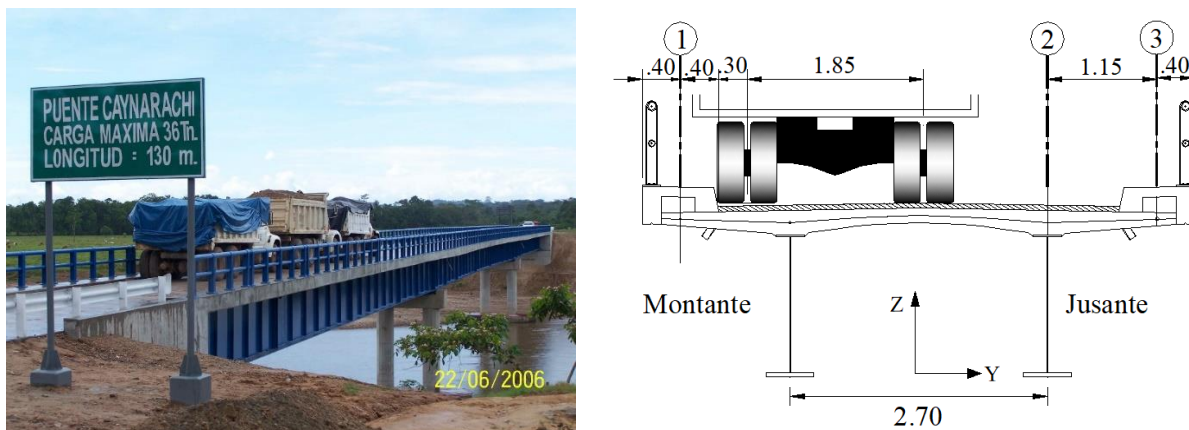
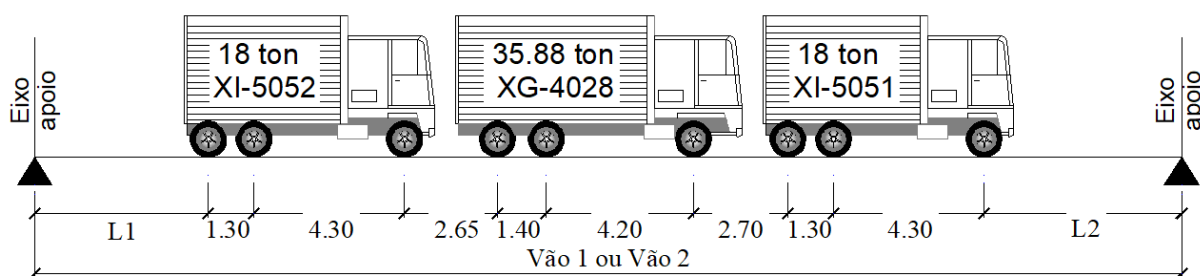
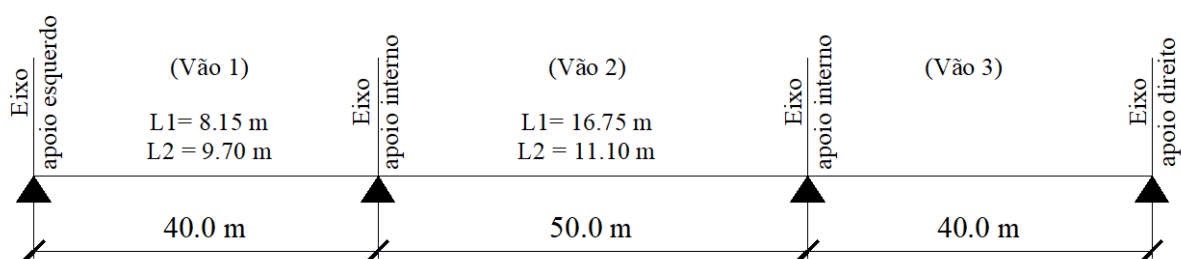


Figura 5-33 – Prova de carga – eixos de referência para medição (unidade em m.).

A avaliação consistiu na passagem dos caminhões enfileirados ao longo da estrutura, com parada em posições específicas de cada um dos três vãos da ponte para a realização de medições, como ilustra a Figura 5-34. As posições de medição no tabuleiro para o terceiro vão são simétricas ao primeiro. Ao longo da direção transversal, três eixos foram considerados para a análise dos deslocamentos verticais conforme apresentado na Figura 5-33.



(a) Disposição típica dos caminhões (unidades em m).



(b) Perfil da estrutura.

Figura 5-34 – Posicionamento da realização das medições.

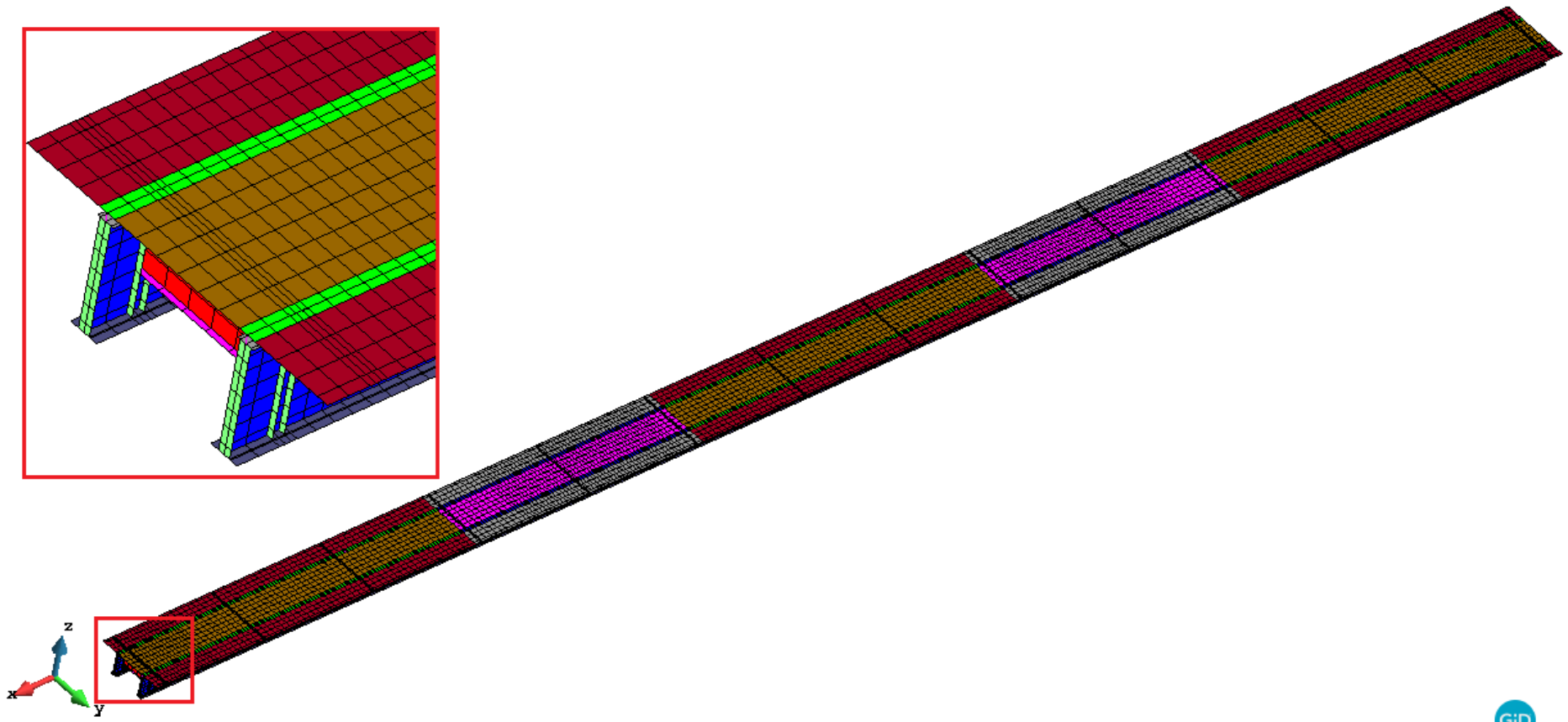


Figura 5-35 – Malha da estrutura completa.



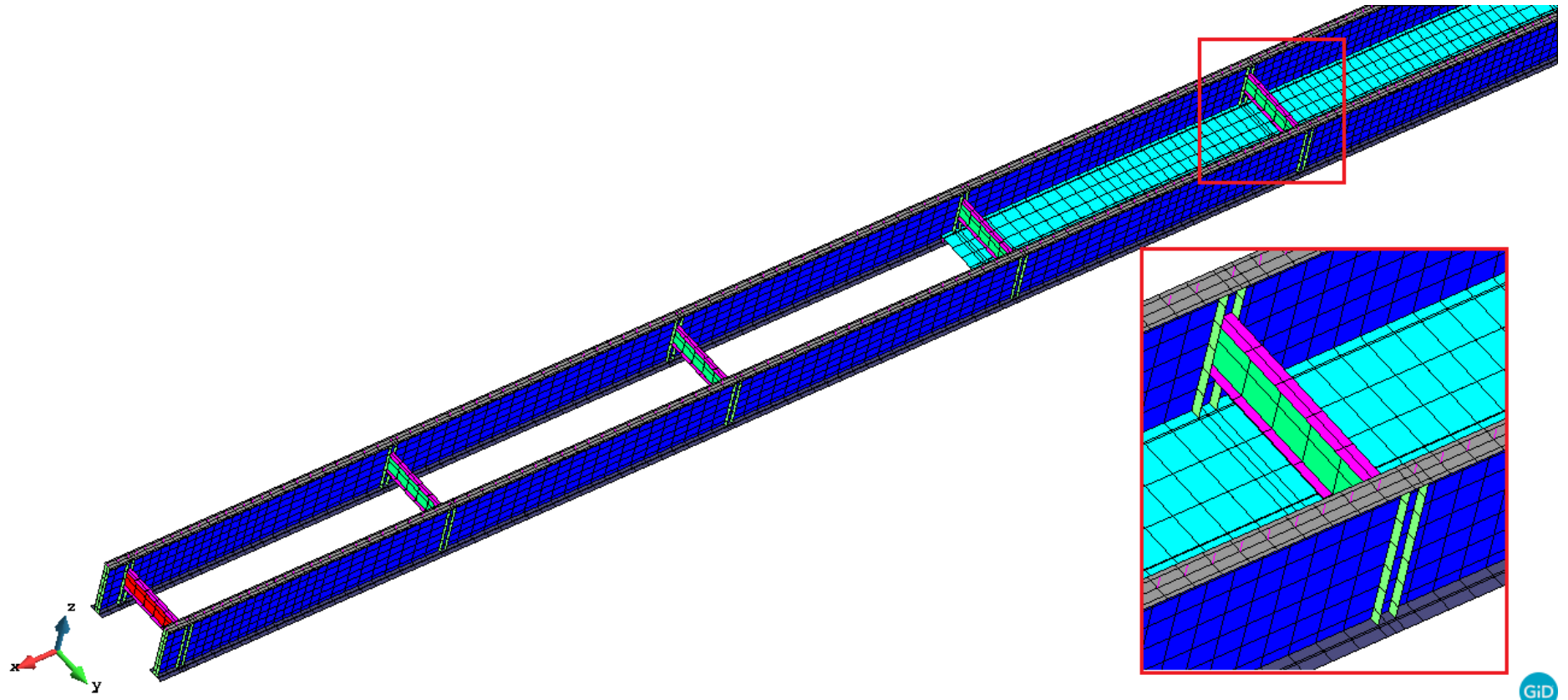
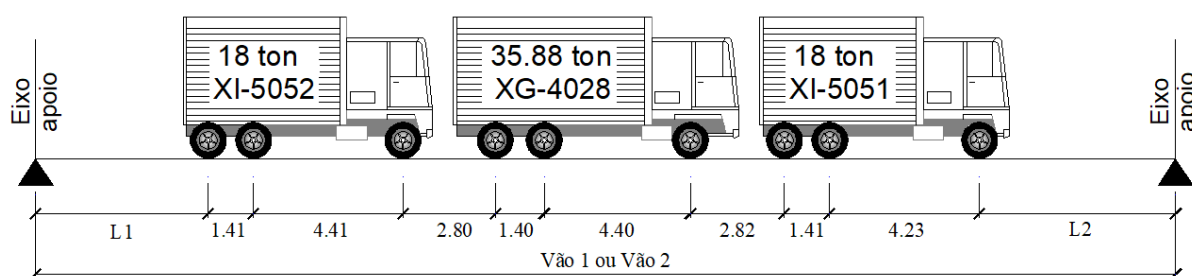


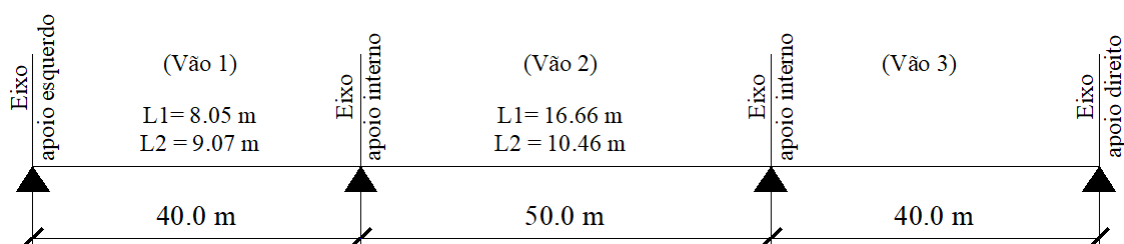
Figura 5-36 – Malha da estrutura completa – detalhe das transversinas e laje inferior.



O modelo preparado para a simulação da prova de carga considerou a estrutura completa, ou seja, as duas longarinas e as transversinas dispostas a cada 10 m segundo a Figura 5-35 e a Figura 5-36. Um detalhe importante dos modelos preparados com VIMIS refere-se à dependência da malha em relação ao posicionamento dos conectores. Decorrente deste fato, os nós da malha não coincidiram exatamente com a disposição dos caminhões de prova de carga e, portanto, uma disposição mais próxima possível teve de ser empregada, como mostra a Figura 5-37.



(a) Disposição típica dos caminhões (unidades em m).



(b) Perfil da estrutura.

Figura 5-37 – Posicionamento das cargas para a simulação.

A malha empregada possui 37723 nós, 226338 graus de liberdade, 13346 elementos de casca plana (aço), 7586 elementos de casca espessa (concreto) e 900 elementos de barra viga coluna (conectores). Foram aplicadas apenas as cargas referentes aos caminhões que foram consideradas como forças concentradas aplicadas diretamente ao tabuleiro, representativas de cada pneu dos três eixos de cada veículo.

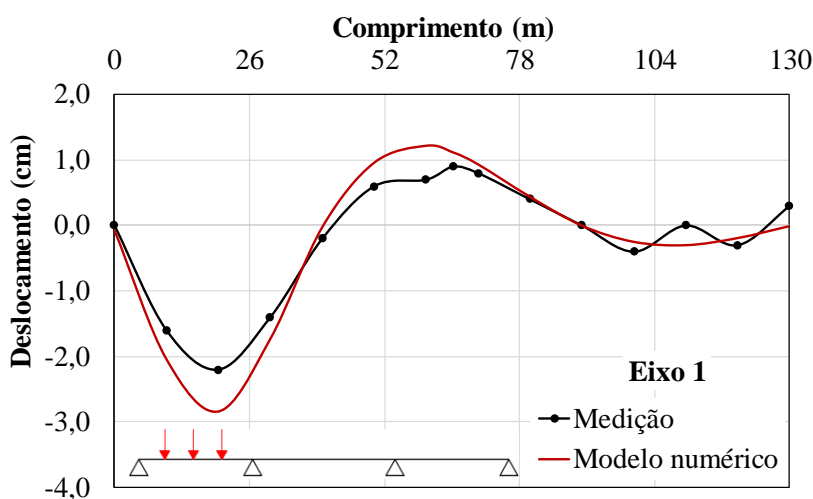
Como já mencionado, a prova de carga foi realizada após 90 dias do término da construção da ponte e em função da ausência de informações registradas sobre as propriedades do concreto na idade da realização do teste, para a simulação foram considerados os dados obtidos da simulação da verificação de projeto (item 5.2.2.1) apresentado no tópico anterior, considerando a formulação do modelo do ACI-209 (2008) para a determinação do módulo de elasticidade

nesta data. A avaliação foi realizada considerando o comportamento elástico linear dos materiais, como é comumente adotado nas avaliações de projetos, o que não invalida os resultados já que as cargas ainda não alcançam os valores de serviço.

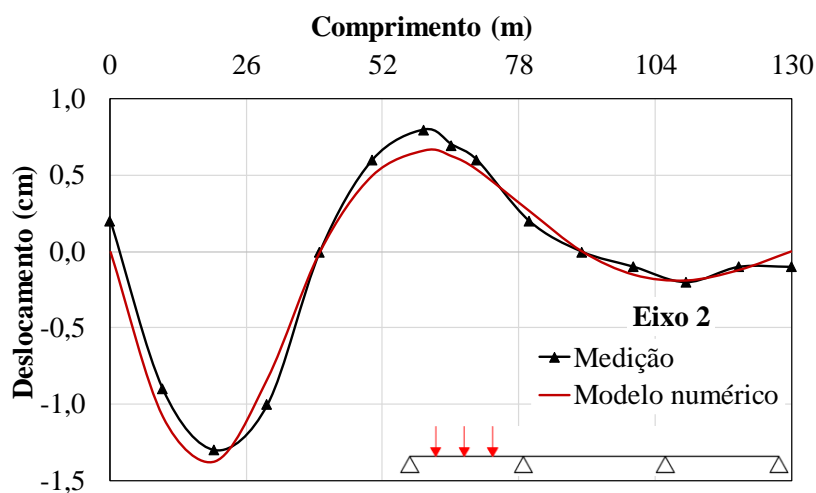
A Figura 5-38 apresenta os resultados comparativos obtidos para a simulação da prova de carga, em cada uma das medições considerando os três eixos relacionados a seção transversal. Os procedimentos da avaliação em campo consistiram na medição do perfil longitudinal da ponte anterior a cada posicionamento dos caminhões e posteriormente foram medidos os deslocamentos verticais decorrentes das cargas utilizando equipamentos de uma estação total.

De maneira geral, os resultados podem ser considerados satisfatórios, com o modelo numérico reproduzindo adequadamente as medições e capturando bem as tendências dos deslocamentos verticais. Isto verifica que o valor do módulo de elasticidade previsto para a data de prova de carga segundo o modelo normativo empregado é adequado validando também as análises realizadas na seção 5.2.2.1.

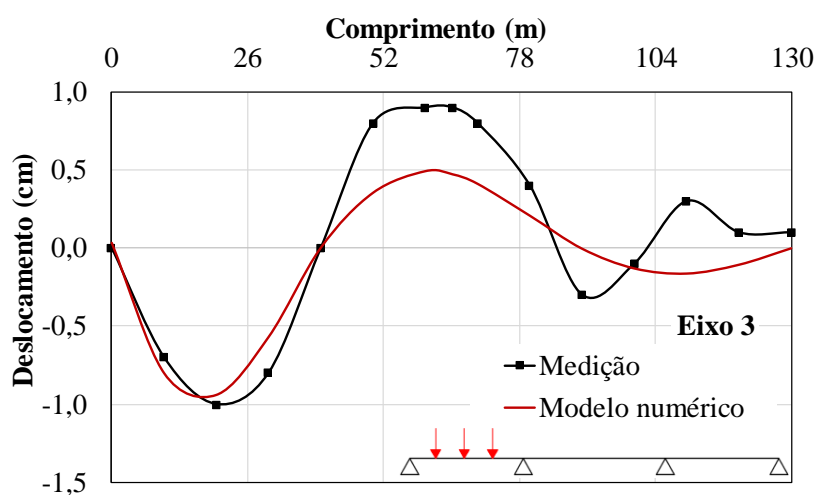
É possível observar que, principalmente para o eixo 3, os resultados da simulação se mostram mais rígidos em relação as medições, porém para os demais eixos, próximos ao ponto de aplicação da carga, os valores ficaram bem próximos aos registrados em campo, mostrando uma dificuldade do modelo em acompanhar a distribuição transversal dos esforços.



(a1)

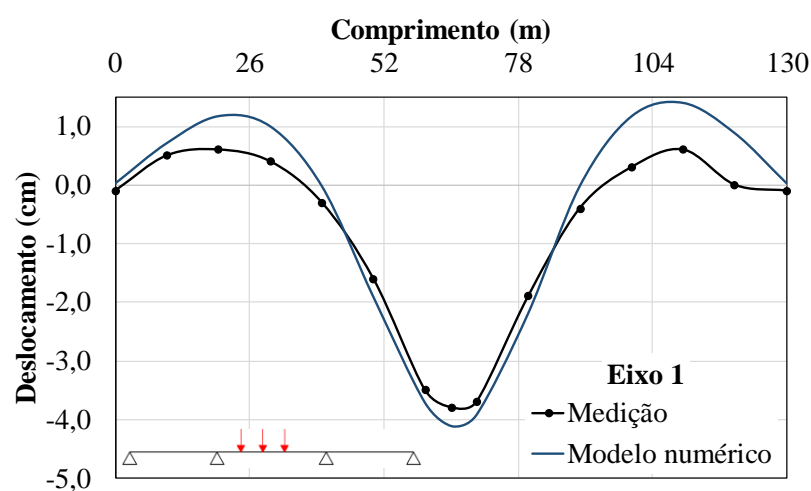


(a2)

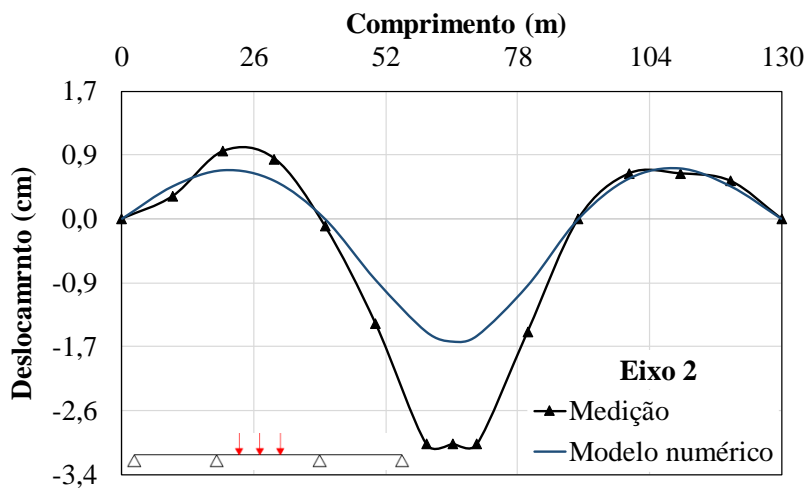


(a3)

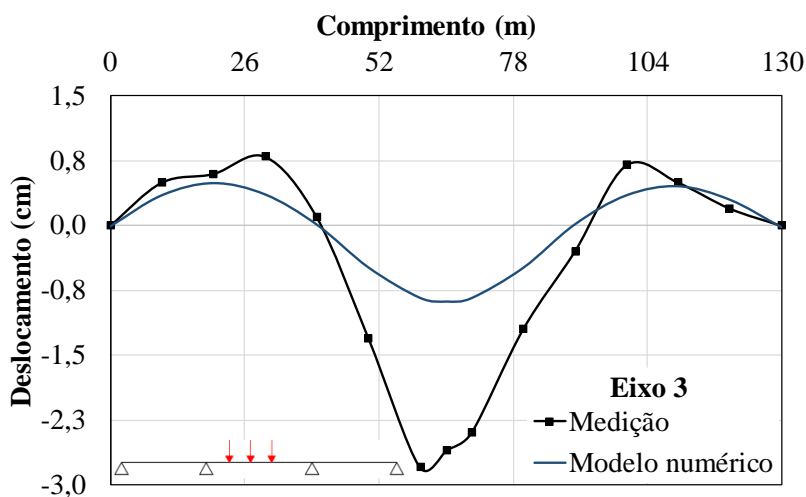
(a) Verificação da prova de carga – 1ª Medição.



(b1)

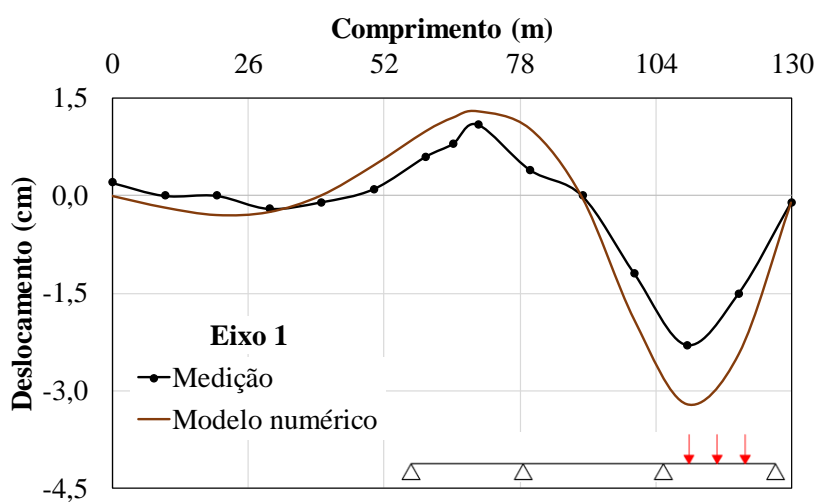


(b2)

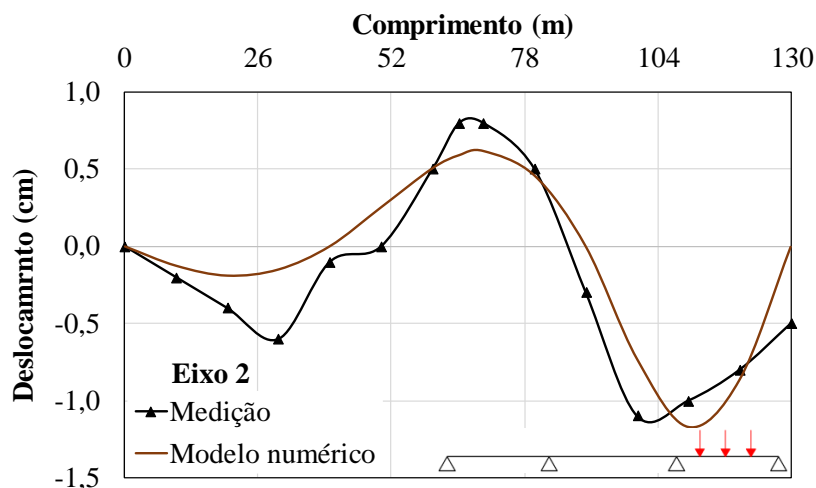


(b3)

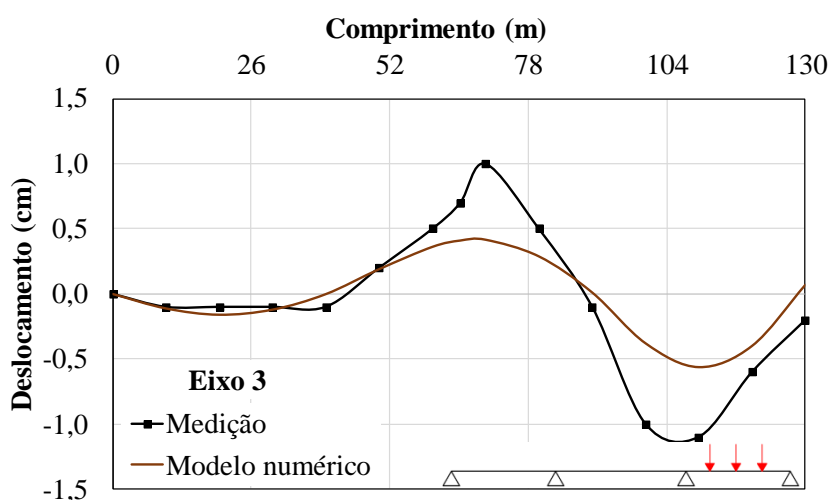
(b) Verificação da prova de carga – 2ª Medição.



(c1)



(c2)

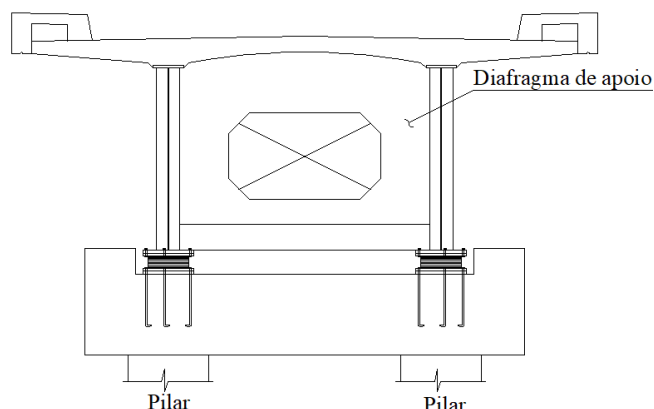


(c3)

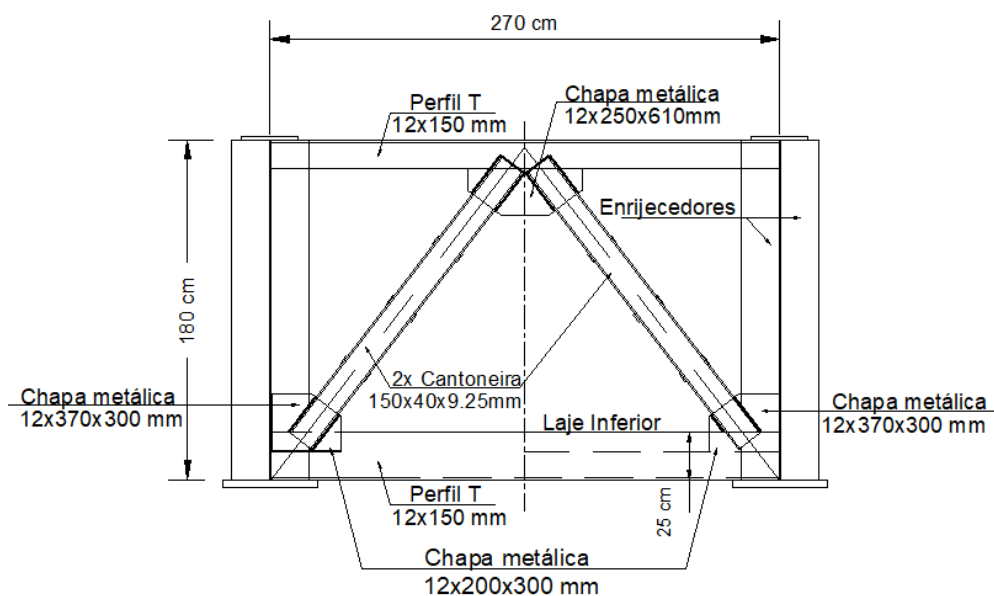
(c) Verificação da prova de carga – 3ª Medição.

Figura 5-38 – Resultados da prova de carga.

Esse comportamento enrijecido, ainda mais significativo para a carga no vão central, poderia estar relacionado a um sistema de apoio em concreto armado disposto na região dos pilares internos, apresentado na Figura 5-39a, denominado diafragma, não incorporado no modelo numérico. Acreditava-se que este conjunto poderia auxiliar na transferência dos carregamentos de uma viga para outra, entretanto, a inclusão desta estrutura ao modelo não afetou os resultados da prova de carga. Por outro lado, após a verificação das imagens da estrutura e dos detalhes do projeto, destaca-se uma estrutura metálica com perfis inclinados conectando as duas vigas, como apresenta a Figura 5-39b.



(a) Diafragma de concreto.



(b) Sistema metálico ligando as vigas.

Figura 5-39 – Detalhe do sistema de estrutural.

De acordo com o projeto, esta estrutura foi disposta nas extremidades da laje inferior e também na região dos apoios. Assim, com o propósito de avaliar a influência deste sistema no conjunto de resultados, a malha de elementos finitos foi alterada de forma a considerar esta estrutura, como destacado na Figura 5-40. Com este novo modelo, os resultados apresentaram-se mais próximos aos valores da medição, como observado na Figura 5-41, configurando uma melhor distribuição de cargas na direção transversal da estrutura.

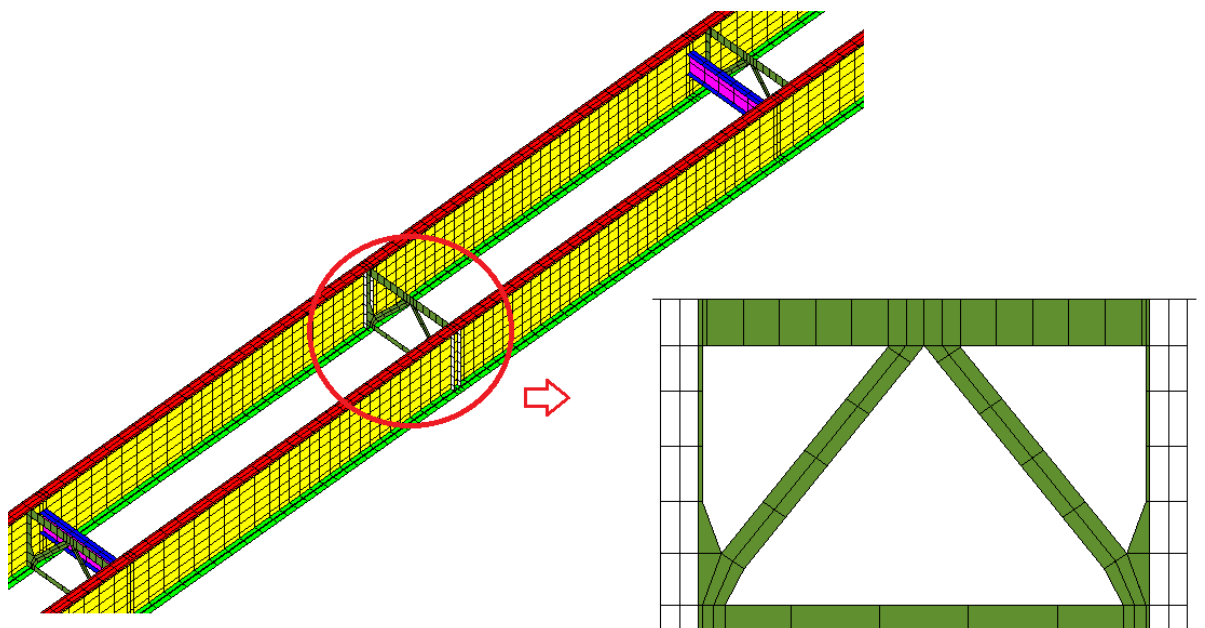
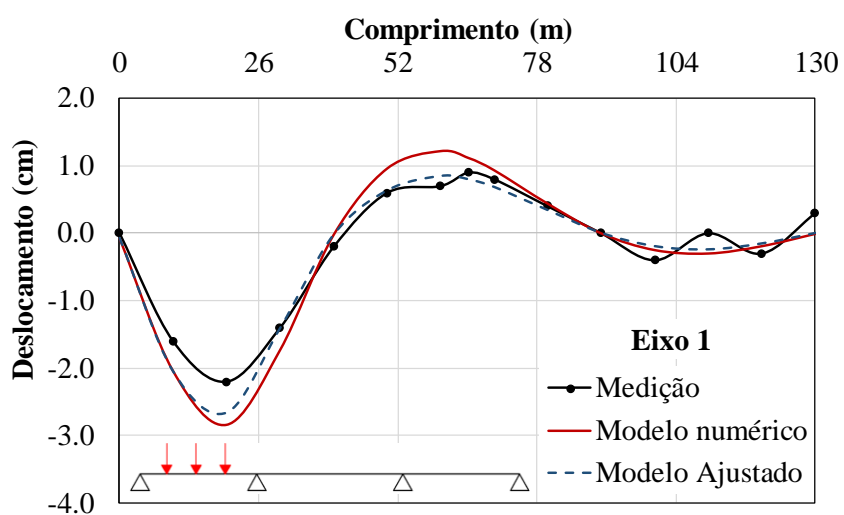
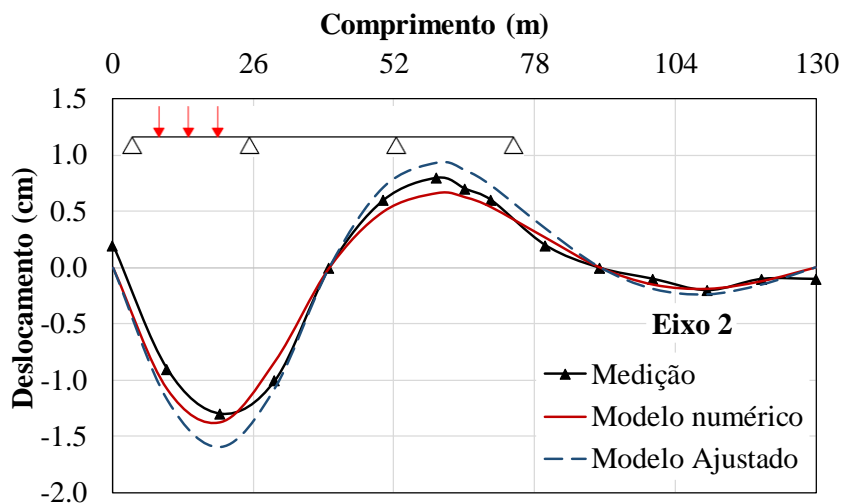


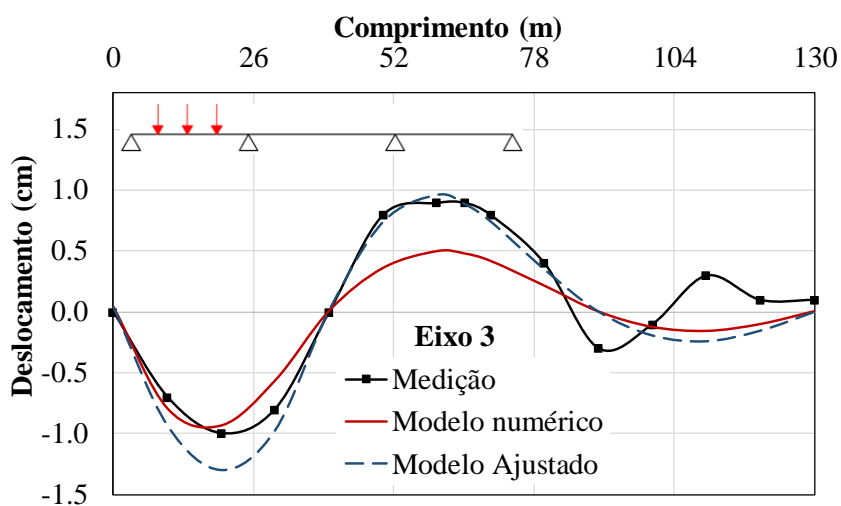
Figura 5-40 – Malha da estrutura com o sistema metálico.



