

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

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS  
ELEMENTOS FINITOS DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DE  
UMA PONTE SEGMENTADA PRÉ-MOLDADA COM  
PROTENSÃO**

**GABRIELA GRÜTZMACHER MACHADO**

Porto Alegre  
2022

GABRIELA GRÜTZMACHER MACHADO

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS  
ELEMENTOS FINITOS DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DE  
UMA PONTE SEGMENTADA PRÉ-MOLDADA COM  
PROTENSÃO**

Dissertação 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 Mestre em  
Engenharia.

Porto Alegre  
Fevereiro 2022

### CIP - Catalogação na Publicação

Machado, Gabriela Grützmacher  
SIMULAÇÃO NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS  
FINITOS DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DE UMA PONTE  
SEGMENTADA PRÉ-MOLDADA COM PROTENSÃO / Gabriela  
Grützmacher Machado. -- 2022.  
231 f.  
Orientadores: Ámerico Campos Filho, Paula Manica  
Lazzari.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-  
RS, 2022.

1. Pontes Segmentadas. 2. Balanços Sucessivos. 3.  
Método dos Elementos Finitos. 4. ANSYS. 5. UPF's -  
User Programmable Features. I. Campos Filho, Américo,  
orient. II. Lazzari, Paula Manica, orient. III.  
Título.

**GABRIELA GRÜTZMACHER MACHADO**

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS  
ELEMENTOS FINITOS DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DE  
UMA PONTE SEGMENTADA PRÉ-MOLDADA COM  
PROTENSÃO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, na área de ESTRUTURAS, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 18 de fevereiro de 2022

**Prof. Américo Campos Filho**  
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade  
de São Paulo  
orientador

**Prof<sup>ª</sup>. Paula Manica Lazzari**  
Dr<sup>ª</sup>. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul  
orientadora

Prof. Lucas Festugato  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof<sup>ª</sup>. Bruna Manica Lazzari (PUCRS)**  
Dr<sup>ª</sup>. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul

**Prof<sup>ª</sup>. Denise Bernaud Maghous (UFRGS)**  
Dr<sup>ª</sup>. pela École Nationale des Ponts et  
Chaussées

**Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul



Dedico este trabalho ao Gabriel, pela força e apoio incondicional durante o período de desenvolvimento desta dissertação de mestrado e a minha amada filha Luiza, fonte de inspiração e amor.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, pela fonte de fé e perseverança, pelos momentos de alento e por não ter me deixado desistir de concluir este trabalho tão sonhado e almejado. Agradeço pela força imposta nos momentos mais difíceis e por Ele ter colocado diante de mim pessoas especiais que me ajudaram a chegar até a conclusão desta importante conquista.

Agradeço imensamente aos Professores Américo Campos Filho e Paula Manica Lazzari, pois diante da constante motivação imposta por eles, foi possível a realização desta dissertação de mestrado. Agradeço por me acolherem como orientanda, pela paciência, pelas incansáveis reuniões de orientação, pela disponibilidade, pela experiência e pela contribuição técnica, fundamental para a realização do estudo, além disso, pela fonte de inspiração para seguir na carreira docente. Sou grata por todos os ensinamentos transmitidos nos nossos encontros e pela amizade formada ao longo do período da realização deste trabalho. Ademais, agradeço aos professores por providenciarem a disponibilidade de um computador na UFRGS para eu poder realizar a análise do meu trabalho de forma remota durante o período de pandemia.

Agradeço, de forma geral, a todos os professores e funcionários do PPGEC pela convivência ao longo do período da pós-graduação. Agradeço de forma especial a colega Rafaela Spessatto por compartilhar comigo os momentos de orientação e por se tornar minha parceira de trabalho da Nova Ponte do Guaíba. Agradeço a professora Bruna Manica Lazzari e o colega Igor Souza Hoffman por toda a ajuda e disponibilidade e por me fornecer o seu material atualizado relacionado à customização do ANSYS. Agradeço os demais colegas do curso, que sempre se dispuseram a auxiliar no que se refere a modelagem no ANSYS e também compartilhar muitas experiências no decorrer desses anos.