(a1)

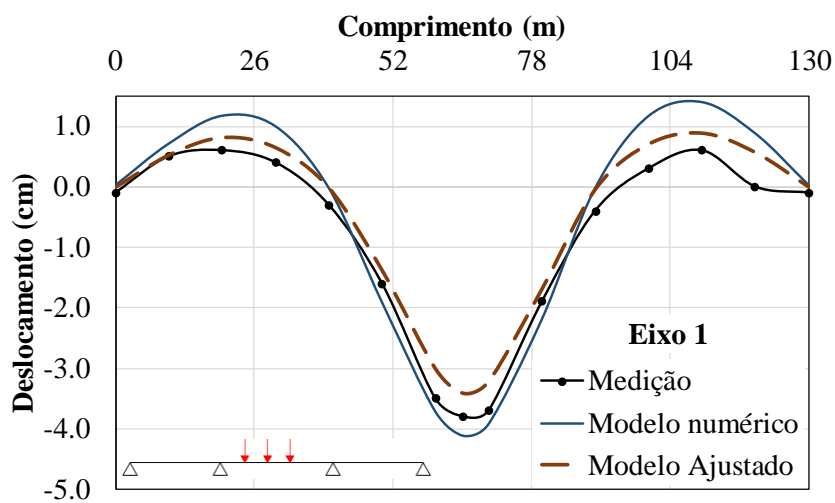


(a2)

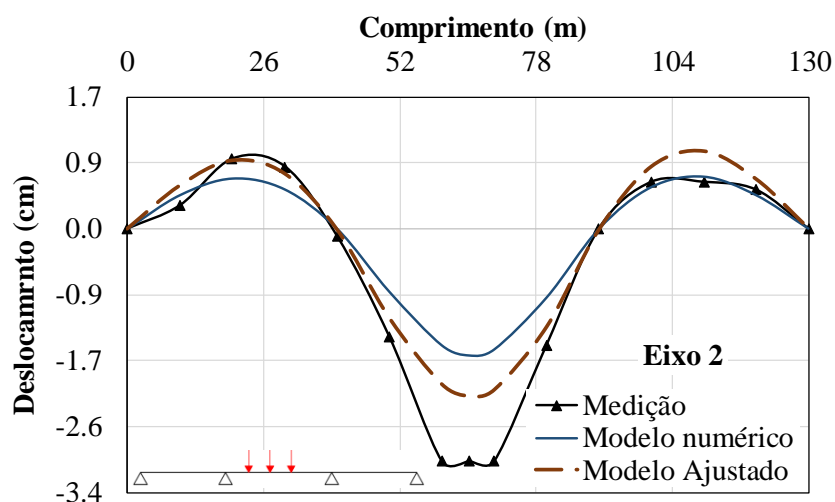


(a3)

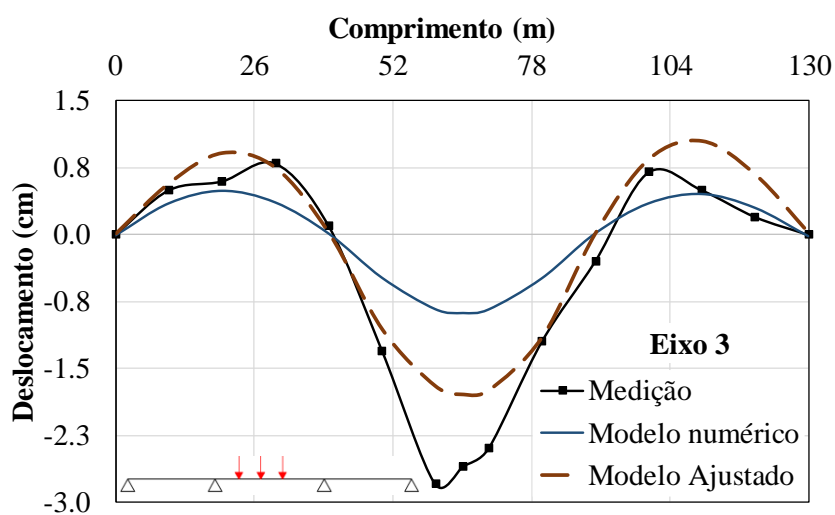
(a) Verificação da prova de carga – 1ª Medição.



(b1)

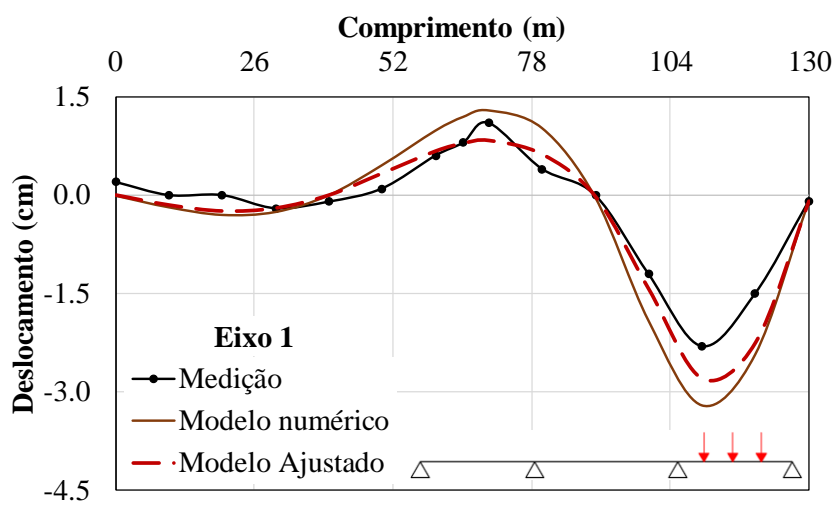


(b2)

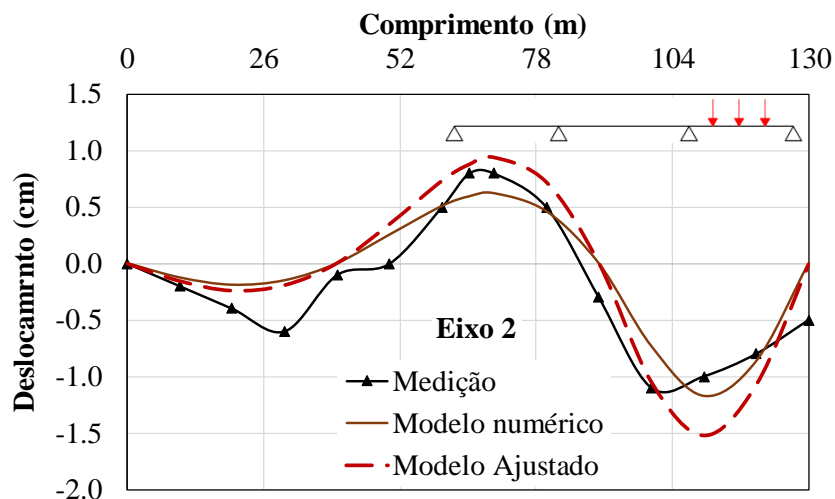


(b3)

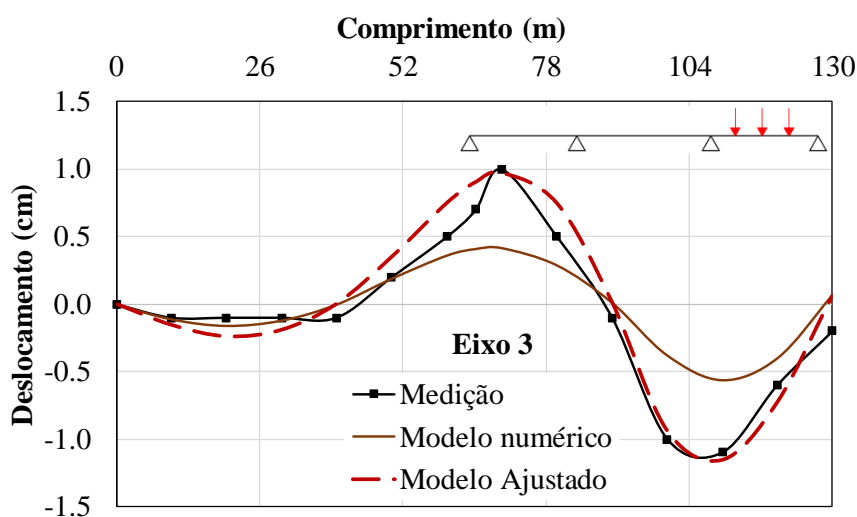
(b) Verificação da prova de carga – 2ª Medição.



(c1)



(c2)



(c3)

(c) Verificação da prova de carga – 3ª Medição.

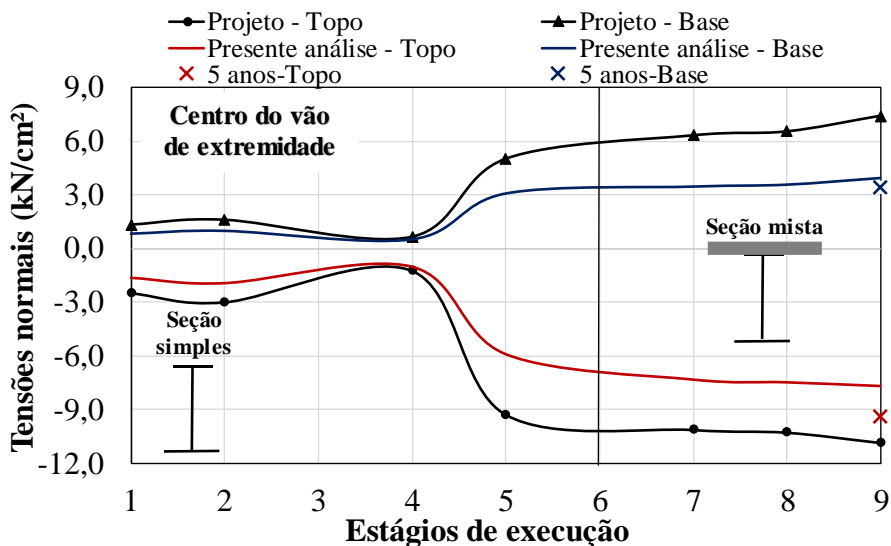
Figura 5-41 – Resultados comparativos.

5.2.2.4. Simulação do processo construtivo com o modelo completo

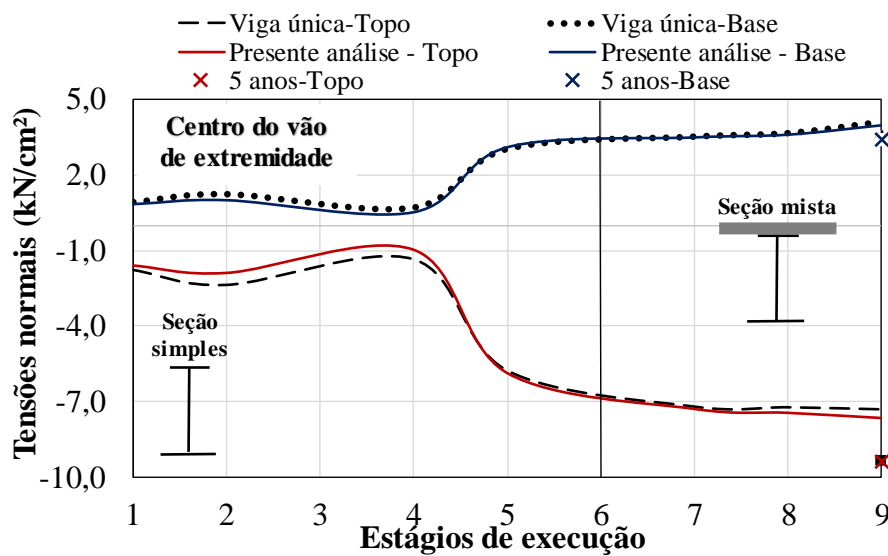
Verificado o modelo em elementos finitos da estrutura completa por meio da prova de carga, foram avaliados os resultados da evolução do processo construtivo a partir deste modelo que melhor se aproxima estruturalmente da ponte real. Para esta análise foi considerado o modelo viscoelástico, com as mesmas propriedades utilizadas na avaliação de projeto (item 5.2.2.1). Cabe lembrar que, comparativamente à verificação de projeto, a estrutura completa apresenta-se diferente sobretudo com relação à laje do tabuleiro, que inclui o trecho das calçadas, e à consideração das transversinas distribuídas ao longo de todo o comprimento da ponte.

Além disso, a sequência de execução foi realizada considerando a concretagem do trecho central do tabuleiro separadamente da laje inferior, aproximando-se mais ao processo real. Entretanto, a fim de comparar os mesmos estágios construtivos do modelo de viga única, a resposta apresentada para o Estágio 2 refere-se ao momento de execução do tabuleiro sobre os apoios, já influenciada pela execução da laje inferior. As respostas avaliadas foram as tensões normais desenvolvidas nas fibras mais externas (nos gráficos denominadas “Topo” e “Base”) dos elementos de viga de aço e laje de concreto e os deslocamentos verticais ao longo do perfil longitudinal. O modelo apresenta, aproximadamente, 226338 graus de liberdade a serem solucionados e foi avaliado utilizando uma máquina com sistema Windows 7 com 2 processadores Intel Xenon. O tempo total de simulação foi de 96 horas (4 dias).

Nas Figura 5-42 a 5-44 são apresentadas as comparações entre os resultados desta avaliação, os referentes ao projeto como também são comparados aos resultados obtidos com o modelo de viga única. Os resultados para 5 anos da viga única são apresentados com um marcador retangular (■) para os valores no topo da viga e marcador sinal positivo (+) para os valores da base. Os marcadores coloridos (x) indicam o resultado da análise atual do VIMIS, neste caso com o modelo completo. Em algumas situações os resultados para o 5 anos ficaram sobrepostos.

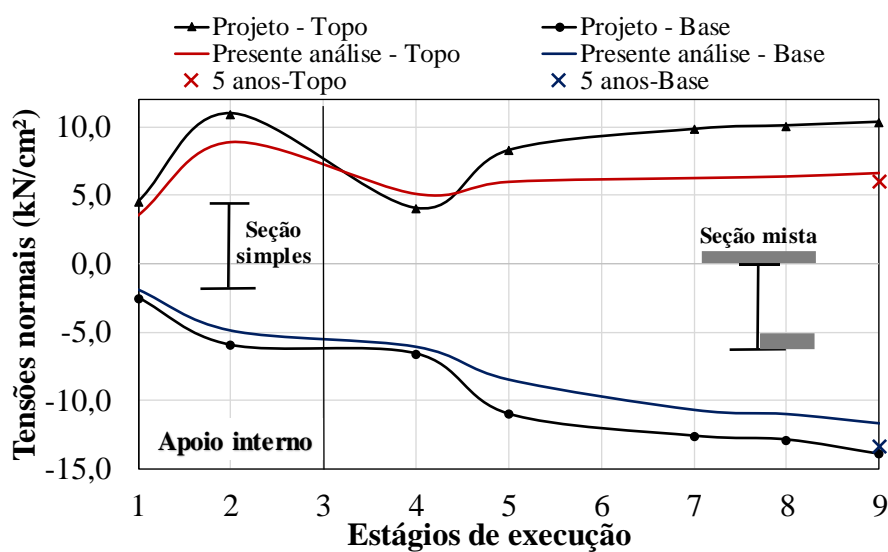


(a) Comparação com o projeto

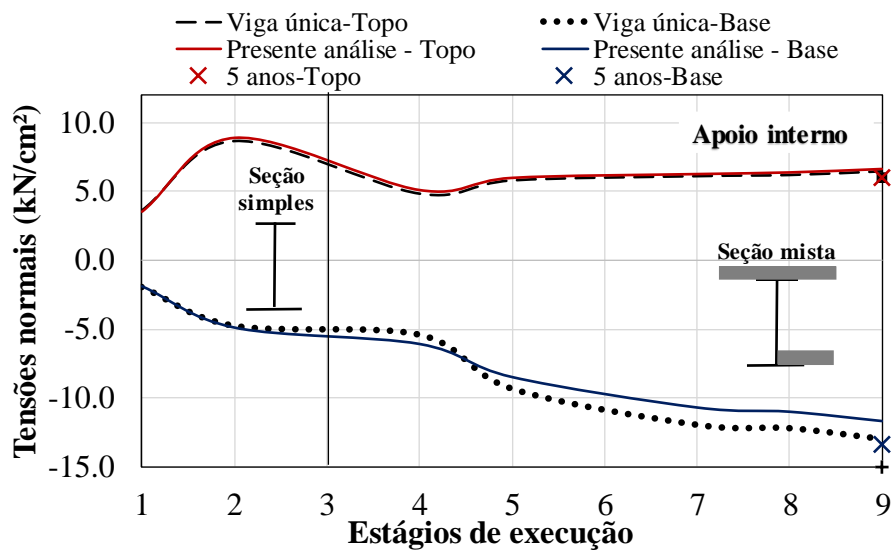


(b) Comparação com a viga única

Figura 5-42 – Tensões normais em uma das vigas de aço na região de extremidade – solicitação positiva.

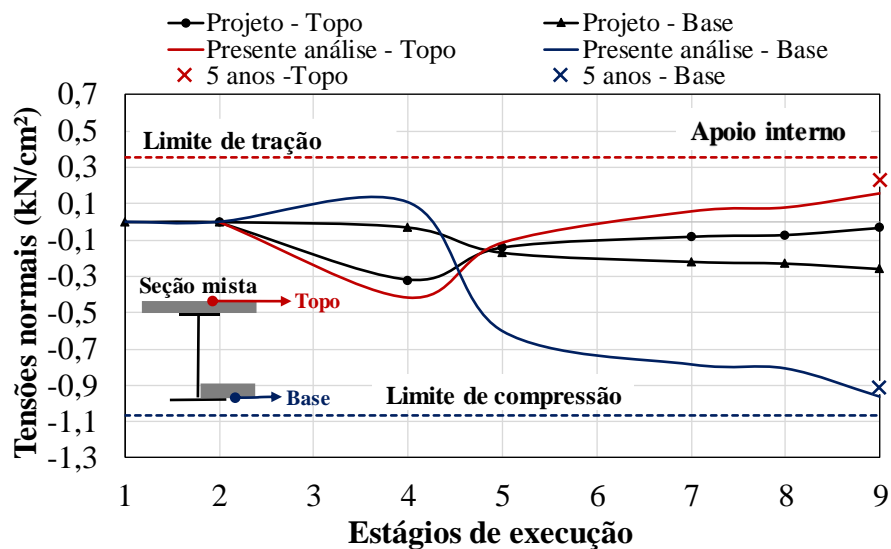


(a) Comparação com o projeto

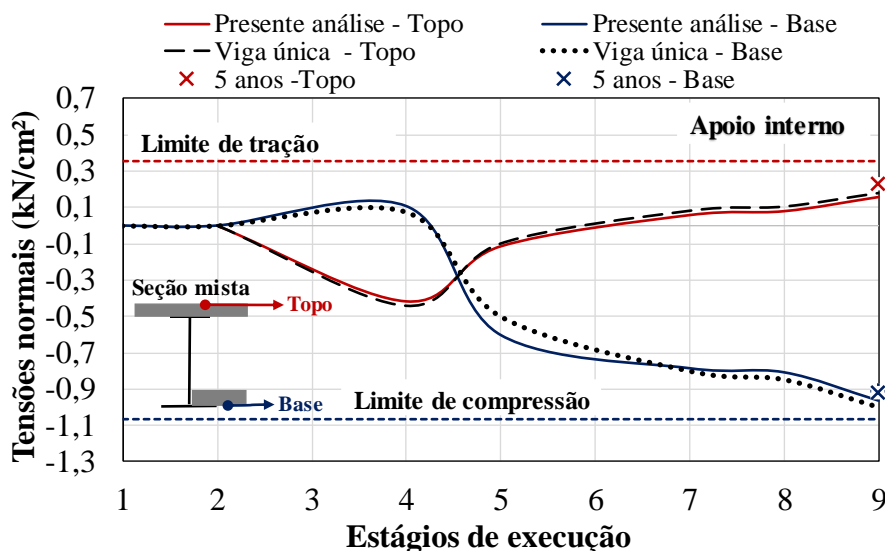


(b) Comparação com a viga única

Figura 5-43 – Tensões normais em uma das vigas de aço sobre apoios internos – solicitação negativa.



(a) Comparação com o projeto



(b) Comparação com a viga única

Figura 5-44 – Tensões normais nas lajes de concreto.

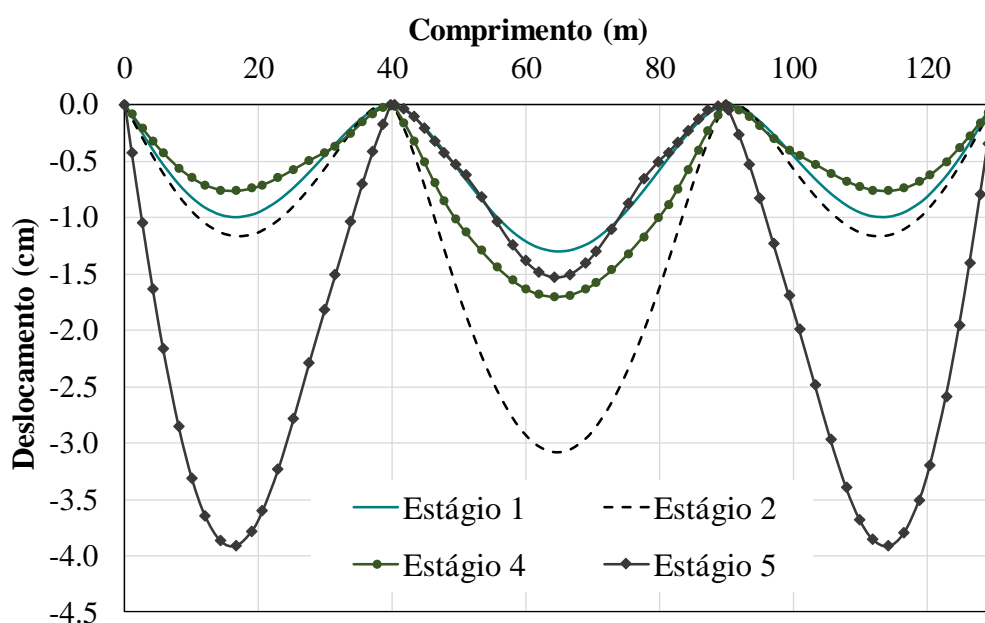
Como esperado, os resultados do modelo completo apresentaram tendências muito semelhantes aos valores de projeto, principalmente com relação às tensões desenvolvidas no perfil. Novamente, as tensões desenvolvidas no concreto, comparadas ao projeto, apresentam as maiores variações, que são intensificadas à medida que os estágios avançam, indicando o aumento dos efeitos ao longo do tempo.

Comparativamente, ao modelo de viga única esperava-se observar, como apresentado, uma pequena variação nos resultados para as tensões desenvolvidas nos perfis, uma vez que, estruturalmente há uma diferença entre os modelos e a presença das transversinas ocasiona em uma distribuição diferente dos esforços. Com relação aos resultados das tensões no concreto, também foi observada uma pequena diferença entre as avaliações, um pouco mais significativa para a base, ou seja, na laje inferior.

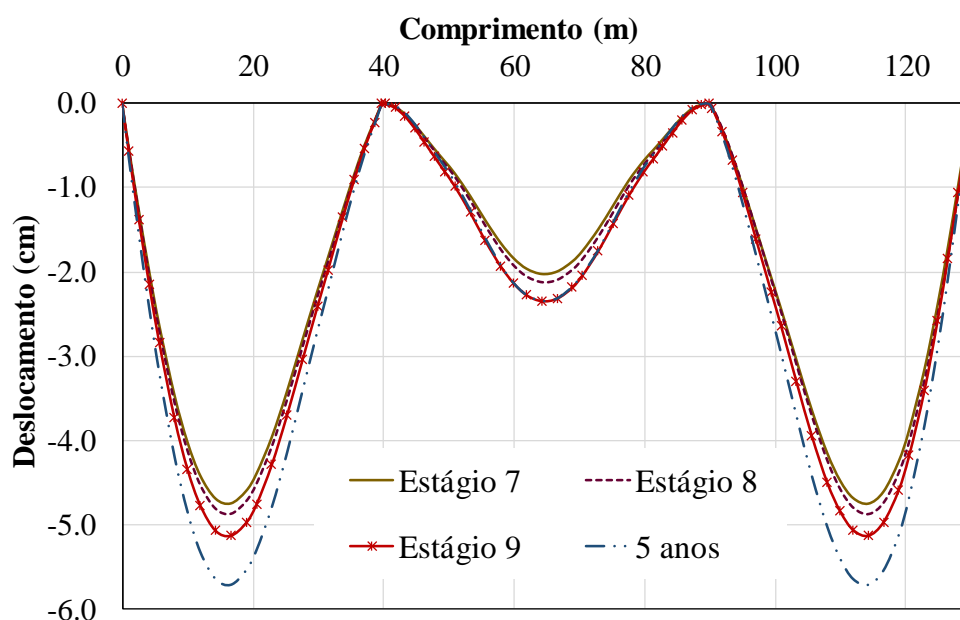
Como ressaltado, primeiro incluiu-se as cargas da laje inferior e em um estágio a frente, que seria o Estágio 2 do gráfico, foram aplicadas as cargas de peso próprio da laje do tabuleiro no vão central. Portanto, a laje inferior começa a sofrer os efeitos de retração junto da finalização da concretagem do trecho superior, além também dos efeitos do envelhecimento e aumento da resistência, o que pode estar associado às diferenças observadas.

A Figura 5-45 apresenta a evolução dos deslocamentos ao longo das fases construtivas. No geral, foram observados os mesmos comportamentos obtidos na avaliação de projeto, como também pode ser confirmado na Figura 5-46. Ao final da execução, foi obtido um deslocamento

máximo de -5,17 cm para os vãos de extremidade e -2,33 cm no vão central, que representa uma diferença de 0,04% e 0,05%, respectivamente, em relação aos obtidos na análise apresentada no item 5.2.2.1. Na Figura 5-46 observa-se que os deslocamentos para o período de 5 anos aproximam-se mais do calculado para o projeto com relação modular igual a $3n$, porém ainda com diferenças mais relevantes no vão central da ponte.



(a)



(b)

Figura 5-45 – Deslocamentos verticais ao longo das etapas de execução.

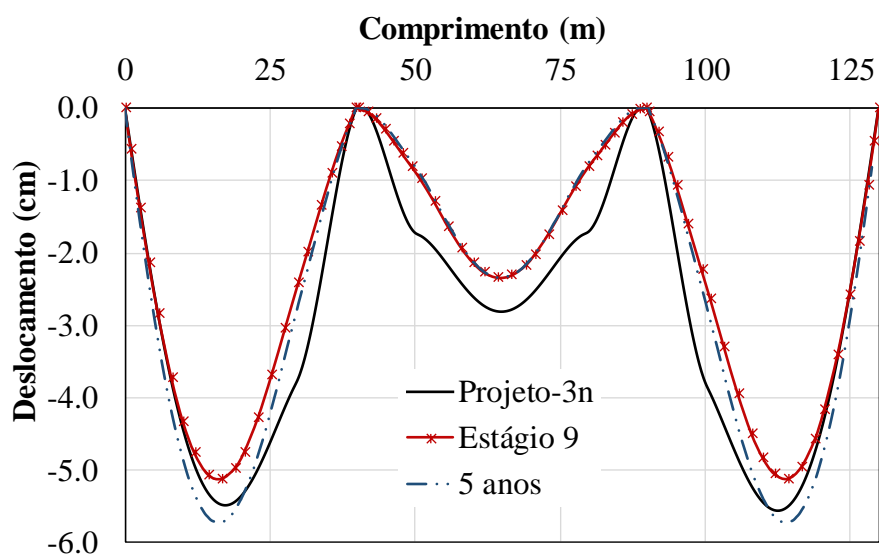
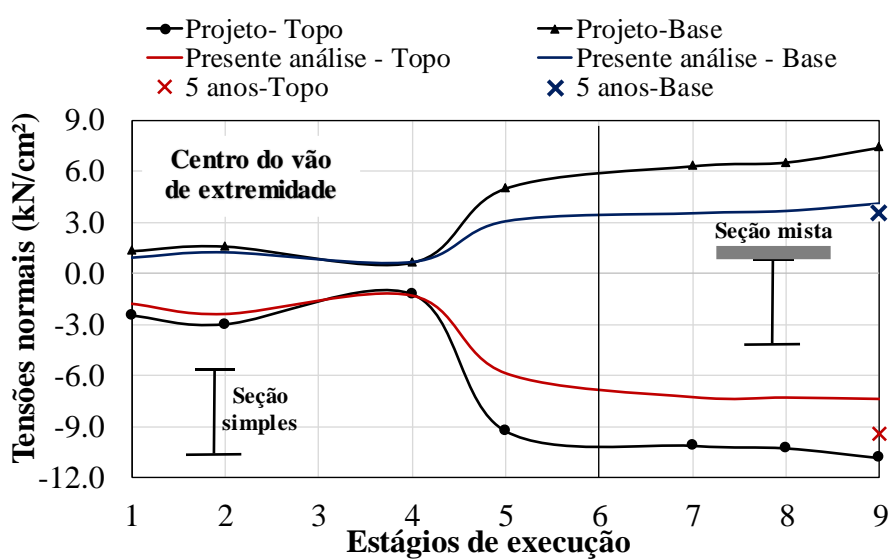


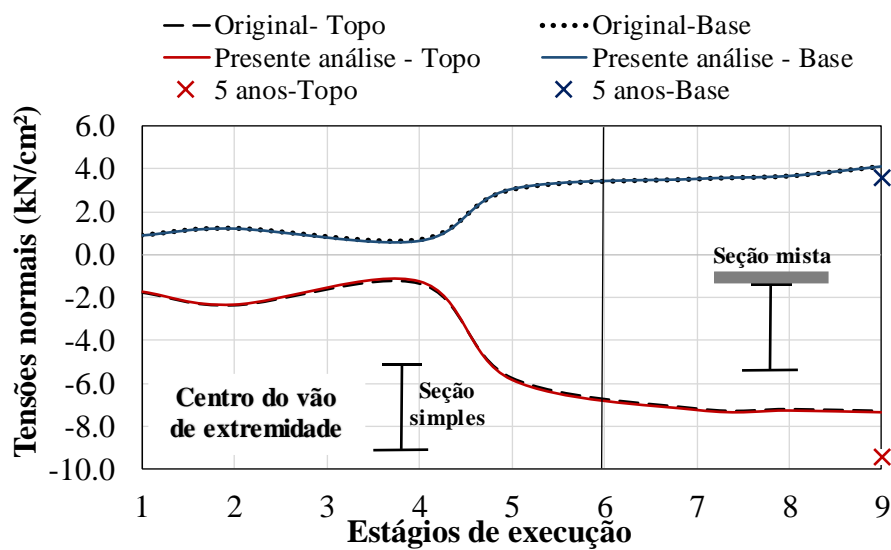
Figura 5-46 – Deslocamentos comparativos ao final da execução e ao tempo final da análise.

5.2.2.5. Simulação do processo construtivo considerando não linearidade do material

Como apresentado, o modelo de viga única representa adequadamente o comportamento do modelo completo, sendo assim ele foi empregado em uma análise incorporando as não linearidades dos materiais a fim de observar os efeitos das condições de fissuração do concreto e plastificação. O modelo e sequência de execução empregados é o mesmo discutido em 5.2.2.1. Os resultados apresentados da Figura 5-47 a Figura 5-49 comparam os resultados de projeto e também os obtidos com a análise da seção 5.2.2.1, denominados “Original” nas figuras.

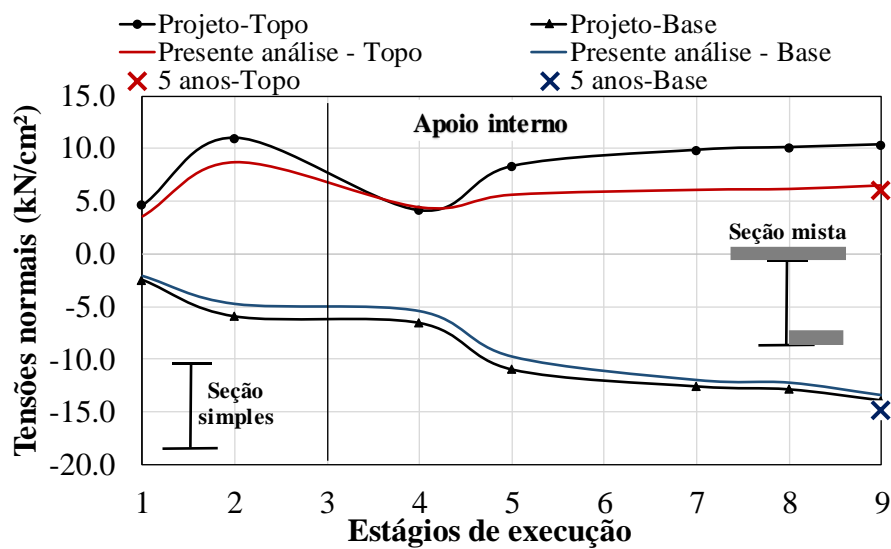


(a) Comparação com o projeto.

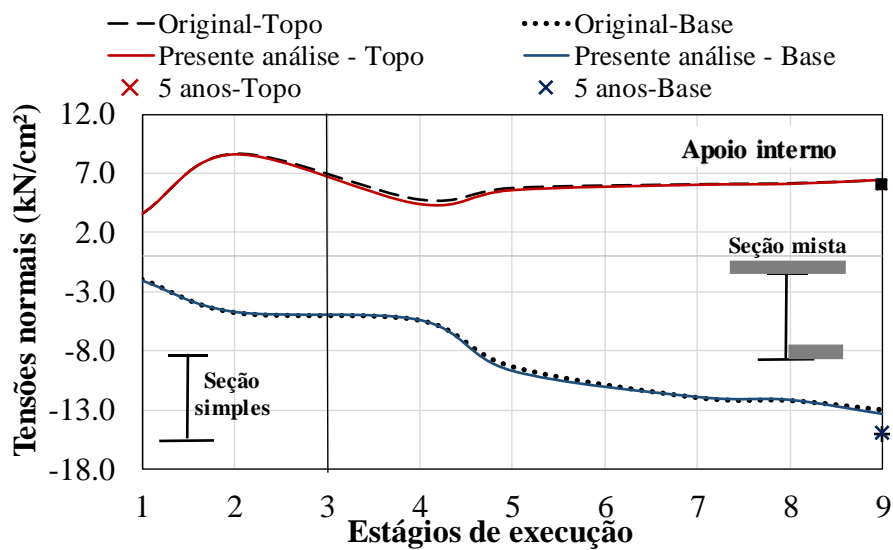


(b) Comparação com a análise linear.

Figura 5-47 – Tensões normais em uma das vigas de aço na região de extremidade – solicitação positiva.

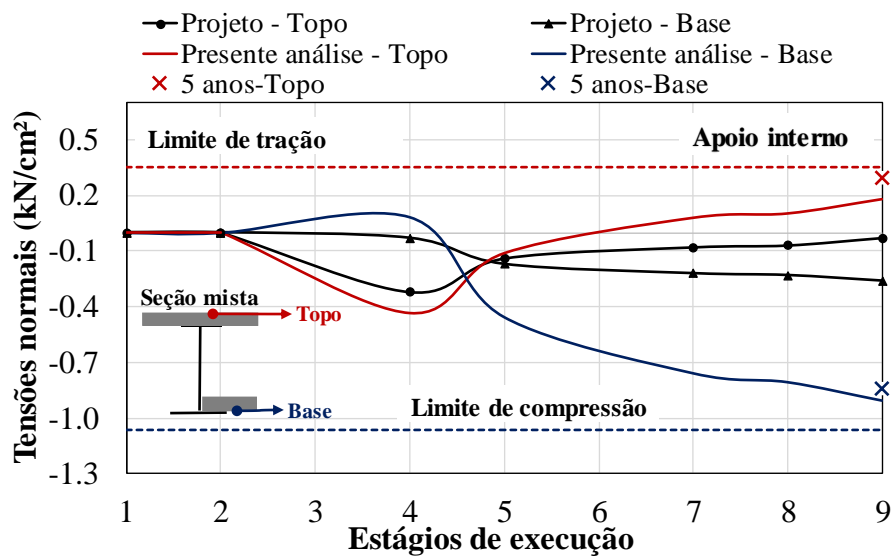


(a) Comparação com o projeto.

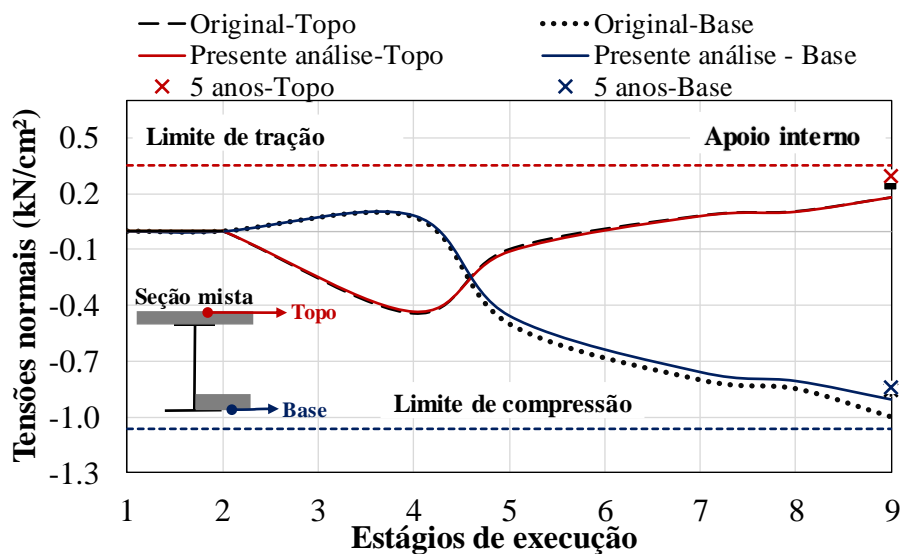


(b) Comparação com a análise linear.

Figura 5-48 – Tensões normais em uma das vigas de aço sobre apoios internos – solicitação negativa.



(a) Comparação com o projeto.

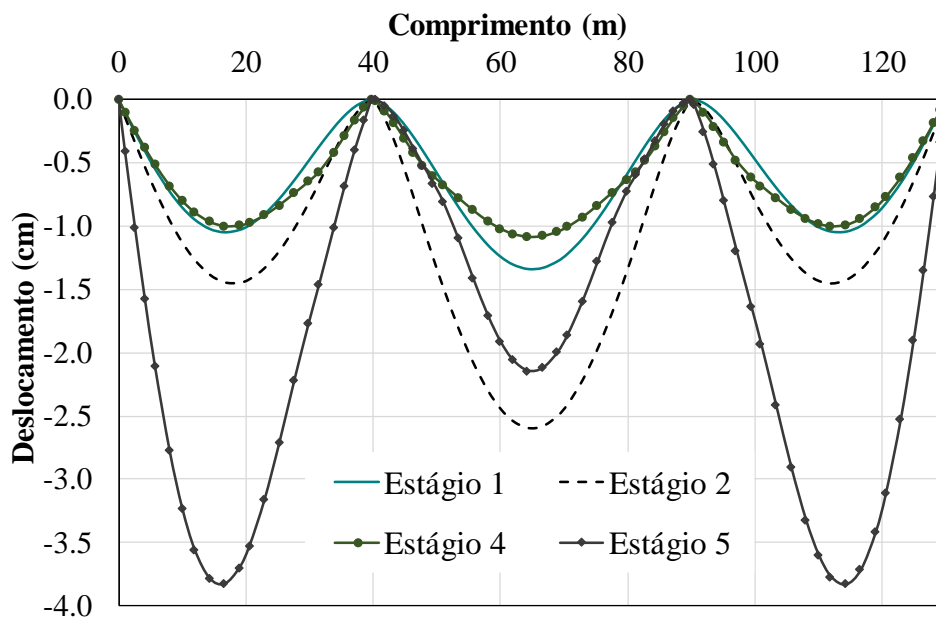


(b) Comparação com a análise linear.

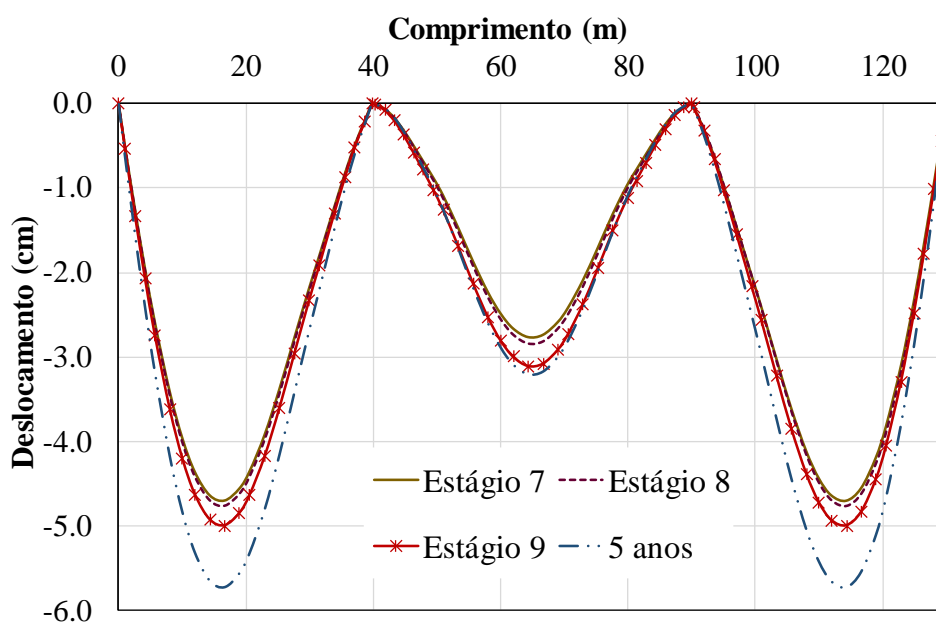
Figura 5-49 – Tensões normais nas lajes de concreto.

Observa-se que a inclusão das não linearidades pouco alterou o desenvolvimento de tensões nos componentes, principalmente com relação ao perfil metálico. Em função da análise viscoelástica já demonstrar uma distribuição de tensões inferior aos limites resistentes dos materiais, e se estar trabalhando com cargas de execução, compostas predominantemente por peso próprio e a força de protensão, era esperado que esta análise não apresentasse grandes mudanças com relação à anterior.

Assim como no caso das tensões, os deslocamentos, apresentados nas Figura 5-50 e 5-51 também não apresentaram grandes diferenças com relação à análise viscoelástica linear. Nos vãos de extremidade o máximo valor de deslocamento ao final da execução foi -5,00 cm e após 5 anos, -5,71 cm, já para o vão central o modelo apresenta um deslocamento igual a -3,11 cm e -3,20 cm, ao final da execução e após 5 anos, respectivamente.



(a)



(b)

Figura 5-50 – Deslocamentos verticais ao longo das etapas de execução.

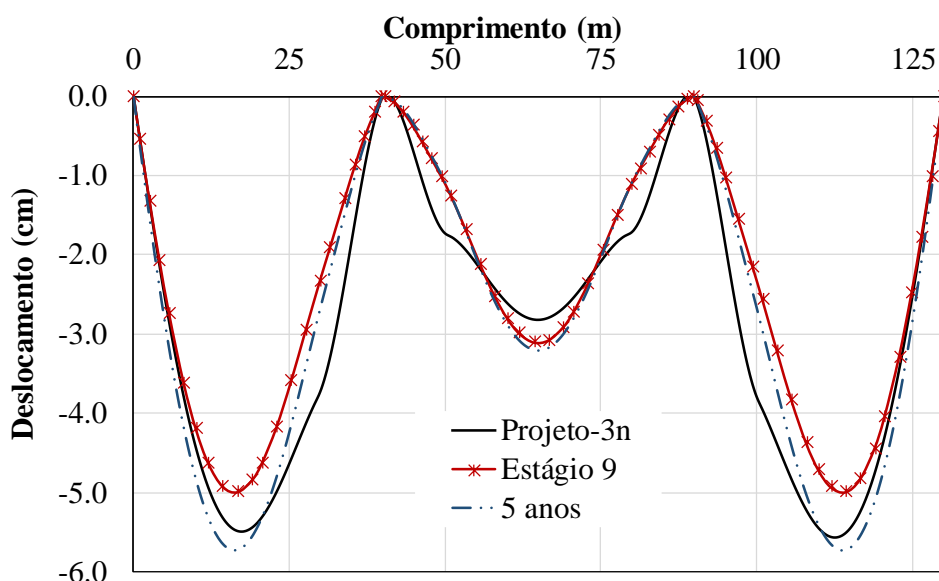


Figura 5-51 – Deslocamentos comparativos com o projeto ao final da execução e ao tempo final da análise.

A distribuição de tensões nos elementos finitos é apresentada a seguir, para o perfil de aço e para as lajes de concreto. São apresentadas as regiões do vão de uma das extremidades, do vão sobre apoios e o vão central, sendo estas regiões definidas na Figura 5-52.

Na Figura 5-53 e Figura 5-54 são apresentadas as distribuições de tensões de von Mises no perfil metálico, ao final da execução (estágio 7) e após 5 anos, respectivamente, para o vão de extremidade, sobre apoios (correspondente a zona da laje protendida) e o vão central (entre lajes protendidas). As tensões atuantes são inferiores ao limite resistente do material, e mostram-se crescentes com o tempo, porém o aumento não é muito significativo, como é constatado na comparação entre figuras.

Na região central do vão sobre apoios é destacada uma solicitação maior na alma da viga metálica. Atribui-se esse comportamento a uma condição de concentração de tensões não incomum em modelos de elemento de finitos. Foi observado que os nós restritos desta região foram os que apresentaram os valores de reações mais elevados em relação aos apoios externos o que pode ser o responsável por intensificar as tensões nestas regiões. As restrições dos apoios das extremidades foram aplicadas ao longo de 2 linhas de nós na base do perfil e ao longo de 4 linhas nos apoios internos, impedindo os movimentos translacionais da estrutura.

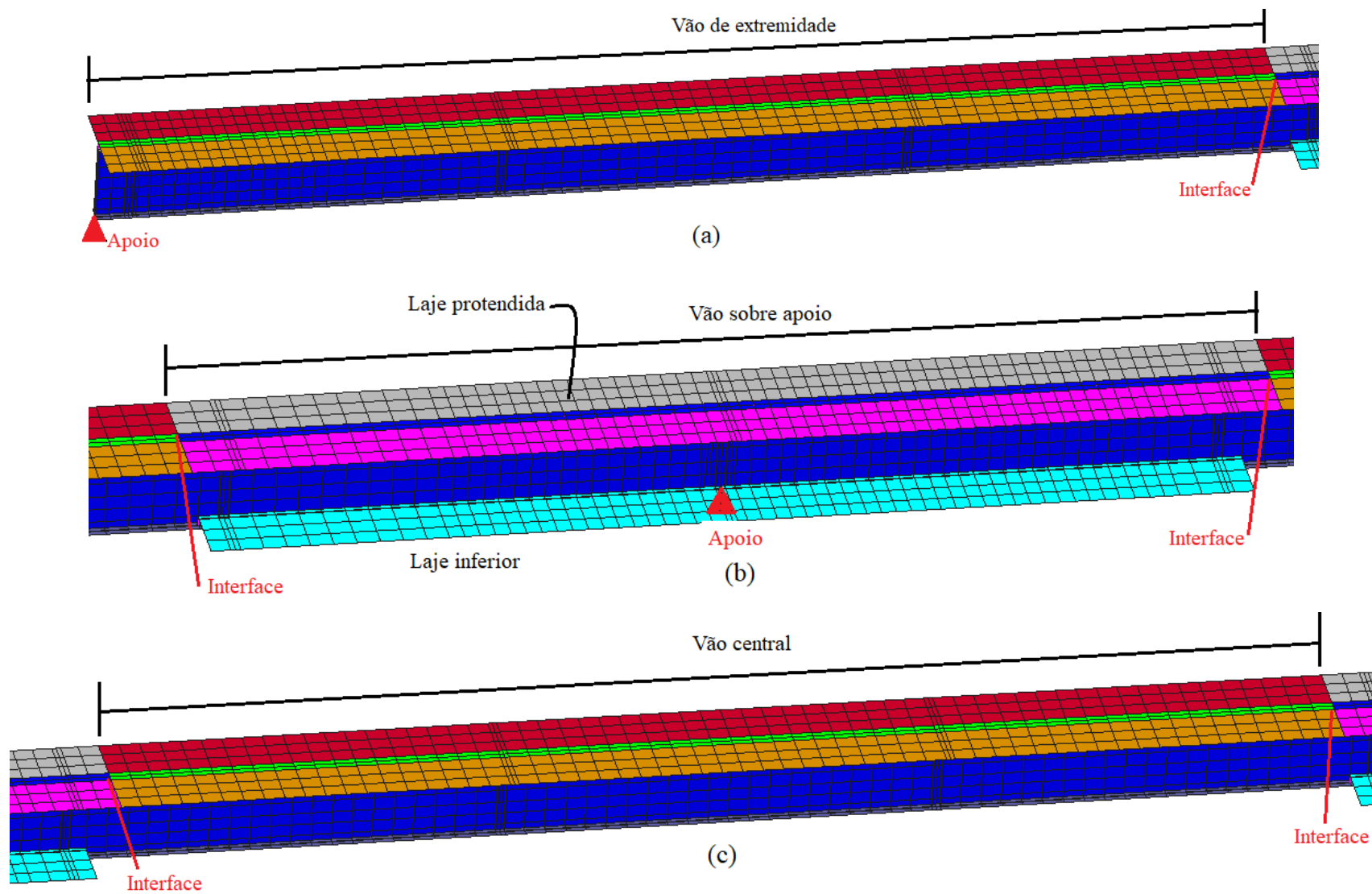


Figura 5-52 – Definição dos vãos de análise das tensões.

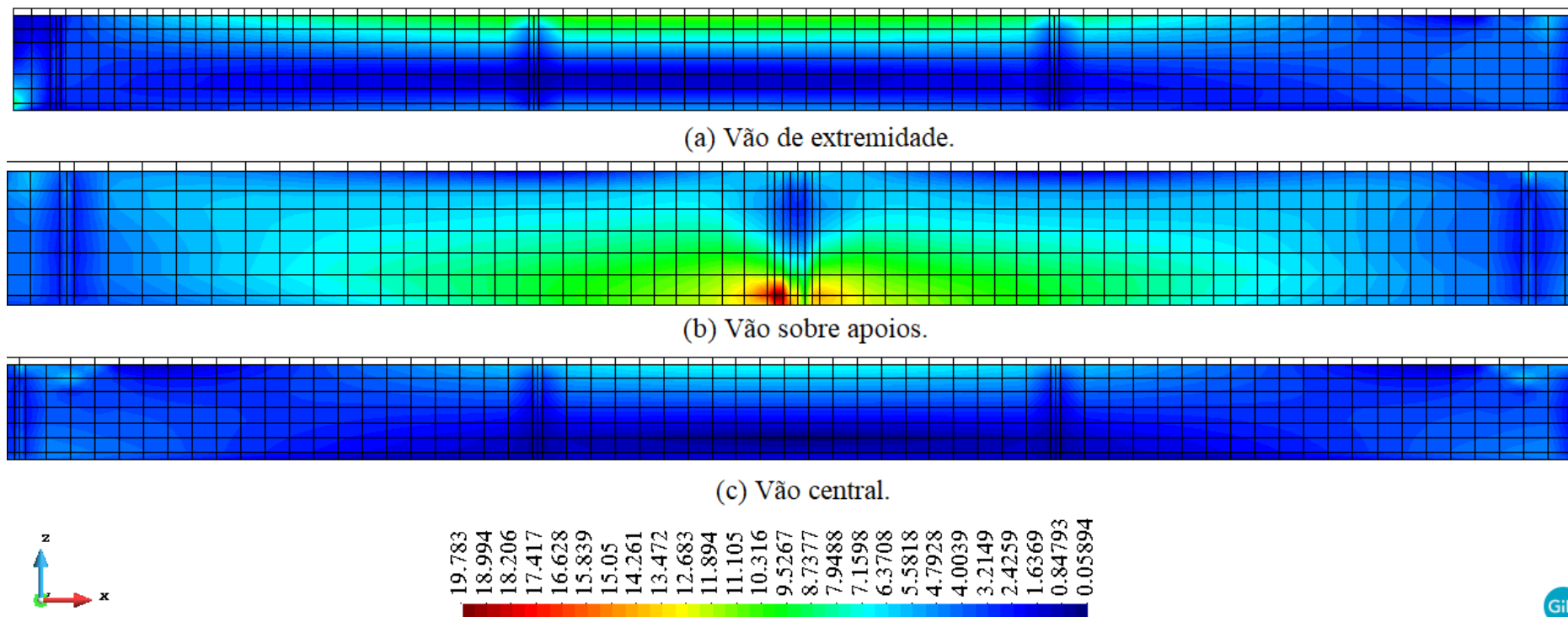


Figura 5-53 – Distribuição de tensões de von Mises no perfil - σ_{vm} (kN/cm^2) - **término da execução.**

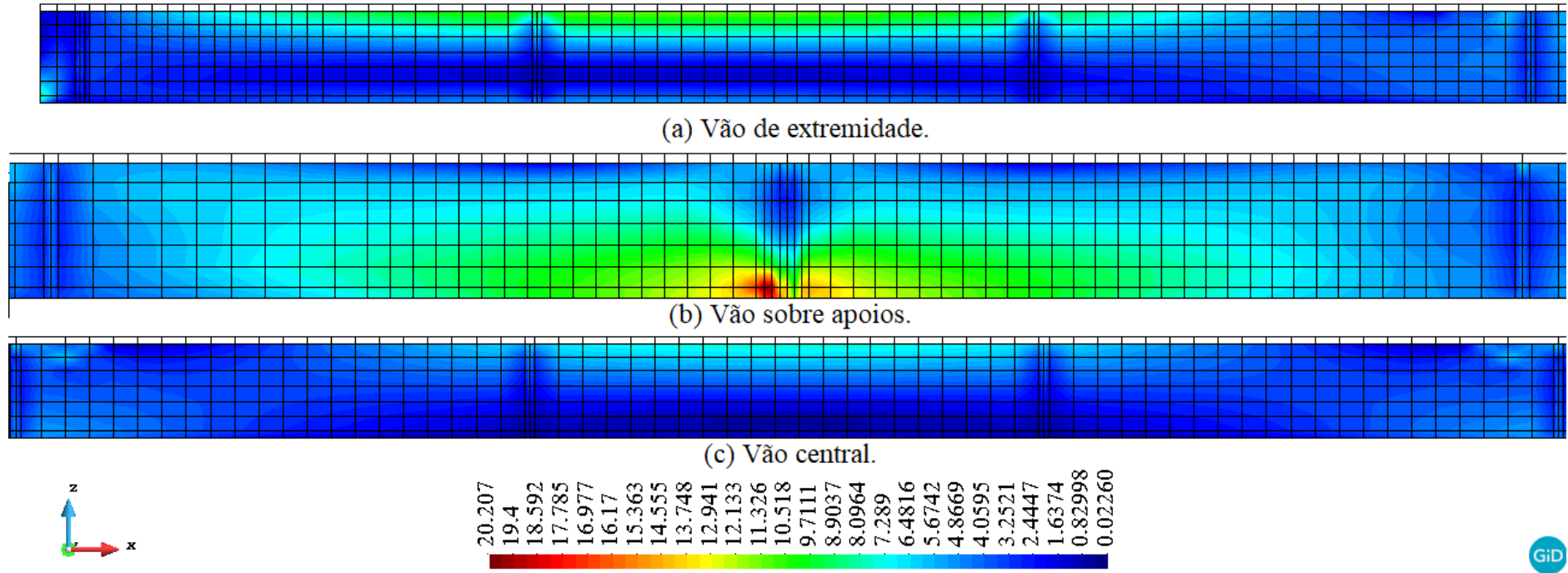


Figura 5-54 – Distribuição de tensões de von Mises no perfil - σ_{VM} (kN/cm^2) - **5 anos**.

Na Figura 5-55 e na Figura 5-57 são apresentadas as tensões normais atuantes nas lajes superior (tabuleiro) e inferior, ao final da execução e no período de 5 anos. Observa-se uma distribuição uniforme das tensões ao longo dos elementos com maiores concentrações de tração nas regiões dos apoios, como é esperado. Por outro lado, em algumas regiões da laje foram alcançados os limites de resistência considerados no modelo, $0,355 \text{ kN/cm}^2$ para tração e $-1,065 \text{ kN/cm}^2$ para compressão, indicando fissuração simples e um início de plastificação do material localizados conforme a Figura 5-56 e a Figura 5-58, o que nas análises anteriores não puderam ser identificados. Estas condições não causaram grande influência a ponto de destoarem significativamente dos resultados obtidos nos estudos lineares, porém são importantes e intensificaram as solicitações e deslocamentos.

Além disso, também se observam alguns pontos de concentração de tensões nos nós centrais das extremidades da laje sobre apoios. Estas regiões correspondem exatamente a interface de concretagem entre os vãos de extremidade e a laje protendida que para a simulação representam elementos ativados em etapas diferentes e mais especificamente nos nós onde estão localizados os conectores. Em outras simulações envolvendo vigas mistas este comportamento também foi visualizado e neste caso intensificado pela condição de análise do faseamento construtivo, no entanto não deve ser considerado como uma solicitação real da estrutura, mas sim um caso de concentração de tensões associado a modelagem de elementos finitos que são comuns em estudos com estas características.

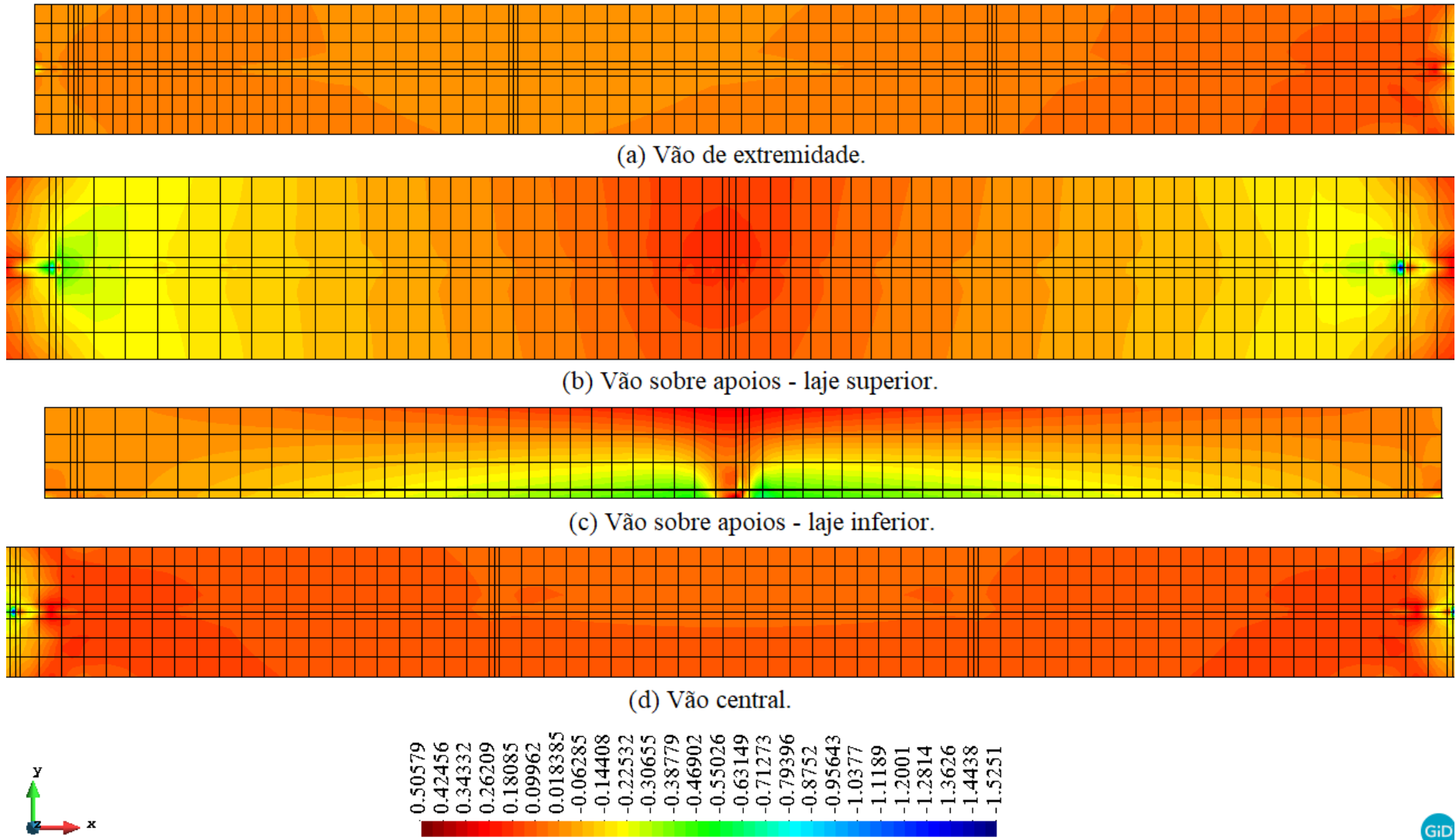
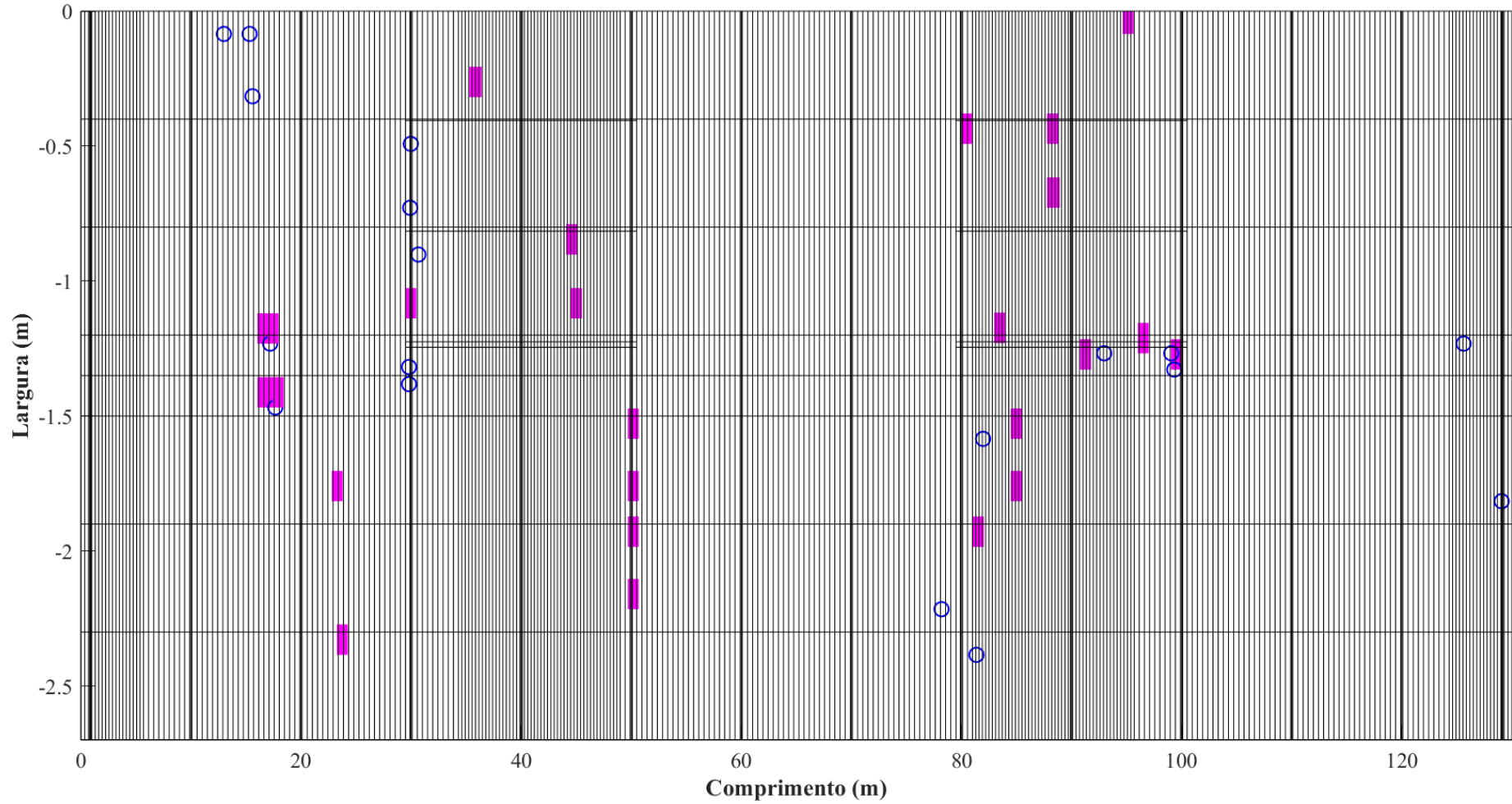


Figura 5-55 – Distribuição de tensões normais na **camada superior** da laje - σ_{xx} (kN/cm^2) - **término da execução**.



Legenda:

Símbolo	Significado	Símbolo	Significado
	Fissura simples	○	Compressão superior a f_c
L	Fissura dupla	*	Esmagamento

Figura 5-56 – Padrão de furação da laje do tabuleiro – **término da execução.**

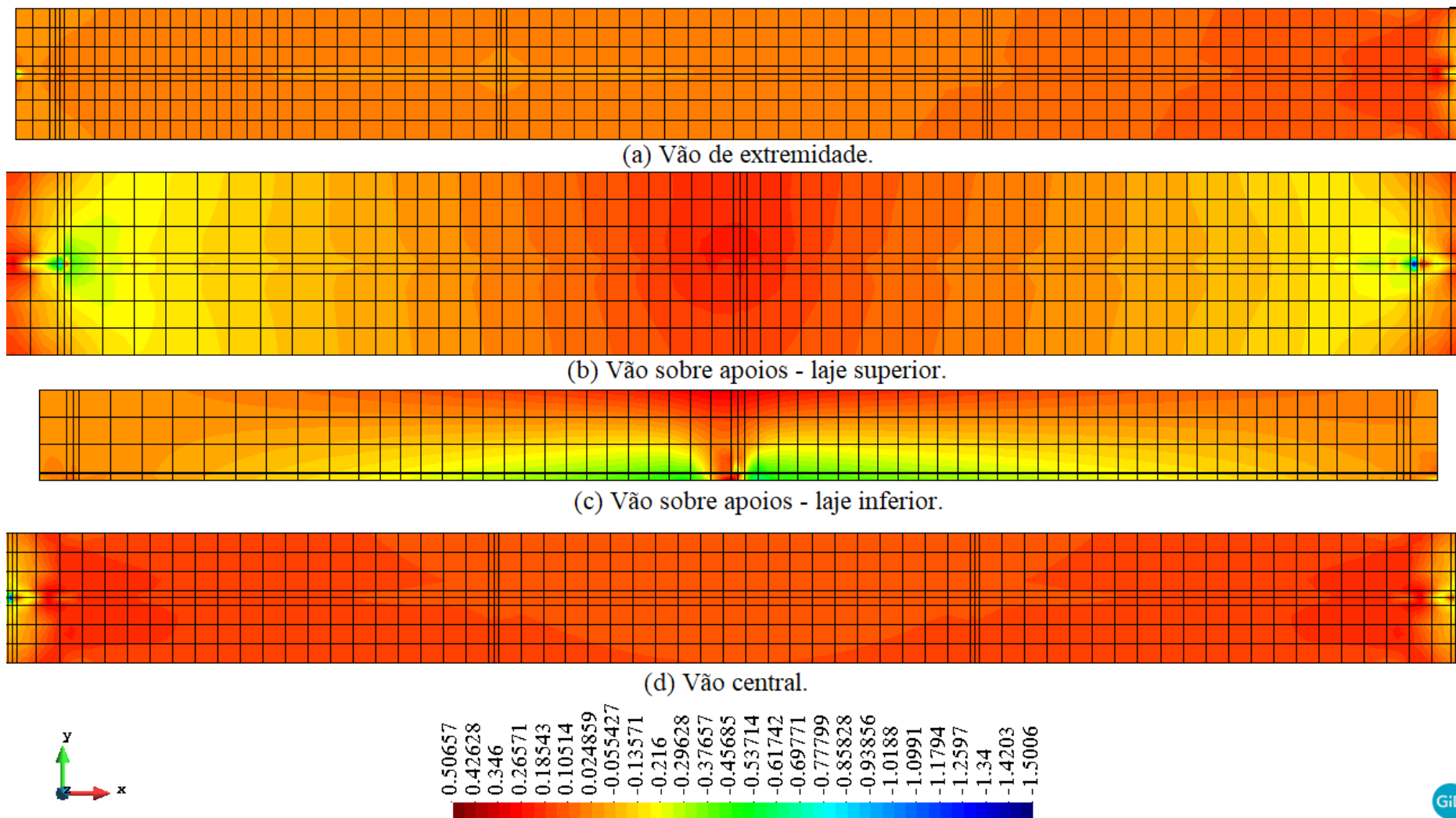
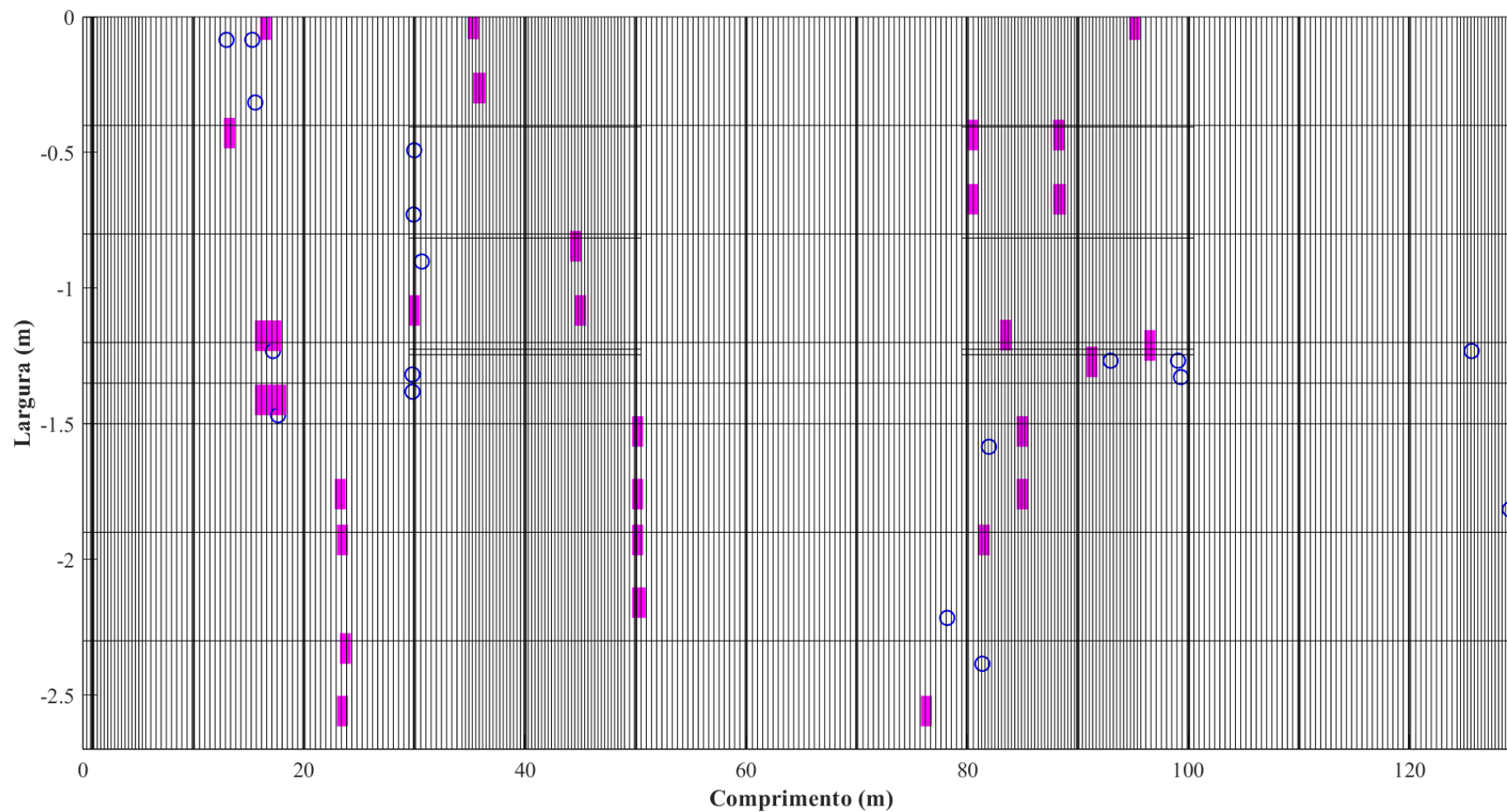


Figura 5-57 – Distribuição de tensões normais na camada superior da laje - σ_{xx} (kN/cm^2) - 5 anos.



Legenda:

Símbolo	Significado	Símbolo	Significado
	Fissura simples	○	Compressão superior a f_c
L	Fissura dupla	*	Esmagamento

Figura 5-58 – Padrão de fissuração da laje do tabuleiro – **após 5 anos**.

5.2.3. Desconstrução da estrutura: estudo de cenários com variações do modelo construtivo

Uma série de estudos foi realizada a fim de verificar o comportamento estrutural frente a diferentes situações que consistem, principalmente, em alterações nas características estruturais da ponte, como disposto na Tabela 5-10. Para estas análises foi considerada a avaliação viscoelástica linear do modelo de viga única, o que é uma vantagem computacional, já que não foram observadas diferenças expressivas com o modelo da estrutura completa assim como entre as análises com comportamento linear e não linear. Nesta seção, são apresentadas comparações com relação as tensões obtidas na avaliação de projeto e também ao estudo realizado em 5.2.2.1, e este último é referenciado como “Original”, nos gráficos e discussões que seguem. Além disso, nos gráficos os resultados para 5 anos do modelo “Original” são apresentados com um marcador retangular (■) para os valores no topo da viga e marcador em forma de losango (◆) para os valores da base. Os marcadores coloridos (x) indicam os resultados avaliados para o cenário da análise. Nas situações onde apenas um marcador é visível ocorre uma sobreposição dos resultados.

Tabela 5-10 – Cenários de desconstrução estrutural.

Cenários	Descrição
1	Faseamento construtivo desconsiderando os efeitos de longa duração.
2	Alteração das etapas de execução.
3	Alteração da sequência execução alternada para execução contínua.
4	Alteração da estrutura com a remoção da laje inferior.
5	Alteração das condições de apoio – aproximação de uma ponte integral

5.2.3.1. Cenário 1 - Faseamento construtivo desconsiderando os efeitos de longa duração

Neste cenário, duas situações são apresentadas. A primeira consiste na reavaliação do faseamento construtivo considerando apenas os efeitos de fluência do concreto. Já a segunda consiste na avaliação desconsiderando a fluência e retração. Sabe-se que os fenômenos de retração e fluência exercem uma influência relevante sobre as respostas globais das estruturas, assim, nesta seção o objetivo é estimar a influência destes fenômenos sobre o comportamento da ponte ao longo das fases de execução.

Os resultados são comparados aos obtidos com o modelo denominado “Original”. De maneira geral, observa-se uma pequena variação das tensões com relação ao modelo comparativo, para os dois casos analisados na Figura 5-59 e na Figura 5-60. É interessante destacar que, na viga de aço, há um aumento do módulo das tensões positivas, o perfil torna-se mais tracionado, tanto na seção de momento positivo no vão extremo quanto na seção interna próxima do apoio interior. Contudo, os gráficos mostram que não há uma diferença relevante entre as tensões para as situações sem retração e sem fluência e retração.