Agradeço de forma geral ao CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA pela disponibilização dos projetos e dados específicos do projeto da Nova Ponte do Guaíba. Em especial ao engenheiro Renan Ribeiro Setubal Gomes, da construtora QUEIROZ GALVÃO, aos engenheiros do DNIT Luiz Fernando Soares Pires, Carlos Vieira e a engenheira Teresinha Barth por liberarem a disponibilização dos projetos. Assim como a engenheira Cecília Lunardi da ECOPLAN ENGENHARIA, pelo fornecimento de todos os projetos e dados necessários.

Agradeço ao Gabriel, por me apoiar na decisão de realizar o mestrado e a minha filha Luiza, por sempre me apoiar e por todo o amor, contribuindo para o término desta pesquisa. Pelos

momentos de cuidado, carinho e descontração. Sem vocês dois em minha vida nada disso seria possível.

Agradeço a toda a minha família, em especial aos meus pais Ana e Alcindo, por terem sido desde sempre os meus incentivadores a acreditar no meu potencial e por todo o esforço nos momentos de maior dificuldade. Agradeço ao meu irmão Alcindo por toda a ajuda em todos os momentos da minha vida.

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela oportunidade de estar participando de um curso de pós-graduação de excelência. Agradeço também à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior pelo suporte financeiro que permitiu a realização deste estudo.

Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei  
para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser,  
mas Graças a Deus, não sou o que era antes.

*Marthin Luther King*

## RESUMO

MACHADO, G. G. **Simulação Numérica pelo Método dos Elementos Finitos das Etapas Construtivas de uma Ponte Segmentada Pré-moldada com Protensão**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

O projeto de pontes segmentadas, que utilizam elementos de concreto pré-moldado com protensão e a técnica de construção do tabuleiro por balanços sucessivos, envolve uma análise de alta complexidade. A justificativa para a realização deste trabalho vem da crescente utilização destas pontes ao longo dos anos, pois é uma alternativa muito eficaz para vencer grandes vãos. Esta dissertação de mestrado apresenta uma análise numérica a partir de um modelo tridimensional em elementos finitos que simula as etapas construtivas de um trecho do tabuleiro da Nova Ponte do Guaíba, localizada na cidade de Porto Alegre, utilizando o software ANSYS, versão 21.2. Apresenta-se, inicialmente, uma revisão sobre as pontes segmentadas, a técnica construtiva por balanços sucessivos, assim como sobre a protensão nestas estruturas. Em seguida, descrevem-se as relações constitutivas viscoelásticas dos materiais, empregadas na representação numérica. Para o concreto, utilizou-se um modelo de Kelvin generalizado, com o auxílio da ferramenta de customização UPF (*User Programmable Features*), onde foram adicionadas sub-rotinas, ao programa principal, em linguagem FORTRAN. Para o aço das armaduras de protensão, utilizou-se um modelo de Maxwell Generalizado, disponível no ANSYS. Foram, então, simuladas numericamente as etapas construtivas por balanços sucessivos de um trecho da Nova Ponte do Guaíba, seguindo fielmente a sequência adotada na sua construção. A partir dos dados de monitoramento da construção da ponte, foi possível realizar a comparação dos valores de deslocamento vertical, obtidos no modelo numérico e coletados em campo. Observou-se uma boa concordância entre esses valores.

**Palavras-chave:** *Pontes Segmentadas; Balanços Sucessivos; Etapas Construtivas; Concreto Pré-moldado; Protensão; Método dos Elementos Finitos; ANSYS; UPF's – User Programmable Features.*

## ABSTRACT

MACHADO, G. G. **Numerical Simulation by the Finite Element Method of the Constructive Steps of a Precast Prestressed Segmented Bridge**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

The design of segmental bridges, which use precast prestressed concrete elements and the technique of building the deck by successive cantilever method, involves a highly complex analysis. The justification for carrying out this work comes from the increasing use of these bridges over the years, as it is a very effective alternative to overcome large spans. This master's dissertation presents a numerical analysis based on a three-dimensional finite element model that simulates the construction stage of part of the deck from the Nova Ponte do Guaíba, located in the city of Porto Alegre, using the software ANSYS, version 21.2. Initially, a review of the segmental bridges, the constructive technique by successive cantilever method, as well as the prestressing in these structures is presented. Then, the viscoelastic constitutive relationships of the materials used in the numerical representation are described. For the concrete, a generalized Kelvin model was used, with the help of the UPF (User Programmable Features) customization tool, where subroutines were added to the main program in FORTRAN language. A generalized Maxwell model, available in ANSYS, was used for the prestressing steel. The constructive steps by successive cantilevers were then numerically simulated for part of the deck from the Nova Ponte do Guaíba, following the sequence adopted in its construction. From the monitoring data of the construction of the bridge, it was possible to compare the values of vertical displacement, obtained in the numerical model and collected on field. There was a good agreement between these values.

**Keywords:** *Segmental Bridges; Successive Cantilever Method; Construction Stages; Precast Concrete; Prestress; Finite Element Method; ANSYS; UPF's – User Programmable Features.*

## LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
ANSYS – *Analysis Systems Incorporated*  
BISO – *Bilinear Isotropic Hardening*  
*fib* – *Fédération Internationale du Béton*  
PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
UPF – *User Programmable Features*

## LISTA DE SÍMBOLOS

### LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

$[D]$  – matriz constitutiva do material  
 $E$  – módulo de elasticidade, ou módulo de Young  
 $E_c$  – módulo de elasticidade tangente do concreto  
 $E_{ci}$  – módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias  
 $E_\mu$  – módulo de elasticidade da  $\mu$ -ésima unidade da cadeia de Kelvin  
 $E_0$  – módulo de elasticidade do concreto referente aos agregados e partículas microscópicas da pasta de cimento  
 $[K]$  – matriz de rigidez global, resultante da montagem das matrizes de cada elemento

### LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

$f_{cm}$  – resistência média à compressão do concreto  
 $f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto  
 $f_{ctm}$  – resistência à tração do concreto  
 $h$  – espessura fictícia da peça  
 $s$  – coeficiente que depende do tipo de concreto (adm)  
 $t$  – tempo (dias)  
 $t_i$  – tempo do início concreto na análise numérica  
 $t_0$  – idade do concreto no instante em que a tensão foi aplicada (dias)  
 $t_s$  – tempo de secagem do concreto

$u$  – perímetro da estrutura em contato com o meio ambiente

$\{u\}$  – vetor incógnita contendo os deslocamentos nodais de todos os nós de cada elemento

$v$  – volume de concreto

## LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

$\Delta$  – incremento

## LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

$\varepsilon_0$  – deformação que independe da tensão: retração, térmica e por fissuração

$\varepsilon_C$  – deformação total

$\varepsilon_{ci}$  – deformação inicial (instantânea) elástica e linear

$\varepsilon_{cc}$  – deformação por fluência

$\varepsilon_{cs}$  – deformação por retração

$\varepsilon_{cT}$  – deformação térmica

$\varepsilon_{c\sigma}$  – deformação dependente da tensão

$\varepsilon_f$  – parcela viscosa (fluidez) da deformação por fluência

$\varepsilon_{tot}$  – deformação total da armadura

$\varepsilon_{v\mu}$  – deformação viscoelástica da unidade  $\mu$  da armadura;

$\varepsilon_v$  – parcela viscoelástica da deformação por fluência

$\eta\mu$  – viscosidade da  $\mu$ -ésima unidade da cadeia de Kelvin

$\nu$  – coeficiente de Poisson

$\sigma$  – tensão

$\sigma_0$  – tensão inicial atuante

$\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}$  – tensões principais

$\sigma_C$  – tensão total atuante no concreto

$\sigma_{p0}$  – tensão inicial de protensão após as perdas iniciais

$\sigma_{ptot}$  – tensão da armadura ativa, que representa a perda de tensão para o efeito da relaxação