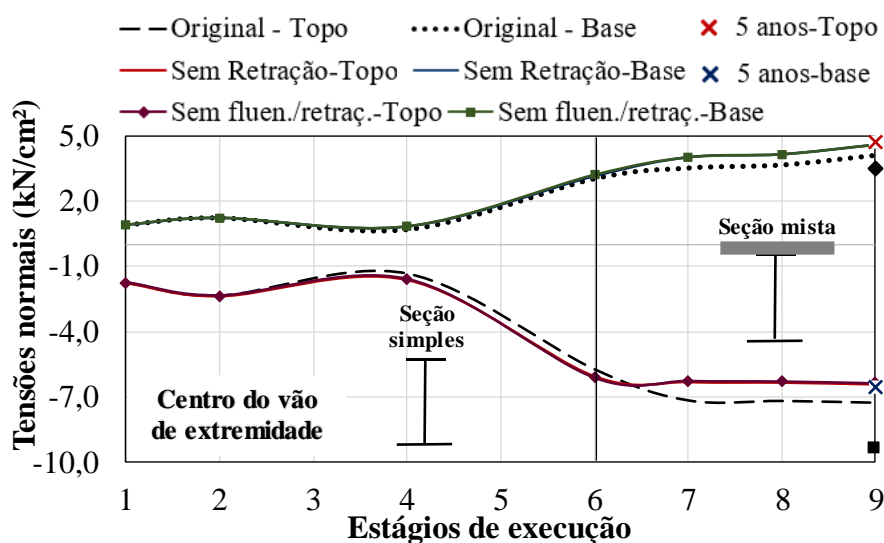


Figura 5-59 – Tensões normais em uma das vigas de aço na região do vão extremo – solicitação positiva.

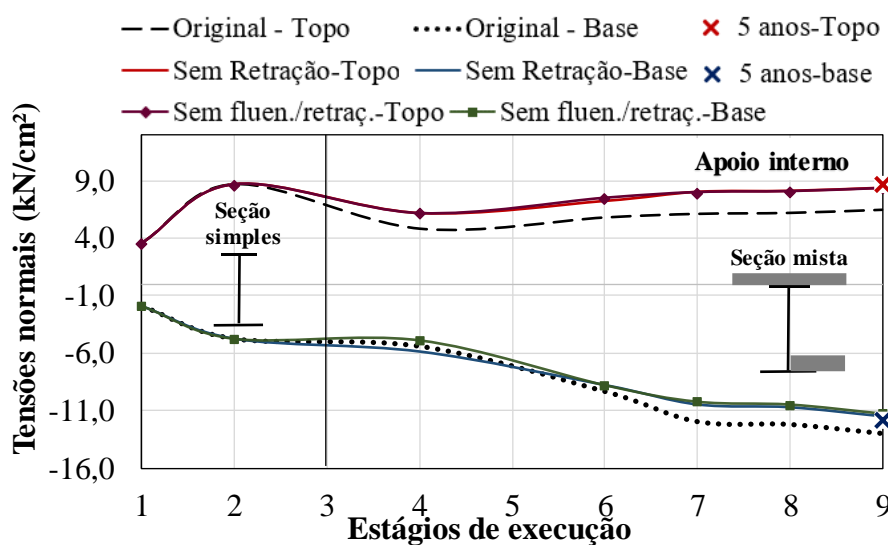
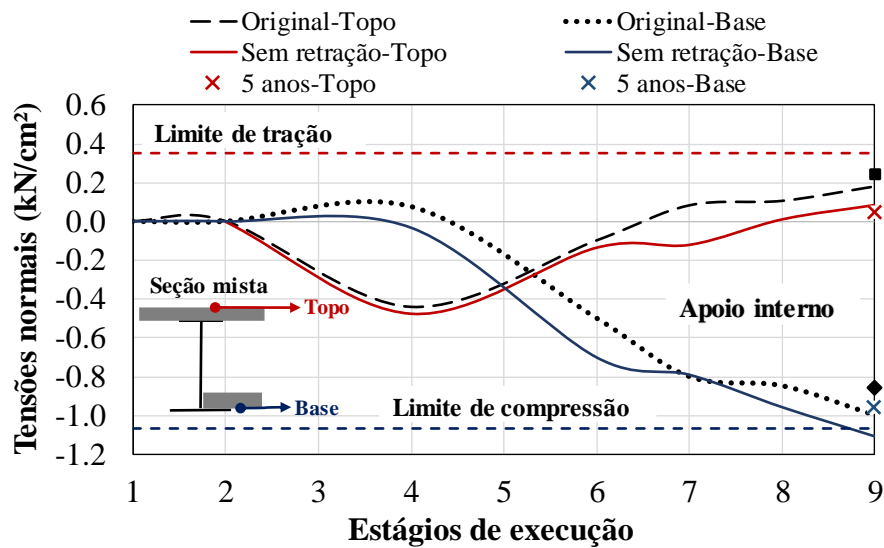
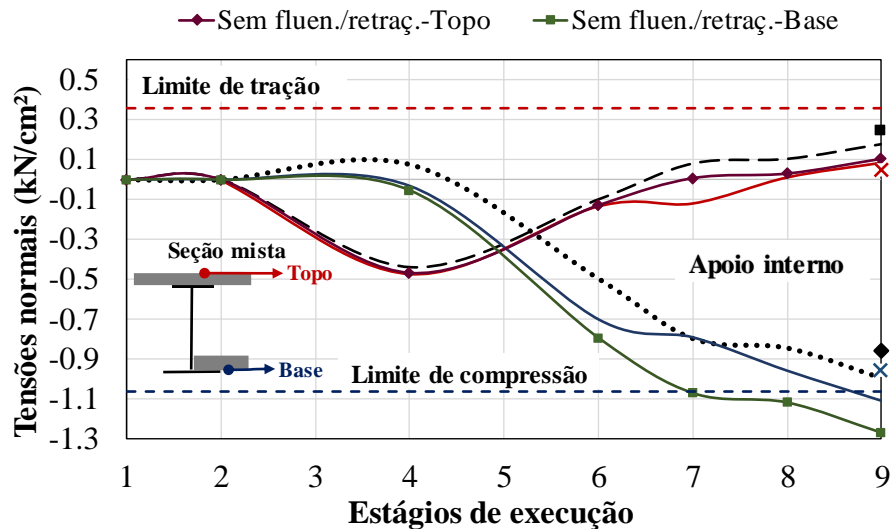


Figura 5-60 – Tensões normais em uma das vigas de aço na região do apoio interno – solicitação negativa.



(a)



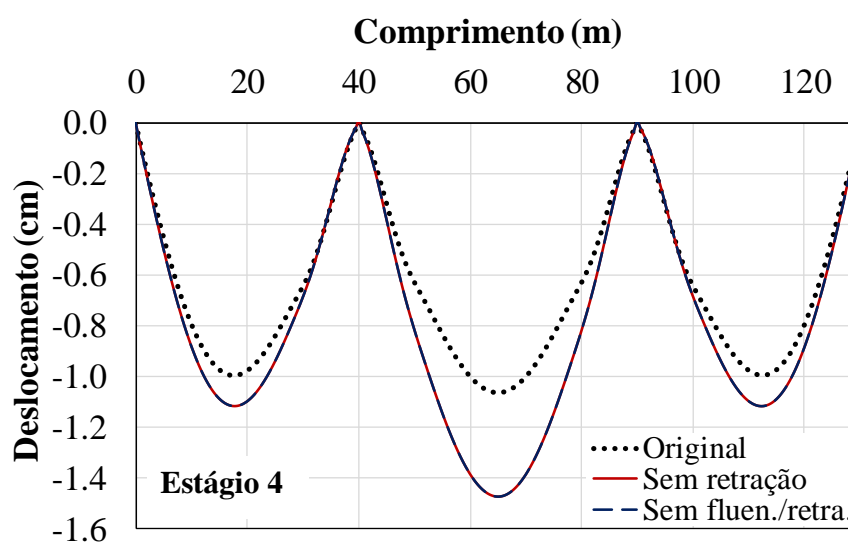
(b)

Figura 5-61 – Tensões normais nas lajes de concreto.

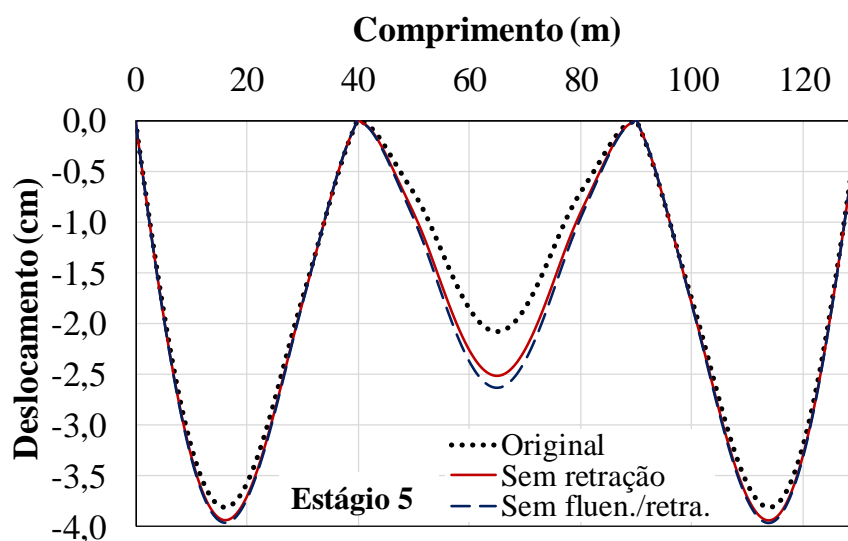
Por outro lado, as tensões normais no concreto mostradas na Figura 5-61 aumentaram em módulo na base (laje inferior), com solicitações maiores de compressão, ultrapassando inclusive o limite elástico do material ao final da execução, mas, assim como na avaliação anterior, após 5 anos os valores diminuem. Os resultados observados são coerentes com os conceitos do fenômeno. Sabe-se que as peças de concreto sob efeitos da fluência e principalmente retração e sob alguma condição de restrição à deformação, são submetidas a solicitações de tração intensificando as condições de fissuração da estrutura. No caso das vigas mistas, é importante lembrar que as lajes estão restritas à deformação pela ação dos perfis metálicos e além disso,

neste caso, a ponte possui vãos de laje sem juntas e materiais com idades diferentes, que propiciam maiores condições para impedir o desenvolvimento das deformações.

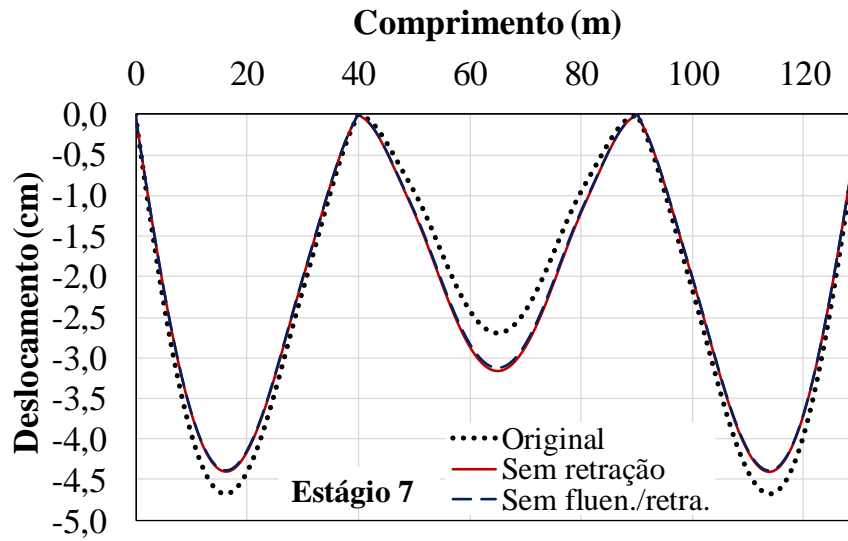
A Figura 5-62 apresenta os deslocamentos ao longo das fases de execução. Como para os dois primeiros estágios não há qualquer diferença entre as situações analisadas, os resultados para estas fases não são expostos aqui. Os deslocamentos são apresentados a partir do quarto estágio, quando se aplica a força de protensão.



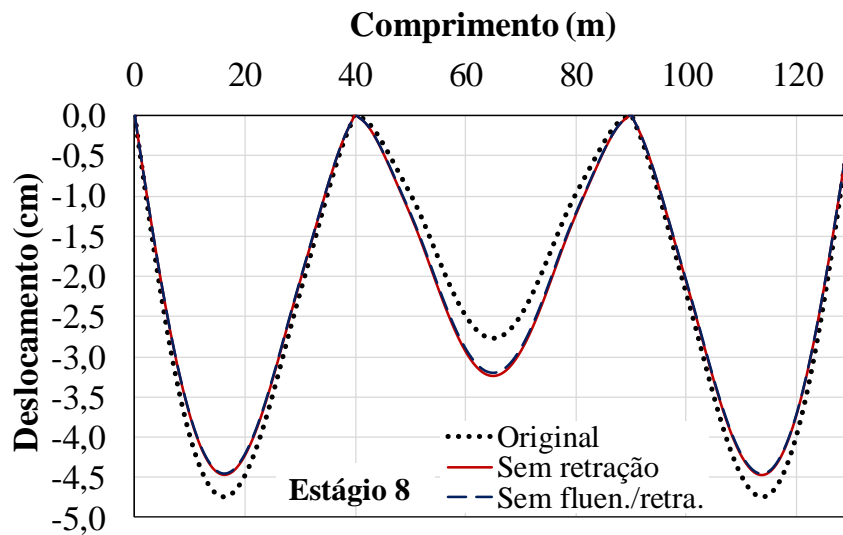
(a)



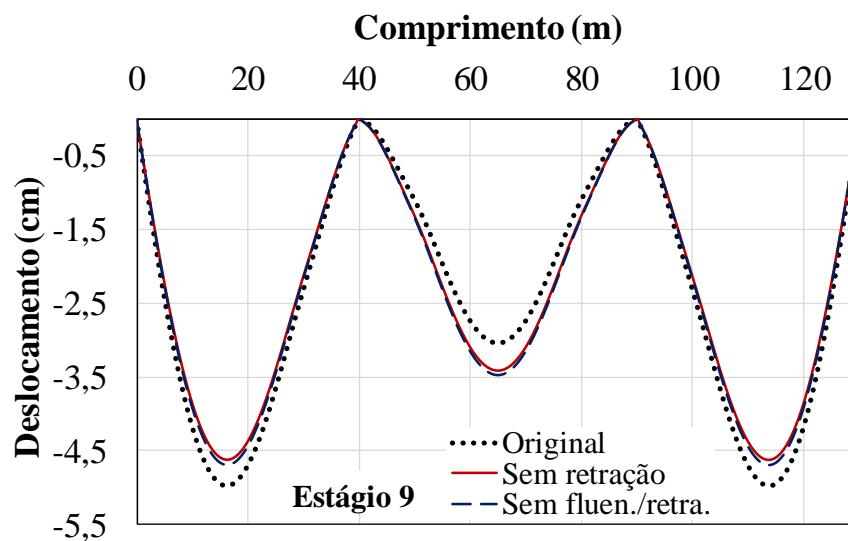
(b)



(c)



(d)



(e)

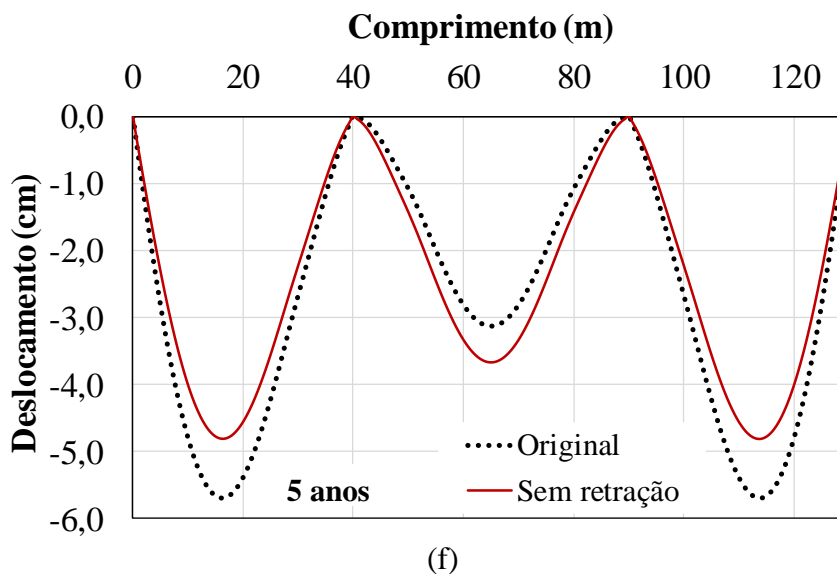


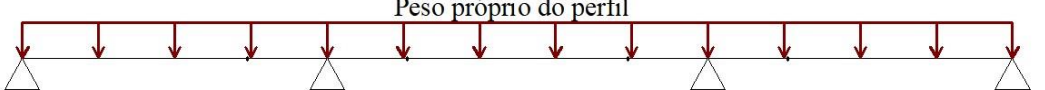
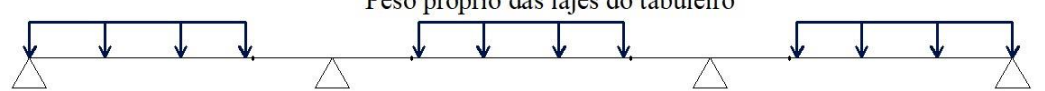
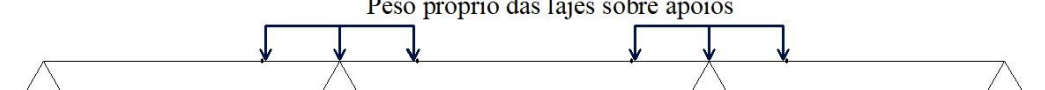
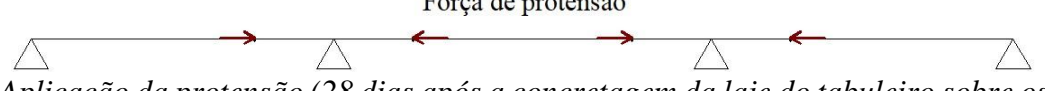
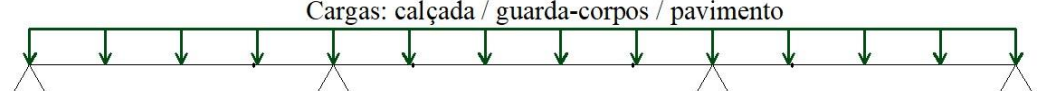
Figura 5-62 – Deslocamentos ao longo das fases construtivas.

É importante lembrar que a carga de protensão é aplicada após 28 dias de concretagem do tabuleiro central, ou seja, os efeitos de longa duração já podem ser significativos na estrutura, já que estes elementos são ativados aos 14 dias de idade correspondente ao tempo de cura, justificando assim os resultados visualizados no primeiro gráfico da Figura 5-62. Assim como observado nas tensões, não são observadas diferenças significativas entre as duas avaliações deste cenário. Como esperado, os efeitos de longa duração são responsáveis pelos maiores deslocamentos da estrutura com diferenças mais significativas quando se avalia aos 5 anos.

5.2.3.2. Cenário 2 - Alteração das etapas de execução

Neste cenário foi avaliada uma sequência de execução alternada distinta da considerada originalmente, sendo as extremidades e o centro do tabuleiro executados anteriormente aos vãos sobre os apoios, conforme descrito na Tabela 5-11. A ativação dos elementos de concreto da laje superior (tabuleiro) ocorrem no estágio 3 e a ativação dos elementos das lajes sobre os apoios internos ocorrem no estágio 4, ambas após 14 dias da aplicação das cargas de peso próprio.

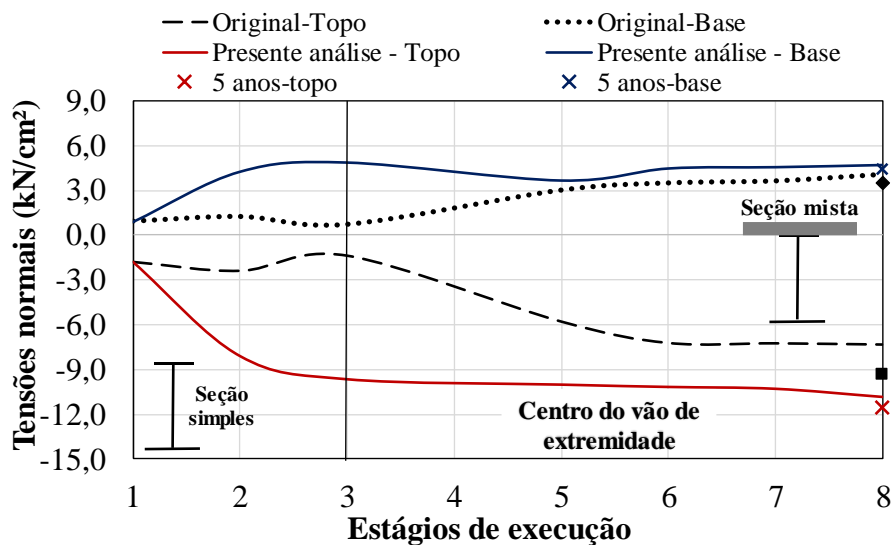
Tabela 5-11 – Sequência de execução.

Estágio	Ilustração
1	<p style="text-align: center;">Peso próprio do perfil</p>  <p><i>Lançamento das vigas metálicas</i></p>
2	<p style="text-align: center;">Peso próprio das lajes do tabuleiro</p>  <p><i>Cargas de concretagem do tabuleiro, extremidades e vão central.</i></p>
3	<p style="text-align: center;">Peso próprio das lajes sobre apoios</p>  <p><i>Cargas concretagem da laje inferior e superior sobre apoios (14 dias após o estágio 2)</i></p>
5	<p style="text-align: center;">Força de protensão</p>  <p><i>Aplicação da protensão (28 dias após a concretagem da laje do tabuleiro sobre os apoios)</i></p>
6	<p style="text-align: center;">Cargas: calçada / guarda-corpos / pavimento</p> 
7	
8	

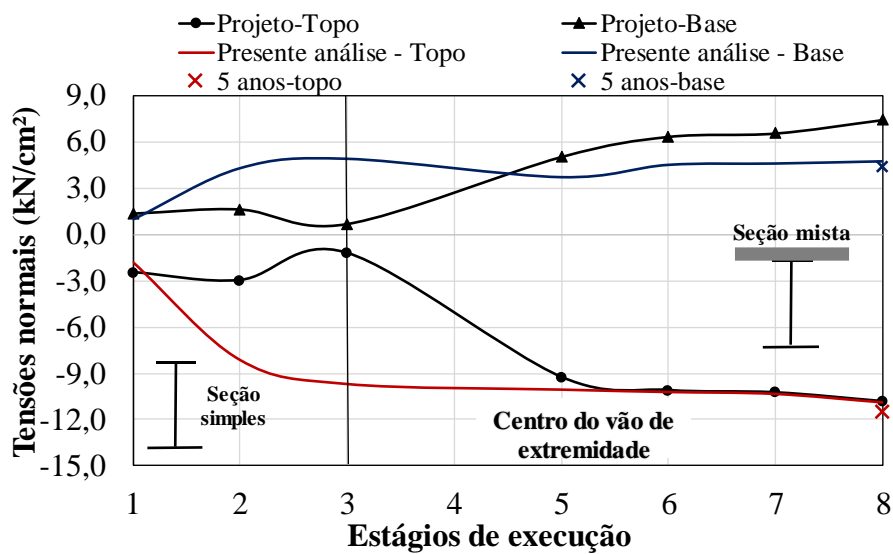
As figuras a seguir apresentam o desenvolvimento das tensões por etapa de execução, nas regiões de momento positivo e negativo, como nos tópicos anteriores.

A sequência de execução realizada no projeto é denominada na literatura como execução otimizada, na qual as lajes sobre os apoios são executadas primeiro ao restante da estrutura. A execução alternada otimizada é a melhor opção por resultar em esforços solicitantes inferiores, principalmente com relação às vigas metálicas, responsáveis por suportar os carregamentos de execução em processos não escorados, como é o caso da ponte analisada (DEZI ET AL., 2006).

Como observado nas Figura 5-63 e e Figura 5-64, as regiões de apoios são essencialmente as mais solicitadas, existindo um crescimento significativo das tensões na mesa superior do perfil (Topo), anterior à solidarização com a laje, superior em 25% do alcançado com o processo otimizado. Portanto o estado de tensões se aproxima da capacidade limite resistente do material ainda no início do processo de execução. No geral, as tensões no topo mostram-se as mais críticas, alcançando, ao final da execução, valores quase duas vezes maiores na seção do vão de extremidade e aproximadamente três vezes maiores na seção sobre apoios.

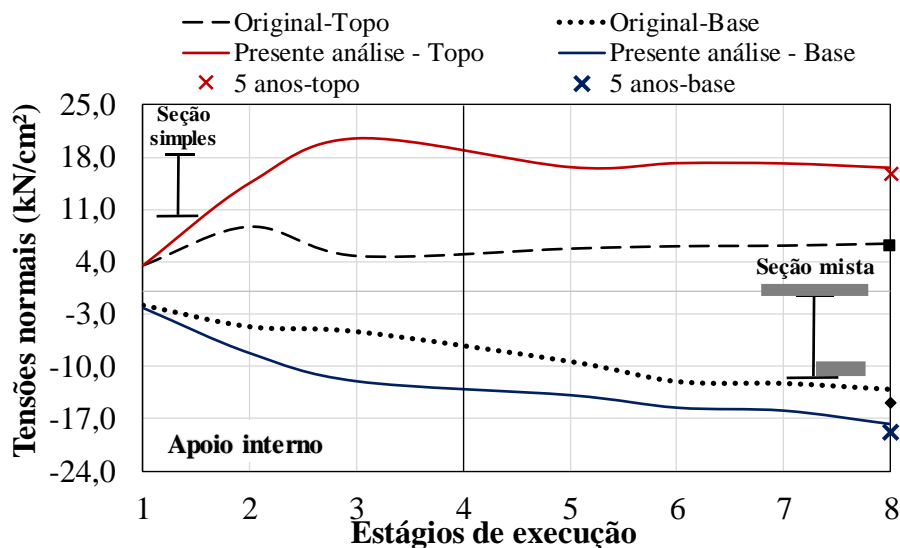


(a) Comparação com os resultados da viga original.

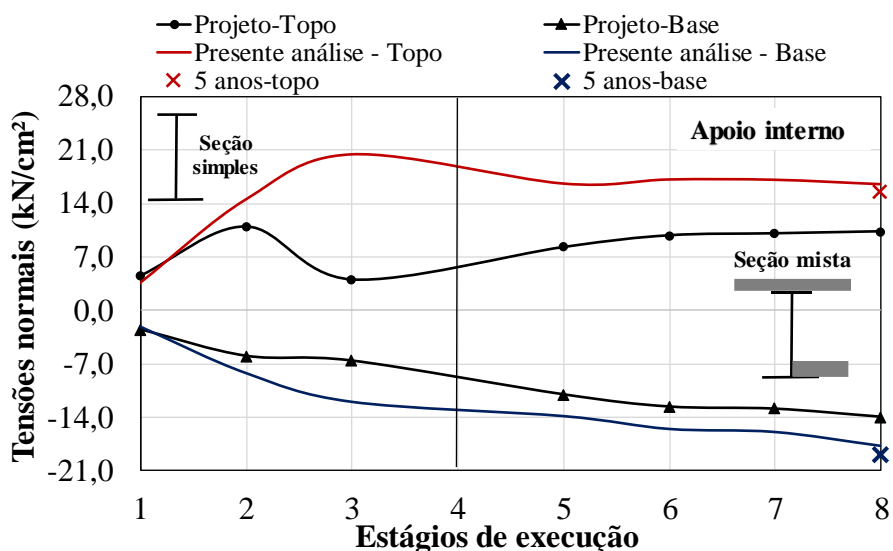


(b) Comparação com os resultados de projeto.

Figura 5-63 – Tensões normais em uma das vigas de aço – vão extremo.



(a) Comparação com os resultados da viga original.



(b) Comparação com os resultados de projeto.

Figura 5-64 – Tensões normais em uma das vigas de aço – região do apoio interno.

Neste cenário, para aplicação da protensão, foi considerado que uma faixa de elementos associados à laje de concreto, na região de interseção apresentada na Figura 5-65, foram ativados (ou concretados) posteriormente à ativação da armadura protendida, ou seja, a solidarização entre a laje do restante do tabuleiro (simplesmente armada) e a laje protendida permanece aqui efetivada após o carregamento protendido.

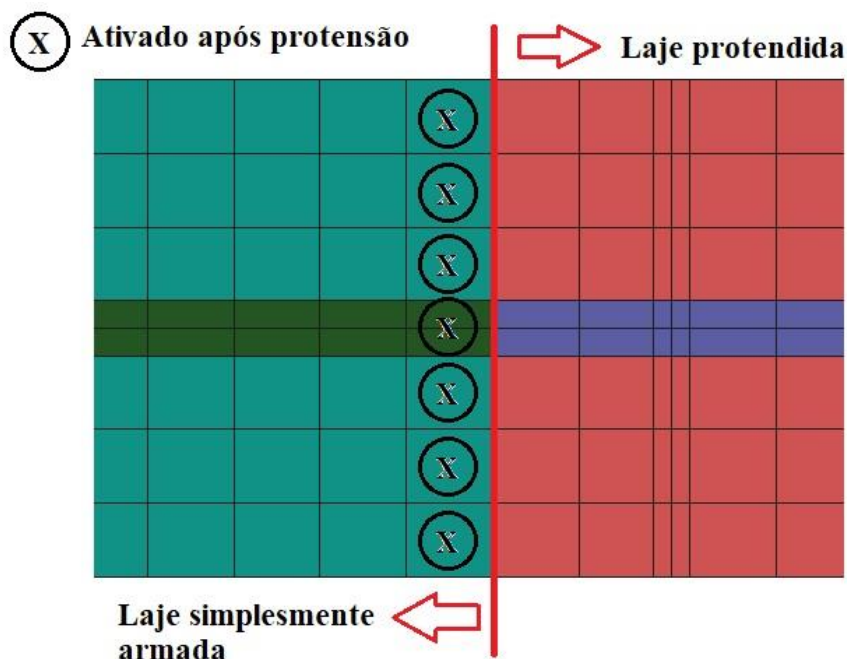
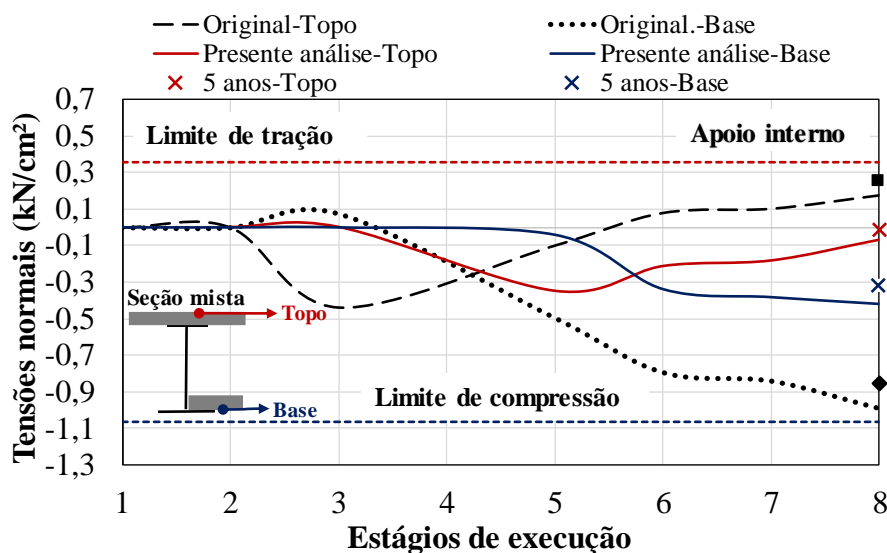
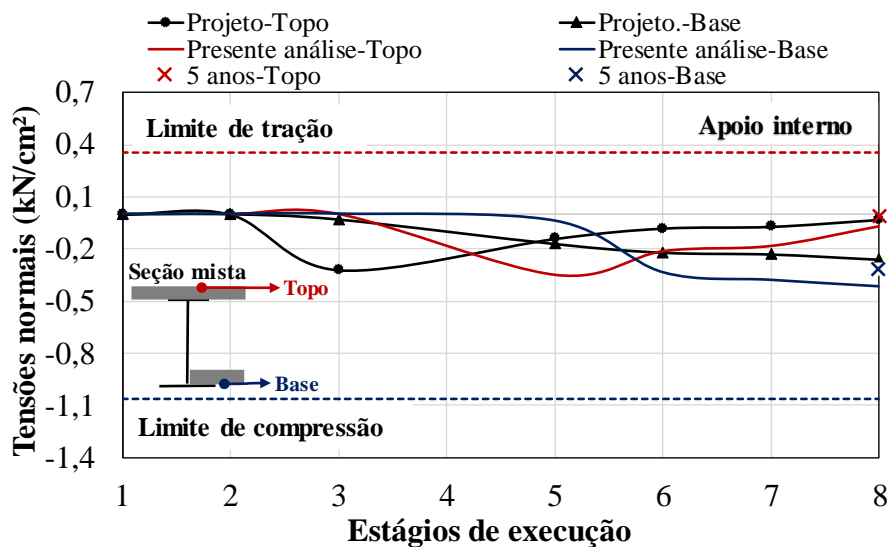


Figura 5-65 – Região de interseção entre a laje protendida e laje do restante do tabuleiro.

Como destacado na Figura 5-66, a sequência de execução avaliada resulta em uma solicitação bem inferior no caso das lajes de concreto aproximando-se dos valores últimos obtidos no dimensionamento do projeto, após 5 anos. Cabe ressaltar que neste cenário, a protensão é aplicada quando a maior parte do tabuleiro já apresenta uma capacidade resistente significativa influenciando assim o comportamento global da estrutura.



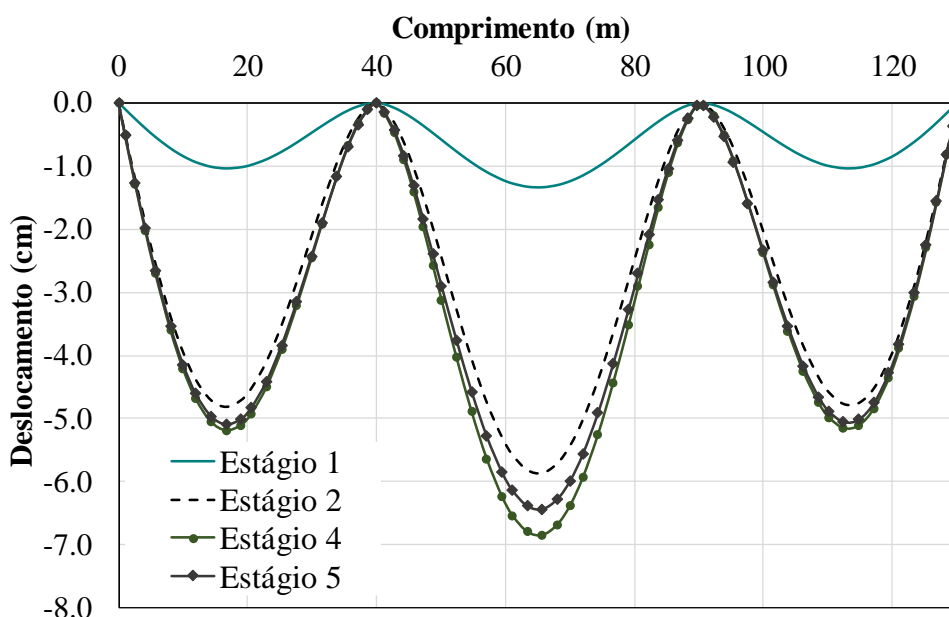
(a) Comparação com os resultados da viga original.



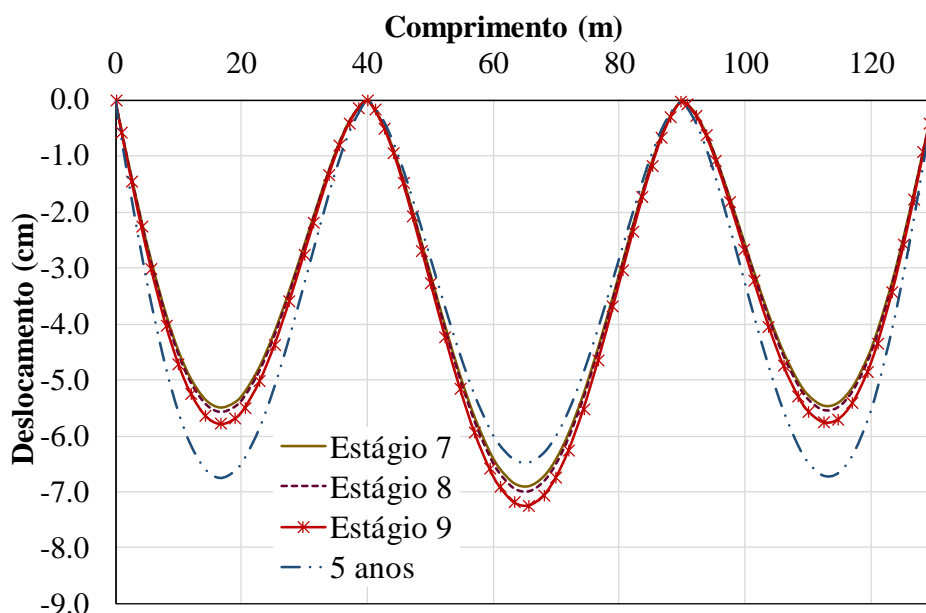
(b) Comparação com os resultados de projeto.

Figura 5-66 – Tensões normais nas lajes de concreto.

Na Figura 5-67 são apresentados os deslocamentos ao longo do faseamento construtivo e na Figura 5-68 os resultados para a última fase e após 5 anos, conjuntamente aos deslocamentos do modelo original. Claramente os deslocamentos da viga são bem superiores aos valores obtidos no caso do faseamento original, apresentando um deslocamento de -7,25 cm no vão central ao final da execução, enquanto para a viga original o valor alcançado foi de 3,04 cm. É interessante observar que para este cenário há uma tendência de uniformização dos deslocamentos da viga ao longo dos vãos para idades mais avançadas, diferente da viga original, como mostra a Figura 5-68 .