$\sigma_\mu$  – somatório de todos os incrementos de tensão da unidade  $\mu$  em todos os incrementos de tempo

$\phi$  – coeficiente de fluência

$\Psi$  – relaxação das barras de aço

$\tau_\mu$  – tempo de relaxação da unidade  $\mu$ , dependente da idade  $t$  do concreto



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
1.1 MOTIVAÇÃO.....	17
1.2 DIRETRIZES DA PESQUISA.....	18
1.2.1 Objetivos .....	18
1.2.1.1 Objetivo principal .....	18
1.2.1.2 Objetivos secundários .....	19
1.2.2 Limitações .....	20
1.2.3 Delineamento.....	20
<b>2 PONTES SEGMENTADAS PROTENDIDAS .....</b>	<b>23</b>
2.1 Breve Histórico.....	25
2.2 Características da Construção segmentada.....	30
2.2.1 Sistema Construtivo por Balaços Sucessivos .....	30
2.2.2 Aduelas Moldadas no Local.....	34
2.2.3 Aduelas Pré-Moldadas.....	36
2.2.3.1 Construção dos segmentos pré-moldados.....	38
2.2.3.2 Instalação das aduelas pré-moldadas.....	40
2.2.4 Aduela de Fechamento.....	42
2.2.5 Variação na profundidade das aduelas .....	43
2.3 Juntas entre segmentos.....	45
2.4 Estabilidade Estrutural.....	47
<b>3 PROTENSÃO EM ESTRUTURAS DE PONTES SEGMENTADAS.....</b>	<b>49</b>
3.1 INTRODUÇÃO.....	49
3.2 BREVE HISTÓRICO .....	51
3.3 PROTENSÃO NA CONSTRUÇÃO DOS BALANÇOS.....	52

3.4 PERDAS DE PROTENSÃO .....	55
3.4.1 Perdas Imediatas de Protensão .....	56
3.4.2 Perdas Progressivas de Protensão.....	56
<b>4 PROPRIEDADES CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS .....</b>	<b>58</b>
4.1 CONCRETO .....	59
4.1.1 Comportamento diferido do concreto.....	61
4.1.3 Teoria da solidificação para a fluência do concreto.....	65
4.1.4 Modelo reológico para o fator da fluência que depende da idade do carregamento.....	67
4.2 AÇO .....	69
<b>5 MODELAGEM COMPUTACIONAL PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS UTILIZANDO O <i>SOFTWARE</i> ANSYS .....</b>	<b>74</b>
5.1 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS .....	76
5.1.1 Elemento finito SOLID186 .....	76
5.1.2 Elementos finitos MESH200 e REINF264.....	78
5.1.2.1 Modelagem numérica para a armadura de protensão.....	81
5.1.2.2 Simulação para a modelagem da armadura de protensão.....	82
5.1.3 Elementos de ativação e desativação ( <i>Birth and Death elements</i> ) .....	88
5.2 MODELO UTILIZADO PARA O CONCRETO .....	89
5.3 MODELO UTILIZADO PARA O AÇO .....	94
<b>6 DETALHES DE PROJETO DA NOVA PONTE DO GUAÍBA.....</b>	<b>97</b>
6.1 INFORMAÇÕES DO TRECHO EM BALANÇOS SUCESSIVOS .....	99
6.2 Detalhes do trecho em balanços sucessivos a partir do eixo número 04 ....	110
<b>7 MODELAGEM DE UM DOS BALANÇOS SUCESSIVOS DA NOVA PONTE DO GUAÍBA .....</b>	<b>122</b>
7.1 MODELAGEM ELEMENTOS DE CONCRETO – SOLID186.....	124

7.2 ELEMENTOS DE ARMADURA ATIVA – REINF264 .....	133
7.3 ETAPAS DE CARGAS.....	139
<b>8 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ETAPAS CONSTRUTIVAS DA NOVA PONTE DO GUAÍBA .....</b>	<b>142</b>
8.1 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS ADUELAS ....	143
8.2 ANÁLISE DAS TENSÕES.....	154
<b>9 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>180</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>184</b>
<b>APÊNDICE A.....</b>	<b>188</b>
<b>APÊNDICE B.....</b>	<b>221</b>
<b>APÊNDICE C.....</b>	<b>226</b>

# 1 INTRODUÇÃO

Pontes são obras de arte especiais de extrema importância no sistema de infraestrutura do país, destinadas a transpor obstáculos naturais, assim como interrupções de trânsito, garantindo acessibilidade e conexões entre vias. Desta forma, esse tipo de estrutura possibilita o crescimento no desenvolvimento socioeconômico, gerando melhores interligações para o transporte da indústria, comércio e agricultura.

A NBR 7188:2013 (ABNT, 2013) define ponte como sendo uma estrutura sujeita à ação de cargas em movimento, com posição variável, denominada de carga móvel. A estrutura de uma ponte geralmente é constituída por elementos com funções específicas agrupados em três partes fundamentais: a infraestrutura, a mesoestrutura e a superestrutura. A superestrutura de uma ponte é formada pelos elementos que compõem a estrutura trafegável da ponte, composta pelo tabuleiro e o sistema de suporte principal, sua função é transmitir as cargas do estrado, ao longo dos vãos diretamente aos apoios.

No presente trabalho são estudadas superestruturas de pontes segmentadas, compostas por aduelas de concreto justapostas e protendidas, executadas pelo método dos balanços sucessivos. O estudo abrange as estruturas de pontes segmentadas, de forma a descrever os conceitos fundamentais desse tipo estrutural, a forma de construção por balanços sucessivos e as técnicas de protensão.

As pontes segmentadas são estruturas formadas por aduelas de concreto justapostas, sendo que as mesmas podem ser moldadas no local ou pré-moldadas. No sistema de aduelas pré-moldadas, essas estruturas são transportadas até a sua localização na superestrutura da ponte. Após o lançamento das aduelas, realiza-se a protensão das mesmas, garantindo a união desses elementos, formando a estrutura da ponte de forma estável.

A utilização de pontes segmentadas, construídas pela técnica de balanços sucessivos, vem crescendo ao longo dos anos, pois é uma alternativa muito eficaz para vencer grandes vãos. Essa técnica estrutural é bastante difundida e pode ser considerada uma das

alternativas mais eficientes na construção de grandes estruturas de pontes. A construção por balanços sucessivos torna o processo construtivo mais complexo, sendo necessário um bom entendimento desta técnica.

A partir da simulação numérica das etapas construtivas de pontes segmentadas pré-moldadas, é possível obter um acompanhamento da evolução de tensões e deslocamentos que ocorrem no lançamento das aduelas pela construção dos balanços sucessivos. Diante do exposto, fica evidenciado que a partir deste estudo, tem-se o conhecimento das solicitações atuantes na estrutura ao longo do seu processo construtivo, podendo, desta forma, evitar possíveis erros na fase de execução desse tipo de estrutura.

Assim sendo, o presente trabalho realiza uma análise numérica das etapas construtivas de uma ponte segmentada protendida, com aduelas pré-moldadas, executada pelo método dos balanços sucessivos, através do Método dos Elementos Finitos. Como ferramenta para a modelagem da estrutura, utiliza-se o *software* ANSYS 21.2 customizado. Os resultados obtidos apresentaram valores próximos aos dados disponíveis de monitoramento da fase construtiva dos balanços.

## 1.1 MOTIVAÇÃO

A partir da grande utilização de pontes segmentadas, capazes de vencer grandes vãos, surgiu o interesse e a **motivação** para a realização deste estudo. Este trabalho de suma importância para o estudo do sistema construtivo por balanços sucessivos, utilizando segmentos pré-moldados, com aduelas de seção variável, justapostas por juntas de concreto, sem armadura, utilizando protensão posterior para garantir a estabilidade e continuidade do balanço. A análise foi desenvolvida sobre a nova Ponte do Guaíba, localizada na cidade de Porto Alegre/RS (figura 1.1).