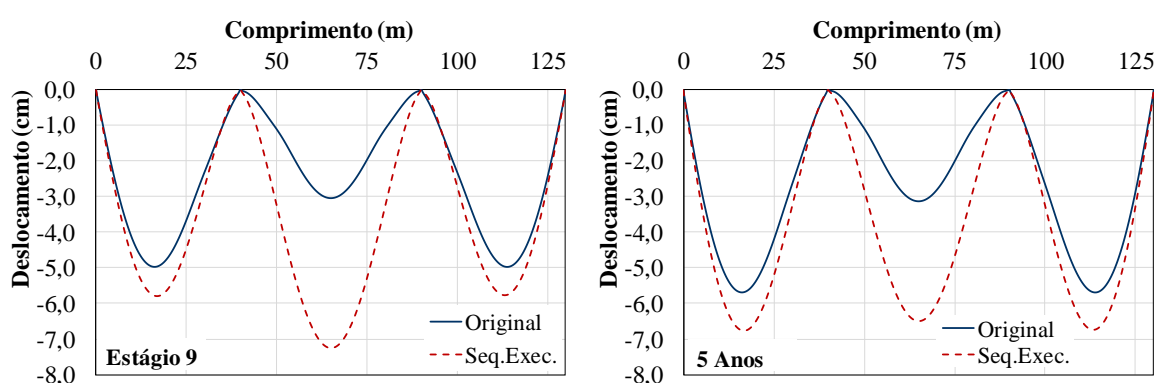


(a)



(b)

Figura 5-67 – Deslocamentos verticais ao longo das etapas de execução.



(a)

(b)

Figura 5-68 – Resultados comparativos com a viga original.

5.2.3.3. Cenário 3 - Alteração da sequência execução de alternada para execução contínua.

Neste cenário foi avaliada a sequência de execução contínua das lajes, simulando as concretagens que iniciam de uma extremidade e seguem sucessivamente à outra extremidade, conforme descrito na Tabela 5-12. Os resultados com relação as tensões normais são apresentados nas Figura 5-69 aFigura 5-71. A ativação dos elementos de concreto ocorre nos estágios 3, 5, 7, 9 e 11, sendo referente à região carregada nos respectivos estágios anteriores.

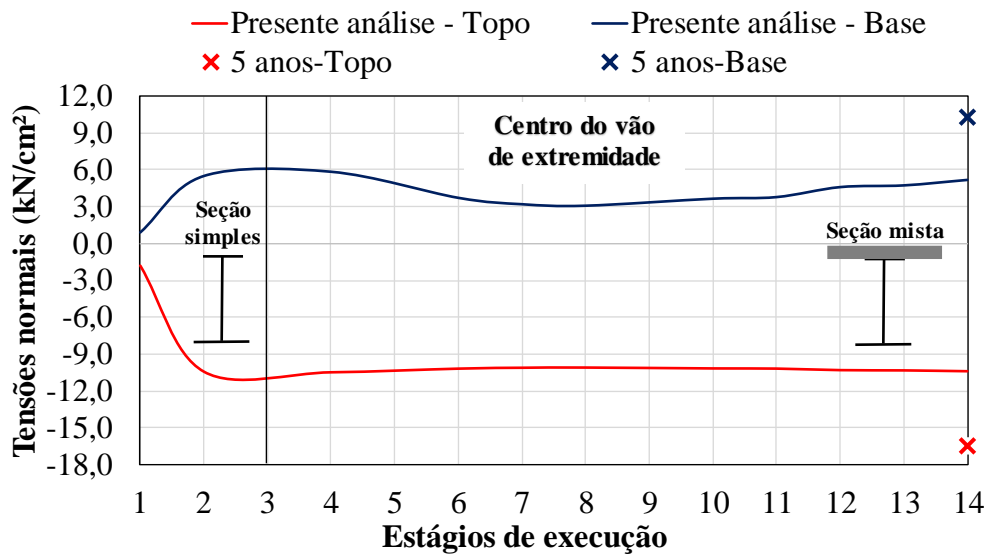


Figura 5-69 – Tensões normais na viga de aço – região de extremidade.

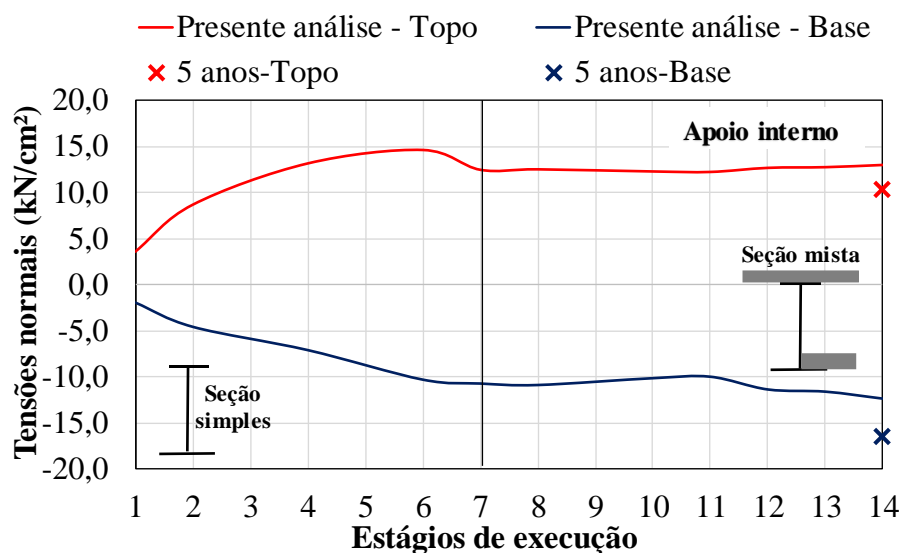


Figura 5-70 – Tensões normais na viga de aço – região do apoio interno.

Tabela 5-12 – Sequência de execução.

Estágio	Ilustração
1	<p>Peso próprio do perfil</p> <p>Lançamento das vigas metálicas</p>
2	<p>Peso próprio das lajes do tabuleiro</p> <p>Cargas de concretagem do tabuleiro, extremidade esquerda.</p>
4	<p>Peso próprio das lajes sobre apoios</p> <p>14 dias depois: cargas concretagem da laje inferior e superior sobre apoios.</p>
6	<p>Peso próprio das lajes do tabuleiro</p> <p>14 dias depois: cargas de concretagem do tabuleiro vão central.</p>
7	<p>Força de protensão</p> <p>Aplicação da protensão (28 dias após a concretagem da laje do tabuleiro sobre os apoios)</p>
8	<p>Peso próprio das lajes sobre apoios</p> <p>Cargas concretagem da laje inferior e superior sobre apoios.</p>
10	<p>Peso próprio das lajes do tabuleiro</p> <p>14 dias depois: cargas de concretagem do tabuleiro, extremidade direita.</p>
11	<p>Força de protensão</p> <p>Aplicação da protensão (28 dias após a concretagem da laje do tabuleiro sobre os apoios)</p>
12	<p>Cargas: calçada / guarda-corpos / pavimento</p>
13	
14	

De maneira geral, as tensões no perfil, obtidas para este cenário, são superiores às apresentadas no modelo original e são atingidas logo nos primeiros estágios de execução. Na Tabela 5-13 são apresentados os valores comparativos, comprovando as diferenças ressaltadas.

Com relação às tensões desenvolvidas no concreto indicadas na Figura 5-71, observa-se uma maior variação das tensões, porém assim como no modelo original, os valores solicitantes são inferiores aos limites elásticos do material. É interessante destacar que ao final da execução, tanto a laje inferior quanto a laje do tabuleiro estão solicitadas por tensões de compressão, diferente do modelo original, no qual a laje inferior já apresenta tensões solicitantes de tração. Tanto para o final da execução quanto para a análise aos 5 anos, o modelo de execução contínua apresenta tensões solicitantes inferiores comparativamente ao modelo original.

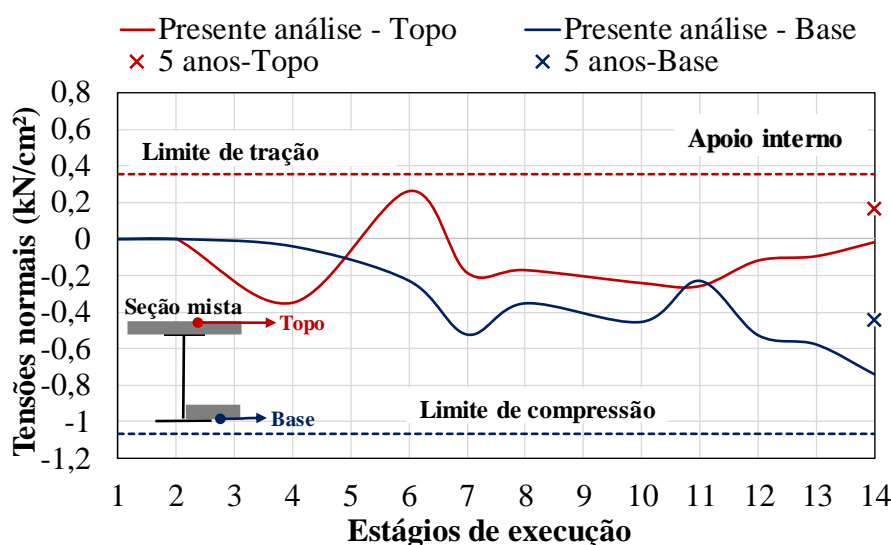


Figura 5-71 – Tensões normais nas lajes de concreto.

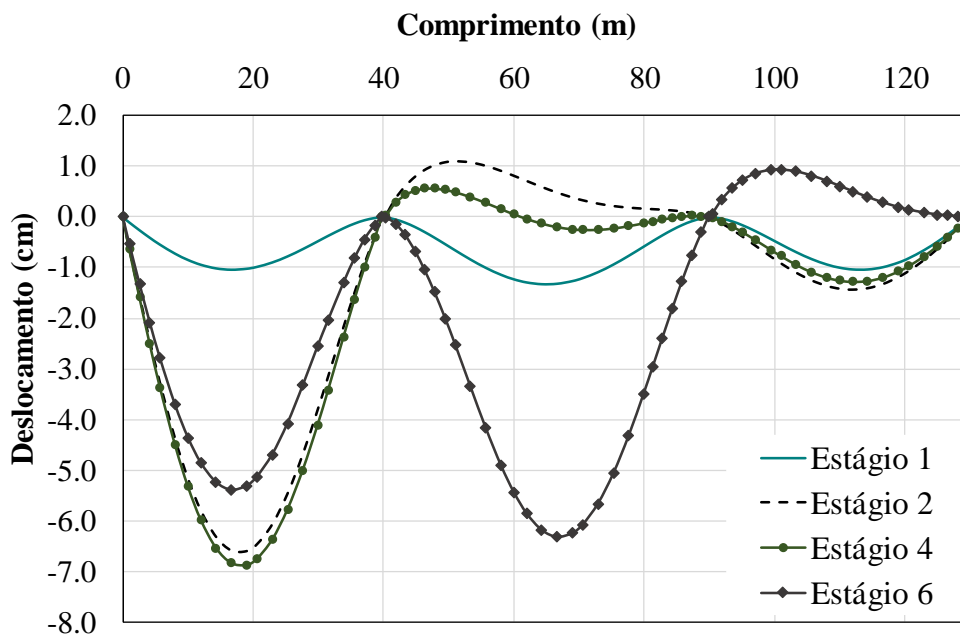
Tabela 5-13 – Resultados comparativos das tensões

Elemento	Tensões ao final de execução (kN/cm ²)		Tensões no período de 5 anos (kN/cm ²)	
	Modelo original	Cenário atual	Modelo original	Cenário atual
Perfil – Topo*	-7,29	-10,38	-9,38/	-13,22
Perfil – Base*	4,09	5,17	3,50	3,77
Perfil – Topo**	6,44	13,04	5,99	10,28
Perfil – Base**	-13,03	-12,42	-14,97	-16,46
Laje - Topo	0,18	-0,02	0,25	0,16
Laje - Base	-0,99	-0,74	-0,85	-0,44

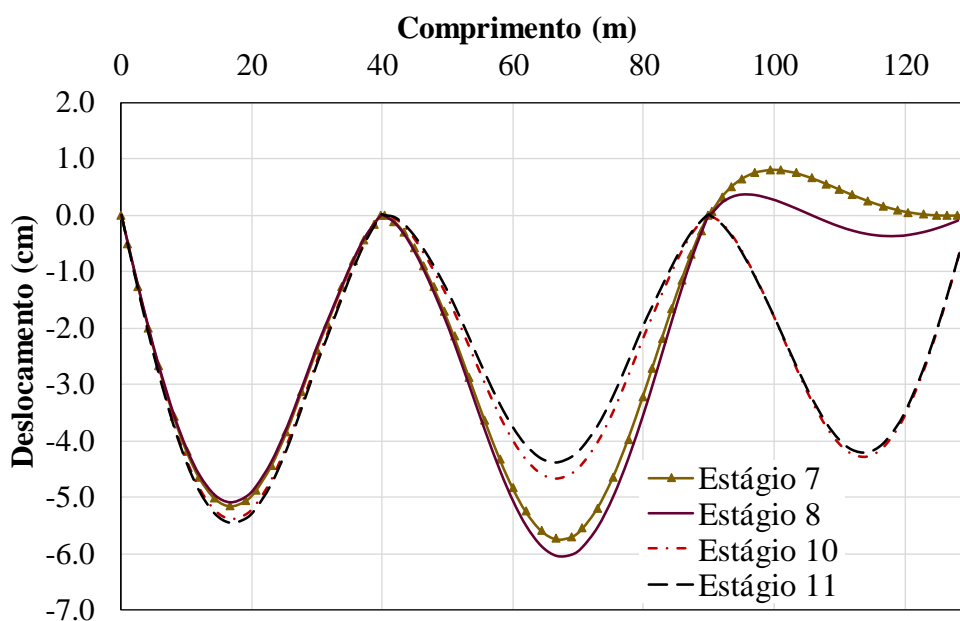
* Seção de extremidade ** Seção do apoio interno

A Figura 5-72 e a Figura 5-73 apresentam os deslocamentos obtidos para este cenário. Satisfatoriamente o modelo é capaz de capturar as variações associadas ao processo de lançamento das lajes. De maneira geral, os deslocamentos obtidos são superiores aos obtidos

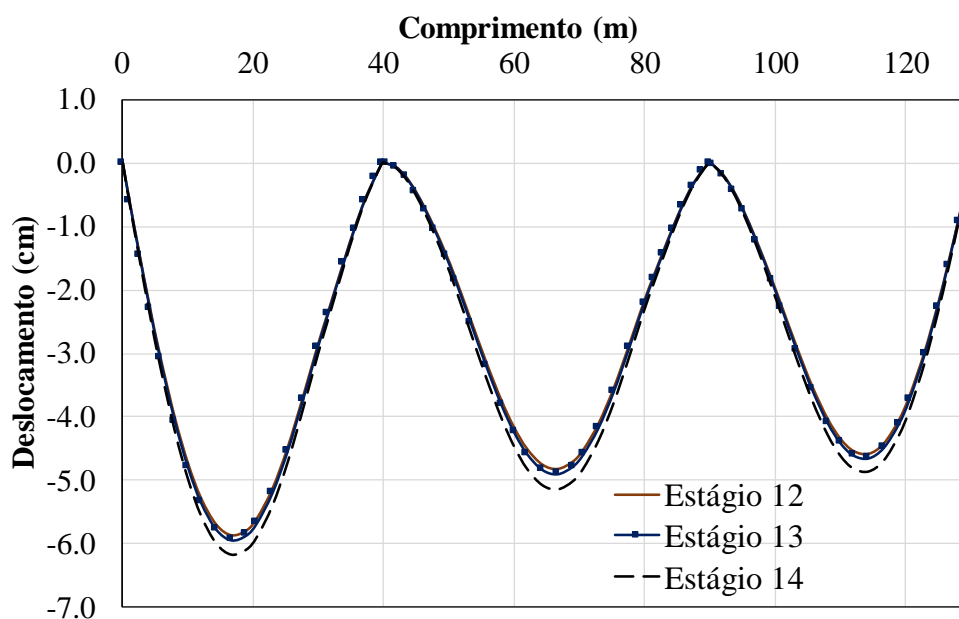
no modelo original, sendo que já nos primeiros estágios um deslocamento de aproximadamente -7,0 cm é atingido, diferente da viga original na qual valores próximos a este valor são apenas alcançados na análise após 5 anos. Como esperado, os trechos executados inicialmente tendem a deslocar mais, conforme a Figura 5-73, e o trecho de execução mais tardia tende a aproximar-se do modelo original. Frente a estes resultados, este processo de execução contínua não seria adequado para esta estrutura, como apontado na literatura.



(a)



(b)



(c)

Figura 5-72 – Deslocamentos verticais ao longo das etapas de execução.

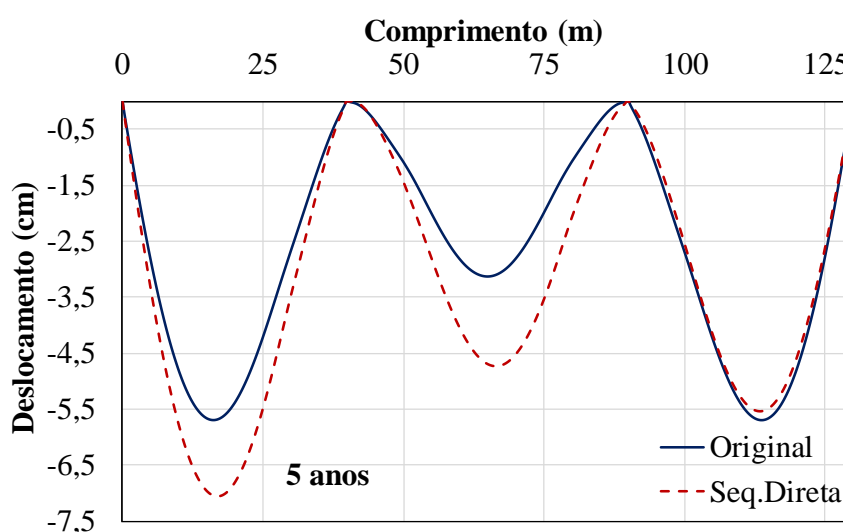


Figura 5-73 – Comparação dos deslocamentos verticais aos 5 anos.

5.2.3.4. Cenário 4 - Alteração da estrutura com a remoção da laje inferior.

A Ponte Caynarachi possui uma laje inferior disposta na região dos apoios internos e que possui comprimento de 10,50 metros para cada lado de cada apoio, mesmo comprimento da laje protendida, auxiliando na conformação de uma estrutura de concreto semelhante a um caixão, conferindo maior rigidez nesta região. Nesta avaliação, foi desconsiderada a existência desta laje no faseamento a fim de verificar a influência desta estrutura na resposta da ponte. É

importante destacar que não foi considerada a possibilidade de ocorrer flambagem lateral com distorção (FLD), situação que seria possível com a remoção da laje inferior da estrutura.

Como observado nas Figura 5-74 a Figura 5-76, as tensões normais apresentam maior variabilidade para a seção avaliada na região dos apoios. As tensões no perfil nesta seção mostram-se inferiores às obtidas no modelo original, e em contrapartida na seção ao meio do vão de extremidade há um ligeiro aumento das tensões, principalmente nos estágios finais de execução. Para estes mesmos estágios, observa-se que as tensões no concreto apresentam a mesma tendência do modelo original, no entanto a solicitação de tração é inferior para o modelo analisado neste cenário.

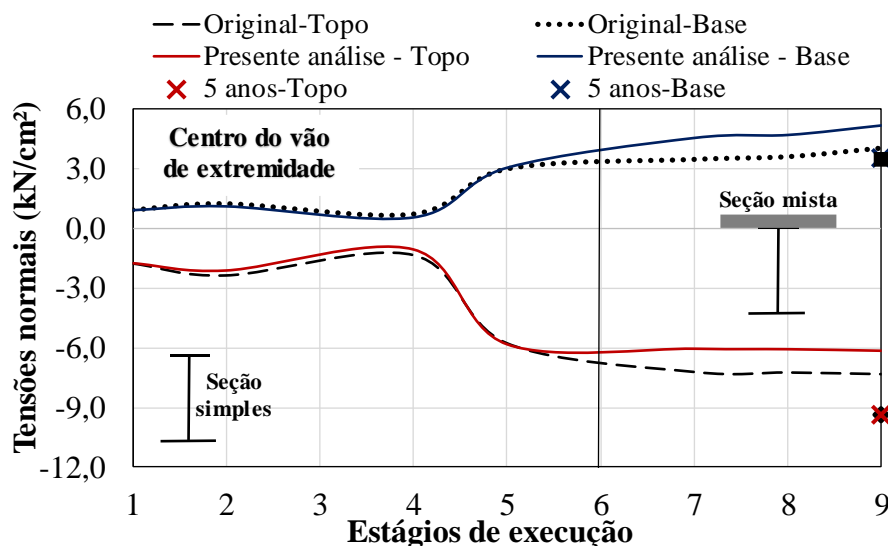


Figura 5-74 – Tensões normais na viga de aço na região de extremidade – solicitação positiva.

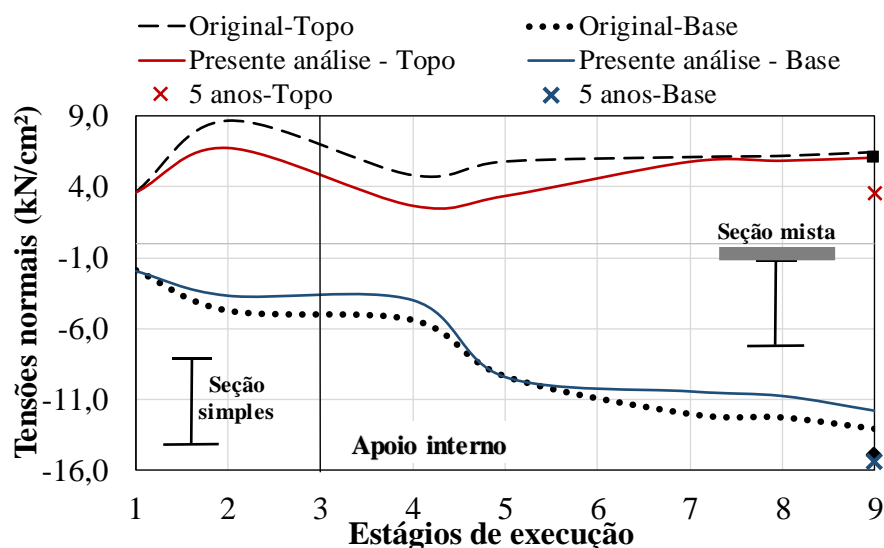


Figura 5-75 – Tensões normais na viga de aço na região do apoio interno – solicitação negativa.

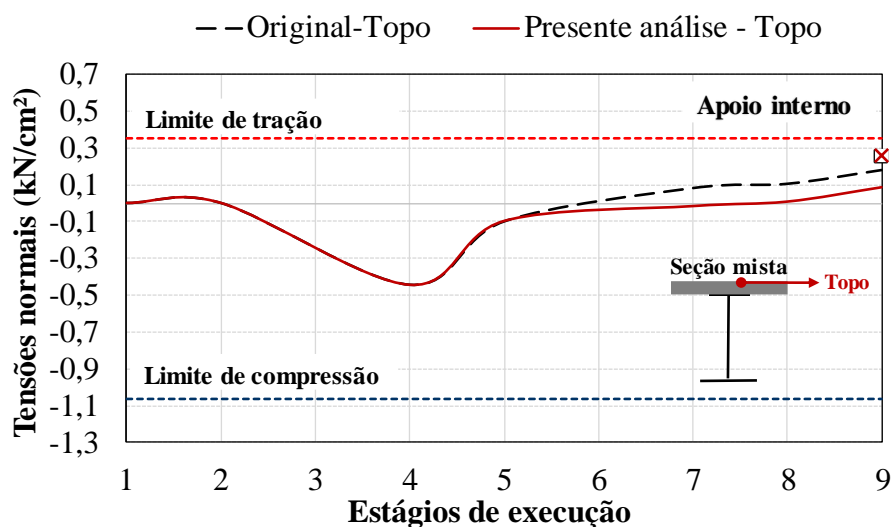
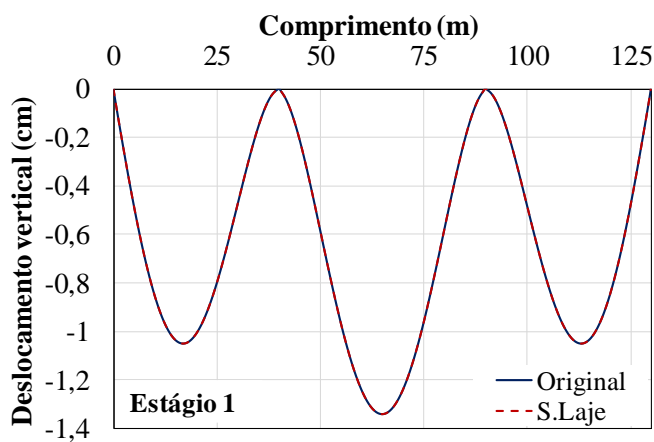
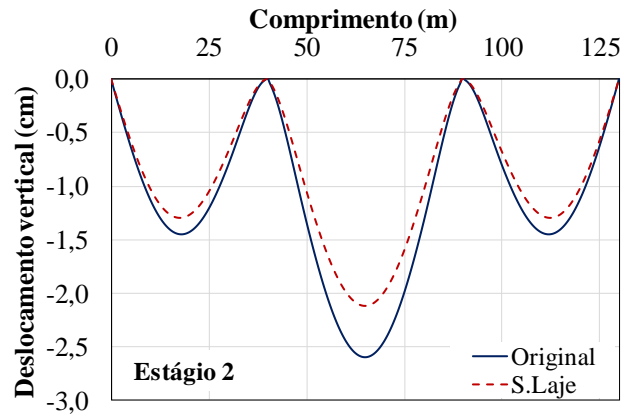


Figura 5-76 – Tensões normais nas lajes de concreto.

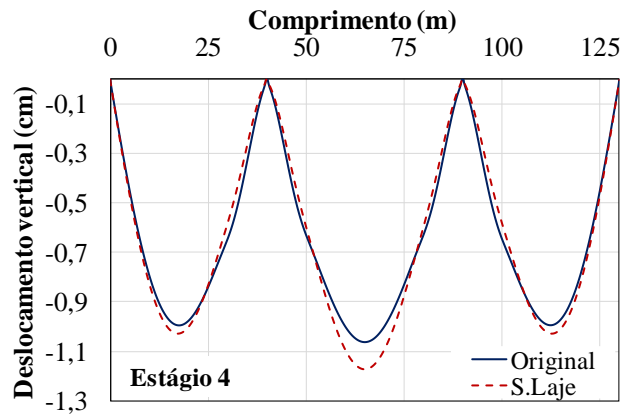
Como observado na Figura 5-77, as maiores diferenças dos deslocamentos ocorrem no vão central, porém no geral esta diferença é da ordem de 0,5 cm e esta reduz ainda mais quando avalia-se o comportamento aos 5 anos. Neste caso praticamente se obtém os mesmos resultados da estrutura original. De maneira geral, com relação as respostas avaliadas, a remoção da laje inferior não apontou variações significativas do comportamento estrutural da ponte ao longo do faseamento construtivo.



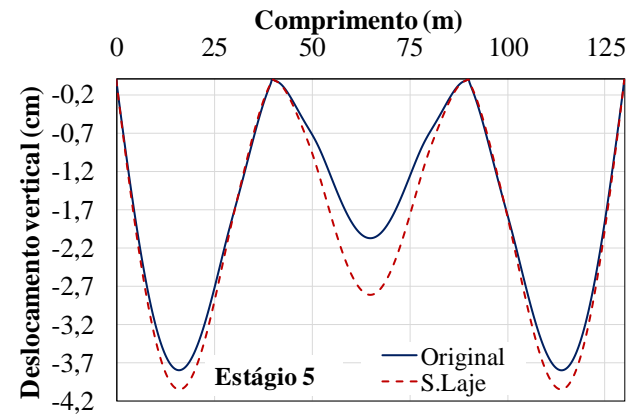
(a)



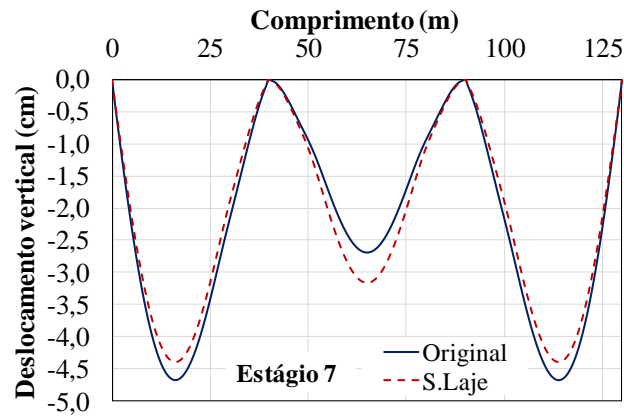
(b)



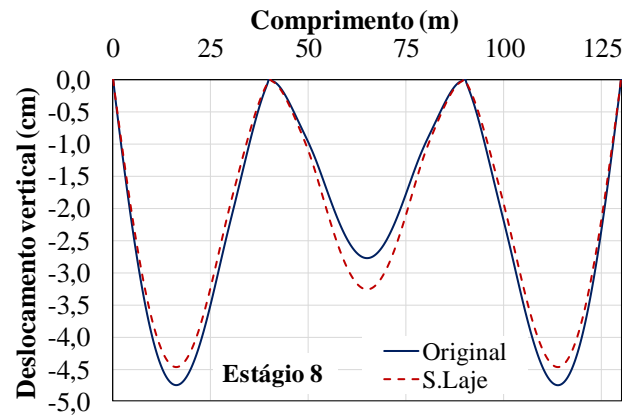
(c)



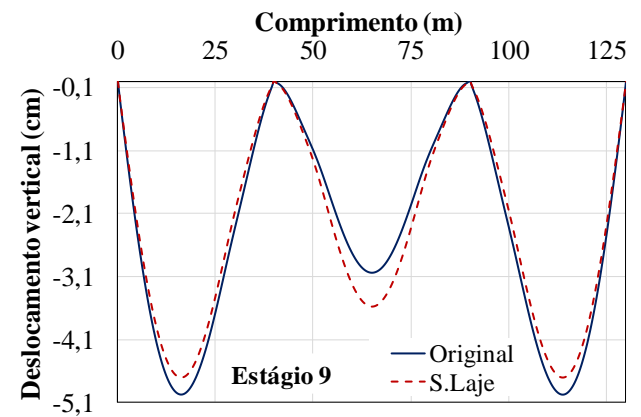
(d)



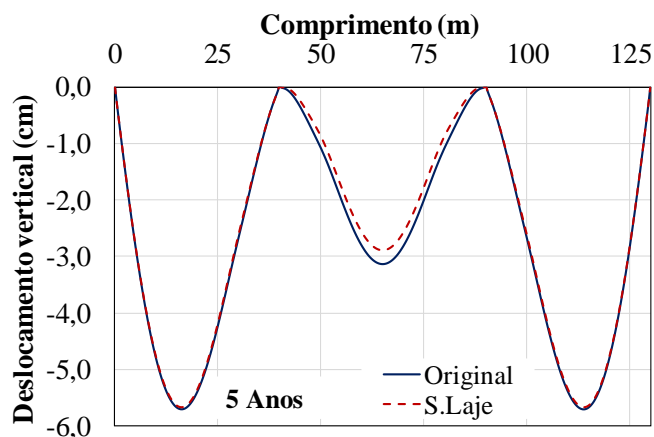
(e)



(f)



(g)



(h)

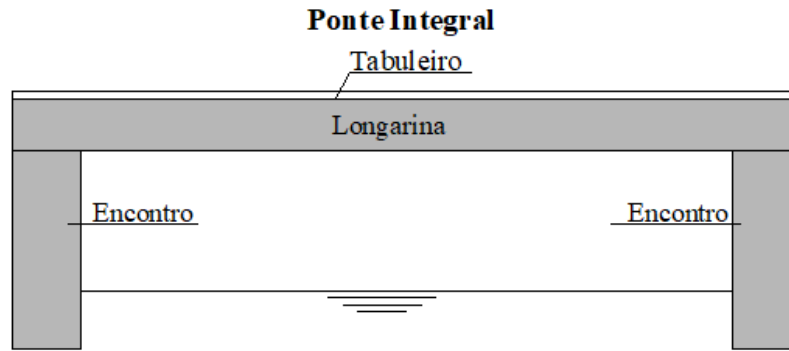
Figura 5-77 – Deslocamentos comparativos em cada fase de execução.

5.2.3.5. Cenário 5 - Alteração das condições de apoio – aproximação de uma ponte integral.

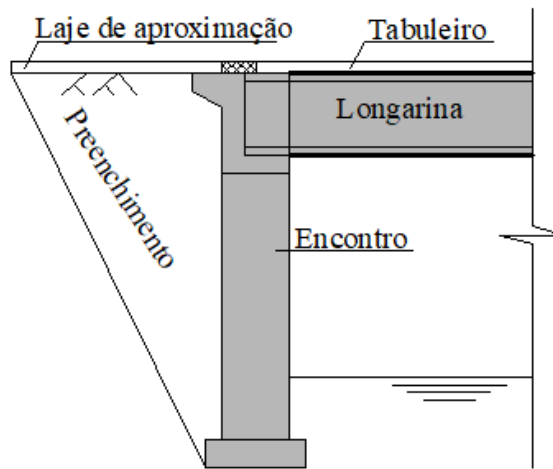
A ponte Caynarachi é caracterizada estruturalmente como uma ponte semi-integral, ou seja, não há presença de juntas de dilatação ou de expansão térmica ao longo de seu tabuleiro e a ligação entre a superestrutura e os encontros é articulada. Na região de extremidade, os perfis apoiam-se sobre aparelhos de apoio e estão livres para movimentar-se, diferenciando-se das denominadas pontes integrais (DICLELI, 2021; SILVA, PEDRO HENRIQUE DOS SANTOS, 2020; WALTER, 2018).

As pontes integrais são muito utilizadas por seu melhor desempenho sob carregamentos sísmicos, além de também apresentarem reduções de custos, já que as diversas patologias e manutenções associadas às juntas estão ausentes. No trabalho apresentado por Erhan e Dicleli (2015), foi discutida a melhor performance das pontes integrais frente às pontes convencionalmente apoiadas, indicando para o sistema integral menores deslocamentos e rotações e melhor distribuição de esforços sob simulações de efeitos sísmicos.

As Figura 5-78 e Figura 5-79 ilustram esquematicamente uma ponte integral e uma ponte convencional apoiada. A Ponte Caynarachi apresenta os apoios da ponte convencional, porém não possui juntas, como a ponte integral.

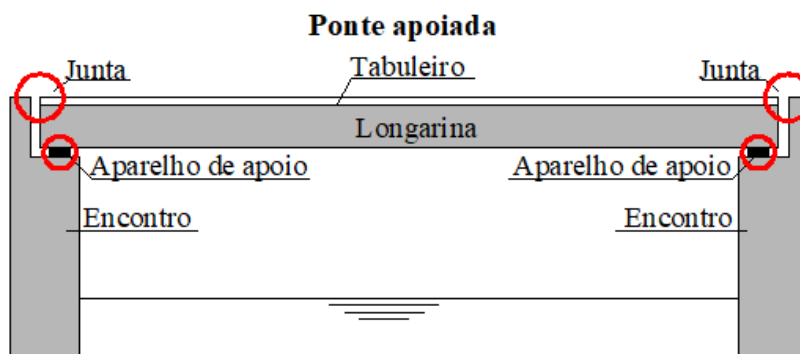


(a)



(b)

Figura 5-78 – Ponte Integral (a) Ilustração esquemática (b) Detalhe esquemático do apoio.



(a)

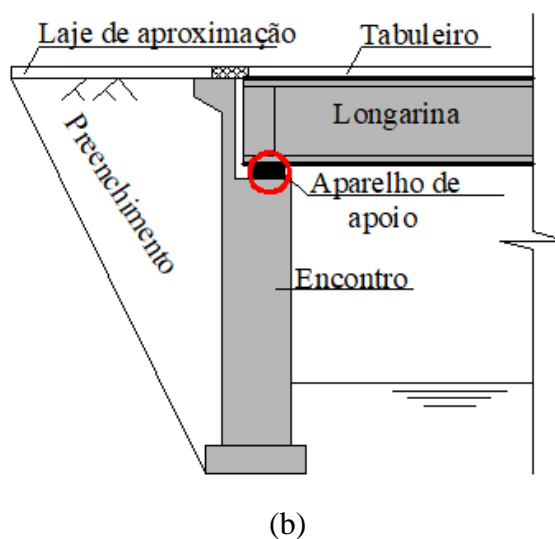
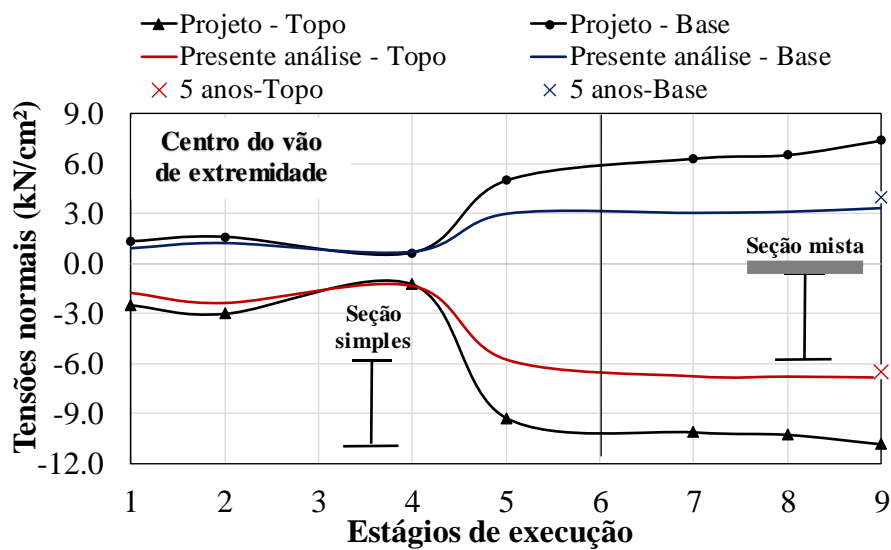


Figura 5-79 – Ponte Apoiada (a) Ilustração esquemática (b) Detalhe esquemático do apoio.

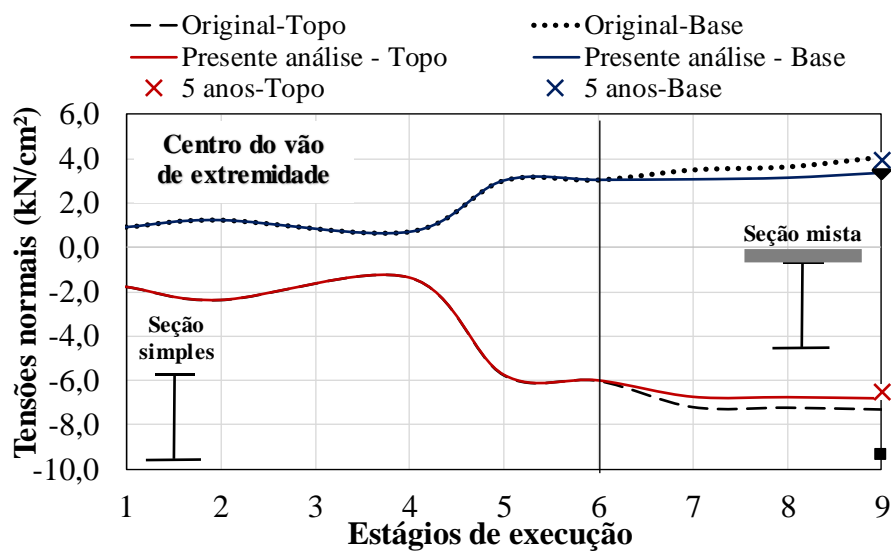
Os modelos para avaliação destas estruturas devem considerar as alterações que ocorrem nos sistemas ao longo do processo de execução e também a adequada representação das ligações entre subestrutura, infraestrutura e solo. As análises de interação solo estrutura são importantes para a adequada avaliação e determinação de esforços na fase de projeto (DICLELI, 2021).

Diante do exposto, neste cenário foi avaliada a alteração da condição de contorno da extremidade da ponte, de apoiado para engastado, a fim de idealizar uma ponte integral e obter uma aproximação do comportamento da estrutura nesta condição. É importante destacar que os mesmos estágios de execução do modelo original foram simulados neste cenário e que a nova restrição ocorre no estágio em que as lajes do tabuleiro se tornam ativas, ou seja, até o estágio 4 o faseamento é o mesmo apresentado na seção 5.2.2.1. Nas Figura 5-80 a Figura 5-82 são apresentados os resultados em relação às tensões desenvolvidas no elementos.

Com relação ao perfil de aço, os efeitos das restrições são distintos e inversos nas seções avaliadas, porém não apresentam grande expressividade, principalmente em comparação ao modelo original.

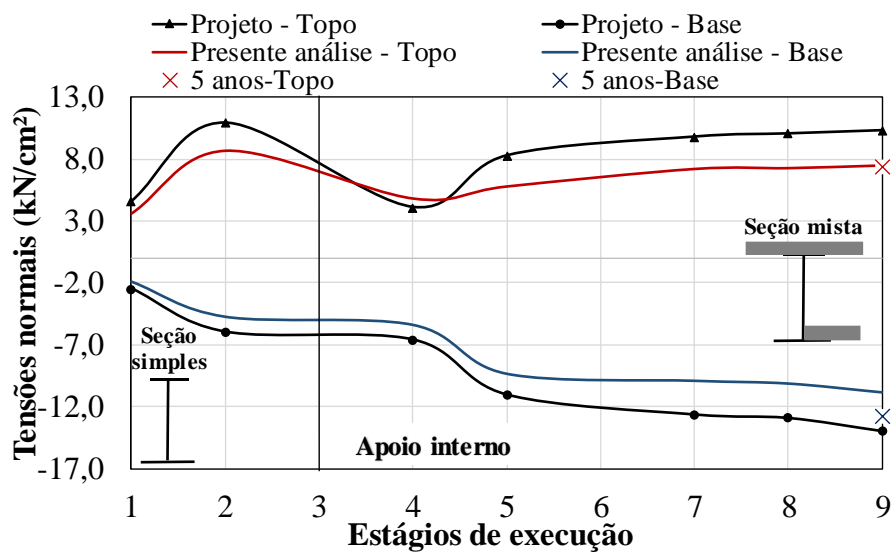


(a) Comparação o projeto.

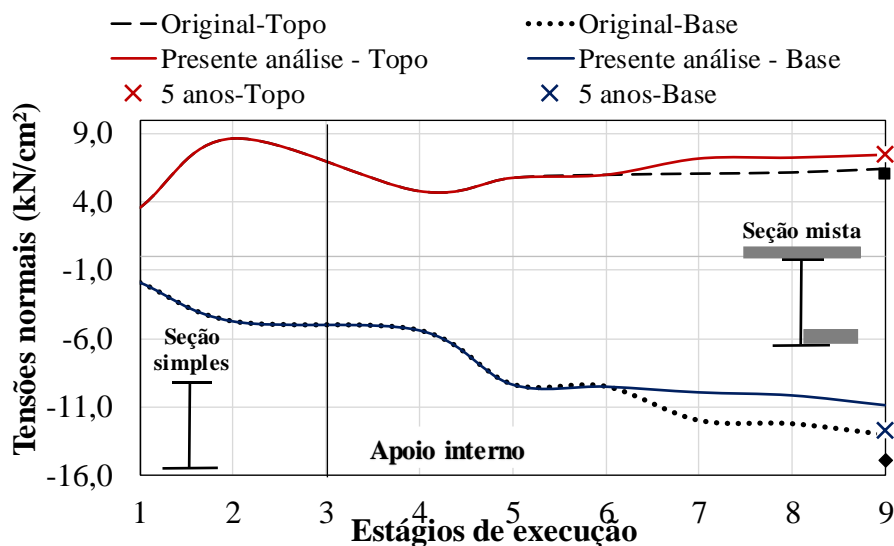


(b) Comparação com modelo original.

Figura 5-80 – Tensões normais na viga de aço na região de extremidade – solicitação positiva.



(a) Comparação o projeto.

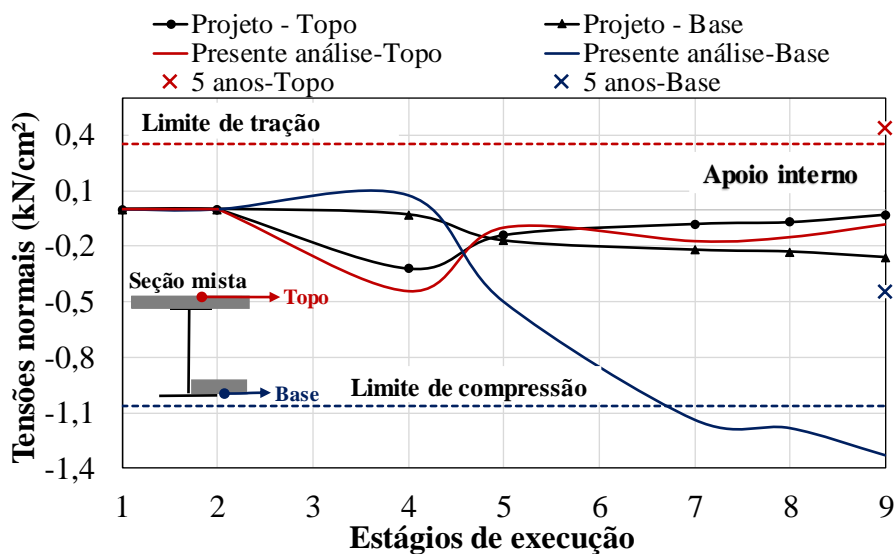


(b) Comparação com modelo original.

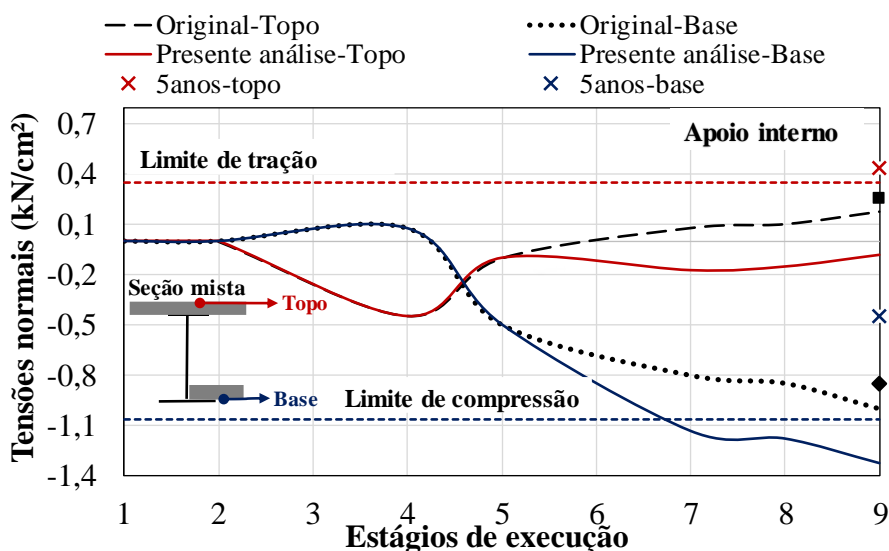
Figura 5-81 – Tensões normais na viga de aço na região do apoio interno – solicitação negativa.

A alteração das condições de contorno de extremidade influenciou de maneira mais significativa as tensões desenvolvidas nos elementos de concreto. Durante o processo de execução, as lajes passaram a ser solicitadas mais à compressão, tanto a laje superior quanto a laje inferior, ao nível de ultrapassar o limite de plastificação do material. Outra observação interessante é o desenvolvimento da solicitação ao longo do tempo. As restrições impostas à estrutura em conjunto com os efeitos de fluência e retração, resultaram em uma condição de solicitação que traciona mais os elementos, ou seja, as tensões se elevam significativamente passando o limite de tração do material indicando a presença de fissuração. Porém, cabe

ressaltar que o valor excedido não alcança níveis que possam gerar uma condição de fissuração expressiva e generalizada.



(a) Comparação o projeto.



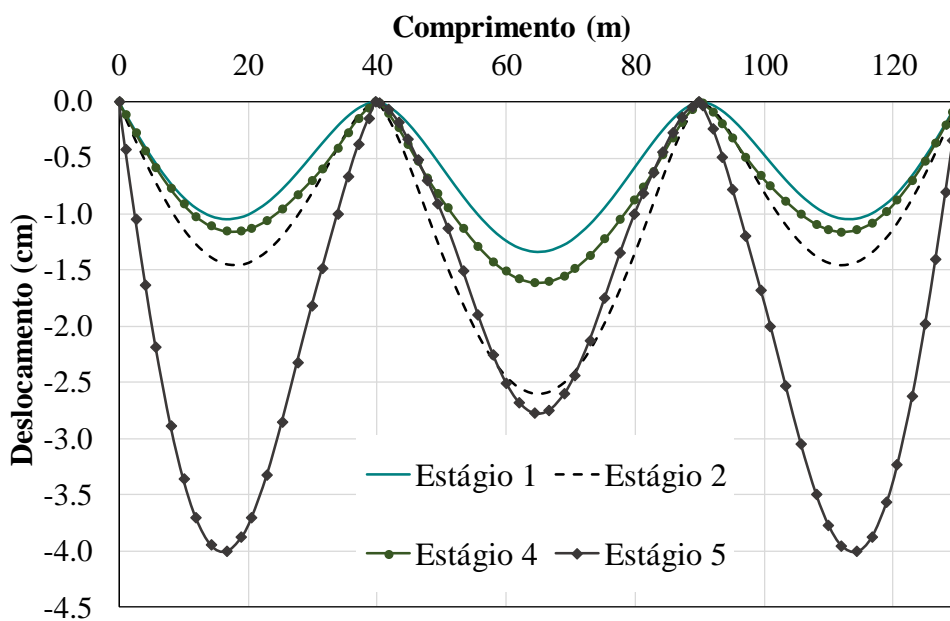
(b) Comparação com modelo original.

Figura 5-82 – Tensões normais nas lajes de concreto.

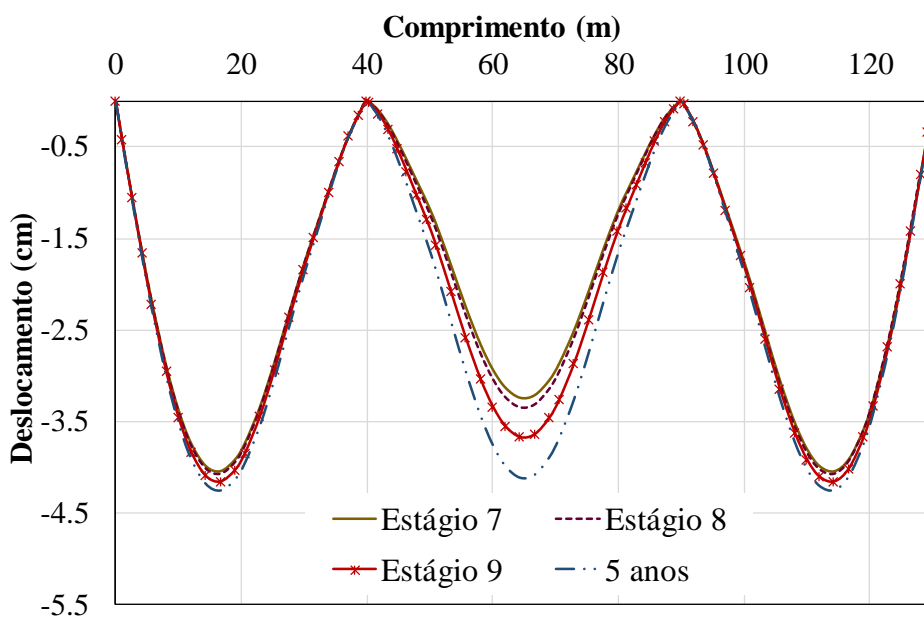
Os deslocamentos, apresentados nas Figura 5-83 e Figura 5-84 ilustram que as restrições impostas tendem a uniformizar os deslocamentos da estrutura, a partir do momento que todos os componentes estruturais já estão executados, sobretudo na avaliação após 5 anos.

De maneira geral, os deslocamentos apresentaram valores inferiores aos obtidos no modelo original além de não aumentarem de maneira significativa no intervalo entre o final da execução (estágio 7) e ao final do período de 5 anos. Portanto, a alteração das condições de contorno

afeta um pouco mais os comportamentos do concreto decorrente dos efeitos da fluência e retração e em contrapartida, com relação aos deslocamentos, observa-se um efeito positivo com redução e uniformização das deflexões ao longo dos vãos.

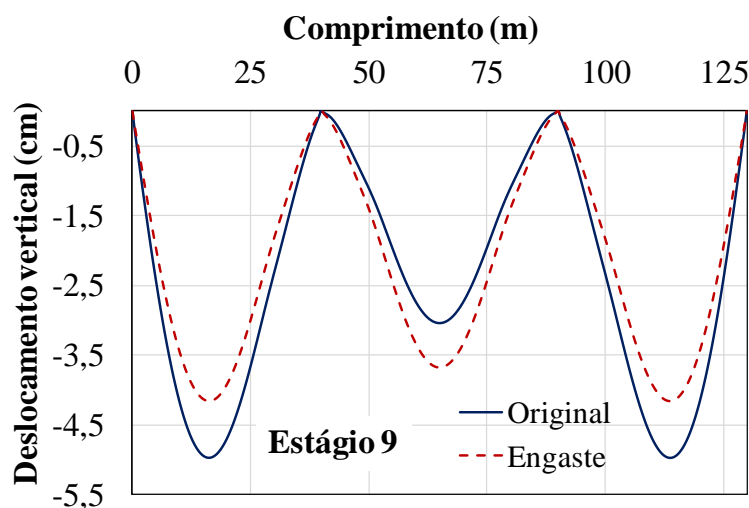


(a)

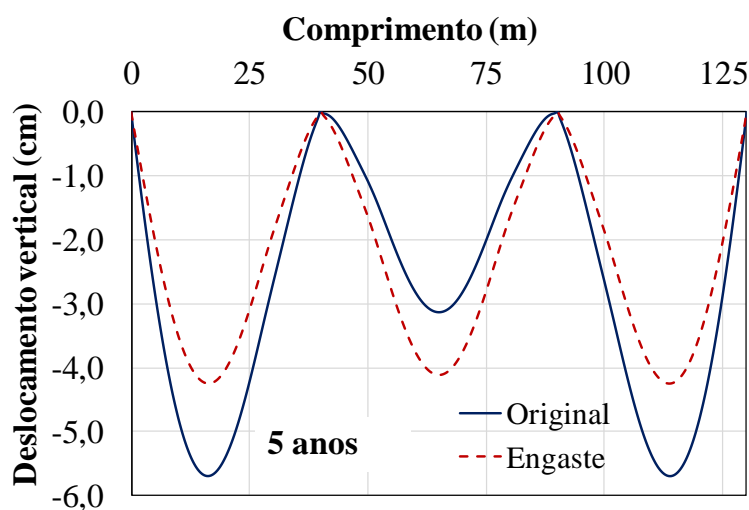


(b)

Figura 5-83 – Deslocamentos por fase construtiva.



(a)



(b)

Figura 5-84 – Deslocamentos comparativos na etapa final e execução e aos 5 anos.

5.2.3.6. Comentários gerais sobre os cenários estudados

A partir do estudo dos diferentes cenários foi possível verificar que diferentes opções de projeto e de execução para uma mesma estrutura são questões que devem ser avaliadas para a obtenção do melhor comportamento estrutural. Os efeitos diferidos são uma parcela importante na solicitação estrutural e devem ser sempre considerados nas análises ainda na fase de projeto. Além disso, foi observado que as tensões obtidas para o concreto na região do apoio interno foram superiores aos valores determinados pelas normas de projeto, diferente do esperado. Como o concreto é um material com comportamento mais complexo em comparação ao aço, é importante que análises construtivas como as apresentadas neste trabalho sejam consideradas. Os esforços das fases de execução podem ser superiores aos obtidos para a estrutura

considerando apenas sua utilização, influenciando em seu comportamento futuro. Também é importante destacar que o modelo de execução alternado da estrutura, como foi o efetivamente empregado na ponte, mostrou-se a melhor opção entre as avaliadas. No entanto, para os cenários da mudança de sequências de execução aqui apresentados não foi ajustado o valor da força protensão, que deve ser levado em consideração na análise de projeto para as diferentes sequências construtivas.

Por outro lado, em todos os cenários as capacidades resistentes dos materiais apresentadas na Tabela 5-14, obtidas segundo as normas AASHTO LRFD (2007) e da AASHTO STANDARD (2002), não foram alcançadas, indicando que em todos os cenários a estrutura mantém sua integridade e utilização. É importante lembrar que os valores de projeto fazem uso de fatores de minoração da resistência dos materiais, fato que de alguma maneira significaria maior capacidade para suportar solicitações superiores às aquelas aqui reportadas.

Tabela 5-14 – Capacidade resistente dos materiais

Material	Estado limite	Tensão resistente nominal (kN/cm²)	Compressão (kN/cm²)	Tração (kN/cm²)
Concreto armado	Resistência	2,745	2,099	-
	Serviço		1,098	0,330
Concreto protendido	Serviço		1,647	0,262
Aço estrutural	Resistência	25	22,5	23,75

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

Os colapsos estruturais de pontes e viadutos durante as fases de construção são episódios ainda frequentes, mesmo com muitos avanços em técnicas e tecnologias. Estudar o desenvolvimento das solicitações no decorrer da construção é uma etapa importante ao longo de todo o projeto e execução, uma vez que as informações corretas e precisas auxiliam no planejamento e atuação em intervenções necessárias. Grande parte das pesquisas sobre o assunto foram e são direcionadas às estruturas de concreto, utilizando *softwares* comerciais, e mesmo com o avanço dos sistemas mistos, há poucos trabalhos que abordam o processo construtivo deste tipo de estrutura quando aplicado em pontes.

Um dos desafios do trabalho com estruturas mistas é decorrente das particularidades dos materiais que precisam atuar em conjunto, principalmente em análises ao longo do tempo. A metodologia da Teoria da Solidificação adotada no cálculo dos parâmetros das cadeias de Kelvin poderia representar uma limitação sobre análises que envolvem grande variabilidade de parâmetros ambientais e cargas. A atualização dos parâmetros dos elementos da cadeia, a cada novo incremento de carga, indicava ser uma metodologia capaz de representar de forma mais realista a complexidade dos fenômenos reológicos, sobretudo sob condições ambientais variáveis. A partir da abordagem da solução direta da integral de Volterra, por integração numérica, foram avaliados exemplos, em peças de concreto e vigas mistas, que mostram a semelhança dos resultados entre as duas teorias, especialmente nas vigas mistas de Fan et al. (2010).

O modelo VIMIS mostrou-se muito competente nas avaliações das vigas de concreto, apresentadas no item 4.2, com a incorporação do novo modelo de análise viscoelástica e também as condições de remoção e retirada de apoios. Os resultados ajustaram-se satisfatoriamente às referências analíticas para todos os casos analisados.

O estudo de modelos numéricos aplicados às estruturas de concreto armado e protendido serviram de embasamento para as primeiras modificações implementadas no VIMIS. A partir da técnica fantasma de faseamento, *Ghost Structures*, foi possível implementar um código, para os diferentes elementos que compõe o modelo, capaz de identificar elementos finitos que seriam

ativados e/ou desativados em diferentes circunstâncias de uma análise construtiva. Além disso, o modelo é preparado para reproduzir os diferentes comportamentos de estruturas com concreto em diferentes idades ao longo do faseamento bem como de estruturas pré-moldadas ou moldadas *in-loco*, simplesmente armadas ou protendidas.

Inicialmente, foram realizadas análises preliminares sobre as etapas de construção de estruturas de aço, concreto armado e protendido, além de vigas mistas. Os exemplos apresentados foram analisados considerando o comportamento linear elástico dos materiais, importante para consolidar detalhes específicos do processo de faseamento e facilmente detectar possíveis erros. Os resultados mostram coerência e adequação ao esperado para as estruturas analisadas, também verificadas a partir do *software* SAP2000.

As avaliações mais importantes foram as apresentadas no capítulo 5. Uma ponte de concreto protendido de seção caixão, baseada em uma estrutura de dimensões reais, apresentada por Tadros et al. (1979), foi avaliada com a reprodução de seu faseamento construtivo. Dada as características do VIMIS, com relação à representação da geometria das seções em camadas e por seu plano médio, foi necessário a intervenção no algoritmo novamente para que fosse possível a avaliação de seções de geometria variável e com regiões vazadas. Um parâmetro de penalização foi empregado com objetivo de anular camadas inexistentes na seção, reproduzindo, por exemplo, aduelas de pontes. Esta abordagem foi adotada a fim de contornar a situação de alterar o elemento finito de casca original, pois neste caso seriam necessárias algumas modificações importantes no algoritmo geral do VIMIS para torná-lo casca poliédrica.

A ponte de concreto apresentava um processo de execução mais complexo, envolvendo alterações das restrições dos apoios e ativação da protensão, superior e inferior, em diferentes situações. Os resultados foram muito satisfatórios e não apenas capturou as tendências dos resultados, mas também os valores, de deslocamentos e tensões, foram compatíveis aos obtidos por um modelo de referência de Shushkewich (1986). As intervenções mais cruciais no VIMIS foram verificadas neste exemplo e mostraram-se bem consolidadas e efetivas.

O estudo de caso da Ponte Caynarachi é a avaliação de maior expressão desta pesquisa. A estrutura foi construída no Peru e consiste em uma ponte de viga mista com três vãos que somam 130 m de comprimento. A partir de informações empregadas na etapa de projeto, fornecidas pela VSM (Victor Sánchez Moya) Engenharia e reproduzidas neste trabalho, foi possível modelar e simular as etapas de faseamento da ponte. Inicialmente, apenas uma de duas vigas

foi avaliada considerando-se um modelo viscoelástico linear. Os resultados das verificações de projeto indicaram concordância da evolução das tensões, mas foi observado que os efeitos de retração e fluência de concreto são fatores importantes e que afetam significativamente as tensões nas lajes de concreto. Neste quesito, o modelo obtido a partir das normas AASHTO LRFD (2007) e da AASHTO STANDARD (2002) mostrou-se menos conservador subestimando as tensões nos elementos de concreto. No entanto, em nenhum momento as tensões máximas prescritas para os materiais foram superadas.

Além do processo construtivo, a prova de carga realizada ao final de execução também foi reproduzida neste trabalho com resultados razoáveis, porém o VIMIS apresentou um pouco mais de divergências na avaliação do trecho central. Uma série de estudos foram realizados no capítulo de desconstrução estrutural, avaliando a ponte sob diferentes situações de execução e alterações estruturais. Foi possível confirmar, através dos estudos sobre sequência de execução, que o processo efetivamente empregado na execução da ponte foi a melhor opção uma vez que as sequências alternativas apresentadas neste trabalho mostraram ser mais prejudiciais sobretudo para o perfil de aço, lembrando que o processo de construção empregado foi o não escorado.

Outro fator importante é a consideração dos efeitos de longa duração nestas análises de faseamento construtivo. Como é esperado, a literatura sobre o assunto é bem enfática sobre o fator de longa duração, os estudos considerando os efeitos viscoelásticos do concreto devem ser sempre empregados pois as respostas estruturais são muito influenciadas por estes fenômenos e, portanto, interferem na capacidade de se reproduzir de forma mais realista o comportamento da estrutura. Por fim, um estudo simplificado da estrutura na condição de ponte integral foi apresentado e os resultados foram interessantes e, diante das respostas avaliadas, indicaram maior solicitação do concreto, dada maior restrição imposta, mas por outro lado mostra uma estrutura com deslocamentos menores e mais uniformes ao longo dos vãos.

Como exposto, os objetivos propostos para este trabalho foram alcançados e concluídos. Foi demonstrada a capacidade e efetividade do código computacional VIMIS com cada nova função implementada diante das necessidades e interesse deste trabalho. Cabe destacar que o código apresenta limitações como: quanto ao processo construtivo, a impossibilidade de modelar estruturas adicionais, como a treliça de lançamento do processo de execução de deslocamentos sucessivos, uma vez que a metodologia de estruturas fantasmas deve iniciar a análise considerando a estrutura na sua geometria final; quanto a malha de elementos finitos, destaca-

se a dependência da mesma, nos modelos de vigas mistas, à distribuição dos conectores, já que os elementos de pórtico dos conectores devem necessariamente compartilhar os nós das laje e do perfil, limitando um pouco a construção da malha.

Acredita-se que esta investigação contribui em expor um problema ainda recorrente no Brasil e no mundo, os colapsos estruturais de pontes ainda na fase execução, fortalecer a literatura sobre os sistemas de estruturas mistas aço e concreto que apresenta uma crescente em aplicações e, mais importante, realizar um estudo de caso de uma ponte em viga mista com dados reais a partir de uma ferramenta nacional com diferentes potencialidades incluindo uma série de análises que envolvem a alteração estrutural do problema. Isto é relevante frente à recente liberação da norma ABNT NBR 16694:2020 sobre o Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. Como consequência de cada estudo e análise que construiu este trabalho diferentes publicações foram alcançadas por este grupo de trabalho, expostas no Anexo II.

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHO FUTUROS

Como sugestão para o prosseguimento desta linha pesquisa tem-se:

- A incorporação no VIMIS de um modelo que permita a análise da retração do concreto em idades iniciais, já que é um tema relevante na literatura;
- Aprimorar o código de forma a desvincular o desenvolvimento da malha da distribuição dos conectores.
- Validar as rotinas de não linearidade geométrica com a Formulação Lagrangeana Atualizada, incorporada ao modelo durante o desenvolvimento desta pesquisa.
- Incorporação no modelo de rotinas que permitam avaliação de otimização estrutural buscando um ótimo econômico bem como do ponto vista das características geométricas e de execução;
- Avaliação de outros exemplos que envolvam particularidades de outros processos construtivos, como o de lançamentos sucessivos, de forma a incorporar novas potencialidades de análise ao VIMIS,
- Aprimorar o modelo em elementos finitos, incluindo mais detalhes da região onde se forma uma seção caixão a fim de verificar os efeitos na distribuição de cargas.

7. REFERÊNCIAS

- ABBAS, SAJID. **Nonlinear geometric, material and time-dependent analysis of segmentally erected three-dimensional cable stayed bridges**. 1993. 934p. f. Universidade da Califórnia., 1993.
- ACI-COMMITTEE-209. **Guide for modeling and calculation shrinkage and creep in hardened concrete**. American Concrete Institute, 2008.
- ADANUR, SULEYMAN; GUNAYDIN, MURAT; ALTUNISIK, AHMET CAN; SEVIM, BARIS. Construction stage analysis of Humber Suspension Bridge. **Applied Mathematical Modelling**, vol. 36, no. 11, p. 5492–5505p., Nov. 2012. DOI 10.1016/j.apm.2012.01.011.
- AISC, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Manual of steel construction - Load and resistance factor design**. Estados Unidos, 2016.
- AL-DEEN, SAFAT; RANZI, GIANLUCA; VRCELJ, ZORA. Full-scale long-term experiments of simply supported composite beams with solid slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 67, no. 3, p. 308–321, Mar. 2011. DOI 10.1016/j.jcsr.2010.11.001.
- ALMEIDA, ANDRÉ ESTEVES FERREIRA DE. **Análise de etapas construtivas de pontes estaiadas**. 2017. 145pp. f. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.
- ALVA, GERSON MOACYR SISNIEGAS; MALITE, MAXIMILIANO. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. **Cadernos de Engenharia de Estruturas São Carlos**, vol. 7, p. 51–84, 2005. .
- AMADIO, C; FEDRIGO, C; FRAGIACOMO, M; MACORINI, L. Experimental evaluation of effective width in steel–concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 60, no. 2, p. 199–220, 2004. DOI <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2003.08.007>.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD-Bridge Design Specifications**. Washington, D.C, 2007.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO Provisional Standards**. Washington, D.C., 2002.
- ARAÚJO, JOSÉ MILTON DE. **Análise de barragens de gravidade de concreto considerando a fase construtiva e a interação dinâmica barragem-reservatório-fundação**. 1995. Universidade Federal do Rio Grande do Sul., 1995.
- ARICI, M.; GRANATA, M.F.; RECUPERO, A. The influence of time-dependent phenomena in segmental construction of concrete cable-stayed bridges. **Bridge Structures**, vol. 7, p. 125–137, 2011. <https://doi.org/https://doi.org/10.3233/BRS-2011-030>.
- ASSOCIAÇÃO-BRASILEIRA-DE-NORMAS-TÉCNICAS. NBR 16694 - Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. Rio de Janeiro, , p. 53, 2020.
- ASSOCIAÇÃO-BRASILEIRA-DE-NORMAS-TÉCNICAS. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, Brasil, , p. 237p., 2008.
- ATES, SEVKET. Numerical modelling of continuous concrete box girder bridges considering construction stages. **Applied Mathematical Modelling**, vol. 35, p. 3809–3820, 2011. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.apm.2011.02.016>.
- BARAN, ERAY; TOPKAYA, CEM. An experimental study on channel type shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 74, p. 108–117, Jul. 2012. DOI

10.1016/j.jcsr.2012.02.015.

BARONI, BRENO CAMPOS. **Análise de edifícios de andares múltiplos em estrutura mista aço e concreto considerando as fases construtivas**. 2018. 102 f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, p.102, Rio de Janeiro, Brasil, 2018.

BATOZ, JEAN-LOUIS; TAHAR, MABROUK BEN. Evaluation of a new quadrilateral thin plate bending element. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, vol. 18, no. 11, p. 1655–1677, Nov. 1982. DOI 10.1002/nme.1620181106.

BAZANT, ZDENEK P. Materials models for structural creep analysis. **Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete**. Illinois, USA: John Wiley & Sons Ltd., 1988.

BAZANT, ZDENEK P.; BAWEJA, S. Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: model B3. **ACI special publications**, vol. v.194, p. 1–84p., 2000.

BAŽANT, ZDENĚK P.; DI LUZIO, GIOVANNI. Nonlocal microplane model with strain-softening yield limits. **International Journal of Solids and Structures**, vol. 41, no. 24–25, p. 7209–7240, Dec. 2004. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2004.05.065>.

BAZANT, ZDENEK P.; PRASANNAN, SANTOSH. Solidification theory for concrete creep. I: formulation. **Journal of Engineering Mechanics**, vol. 115, no. 8, p. 1691–1703, 1 Aug. 1989a. DOI 10.1061/(ASCE)0733-9399(1989)115:8(1691).

BAZANT, ZDENEK P.; PRASANNAN, SANTOSH. Solidification theory for concrete creep. II: verification and application. **Journal of Engineering Mechanics**, vol. 115, no. 8, p. 1704–1725, 1989b.

BERTAGNOLI, GABRIELE; GINO, DIEGO; MARTINELLI, ENZO. A simplified method for predicting early-age stresses in slabs of steel-concrete composite beams in partial interaction. **Engineering Structures**, vol. 140, p. 286–297, Jun. 2017. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.058>.

BIHARA, ALFRED G.; PAPAKONSTANTINOU, NICHOLAS G. Analysis of cast-in-place concrete segmental cantilever bridges. **Journal of Structural Engineering**, vol. 116, no. 5, p. 1247–1268, 1990. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)07339445\(1990\)116:5\(1247\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)07339445(1990)116:5(1247)).

BRANCO, HUGO ALBINO PIQUER. **Colapsos de pontes: Lições aprendidas**. 2013. 73 f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, p.73, Lisboa, Portugal, 2013.

BROWN, R.C.; BURNS, N. H.; BREEN, J. E. **Computer analysis of segmentally erected precast prestressed box girder bridges**. 1974. 240p. f. Center for Highway Research - The University of Texas at Austin. p.240, Austin, EUA, 1974.

BROWN, ROBERT C.; BURNS, NED H. Computer analysis of segmentally erected bridges. **Journal of the Structural Division**, vol. 101, no. 4, p. 761–778, Apr. 1975. DOI 10.1061/JSDEAG.0004032.

BUTLER, LIAM J.; LIN, WEIWEI; XU, JINLONG; GIBBONS, NIAMH; ELSHAFIE, MOHAMMED. E. B.; MIDDLETON, CAMPBELL R. Monitoring, modeling, and assessment of a self-sensing railway bridge during construction. **Journal of Bridge Engineering**, vol. 23, no. 10, p. 4018076, Oct. 2018. DOI 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001288.

CAROL, IGNACIO VILARASAU. **Modelos de análisis no lineal en el tiempo de estructuras reticulares de hormigón. Revisión integrada y propuesta de un nuevo modelo global para material y estructura**. 1985. Universidade Politècnica da Catalunya., 1985.

CHAPMAN, J C; BALAKRISHNAN, S. Experiments on composite beams. **The Structural**

Engineer, vol. 42, p. 369–383p., 1964. .

CHEN, WAI-FAH. **Plasticity in reinforced concrete**. McGraw-Hill, New York, 1982.

CHIORINO, MARIO ALBERTO; MOLA, FRANCO. Analysis of linear visco-elastic structures subjected to delayed restraints. **Fundamental Research on Creep and Shrinkage of Concrete**, Dordrecht, , p. 485–496, 1982. DOI 10.1007/978-94-010-3716-7_38.

CHONG, KAK TIEN; FOSTER, STEPHEN J.; GILBERT, R. IAN. Time-dependent modelling of RC structures using the cracked membrane model and solidification theory. **Computers & Structures**, vol. 86, no. 11–12, p. 1305–1317, Jun. 2008. DOI 10.1016/j.compstruc.2007.08.005.

CIDADE, DIOGO DE FARO. **Análise reológica computacional das etapas construtivas de ponte estaiada**. 2017. 177 f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio de Janeiro, p.177, Rio de Janeiro, Brasil, 2017.

CLULEY, NORMAN CHARLES. **The effect of time-dependent phenomena on force redistribution in segmentally erected, cable-stayed, concrete bridges**. 1993. Universidade da California., 1993.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BENTON. **CEB-FIP Model code 1990**. Berlim, germany: Wihelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur, 1993.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BENTON. **Model code for concrete structures-2010**. Berlim, Germany: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur, 2013.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BENTON. **Structural Concrete—Textbook on Behaviour, Design and Performance. Updated Knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990. Fib Bulletin 2, V. 2, Federation Internationale du Beton**. Lausanne, Switzerland, 1999.

COMITÊ DE JULGAMENTOS DA ÍNDIA. Advocate Khoj - Supreme Court Judgments. 2011. **Supreme Court Judgments**. Available at: <http://www.advocatekhoj.com/library/judgments/announcement.php?WID=10414>. Accessed on: 21 Feb. 2019.

COMPUTERS-&-STRUCTURES, INC. SAP 2000 V18-Integrated solution for structural analysis and design-version 20-CSI Analysis Reference Manual. Estados Unidos, , p. 546pp., 2018. .

CONSOL-ENGENHEIROS CONSULTORES. Viaduto Batalha dos Guararapes. Belo Horizonte, Brasil., p. 1–19, 2014. .

CORFICOLOMBIANA. Chijara Bridge - Relevant Information. 2018. **Corporacion Financiera Colombiana (Corficolombiana)**. Available at: <https://www.corficolombiana.com/wps/wcm/connect/corficolombiana/387181b2-30f4-4da4-b106-8462807dfa80/Informacion-relevante-30042018.pdf?MOD=AJPERES>. Accessed on: 21 Feb. 2019.

CREUS, G. J. **Viscoelasticity: basic theory and applications to concrete structures**. 1ed. Berlim: Springer-Verlag, 1986.

CRUZ, P. J. S.; MARÍ, A. R.; ROCA, P. Nonlinear time-dependent analysis of segmentally constructed structures. **Journal of Structural Engineering**, vol. 124, no. 3, p. 278–287p., 1998. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1998\)124:3\(278\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:3(278)).

CRUZ, PAULO J. S. **Um novo modelo para a análise não linear e diferida de estruturas evolutivas. Parte III: exemplos de aplicação**. Braga, 1996.

CRUZ, PAULO J. S. Um novo modelo para análise não linear e diferida de estruturas evolutivas. Parte I: descrição geral. Braga, , p. 5–16, 1995. .

DANON, J. R.; GAMBLE, L. **Time-dependent deformations and losses in concrete bridges built by the cantilever method**. Urbana, Illinois, 1977.

DEBAIKY, AHMED S. **Analysis of time-dependent effects on segmental prestressed concrete curved box-girder bridges**. 1997. 162p. f. Dissertação (Mestrado). Programa de Engenharia Civil - Universidade Concordia, p.162, Montreal, Canadá, 1997.