De acordo com Stucchi (2019), trata-se de uma grande obra, que compreende 110.000 m<sup>2</sup> de tabuleiro, juntando todas as estruturas de acesso e do canal navegável. A principal filosofia de concepção deste projeto foi a racionalização da construção, optando pela construção pré-moldada dos elementos que compõem as diversas estruturas. Utilizaram-se estruturas pré-moldadas desde a fundação, através de estacas pré-moldadas em canteiro próximo a obra, até a laje que compõe o tabuleiro. Para vencer o canal navegável, esta

grande obra utilizou o lançamento das aduelas pré-moldadas pelo método dos balanços sucessivos.

Figura 1.1 – Nova Ponte do Guaíba canal navegável



(fonte: DNIT, 2020)

## 1.2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Apresenta-se a seguir o método de pesquisa utilizado e os objetivos do trabalho.

### 1.2.1 Objetivos

Os objetivos deste trabalho são classificados em principal e secundários, conforme descrito a seguir:

#### 1.2.1.1 Objetivo principal

O presente estudo tem como **objetivo principal** realizar a simulação numérica das etapas construtivas, por balanços sucessivos de uma ponte real. A partir da simulação, serão

avaliados deslocamentos e tensões, durante o lançamento das aduelas pré-moldadas, de seção variável, com o uso de protensão para estabilidade e continuidade do vão.

#### 1.2.1.2 Objetivos secundários

Os **objetivos secundários** deste trabalho estão listados a seguir:

- a) aprofundar o estudo no conhecimento em estruturas de pontes segmentadas;
- b) ampliação do conhecimento da técnica de construção de elementos pré-moldados;
- c) ampliação do conhecimento da técnica construtiva por lançamento de estruturas de pontes por balanços sucessivos;
- d) estudo sobre técnicas de protensão no lançamento da estrutura;
- e) estudo aprofundado sobre o programa em elementos finitos ANSYS, versão 21.2;
- f) estudo sobre os modelos constitutivos dos materiais utilizados: concreto e aço;
- g) estudo do comportamento da relaxação do aço de protensão com utilização de parâmetros calculados a partir da formulação da cadeia de Maxwell;
- h) utilização de um modelo para o concreto que representa um material viscoelástico através do sistema de customização do *software* ANSYS (UPF – *User Programmable Features*);
- i) estudo e anexação de um novo parâmetro que leva em conta a idade dos elementos de concreto, com a finalidade de representar o concreto pré-moldado, dentro da sub-rotina utilizada no sistema de customização do *software* ANSYS (UPF – *User Programmable Features*);

- j) implementação de um modelo para o aço de protensão que representa um material viscoelástico diretamente do *software* ANSYS com anexação de parâmetros que levam em conta a relaxação da armadura ativa;
- k) lançamento da armadura ativa através do método da malha independente (*mesh-indepeddent method*), considerando modelo de armadura incorporada ao concreto, com aderência entre os elementos de aço e concreto. Utilizando elementos MESH200 e REINF264 incorporados ao SOLID186 do *software* ANSYS;
- l) estudo e implementação de aplicação de tensão inicial nos elementos da armadura ativa através do comando INISTATE do *software* ANSYS;

### 1.2.2 Limitações

São limitações deste trabalho:

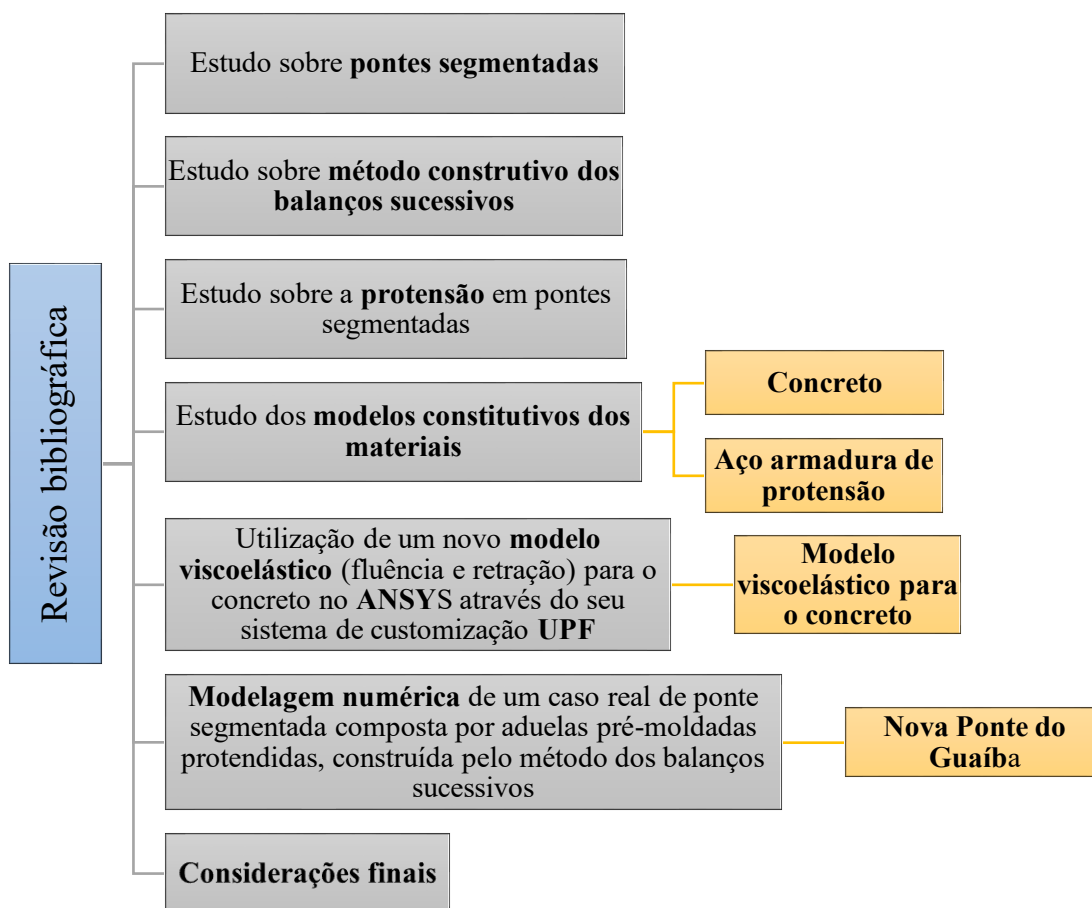
- a) não serão abordados efeitos de fissuração no concreto, uma vez que não será considerada a presença das armaduras passivas das aduelas de concreto pré-moldadas, devido as mesmas, na fase construtiva analisada, estarem sob efeitos de compressão;
- b) não serão abordados os efeitos do atrito dos cabos de protensão;
- c) não serão abordados efeitos dinâmicos, assim como os efeitos causados pela variação da temperatura.

### 1.2.3 Delineamento

O andamento deste trabalho foi desenvolvido em etapas estabelecidas conforme o organograma representado na Figura 1.2. Para tanto, observa-se que a revisão bibliográfica foi essencial para a resolução de cada etapa presente neste estudo. Deste modo, a mesma está ligada a todas as fases da realização do mesmo.