DEZI, LUIGINO; GARA, FABRIZIO; LEONI, GRAZIANO. Construction sequence modelling of continuous steel-concrete composite bridges decks. **Steel and composite structures**, vol. 6, no. 2, p. 123–128pp., 2006. <https://doi.org/https://doi.org/10.12989/scs.2006.6.2.123>.

DEZI, LUIGINO; GARA, FABRIZIO; LEONI, GRAZIANO. Simplified method to analyse casting sequences of composite bridge slabs. **IABSE Symposium Report**, vol. 101, 1 Sep. 2013. <https://doi.org/10.2749/222137813808627325>.

DEZI, LUIGINO; LEONI, GRAZIANO; TARANTINO, ANGELO MARCELLO. Algebraic methods for creep analysis of continuous composite beams. **Journal of Structural Engineering**, vol. 122, no. 4, p. 423–430, 1996. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1996\)122:4\(423\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:4(423)).

DEZI, LUIGINO; LEONI, GRAZIANO; TARANTINO, ANGELO MARCELLO. Creep and shrinkage analysis of composite beams. **Progress in Structural Engineering and Materials**, vol. 1, no. 2, p. 170–177, Jan. 1998. DOI 10.1002/pse.2260010209.

DEZI, LUIGINO; MENDITTO, GIOVANNI; TARANTINO, ANGELO MARCELLO. Homogeneous structures subjected to repeated structural system changes. **Journal of Engineering Mechanics**, vol. 116, p. 1723–1732, 1990.

DEZI, LUIGINO; TARANTINO, ANGELO MARCELLO. Time-dependent analysis of concrete structures with a variables structural system. **ACI Material Journal**, vol. 88, p. 320–324, 1991.

DI LUZIO, GIOVANNI. A symmetric over-nonlocal microplane model M4 for fracture in concrete. **International Journal of Solids and Structures**, vol. 44, no. 13, p. 4418–4441, Jun. 2007. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2006.11.030>.

DI LUZIO, GIOVANNI. Numerical model for time-dependent fracturing of concrete. **Journal of Engineering Mechanics**, vol. 135, no. 7, p. 632–640, Jul. 2009. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2009\)135:7\(632\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2009)135:7(632)).

DI LUZIO, GIOVANNI; CUSATIS, GIANLUCA. Solidification–microprestress–microplane (SMM) theory for concrete at early age: Theory, validation and application. **International Journal of Solids and Structures**, vol. 50, no. 6, p. 957–975, Mar. 2013. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2012.11.022>.

DIAS, MAIGA MARQUES. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: efeitos de longa duração**. 2013. 177p. f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - Escola de Engenharia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), p.177, Porto Alegre, Brasil, 2013.

DICLELI, MURAT. Integral bridges. **Innovative bridge design handbook- construction, rehabilitation and maintenance**. 2 Edição, 2021. p. 20p.

(DNER), DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM-Diretoria de

capacitação tecnológica-desenvolvimento tecnológico. Manual de projeto de obras de arte especiais. Rio de Janeiro, , p. 225p., 1996.

DUAN, LIAN; SALEH, YUSUF; ALTMAN, STEVE. Composite steel I-girder bridges. **Bridge engineering handbook-superstructure design**. Berkeley, California, 2000. p. 171–214pp.

DUCRET, JEAN-MARC; LEBET, JEAN-PAUL. Behaviour of composite bridges during construction. **Structural Engineering International**, vol. 9, no. 3, p. 212–218, 23 Aug. 1999. DOI 10.2749/101686699780481907.

EL-BADRY, MAMDOUH M.; GHALI, AMIN. Serviceability design of continuous prestressed concrete structures. **PCI Journal**, , p. 54–91, 1989. .

ELLER, PÂMELA RENON; DE PAULA, GERALDO DONIZETTI; FERREIRA, WALNÓRIO GRAÇA. Pré-Dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto para pontes de pequeno porte. **Engenharia Estudo e Pesquisa**, vol. 11, p. 15–26, 2011.

ELLOBODY, EHAB. **Finite element analysis and design of steel and steel-concrete composite bridges**. Waltham, Massachusetts.: Butterworth-Heinemann, 2014.

ERHAN, SEMIH; DICLELI, MURAT. Comparative assessment of the seismic performance of integral and conventional bridges with respect to the differences at the abutments. **Bulletin of Earthquake Engineering**, vol. 13, no. 2, p. 653–677, Feb. 2015. DOI 10.1007/s10518-014-9635-8.

EUROPEAN, COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: general rules and rules for buildings**. Brussels, 2004.

EUROPEAN, COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1994-1-1: **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, , p. 118, 2009.

FABRIZZI, MARCELA DE ARRUDA. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto**. 2007. 233p. f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, p.233, São Carlos, SP, 2007.

FAN, JIANSHENG; NIE, JIANGO; LI, QUANWANG; WANG, HAO. Long-term behavior of composite beams under positive and negative bending. I: experimental study. **Journal of Structural Engineering**, vol. 136, no. 7, p. 849–857, Jul. 2010. DOI 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000175.

FARIA, RUI; AZENHA, MIGUEL; FIGUEIRAS, JOAQUIM A. Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab. **Cement and Concrete Composites**, vol. 28, no. 6, p. 572–585, 2006. DOI <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.02.012>.

FARRÉ-CHECA, J.; KOMARIZADEHASL, S.; MA, HAIYING; LOZANO-GALANT, J.A.; TURMO, J. Direct simulation of the tensioning process of cable-stayed bridge cantilever construction. **Automation in Construction**, vol. 137, p. 104197, May 2022. DOI 10.1016/j.autcon.2022.104197.

FERRAZ, MIGUEL ÂNGELO CARVALHO. **Um modelo de análise para estudos de pontes como estruturas evolutivas**. 2001. 242 f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil - Universidade do Porto, p.242, Porto, Portugal, 2001.

FRANCO, MARINA IARA ESPINA DE. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto**

com protensão aderente e não aderente pelo método dos elementos finitos. 2018. 153p. f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p.153, Porto Alegre, 2018.

GAO, XIXIN; LUO, YONGFENG; XIANG, YANG; YE, ZHIWU; WANG, LEI. Improved step-by-step modeling method for analyzing the mechanical behavior of steel structures during construction. **Advances in Structural Engineering**, vol. 21, no. 11, p. 1632–1651, 5 Aug. 2018. DOI 10.1177/1369433217753694.

GARA, FABRIZIO; LEONI, GRAZIANO; DEZI, LUIGINO. Slab cracking control in continuous steel-concrete bridge decks. **Journal of Bridge Engineering**, vol. 18, no. 12, p. 1319–1327, 1 Dec. 2013. DOI 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000459.

GARDNER, N.; LOCKMAN, M. Design provisions for drying shrinkage and creep of normal-strength concrete. **ACI Material Journal**, vol. 98, 2001. .

GILBERT, R. I. **Time effects in concrete structures.** Vol.23. Amsterdam: Elsevier Science Publishing Company INC., 1988.

GOMES, HEBERT MARTINS. **Análise da confiabilidade de estruturas de concreto armado usando o método dos elementos finitos e processos de simulação.** 1997. Universidade Federal do Rio Grande do Sul., 1997.

GRANATA, MICHELE FABIO; LONGO, GIUSEPPE; RECUPERO, ANTOINO; ARICI, MARCELLO. Construction sequence analysis of long-span cable-stayed bridges. **Engineering Structures**, vol. 174, p. 267–281p., Nov. 2018. DOI 10.1016/j.engstruct.2018.07.064.

GRANATA, MICHELE; MARGIOTTA, PIERCARLO; ARICI, MARCELLO; RECUPERO, ANTONINO. Construction stages of cable-stayed bridges with composite deck. **Bridge Structures**, vol. 8, p. 93–106, 18 Feb. 2012. <https://doi.org/10.3233/BRS-120044>.

GUO, FENGQI; ZHOU, SHUN; JIANG, LIZHONG. Lateral Buckling Analysis of the Steel-Concrete Composite Beams in Negative Moment Region. **Advances in Materials Science and Engineering**, vol. 2015, p. 1–8, 2015. <https://doi.org/10.1155/2015/763634>.

HAN, CHUNXIU; ZHANG, JIUCHANG; ZHOU, DONGHUA; LAN, SHUWE; WANG, PENG. Computing Creep Secondary Internal Forces in Continuous Steel–Concrete Composite Beam Constructed through Segmented Pouring. **Journal of Structural Engineering**, vol. 146, no. 3, p. 1–13p., Mar. 2020. DOI 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002494.

HANAFY, E.A.; EMERY, J.J. Advancing face simulation of tunnel excavations and lining placement. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, vol. 18, no. 6, p. 120, Dec. 1981. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(81\)90623-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90623-9).

HE, JUN; LI, XIANG; LI, CHUANXI; CORREIA, JOSÉ A.F.O.; XIN, HAOHUI; ZHOU, MAN. A novel asynchronous-pouring-construction technology for prestressed concrete box girder bridges with corrugated steel webs. **Structures**, vol. 27, p. 1940–1950, Oct. 2020. DOI 10.1016/j.istruc.2020.07.077.

HEBERT, TONY J. Computer analysis of deflections and stresses in stage constructed concrete bridges. **Precast/Prestressed Concrete Institute. PCI-Journal**, vol. 35, no. 3, p. 52–62, 1990.

HOFFMAN, IGOR SOUZA; LAZZARI, BRUNA MANICA; CAMPOS, AMÉRICO; LAZZARI, PAULA MANICA; PACHECO, ALEXANDRE RODRIGUES. Finite element numerical simulation of a cable-stayed bridge construction through the progressive cantilever method. **Structural Concrete**, vol. 23, no. 2, p. 632–651, 12 Apr. 2022. DOI 10.1002/suco.202100662.

IBRAHIMBEGOVIC, ADNAN; TAYLOR, ROBERT L.; WILSON, EDWARD L. A robust quadrilateral membrane finite element with drilling degrees of freedom. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, vol. 30, no. 3, p. 445–457, 20 Aug. 1990. DOI 10.1002/nme.1620300305.

IGLESIAS, CELSO. Long-term behavior of precast segmental cantilever bridges. **Journal of Bridge Engineering**, vol. 11, no. 3, p. 340–349p., 2006. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2006\)11:3\(340\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2006)11:3(340)).

KANG, YOUNG-JIN. SPCFRAME - computer program for nonlinear segmental analysis of planar prestressed concrete frames. Berkeley, p. 120p., 1989.

KETCHUM, M. A. **Redistribution of stresses in segmentally erected prestressed concrete bridges**. 1986. 248p. f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil - Universidade da Califórnia, p.248, Berkeley, 1986.

KHALIL, M. S.; DILGER, W. H.; GHALI, A. Time-dependent analysis of PC cable-stayed bridges. **Journal of Structural Engineering**, vol. 109, no. 8, p. 1980–1996, Aug. 1983. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1983\)109:8\(1980\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:8(1980)).

KIM, SEUNGHWAN. **Creep and shrinkage effects on steel-concrete composite beams**. 2014. 114p. f. Departamento de Engenharia Civil - Instituto Politécnico e Universidade Estadual da Virgínia, p.114, Blacksburg, EUA, 2014.

KLINSKY, GELAFITO EDUARDO RENÉ GUTIÉRREZ. **Uma contribuição ao estudo em vigas mistas**. 1999. 213 f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo (USP), p.213, São Carlos, São Paulo, 1999.

KOTINDA, TATIANNE IAMIN. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga**. 2006. 116 f. Dissertação (mestrado). Escola de engenharia da Universidade de São Paulo (USP), p.116, São Carlos, SP, 2006.

KWAK, HYU-GYOUNG; SEO, YOUNG-JAE. Long-term behavior of composite girder bridges. **Computers & Structures**, vol. 74, p. 583–599, 2000. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(99\)00064-4](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0045-7949(99)00064-4).

KWAK, HYU-GYOUNG; SEO, YOUNG-JAE; JUNG, CHAN-MOOK. Effects of the slab casting sequences and the drying shrinkage of concrete slabs on the short-term and long-term behavior of composite steel box girder bridges. Part 1. **Engineering Structures**, vol. 23, p. 1453–1466, 2000a. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(99\)00095-4](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296(99)00095-4).

KWAK, HYU-GYOUNG; SEO, YOUNG-JAE; JUNG, CHAN-MOOK. Effects of the slab casting sequences and the drying shrinkage of concrete slabs on the short-term and long-term behavior of composite steel box girder bridges. Part 2. **Engineering Structures**, vol. 23, p. 1467–1480p., 2000b. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(99\)00096-6](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296(99)00096-6).

LAZZARI, PAULA MANICA. **Simulação numérica das etapas construtivas de pontes estaiadas através do método dos elementos finitos**. 2016. 301p. f. Tese (Doutorado). Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - Escola de Engenharia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), p.301, Porto Alegre, Brasil, 2016.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto: princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

LONGO, HENRIQUE INNECO. A qualificação do engenheiro para avaliar projetos de estruturas. **Revista de Ensino de Engenharia**, vol. 35, no. 1, p. 36–43, 30 Jun. 2016. <https://doi.org/10.15552/2236-0158/abenge.v35n1p36-43>.

LOU, TIEJIONG; LOPES, SERGIO M.R.; LOPES, ADELINO V. A finite element model to simulate long-term behavior of prestressed concrete girders. **Finite Elements in Analysis and Design**, vol. 81, p. 48–56, Apr. 2014. DOI 10.1016/j.finel.2013.11.007.

MA, WENCHEN. **Behavior of aged reinforced concrete columns under high sustained concentric and eccentric loads**. 2021. 1-171 f. Universidade de Nevada., Las Vegas, Nevada., 2021.

MAGURA, DONALD D.; SOZEN, METE A.; SIESS, CHESTER P. A study of stress relaxation in prestressing reinforcement. **PCI Journal**, vol. 9, no. 2, p. 13–57, 1964. .

MALVEIRO, JOEL PEDRO DA CONCEIÇÃO. **Comportamento estrutural de uma ponte em arco treliçado em aço e tabuleiro em betão armado. Análise de sensibilidade aos efeitos diferidos do betão**. 2009. 162p. f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, p.162, Porto, Portugal, 2009.

MARCUSSEN, JENS BROLEV. Design and construction of composite bridges. **ce/papers**, vol. 1, no. 2–3, p. 4246–4255, Sep. 2017. DOI 10.1002/cepa.483.

MARÍ, A; MIRAMBELL, E; ESTRADA, I. Effects of construction process and slab prestressing on the serviceability behaviour of composite bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 59, no. 2, p. 135–163, 2003. DOI [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(02\)00029-9](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(02)00029-9).

MARÍ, ANTONIO R. Numerical simulation of the segmental construction of three dimensional concrete frames. **Engineering Structures**, vol. 22, p. 585–596pp., 2000. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(99\)00009-7](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296(99)00009-7).

MARINHO, DIOGO DE VASCONCELOS. **Métodos construtivos de pontes**. 2012. 146p. f. Dissertação (Mestrado) .Engenharia Civil - Construção - Instituto Superior de Engenharia do Porto, p.146, Porto, Portugal, 2012.

MARSHAL, VERNON; GAMBLE, WILLIAM L. **Time dependent deformations in segmental prestressed concrete bridges**. Urbana, Illinois, 1981.

MARTÍNEZ-MUÑOZ, D.; MARTÍ, J. V.; YEPES, V. Steel-concrete Composite bridges: design, life cycle assessment, maintenance, and decision-making. **Advances in Civil Engineering**, vol. 2020, p. 1–13, 28 May 2020. DOI 10.1155/2020/8823370.

METHA, P. KUMAR; MONTEIRO, PAULO J. M. **Concrete: microstructure, properties and materials**. 3rd Ed. California, EUA: McGraw-Hill Education, 2005.

MICULAS, CRISTIAN V. **Nonlinear analysis of steel-concrete composite beams with full and partial shear connection**. 2015. 66p. f. Dissertação (Mestrado). Escola Superior de Engenharia de Estradas, Canais e Portos, p.66, Barcelona, 2015.

MIDAS CIVIL - Bridge Analysis and Design. Version 3.1, 2020. Disponível em: <https://www.midasoftware.com>.

MILLANES, FRANCISCO; CALZÓN, JULIO MARTINEZ. Automatic evolutive analysis of complex composite bridges and systems. **Journal of Structural Engineering**, vol. 115, p. 18p., 1989.

MINDESS, SIDNEY; YOUNG, J. FRANCIS; DARWIN, DAVID. **Concrete**. 2nd Ed. New Jersey, EUA.: Prentice Hall, 2002.

MORENO, JULIÁN CAMILO ÁVILA. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: modelos para efeitos de longa duração e protensão interna**. 2016. 181p. f. Dissertação (Mestrado) .Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil -

Escola de Engenharia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), p.181, Porto Alegre, Brasil, 2016.

NADER, MARWAN; MANZANAREZ, RAFAEL; LOPEZ-JARA, JACK; DE LA MORA, CARLOS. Launching of the San Cristobal Bridge. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, vol. 2040, no. 1, p. 57–68, Jan. 2007. DOI 10.3141/2040-07.

NARASINGARAO, PRABHAKAR; NARAYANAN, SUBRAMANIAN. Collapse of Kolkata flyover - practitioner's perspective. **The Bridge & Structural Engineer**, vol. 47, p. 79–84, 2017. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.24073.65126>.

NARDIN, SILVANA; EL_DEBS, ANA DE. State of the art of steel–concrete composite structures in Brazil. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering**, vol. 166, no. 6, p. 20–27, Nov. 2013. DOI 10.1680/cien.2013.166.6.20.

NAVARRO-MANSO, ANTONIO; ALONSO-MARTÍNEZ, MAR; DEL COZ DÍAZ, JUAN JOSÉ; CASTRO-FRESNO, DANIEL; ÁLVAREZ-RABANAL, FELIPE. Nuevo método de lanzamiento y sistema de empuje de puentes metálicos. Bases conceptuales. **Hormigón y Acero**, vol. 66, no. 276, p. 151–163, May 2015. DOI 10.1016/j.hya.2015.09.001.

NEWMARK, N.M.; SIESS, C.P.; VIEST, I.M. Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction. **Proc. of the Society of Experimental Stress Analysis.**, vol. 9, no. 1, p. 75–92, 1951. .

NORACHAN, PRAMIN; KIM, KI-DU; ONATE, EUGENIO. Analysis of segmentally constructed prestressed concrete bridges using hexahedral elements with realistic tendon profiles. **Journal of Structural Engineering**, vol. 140, p. 1–17pp., 2014. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000923](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000923).

OWEN, D. R. J.; HINTON, E. **Finite elements in plasticity: theory and practice**. Swansea, U.K., 1980.

OZCELIK, MEHMET; TUTUS, OGUN. An investigation on Botan Bridge (Siirt – Turkey) collapse during construction. **Structures**, vol. 25, p. 268–273, Jun. 2020. DOI 10.1016/j.istruc.2020.03.017.

PASHAN, AMIT. **Behaviour of channel shear connectors: push-out tests**. 2006. 200 f. Departamento de engenharia civil e geológica., 2006.

PEDRO, JOSÉ J. OLIVEIRA; REIS, ANTÓNIO J. Nonlinear analysis of composite steel–concrete cable-stayed bridges. **Engineering Structures**, vol. 32, no. 9, p. 2702–2716pp., Sep. 2010. DOI 10.1016/j.engstruct.2010.04.041.

PELLEGRINI, LAURA MARIA. **Analisi a lungo termine di edifici alti a struttura in calcestruzzo armato in presenza di non omogeneità reologiche associate alle modalità costruttive**. 2012. Universidade Pública de Milão., 2012.

PFEIL, WALTER; PFEIL, MICHÈLE. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. 8.ed. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2010.

PIASSI, A. D.; DIAS, J. V.; CALENZANI, A. F. G.; MENANDRO, F. C. C. Lateral distortional buckling of cellular composite-beams. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, vol. 11, no. 2, p. 331–356, Apr. 2018. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952018000200007>.

PINHO, FERNANDO OTTOBONI; BELLEI, ILDONY HÉLIO. Pontes e viadutos em vigas mistas. Rio de Janeiro, , p. 138p., 2007. .

- PÓVOAS, R. **Modelos não-lineares de análise e dimensionamento**. 1991. Tese (Doutorado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, p.422, Porto, Portugal, 1991.
- PÓVOAS, R.H.C.F; FIGUEIRAS, J.A. Nonlinear modelling of plane rc structures. 1987. **Conference on Computational Plasticity - Models, Software and Application**. Swansea, 1987. p. 1851–1865.
- PRICE, KENNETH; SHKURTI, TONY. Composite steel box girder bridges. **Bridge engineering handbook-superstructure design**. Berkeley, California, 2000. p. 217–256pp.
- QUEIROZ, GILSON. Estruturas Mistas. Volume 1. Rio de Janeiro, , p. 68p., 2012. .
- QUINAZ, CARLOS MANUEL DA SILVA. **Estruturas de aço mistas e pré-esforçadas**. 1993. 236p. f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, p.236, Porto, Portugal, 1993.
- REDDY, PRAVEEN; GHABOUSSI, JAMSHID; HAWKINS, NEIL M. Simulation of construction of cable-stayed bridges. **Journal of Bridge Engineering**, vol. 4, no. 4, p. 249–257pp., 1999. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(1999\)4:4\(249\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(1999)4:4(249)).
- REGINATO, LUCAS HENRIQUE. **Estudo da largura efetiva de vigas mistas de aço-concreto em carregamento de serviço: método dos elementos finitos versus códigos de projeto**. 2017. 128p. f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Escola de Engenharia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), p.128, Porto Alegre, 2017.
- ROSENBLUM, ANNA. **Pontes em estruturas segmentadas pré-moldadas protendidas: análise e contribuições ao gerenciamento do processo construtivo**. 2009. 197p. f. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, p.197, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.
- ROSS, A. D. Creep of concrete under variable stress. **Journal of the American Concrete Institute**, vol. 29, no. 9, p. 739–758pp., 1958. .
- SÁNCHEZ, BÁRBARA DOS SANTOS. **Implementação de análise não linear geométrica em programa de vigas mistas**. 2020. 183pp f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), p.183, Porto Alegre, 2020.
- SANTOS, MARIELLA FALCÃO DE LIMA OLIVEIRA; RIBEIRO, PAULO MARCELO VIEIRA. Programa para análise dos efeitos construtivos e fluência em estruturas reticuladas. 2015. **XXXVI Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE**. Rio de Janeiro, 2015. p. 1–20p.
- SHIOI, YUKITAKE. Importance of taking deformation of substructure into account for bridge design. 2011. **International Symposium on Backward Problems in geotechnical Engineering**, 2011. p. 51–62.
- SHUSHKEWICH, KENNETH W. **Analysis of segmental bridges**. 1985. 329p. f. Universidade de Alberta, Alberta, 1985.
- SHUSHKEWICH, KENNETH W. Time-dependent analysis of segmental bridges. **Computers & Structures**, vol. 23, p. 95–118, 1986.
- SILVA, PEDRO HENRIQUE DOS SANTOS. **Análise numérica de uma ponte semi-integral sob a ação de deslocamentos laterais cíclicos**. 2020. 114p. f. Universidade Federal do Rio Grande do Norte., 2020.
- SILVA, ADRIANO ARMANI DA. **Estudo das fases construtivas do vão principal de uma**

ponte estaiada. 2017. 196p. f. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica - Programa de Projeto de Estruturas - Universidade Federal do Rio de Janeiro, p.196, Rio de Janeiro, Brasil, 2017.

SJAARDA, MATTHEW; WALBRIDGE, SCOTT; WEST, JEFFREY S. Assessment of shear connection through composite beam modeling. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, vol. 2672, no. 41, p. 177–185p., 21 Dec. 2018. DOI 10.1177/0361198118781685.

SOMJA, H.; GOYET, V.DE VILLE DE. A new strategy for analysis of erection stages including an efficient method for creep analysis. **Engineering Structures**, vol. 30, no. 10, p. 2871–2883p., Oct. 2008. DOI 10.1016/j.engstruct.2008.03.015.

SOUZA, VICTOR JOSÉ LUIZ DE. **Contribuição ao projeto e dimensionamento da superestrutura de pontes rodoviárias em vigas mistas de aço e concreto.** 2012. 166p. f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), p.166, São Carlos, SP, 2012.

STUCCHI, F. R. **Pontes e grandes estruturas.** São Paulo, 1999.

SU, DAN; NASSIF, HANI; XIA, YE. Optimization of Deck Construction Staging for Multiple-Span Continuous Steel Girder Bridge. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, vol. 32, no. 1, p. 1–11p., Feb. 2018. DOI 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001073.

SÜMER, YUSUF; AKTAŞ, MUHARREM. Defining parameters for concrete damage plasticity model. **Challenge Journal of Structural Mechanics**, no. 3, p. 149–155, 2015. <https://doi.org/10.20528/cjsmec.2015.07.023>.

SVENSSON, HOLGER. **Cable stayed bridges - 40 years of experience worldwide.** 1ªed. Wiley-VCH Verlag GmbH, 2012.

TADROS, MAHER K.; GHALI, AMIN; DILGER, WALTER H. Long-term stresses and deformation of segmental bridges. **Precast/Prestressed Concrete Institute. PCI-Journal**, vol. 24, no. 4, p. 66–87, 1979. .

TAMAYO, J. L. P.; MORSCH, I. B.; AWRUCH, A. M. Análise de vigas mistas de aço e concreto usando o método dos elementos finitos. 2011. **ENIEF e Mecânica Computacional**, 2011. p. 913–932.

TAMAYO, JORGE LUIS PALOMINO. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos.** 2011. 147p. f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Escola de Engenharia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), p.147, Porto Alegre, 2011.

TAN, JI-SHUANG; KHALID, ELBAZ; WANG, ZHI-FENG; SHEN, JACK SHUI; CHEN, JUN. Lessons learnt from bridge collapse: a view of sustainable management. **Sustainability**, vol. 12, p. 1–16pp, 2020. <https://doi.org/10.3390/su12031205>.

TASEVSKI, DARKO; FERNÁNDEZ RUIZ, MIGUEL; MUTTONI, AURELIO. Assessing the compressive strength of concrete under sustained actions: From refined models to simple design expressions. **Structural Concrete**, vol. 20, no. 3, p. 971–985, 12 Jun. 2019. <https://doi.org/10.1002/suco.201800303>.

THEVENDRAN, V; SHANMUGAM, N.E; CHEN, S; LIEW, J.Y.RICHARD. Experimental study on steel-concrete composite beams curved in plan. **Engineering Structures**, vol. 22, no. 8, p. 877–889, Jun. 2000. DOI 10.1016/S0141-0296(99)00046-2.

TONG, WENXIA; SAADATMANESH, HAMID. Parametric study of continuous prestressed

composite girders. **Journal of Structural Engineering**, vol. 118, p. 186–206, 1992. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:1\(186\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:1(186)).

ULMA, MK systems - Numeous configurations with standard components.

VAN ZYL, STEFANUS FRACOIS. **Analysis of segmentally erected prestressed concrete box girder bridges**. 1978. 274p. f. Universidade da Califórnia, Berkeley, 1978.

VASCONCELOS, GRAÇA DE FÁTIMA MOREIRA DE. **Análise de estruturas executadas por fases tendo em conta os efeitos diferidos**. 1999. 209p. f. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, p.209, Porto, Portugal, 1999.

VERMEER, P. A. Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. **Physics of Dry Granular Media**. Dordrecht: Springer Netherlands, 1998. p. 163–196. https://doi.org/10.1007/978-94-017-2653-5_10.

VIEST, I. M.; SIESS, C. P.; APPLETON, J. H.; NEWMARK, N. M. Studies of slab and beam highway bridges - Part IV - Full-scale tests of channel shear connectors and composite T-beams. Urbana, Illinois, , p. 155, 1952. .

VOOKUNNAYA, SUHAS S.; RAVINDRANATHA; THITE, TANAJI. Construction Stage Analysis of Segmental Cantilever Bridge. **International Journal of Civil Engineering and Technology**, vol. 8, no. 2, p. 373–382p., 2017. .

WALTER, JAKOB RICHARD. **Experimental and numerical investigation of integral/semi-integral bridge abutments for texas conditions**. 2018. 174p. f. Universidade do Texas., 2018.

WANG, GUANG-MING; ZHU, LI; ZHOU, GUANG-PAN; HAN, BING; JI, WEN-YU. Experimental Research of the Time-Dependent Effects of Steel–Concrete Composite Girder Bridges during Construction and Operation Periods. **Materials**, vol. 13, no. 9, p. 1–18p., 3 May 2020. DOI 10.3390/ma13092123.

WANG, PAO-HSII; TANG, TZU-YANG; ZHENG, HOU-NONG. Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods. **Computers & Structures**, vol. 82, no. 4–5, p. 329–346p., Feb. 2004. DOI 10.1016/j.compstruc.2003.11.003.

WANG, XIAOMING; WANG, HUAN; SUN, YUAN; MAO, XIANGYUAN; TANG, SHENGPENG. Process-independent construction stage analysis of self-anchored suspension bridges. **Automation in Construction**, vol. 117, p. 103–127, Sep. 2020. DOI 10.1016/j.autcon.2020.103227.

WAYAR, ALVARO MARCELO MOSCOSO. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: protensão externa**. 2016. 124p. f. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Escola de Engenharia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), p.124, Porto Alegre, Brasil, 2016.

WOSATKO, ADAM; WINNICKI, ANDRZEJ; POLAK, MARIA ANNA; PAMIN, JERZY. Role of dilatancy angle in plasticity-based models of concrete. **Archives of Civil and Mechanical Engineering**, vol. 19, no. 4, p. 1268–1283, Aug. 2019. <https://doi.org/10.1016/j.acme.2019.07.003>.

YTZA, MARIA FERNANDA QUINTANA. **Métodos construtivos de pontes estaiadas - Estudo da distribuição de forças nos estais**. 2009. 151p. f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnica - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), p.151, São Paulo, 2009.

ZHU, LI; WANG, YING; ZHOU, GUANGPAN; HAN, BING. Structural health monitoring

on a steel-concrete composite continuous bridge during construction and vehicle load tests. **Mechanics of Advanced Materials and Structures**, , p. 1–16, 13 Sep. 2020. DOI 10.1080/15376494.2020.1820117.

ZIVNER, TOMAS J.; AROCH, RUDOLF B.; FABRY, MICHAL M. The Influence of Slab Concreting Sequence on a Continuous Composite Girder Bridge. **Key Engineering Materials**, vol. 691, p. 96–107, May 2016. DOI 10.4028/www.scientific.net/KEM.691.96.

ANEXO I

Verificação normativa da capacidade resistente dos componentes estruturais

1. VERIFICAÇÃO DOS CÁLCULOS DE CAPACIDADE RESISTENTE DA SUPERESTRUTURA PONTE CAYNARACHI

Normas de referência: AASHTO LRFD (2007) E AASHTO STANDARD (2002).

As especificações normativas referentes as estruturas metálicas e mistas de pontes com vigas em perfis I, submetidas a esforços de flexão, estão apresentadas no Capítulo 6 da norma AASHTO LRFD *Specification and Design*, item 6.10. Todos os cálculos apresentados neste documento fazem referência as versões normativas disponíveis na época da elaboração do projeto da estrutura.

Segundo a AASHTO LRFD (2007), as estruturas formadas por elementos do tipo perfil I devem ser projetadas de modo que satisfaçam os requisitos mínimos de: *limites proporcionais das dimensões das seções, desempenho durante a fase de construção, limites de comportamento em situação de serviço, limites de comportamento para condições de fratura e fadiga, limites de comportamento para condições de resistência*. Além disso, a norma ainda apresenta requisitos específicos para verificações dos conectores e enrijecedores, tanto para limites de resistência quanto para serviço.

Cabe ressaltar que neste documento não foram realizadas todas as verificações da forma idêntica como estão definidas na norma, mas sim conferências da capacidade resistente dos componentes principais (longarinas metálicas e lajes de concreto) sob os carregamentos de peso próprio dos elementos ao longo das etapas de execução, além de uma sobrecarga correspondente a um veículo tipo HL-93.

Neste contexto, foram empregadas as combinações de carregamentos previstas na norma, sendo elas:

a) combinação para estado limite de resistência (*Strength I*): avalia a resistência dos elementos

considerando o uso normal da estrutura e desconsiderando a ação do vento. A equação A.1-1 apresenta os fatores e cargas consideradas.

$$1,25(DC) + 1,50(DW) + 1,75(LL + IM) \quad (\text{A.1-1})$$

Sendo:

DC: peso próprio dos elementos

DW: peso da superfície de rolamento

LL: carga móvel

IM: coeficiente de impacto

b) combinação para estado limite de serviço (*Service III*): considerado para verificar e controlar a fissuração em estruturas de concreto protendido.

$$1,00(DC) + 1,00(DW) + 1,75(LL + IM) \quad (\text{A.1-2})$$

c) combinação para verificação de fadiga (*Fatigue I*): avaliação de fadiga e fratura considerando uma carga infinita. Segundo a norma, o veículo empregado nesta combinação consiste em um veículo de 30 toneladas com espaçamento de 9 metros entre eixos.

$$0,75(LL + IM) \quad (\text{A.1-3})$$

1.1. CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

Processo construtivo: não escorado

Detalhes das propriedades dos componentes estruturais:

- Aço estrutural (perfil): A36, $f_y = 250$ MPa; $E_s = 199947$ MPa
- Concreto (tabuleiro e laje inferior): $f'_c = 27,45$ MPa; $E_c = 25180$ MPa
- Altura do tabuleiro: variável
- Altura da laje inferior: 25 cm
- Cargas permanentes: peso próprio das vigas + peso próprio das lajes inferior e tabuleiro

- + peso próprio das calçadas + peso próprio das grades + superfície asfáltica
- Carga móvel: veículo tipo AASHTO HL-93
- Número de faixas de projeto: 1 (uma)
- Pista de rodagem única com tráfego médio diário (ADTT) de 2000 veículos
- Relação modular: $n = E_s/E_c = 199947/25180 = 7,94$ (segundo a norma para: $25 \text{ MPa} < f'_c < 32 \text{ MPa}$ adotar $n = 8$) ~ valor adotado $n = 8$
- Espaçamento entre longarinas: 270 cm (270,95 cm entre eixos)

1.2. REQUISITOS E DETERMINAÇÕES PARA AS ANÁLISES ESTRUTURAIS

Neste item são apresentados conceitos e cálculos realizados para a obtenção de fatores e propriedades necessárias aos procedimentos de verificação de projeto propostas.

1.2.1. Fator de distribuição transversal de carga

As cargas móveis empregadas para o dimensionamento e verificação de projeto das longarinas são modificadas por fatores denominados fator de impacto (*IM*) e o fator de distribuição de cargas móveis (*LDF*). O cálculo do *LDF* é definido a partir de equações apresentadas em norma, expressas para solicitações à flexão e cisalhamento, especificadas também em função da posição da viga na seção transversal, ou obtido por meio de procedimento analíticos, como a regra da alavanca. Para este último caso, há de se considerar também o denominado fator de múltipla presença (*m*).

O fator de múltipla presença (ver item 3.6.1.1.2 AASHTO LRFD) considera a probabilidade de ocorrer a presença simultânea de cargas móveis (veículos tipo) sobre as faixas de rodagem do tabuleiro. Dessa forma, a condição extrema de solicitação da estrutura é obtida a partir da multiplicação da solicitação resultante, determinada em função das combinações das faixas carregadas, pelo correspondente fator de múltipla presença, definido em função do número de faixas de projeto consideradas para a estrutura.

Segundo a norma, a utilização dos fatores de múltipla presença é restrita aos casos de aplicação de métodos refinados para análise da distribuição transversal do carregamento sobre o tabuleiro ou quando da aplicação do procedimento analítico denominado regra da alavanca (*lever rule*). No caso da utilização das formulações presentes na norma, definidas para o cálculo do fator de

distribuição de carga (*LDF*), o fator de múltipla presença não deve ser empregado, uma vez que foi considerado no desenvolvimento das formulações. Além disso, este também não deve ser utilizado para as combinações de fadiga.

Para o projeto em análise, o cálculo considera apenas uma única faixa de projeto e longarinas externas, portanto o uso da regra alavanca é justificado segundo as prescrições normativas, tanto para solicitações em flexão quanto cisalhamento (ver item 4.6.2.2.2d e 4.6.2.2.3b AASHTO LRFD). Ainda segundo os mesmos itens, para estruturas de ponte do tipo viga-laje com seções transversais formadas por diafragmas ou transversinas inclinadas (*cross-frames*), o fator de distribuição não deve ser inferior ao que seria obtido no caso de considerar-se que a seção apresenta deflexões e rotações como uma seção infinitamente rígida, o que pode ser avaliado considerando o método de Engesser-Courbon para distribuição transversal de cargas. Fator de múltipla presença adotado $m = 1,2$ (uma faixa de projeto).

A regra da alavanca (*lever ruler*) é um método simplificado que considera o efeito do carregamento em determinada viga (longarina) a partir do cálculo da reação por equilíbrio estático. A posição transversal da carga móvel deve ser considerada de tal forma que o efeito solicitante seja equivalente a situação mais desfavorável. Para a aplicação deste método deve-se considerar alguns limites:

- o eixo da roda próxima à calçada, barreira ou meio-fio deve distanciar-se destes em aproximadamente 60 cm.
- a distância entre rodas deve ser aproximadamente 180 cm.

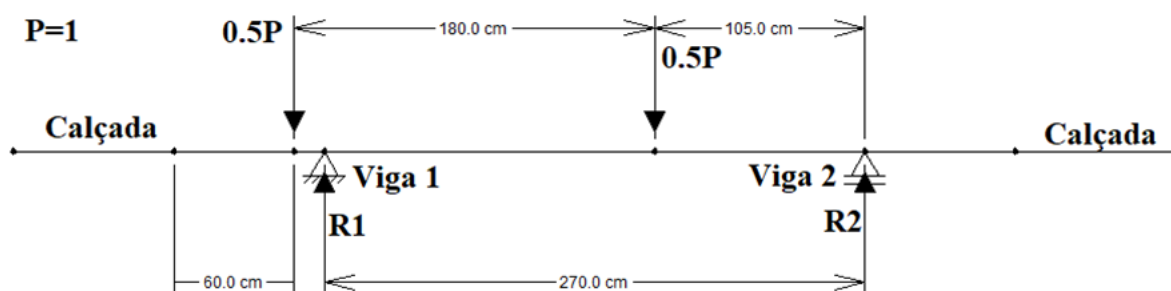


Figura A1-1 - Diagrama de corpo livre para a aplicação da regra da alavanca.

$$R1 = \frac{0,5P \cdot (180 + 105) + 0,5P \cdot (105)}{270}$$

$$R1 = 0,722$$

LDF = 0,722

Para avaliação de flexão adotar LDF = m.LDF = 0,867

Para avaliação de fadiga adotar LDF = 0,722

Para o método Engesser-Courbon, considera-se os seguintes critérios:

- Largura do tabuleiro < metade do vão da ponte
- Altura das transversinas devem apresentar a mesma ordem de grandeza da altura das longarinas
- Espessuras das longarinas e altura das lajes devem inferiores às demais dimensões

Hipóteses do método:

- Transversinas infinitamente rígidas
- Torção uniforme desprezível
- Materiais com comportamento elástico e linear
- Seções planas permanecem planas após as deformações
- Pequenos deslocamentos

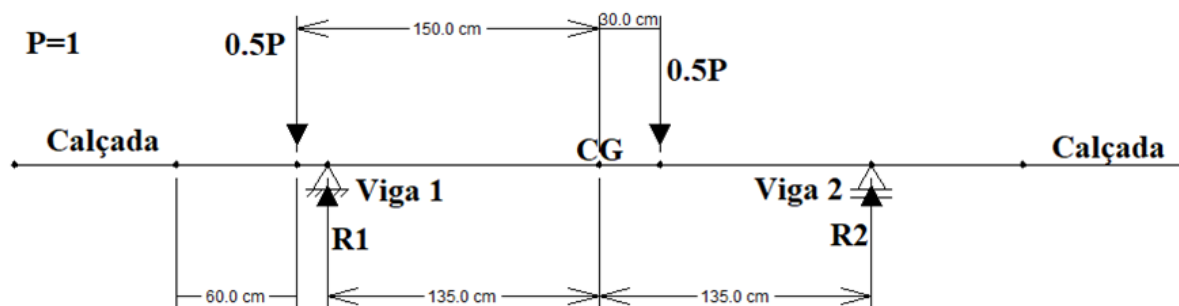


Figura A1-2 - Diagrama de corpo livre para a aplicação método de Engesser-Courbon.

Por fim, cada viga longitudinal recebe uma parcela de carga, considerando o carregamento aplicado, igual a:

$$R_{i,j} = \frac{1}{n} \pm \frac{P}{2} \left(\frac{ex_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \right) \quad (\text{A.1-4})$$

Sendo:

- $R_{i,j}$: reação da longarina i considerando a carga parcela de carga j ;
- n : número de longarinas ($n=2$);
- e : excentricidade da carga em relação ao CG da seção transversal do tabuleiro (esquerda de CG -150 cm, direita de CG 30 cm);
- x_i : distância da longarina i em relação ao CG da seção transversal do tabuleiro (esquerda de CG $x_1=-135$ cm, direita de CG $x_2=135$ cm);

$$R1: R_{1,1} + R_{1,2} = \sim 0,722$$

$$R2: R_{2,1} + R_{2,2} = \sim 0,278$$

$$LDF = R1$$

Para avaliação de flexão adotar $LDF = m.LDF = 0,867$

Para avaliação de fadiga adotar $LDF = 0,722$

Fator definido a partir da regra da alavanca pode ser adotado.

Para as regiões dos apoios, nos quais a seção transversal empregada apresenta geometria de uma seção caixão, foi mantido o valor de LDF empregado no projeto original de 0,5.

Para avaliação de flexão adotar $LDF = m.LDF = 0,6$

Para avaliação de fadiga adotar $LDF = 0,5$

1.2.2. Definições e verificações geométricas

A norma determina algumas proporções limites da seção transversal do perfil em diferentes condições de solicitações (ver item 6.10.2 AASHTO LRFD), verificadas e apresentadas na Tabela A-1.

Tabela A-1 - Limites proporcionais para a seção transversal das longarinas.

Componente	Prescrição normativa	Projeto	
Alma sem enrijcedores transversais (limite de esbeltez).	$H/t_w \leq 150$	189.474	
Alma com enrijcedores transversais (limite de esbeltez).	$H/t_w \leq 300$		
	$b_{fc}/2t_f \leq 12$	Superior	Inferior

Mesas sob compressão (ou tração)		7.5	6.6
	$b_f \geq H/6$	$30 \geq 30$	$50 \geq 30$
	$t_f \geq 1,1 t_w$	$2 \geq 1,045$	$3,8 \geq 1,045$
Mesa sob compressão (flexão positiva – mesa sup.)	0.1 < I_{yc}/I_{yt} < 10 (inércia com relação ao eixo vertical)	0.114	
Mesa sob compressão (flexão negativa – mesa inf.)		8.8	

1.2.3. Largura efetiva para o tabuleiro (b_{eff}) (ver item 4.6.2.6)

A largura efetiva do tabuleiro é necessária para o desenvolvimento dos modelos para as análises estruturais. A seguir são apresentados os requisitos limites de norma, considerando vigas internas e externas, e o valor adotado para o modelo utilizado.

Tipologia do vão: estrutura de vãos contínuos – comprimento efetivo (L_{eff}) é admitido como o comprimento relacionado ao deslocamento da estrutura devido às cargas permanentes, sendo especificado para região de flexão positiva e região de flexão negativa.

$$L_{positivo} = 2950 \text{ cm}$$

$$L_{negativo} = 2100 \text{ cm}$$

$$\text{O } L_{eff} \text{ adotado: } \min(L_{positivo}, L_{negativo}) = L_{eff} = 2100 \text{ cm}$$

Para vigas internas:

$$b_{eff}^I < \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot L_{eff} \\ 12 \cdot \text{hméd. do tabuleiro} + \text{máx.}(t_w; 0,5 \cdot b_{f \text{ sup}}) \\ \text{distância média entre longarinas} \end{cases}$$

Para vigas externas:

$$b_{eff}^E = 0,5 \cdot b_{eff}^I < \begin{cases} \frac{1}{8} \cdot L_{eff} \\ 6 \cdot \text{hméd. do tabuleiro} + \text{máx.}(t_w; 0,5 \cdot b_{f \text{ sup}}) \\ \text{comprimento do balanço (overhang)} \end{cases}$$

A altura média do tabuleiro foi determinada utilizando o critério de inércia equivalente, já que a seção transversal apresenta uma geometria variável.

A Tabela A.2 apresenta os dados para os cálculos de largura efetiva.

Tabela A-2 - Dados de verificação e resultados da largura efetiva.

Dados para cálculo da largura efetiva do tabuleiro e valores finais	
L_{eff}	2100 cm

$h_{méd}$ do tabuleiro	21,13 cm
t_w	0,95 cm
b_{fsup}	30 cm
Distância média entre longarinas	270 cm
Comprimento do balanço	155 cm
b^I_{eff}	268,56 cm
b^E_{eff}	268,56 cm

1.2.4. Propriedade geométrica das seções considerando as seções equivalentes

Para as análises desenvolvidas, é necessária a determinação das propriedades geométricas nas diferentes situações construtivas, uma vez que ao longo das etapas de execução a seção transversal altera-se. Além disso, a norma preconiza a utilização de diferentes fatores de homogeneização da seção (n ou $3n$) para a avaliação de cargas permanentes e variáveis, e para análises de instantâneas, ou de curta duração, e análises diferidas, ou de longa duração.

Ressalta-se também que o projeto analisado as seções transversais também apresentam variações nas regiões nas quais há solicitações de momento positivo e regiões nas quais há solicitações de momento negativo, sendo que para esta última há a presença da laje inferior. As Tabelas A-3 a A-5 apresentam os valores das propriedades geométricas considerando as diferentes seções transversais bem como os valores de acordo com os fatores de homogeneização, ou seção equivalente.

A Figura A-3 apresenta as seções utilizadas para a determinação das propriedades geométricas exibidas nas tabelas anteriores.

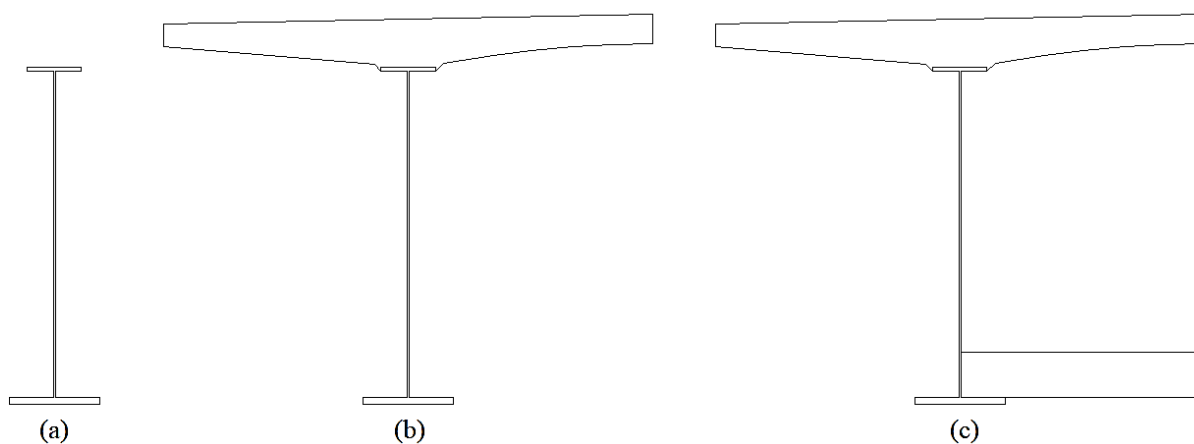


Figura A1-3 – Seções transversais ao longo do processo construtivo - (a) perfil metálico; (b) perfil e laje do tabuleiro; (c) perfil, laje do tabuleiro e laje inferior.

Tabela A-3 - Propriedades geométricas para seção transversal do perfil metálico.

Seção	Área (cm ²)	x _G (cm)	y _G (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	y _s (cm)	y _i (cm)	W _{sx} (cm ³)	W _{bx} (cm ³)
Viga metálica	421	0	65,29	44096,19	120,51	65,29	18433,74	34021,08

Tabela A-4 - Propriedades geométricas para seção transversal da viga mista composta pelo perfil e laje do tabuleiro.

Seção	Relação modular	Área (cm ²)	x _G (cm)	y _G (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	y _s (cm)	y _i (cm)	W _{sx} (cm ³)	W _{bx} (cm ³)	W _{tla}
Viga mista (região positiva)	n=8	1083,20	0,88	148,98	3386111,95	36,82	148,98	192084,90	47472,45	111518,85
	3n=24	641,73	0,49	112,38	1158222,79	73,42	112,39	67342,96	43996,88	49433,40

Tabela A-5 - Propriedades geométricas para seção transversal da viga mista composta pelo perfil, laje do tabuleiro e laje inferior.

Seção	Relação modular	Área (cm ²)	x _G (cm)	y _G (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	y _s (cm)	y _i (cm)	W _{sx} (cm ³)	W _{bx} (cm ³)	W _{tla}	W _{tla_in}
Viga mista (região negativa)	n=8	1505,07	19,68	111,79	6176728,99	74,01	111,79	172694,79	114332,13	127036,57	118355,31
	3n=24	782,36	12,62	95,11	2278968,33	90,69	95,11	75036,31	71549,64	58018,99	74527,29

1.2.5. Valores característicos dos carregamentos permanentes (peso próprio)

A Tabela A-6 apresenta as cargas, considerando distribuição linear e valor total, adotadas para as verificações realizadas. Ressalta-se que os valores são relativos à metade da seção transversal, ou seja, uma viga mista.

Tabela A-6 - Cargas permanentes empregadas nas análises.

Componente estrutural	Carregamento (kN/cm)	Carregamento total	
		kN	tf
Laje do tabuleiro	0,12738	1655,93	168,86
Laje inferior	0,08100	340,20	34,69
Longarinas (vigas metálicas)	0,03305	429,63	43,81
Pavimento	0,02362	307,13	31,32
Calçada	0,04298	558,80	56,98
Guarda-corpo	0,00735	95,62	9,75

1.2.6. Valores da capacidade resistente para aço e concreto

Os valores limites de capacidade resistente foram definidos de acordo com as diretrizes normativas empregadas para o desenvolvimento do projeto, para estados de resistência e serviço, especificados para análise de cada material.

Com relação as diretrizes normativas ASSHTO LRFD (2007), as tensões limites de compressão do concreto armado sob avaliação dos limites de resistência devem ser consideradas com base nas relações de equilíbrio entre tensões, com distribuição aproximadamente igual a $0,85f'c$, e minorada empregando um fator de resistência específico ϕ , aqui adotado igual a 0,9 (ver itens 5.5.4.2 e 5.7.2). Para a presente avaliação considerou-se a relação limite como $0,765f'c$. O concreto tracionado é desconsiderado.

A respeito dos limites de serviço, a referida norma não determina uma relação limite para as tensões no concreto simplesmente armado, mas sim trata de condições de limites de deformações e fissuração. Assim, em compressão, foram empregadas as diretrizes definidas de acordo a ASSHTO STANDARD (2002) item 8.15 (*Part C – design*), segundo a qual as tensões desenvolvidas nas fibras mais comprimidas de concreto armado, sob esforços de flexão em análise de serviço, devem estar limitadas a 40% da resistência específica à compressão do material, ou seja, $0,4f'c$. Com relação as verificações dos esforços de tração, a ASSHTO

LRFD (2007) limita as tensões ao valor do módulo de ruptura do concreto que para a estrutura em análise é igual a $0,63\sqrt{f'c}$ (ver item 5.4.2.6). Para os elementos de concreto protendido, com protensão parcial ou completa, a citada norma apresenta as seguintes diretrizes, considerando a força de protensão após todas as perdas (ver item 5.9.4.2):

- a) as verificações do estado de compressão devem considerar a combinação *Service I* e o limite é definido de acordo com a metodologia de execução e os carregamentos a considerar. Para a presente estrutura considerou-se a relação $0,6\phi_w f'c$, considerando o fator apresentado igual a 1.
- b) as verificações do estado de tração correspondem à combinação *Service III* e o limite é definido de acordo com a metodologia de execução, os carregamentos a considerar, condição de aderência da armadura de protensão e a agressividade do ambiente quanto a corrosão da armadura. Para a presente estrutura considerou-se a relação $0,5\sqrt{f'c}$.

É importante destacar que, as verificações apresentadas nos documentos de referência não incluíram a análise da combinação *Service I* determinada pela ASSHTO LRFD (2007), que apresenta um fator de majoração de cargas móveis maior, 1,0 ao invés de 0,8. Porém pelo conhecimento do melhor comportamento do concreto em compressão, essa propriedade poderia ter amparado a falta desta verificação. Além disso, empregou-se as referências normativas da ASSHTO STANDARD para as verificações do concreto protendido sob condições de serviço, mas cabe ressaltar que os limites determinados pelas duas normativas são semelhantes.

Com relação ao aço estrutural, a avaliação é realizada considerando a capacidade resistente sob a condição de resistência última na qual são empregados os coeficientes de minoração de resistência apresentados no item 6.5.4.2 da ASSHTO LRFD (2007). Sob compressão foi adotado o fator de 0,90 e sob tração o fator de 0,95.

A Tabela A-7 a seguir apresenta os valores limites de tensões de resistência empregadas para as verificações das seções.

Tabela A-7 - Tensões limites.

Material	Estado limite	Tensão resistente nominal (kN/cm ²)	Compressão (kN/cm ²)	Tração (kN/cm ²)
Concreto armado	Resistência	2,745	2,099	-
	Serviço		1,098	0,330
Concreto protendido	Serviço		1,647	0,262
Aço estrutural	Resistência	25	22,5	23,75

1.3. MODELO EMPREGADO PARA AS ANÁLISES ESTRUTURAIS

O modelo de análise empregado para as verificações de capacidade resistente é equivalente a uma estrutura contínua de três vãos, dois vão extremos de 40 m e vão interno de 50 m, totalizando 130 m. Foi considerado um modelo de barras no plano (2D) desenvolvido no software comercial SAP2000, seção transversal simétrica (uma única viga mista) e materiais com comportamento elástico e linear. A figura a seguir ilustra os comprimentos equivalentes para as solicitações à flexão positiva e negativa.

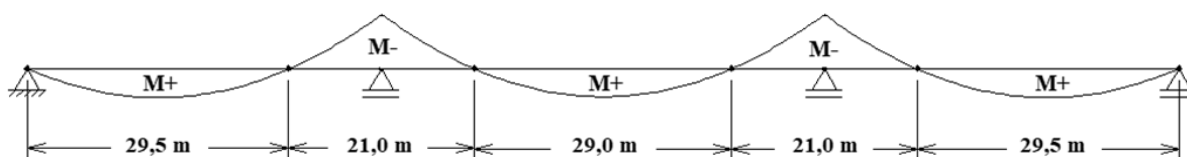
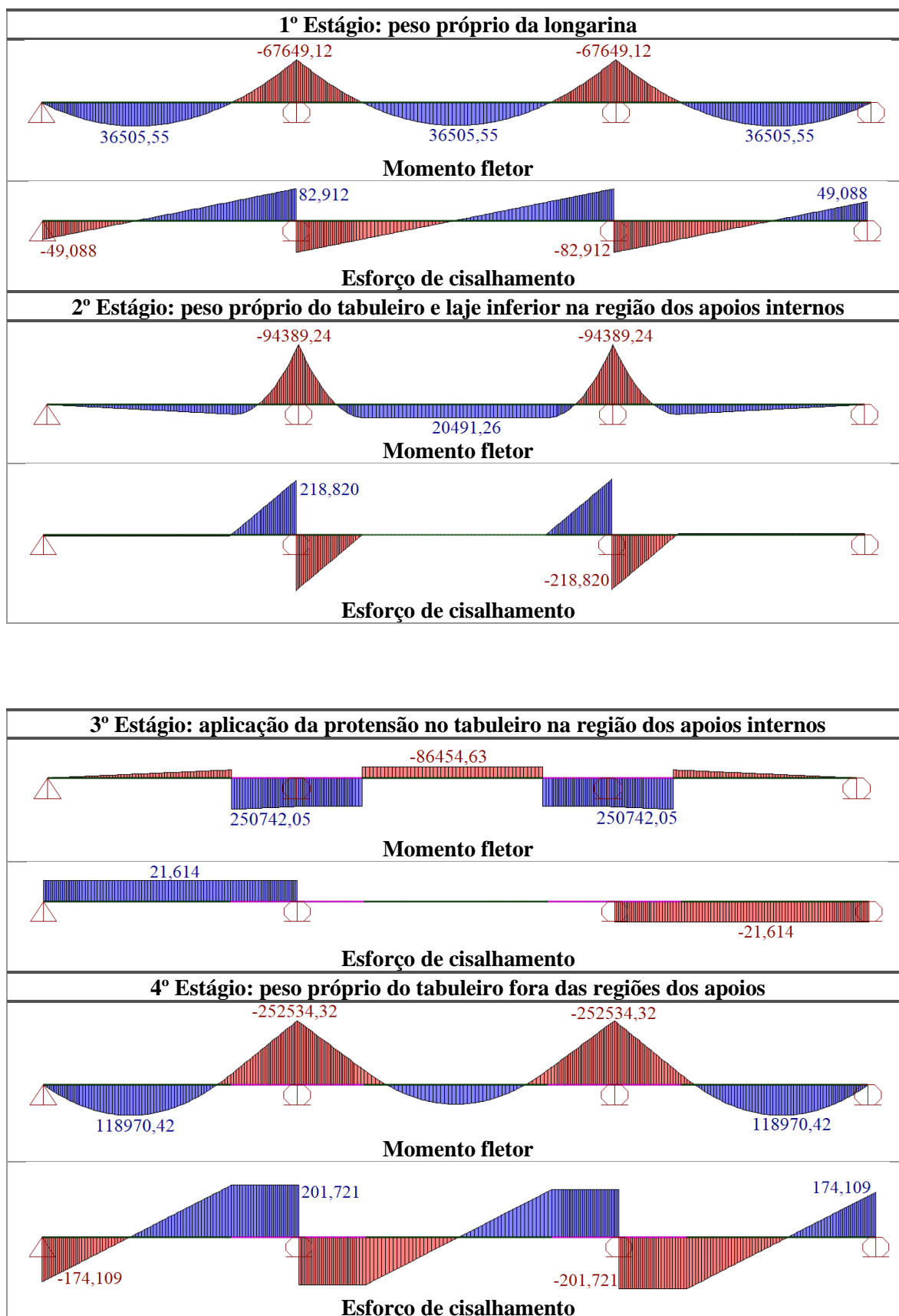


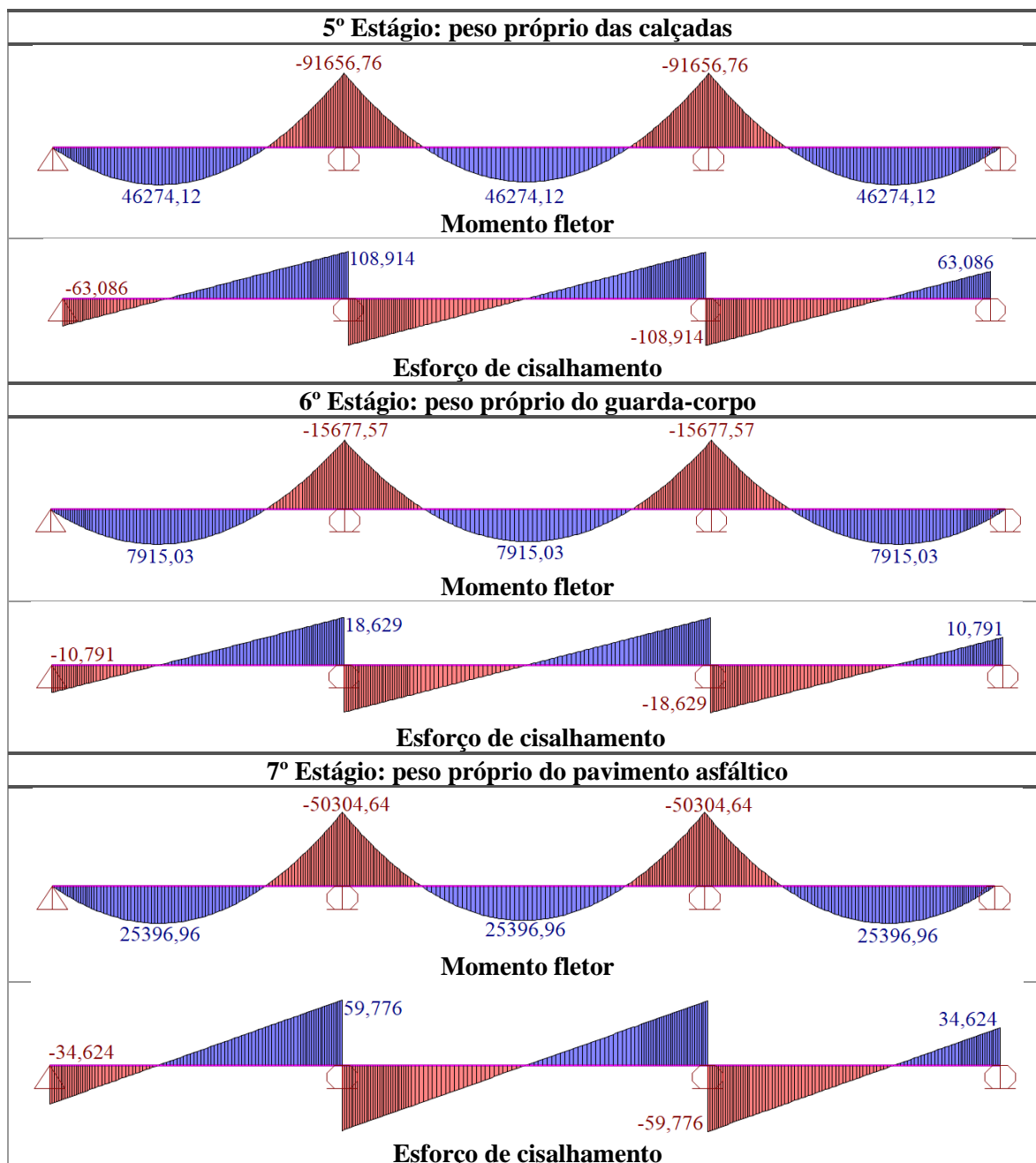
Figura A1-4 – Distribuição das solicitações ao longo do comprimento estrutura.

Ressalta-se que o tabuleiro possui armadura de protensão disposta exatamente sobre o trecho sobre o qual observa-se a solicitação de momento negativo, estendendo-se por 10,5 metros para cada extremidade dos apoios internos, somando 21,0 m de comprimento.

Na Tabela A-8 são apresentados os gráficos dos esforços característicos decorrentes de cada carregamento, isoladamente, considerando o peso próprio relacionado à cada etapa de execução. Destaca-se que, nos estágios nos quais a seção transversal já apresenta laje de concreto, foi considerada a relação modular aço e concreto igual a $3n$, e para a avaliação da carga móvel, considerou-se a relação modular igual a n , como determina as prescrições da ASSHTO LRFD (2007).

Tabela A-8 - Esforços limites.





Os esforços obtidos foram empregados para as verificações das capacidades resistentes dos componentes, além também da avaliação especificamente do perfil metálico ao longo das etapas de execução.

1.4. VERIFICAÇÃO DAS LONGARINAS DURANTE AS ETAPAS DE EXECUÇÃO (VER ITEM 6.10.3)

A norma determina a necessidade da verificação das vigas metálicas para os casos mais críticos de solitação associado as fases de execução da estrutura, de forma a satisfazer os itens

referentes as condições de flexão (ver item 6.10.3.2) e cisalhamento (ver item 6.10.3.3). Os vários estágios de lançamento do tabuleiro devem ser avaliados, considerando a alteração das rigidezes da seção ao longo do processo construtivo (ver item 6.10.3.4).

A análise desenvolvida neste trabalho trata-se de verificações simplificadas, e, portanto, apenas a condição de flexão foi avaliada. Esta verificação deve considerar apropriadas combinações de cargas com relação aos critérios de resistência, sendo admitido no mínimo o valor 1,25 para os fatores de ponderação de cargas permanentes. Carregamentos característicos das etapas de execução (equipamentos, por exemplo) devem ser ponderados com fator de 1,5. Para cálculo de deslocamentos verticais, os fatores devem ser iguais a 1,0.

Ressalta-se que não foram consideradas cargas associadas às atividades de execução, mas sim apenas cargas permanentes decorrentes do peso próprio dos componentes atuantes sobre o perfil metálico. Dessa forma, as combinações de carga empregadas foram as definidas anteriormente, utilizando um coeficiente de majoração de esforços igual a 1,50 para as solicitações produzidas pela execução do pavimento (7º estágio) e 1,25 para os demais carregamentos.

A Tabela A-9 apresenta as tensões desenvolvidas nas fibras mais solicitadas da seção transversal da viga metálica, superior e inferior. As condições extremas ocorrem para as solicitações de momento fletor negativo, expressando valores de tensões negativas relacionadas à compressão e tensões positivas à tração.

Tabela A-9 - Solicitações em flexão no perfil de aço ao longo das etapas de execução.

Estágio	Mk(kN.cm)	Md(kN.cm)	$\sigma_{sup.}$ (kN/cm ²)		σ_{inf} (kN/cm ²)	
			Estágio atual	Acumulado	Estágio atual	Acumulado
1º	67649,12	84561,40	4,41	4,59	-2,49	-2,49
2º	94389,24	117986,55	6,40	10,99	-3,47	-5,95
3º	-228695,92	-228695,92	-6,87	4,12	0,18	-5,78
4º	252534,32	315667,90	4,21	8,32	-4,41	-10,19
5º	91656,76	114570,95	1,53	9,85	-1,60	-11,79
6º	15677,57	19596,96	0,26	10,11	-0,27	-12,06
7º	50304,64	75456,96	1,01	11,12	-1,05	-13,11

Os limites resistentes para o aço estrutural em compressão e tração são respectivamente 22,5 kN/cm² e 23,75 kN/cm² e, portanto, sob os esforços construtivos, as longarinas apresentam solicitações bem inferiores as tensões máximas.

1.5. VERIFICAÇÃO DA SEÇÃO SOB FLEXÃO NEGATIVA

A seção característica das regiões sob momento negativo, apresentada na Figura A1-3(c), foi avaliada ao longo da aplicação dos carregamentos permanentes, como também posterior a atuação da carga móvel, considerando os estados limites característicos. As tensões foram verificadas nas fibras mais solicitadas, sendo σ_s : tensão na fibra superior, σ_i : tensão na fibra inferior, σ_n : tensão normal, considerando a alteração da seção transversal, empregando as prescrições normativas para a avaliação da seção homogeneizada de acordo com o fator de homogeneização (ou relação modular) n .

A Tabela A-10 a seguir apresenta os esforços e tensões considerando a combinação de esforços *Strength I*, sendo γ os fatores de majoração de ações para cada carregamento considerado, na qual foi avaliada a capacidade resistente do aço estrutural. As tensões negativas são associadas à compressão e as tensões positivas, tração.

Tabela A-10 - Solicitações de flexão negativa – avaliação do perfil metálico.

Seção portante	Estágio	γ	Md_máx(kN.cm)	σ_s (kN/cm ²)	σ_i (kN/cm ²)
Perfil	1°	1,25	84561,40	4,59	-2,49
Perfil	2°	1,25	117986,55	6,40	-3,47
Viga mista-VC2(3n)	3°	1,00	-228695,92	-3,05	3,20
Viga mista-VC2(3n)	4°	1,25	315667,90	4,21	-4,41
Viga mista-VC2(3n)	5°	1,25	114570,95	1,53	-1,60
Viga mista-VC2(3n)	6°	1,25	19596,96	0,26	-0,27
Viga mista-VC2(3n)	7°	1,50	75456,96	1,01	-1,05
Viga mista-VC2(n)	Carga móvel	1,75	607323,15	3,52	-5,31
Seção portante	Estágio	γ	Carga Pd (kN)	σ_n (kN/cm ²)	σ_n (kN/cm ²)
Viga mista-VC2(3n)	3°	1,00	-2991,01	-3,82	-3,82
			$\Sigma\sigma$ (kN/cm ²)	14,63	-19,23

As lajes de concreto devem ser verificadas segundo a combinação de esforços em serviço. A tabela a seguir apresenta os esforços e tensões considerando a combinação de esforços *Service I* e *Service III*, sendo γ os fatores de majoração de ações para cada carregamento considerado. As tensões negativas são associadas à compressão e as tensões positivas, tração.

Tabela A-11 - Solicitações de flexão negativa – avaliação das lajes de concreto.

Seção portante	Cargas	γ		Md_máx(kN.cm)		σ_x (kN/cm ²)		σ_b (kN/cm ²)	
Viga mista-VC2(3n)	3°	1,0		-228695,92		-0,16		0,13	
Viga mista-VC2(3n)	4°	1,0		252534,32		0,18		-0,14	
Viga mista-VC2(3n)	5°	1,0		91656,76		0,07		-0,05	
Viga mista-VC2(3n)	6°	1,0		15677,57		0,04		-0,03	
Viga mista-VC2(3n)	7°	1,0		50304,64		0,01		-0,01	
Viga mista-VC2(n)	Carga móvel	0,8	1,0	277633,44	347041,80	0,27	0,0	0,0	-0,37
Seção portante	Cargas	γ		Carga Pd (kN)		σ_n (kN/cm ²)		σ_n (kN/cm ²)	
Viga mista-VC2(3n)	3°	1,0		-2991,04		-0,16		-0,16	
				$\Sigma\sigma$ (kN/cm ²)		0,24		-0,63	

Comparativamente aos limites resistentes da viga e lajes da tabela A-7, as solicitações são adequadas.

1.6. VERIFICAÇÃO DA SEÇÃO SOB FLEXÃO POSITIVA

A seção característica das regiões sob momento positivo, apresentada na Figura A1-3(b), foi avaliada ao longo da aplicação dos carregamentos permanentes, como também posterior a atuação da carga móvel, considerando os estados limites de resistência. As tensões foram verificadas nas fibras mais solicitadas, sendo σ_s : tensão na fibra superior, σ_i : tensão na fibra inferior, σ_n : tensão normal, considerando a alteração da seção transversal, empregando as prescrições normativas para a avaliação da seção homogeneizada de acordo com o fator de homogeneização (ou relação modular) n .

As tabelas a seguir apresentam os esforços e tensões considerando a combinação de esforços *Strength I*, sendo γ os fatores de majoração de ações para cada carregamento considerado, na qual foi avaliada a capacidade resistente do aço estrutural e da laje do tabuleiro. As tensões negativas são associadas à compressão e as tensões positivas, tração.

Tabela A-12. Solicitações de flexão positiva – avaliação do perfil metálico.

Seção portante	Cargas	γ	Md_máx(kN.cm)	σ_s (kN/cm ²)	σ_i (kN/cm ²)
Perfil	1°	1,25	45631,94	-2,48	1,34
Perfil	2°	1,25	9320,96	-0,51	0,27
Perfil	3°	1,25	148084,35	-8,03	4,35
Perfil	4°	1,00	-32470,49	1,76	-0,95
Viga mista-VC1(3n)	5°	1,25	57842,65	-0,86	1,31
Viga mista-VC1(3n)	6°	1,25	9893,79	-0,15	0,22
Viga mista-VC1(3n)	7°	1,50	38095,44	-0,57	0,87
Viga mista-VC1(n)	Carga móvel	1,75	643641,85	-3,35	13,56
			$\Sigma\sigma$ (kN/cm ²)	-14,18	20,98

Tabela A-13 - Solicitações de flexão positiva – avaliação da laje do tabuleiro.

Seção portante	Cargas	γ	Md_máx(kN.cm)	σ_{tx} (kN/cm ²)
Viga mista-VC1(3n)	5°	1,25	57842,65	-0,05
Viga mista-VC1(3n)	6°	1,25	9893,79	-0,01
Viga mista-VC1(3n)	7°	1,50	38095,44	-0,03
Viga mista-VC1(n)	Carga móvel	1,75	643641,85	-0,72
			$\Sigma\sigma$ (kN/cm ²)	-0,81

Comparativamente aos limites resistentes da viga e laje do tabuleiro da tabela A-7, as solicitações são adequadas.

ANEXO II

Publicações alcançadas durante o desenvolvimento do trabalho – periódicos e congressos.

1. PERIÓDICOS

- Statistical bias indicators for the long-term displacement of steel-concrete composite beam. *Computers and Concrete*, 2019.

Autores: Julian A. Moreno, Jorge L. P. Tamayo, Inácio B. Morsch, Marcela P. Miranda e Lucas H. Reginato.

Resumo: Avaliação de vigas mistas aço e concreto considerando os efeitos viscoelásticos a partir de diferentes modelos normativos e indicadores estatísticos capazes de inferir sobre a qualidade do modelo de longa duração. Foi realizado um estudo sobre medidas de influência na condição de fissuração do concreto e fatores de calibração de modelos retração e fluência.
- A nonlinear geometric model for pre-stressed steel-concrete composite beams. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, 2021.

Autores: Bárbara S. Sánchez, Jorge L. P. Tamayo, Inácio B. Morsch e Marcela P. Miranda.

Resumo: Estudo de vigas mistas aço e concreto, com estruturas com protensão interna e externa, com foco na avaliação dos efeitos da não linearidade geométrica dos elementos utilizando a abordagem Lagrangeana Total. Elementos de catenária foram empregados para a simulação da protensão externa.
- Steel-concrete bond behavior: An experimental and numerical study. *Construction and building materials*, 2021.

Autores: Marcela P. Miranda, Inácio B. Morsch, Daiane S. Brisotto, Eduardo Bittencourt e Eliene P. Carvalho.

Resumo: Estudo numérico do ensaio de arrancamento *pull out Test* modificado com relação a geometria do corpo de prova e comprimento de ancoragem. A nova geometria proposta na fase experimental foi avaliada utilizando um modelo de elementos finitos baseado em um algoritmo elasto-plástico, a fim de estudar o desenvolvimento de tensões na interface aço e concreto e verificar a influência do parâmetro geometria do corpo de

prova. A partir dos resultados da reprodução experimental, foi possível, com o modelo numérico estimar o comportamento do ensaio com barras de diâmetros não avaliadas na fase experimental.

- Benchmark examples for structural system changes: analytical and numerical approaches. *Archives of computational methods in engineering*, 2022.

Autores: Marcela P. Miranda, Jorge L. P. Tamayo e Inácio B. Morsch.

Resumo: O trabalho expõe uma extensa revisão de literatura sobre os diferentes modelos de análise do faseamento construtivo de pontes, desenvolvidos ao longo dos anos, e apresenta um conjunto de exemplo estruturais com diferentes particularidades que envolvem a execução estrutural. O objetivo foi apresentar e fortalecer a literatura com casos que auxiliem verificações de modelos considerando etapas construtivas.

- Reassessment of viscoelastic response in steel-concrete composite beams. *Structural engineering and mechanics*, 2022.

Autores: Marcela P. Miranda, Jorge L. P. Tamayo e Inácio B. Morsch.

Resumo: A abordagem de solução viscoelástica denominada solução direta é apresentada e avaliada em comparação a difundida Teoria da Solidificação. A principal diferença se concentra no cálculo dos elementos que representam as chamadas cadeias do modelo reológico de Kelvin. Para os exemplos avaliados poucas diferenças foram observadas e atualização das cadeias (solução direta) não mostrou vantagens significativas.

2. CONGRESSOS

- Experimental and numerical study of the steel-concrete bond phenomenon - pull-out test analysis with an elasto-plastic model. *XL Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE 2019)*.

Autores: Marcela P. Miranda, Inácio B. Morsch, Daiane S. Brisotto, Eduardo Bittencourt e Eliene P. Carvalho.

Resumo: Reprodução a partir de um modelo numérico do ensaio de arrancamento *pull-out Test* com algumas modificações da geometria do corpo de prova e comprimento de ancoragem com objetivo de verificar e confirmar os resultados experimentais.

- Numerical analysis of a pre-stressed bridge considering construction processes. *XLII Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE*

2021) and 3rd Pan American Congress on Computational Mechanics (III PANACM).

Autores: Marcela P. Miranda, Jorge L. P. Tamayo e Inácio B. Morsch.

Resumo: O processo de execução de uma ponte de concreto protendido com seção caixão foi avaliado a partir da metodologia denominada estruturas fantasmas (*Ghost Structures*). A metodologia de faseamento implementada no VIMIS foi verificada bem como um artifício de penalização para a consideração de seções geométricas vazadas.