Figura 1.2 – Organograma das etapas do projeto de pesquisa



(fonte: elaborado pela autora)

Conforme o fluxograma apresentado, primeiramente foi realizada uma pesquisa sobre as pontes segmentadas, seus aspectos estruturais, método construtivo sobre balanços sucessivos e a protensão em estruturas de pontes segmentadas. Posteriormente, realizou-se o estudo das ferramentas e funcionalidade do *software* ANSYS, versão 21.2. Em seguida, foi feito o estudo de quais modelos constitutivos seriam os mais adequados para representar o comportamento do concreto e do aço. A partir desta análise, implementou-se um modelo viscoelástico, através do sistema de customização do ANSYS, para o concreto, que considera efeitos da fluência e retração. Já para o aço de protensão, utilizou-se o modelo viscoelástico do ANSYS, a fim de considerar os efeitos de relaxação do aço. A partir desse estudo foi realizada a modelagem numérica com a simulação de um caso real de estrutura de ponte segmentada com aduelas pré-moldadas protendidas, construídas

pelo método dos balanços sucessivos. Por fim, através de uma análise final dos resultados obtidos, foram feitas as considerações finais sobre o trabalho realizado.

O presente trabalho foi dividido em 9 capítulos. Neste **capítulo 1**, foram descritas as considerações iniciais sobre o tema, destacando a importância na realização deste estudo, assim como os objetivos propostos.

O **capítulo 2** apresenta uma revisão sobre pontes segmentadas protendidas, neste capítulo é feita uma revisão sobre esse tipo de ponte, descrevendo brevemente o histórico desse tipo estrutural, características da construção segmentada, dando ênfase no sistema construtivo por balanços sucessivos. No **capítulo 3** é feita uma revisão sobre a protensão em estruturas de pontes segmentadas.

No **capítulo 4** são descritos os modelos constitutivos do concreto e do aço. O estudo sobre a modelagem numérica e modelos utilizados em elementos finitos no *software* ANSYS, versão 21.2 é apresentado no **capítulo 5**. Explica-se, ainda, como foram implementadas as sub-rotinas no material viscoelástico para o concreto, descrevendo como foi realizada a conexão do novo material com o programa principal, assim como foi feita a consideração do material viscoelástico da armadura de protensão diretamente no ANSYS com a anexação de parâmetros que levam em conta a relaxação da armadura ativa.

No **capítulo 6** são apresentados os detalhes na Nova Ponte do Guaíba. No **capítulo 7** apresenta-se a modelagem numérica da Nova Ponte do Guaíba. Já no **capítulo 8** são apresentados a análise dos resultados obtidos pela simulação numérica das etapas construtivas da ponte. Por fim, no **capítulo 9** foram realizadas as considerações finais e conclusão da pesquisa.

## 2 PONTES SEGMENTADAS PROTENDIDAS

Apresenta-se, no decorrer deste capítulo, a conceituação básica de pontes segmentadas com utilização de protensão externa, sendo descrito brevemente a sua definição e vantagens da utilização deste tipo de estrutura. Além do exposto, é apresentado um breve histórico do surgimento de estruturas segmentadas com protensão, assim como as características da construção segmentada com ênfase no sistema construtivo por balanços sucessivos, tipos de juntas entre segmentos e um breve estudo sobre estabilidade estrutural desse tipo de ponte.

A estrutura de uma ponte pode ser classificada de diversas formas, sendo mais comumente de acordo com o sua finalidade, material, sistema estrutural e sistema construtivo. Para o seu projeto, primeiramente é necessário o conhecimento de sua finalidade, da qual decorrem os elementos geométricos que definem o tabuleiro, assim como as cargas para qual a estrutura deverá ser dimensionada (PFEIL, 1990).

O projeto de uma ponte é influenciado pelos custos relativos do material a ser utilizado, assim como os gastos com a mão de obra. Na construção pioneira de concreto armado, anteriormente à Segunda Guerra Mundial, o cimento e o aço eram materiais caros, já a mão de obra era relativamente barata, com isso era mais eficiente realizar projetos de estruturas mais complexas, utilizando um limite do concreto. Diante disso, era comum uma estrutura fina para a laje que compunha o tabuleiro, construída com nervuras retangulares nas duas direções, transversal e longitudinal. Esta situação, na atual conjuntura é completamente diferente, em países desenvolvidos a mão de obra é valorizada e possui um custo extremamente alto (FIB, 2000).

A priori, a definição do sistema estrutural e construtivo a ser empregado depende de um estudo técnico-econômico, que leva em conta um processo que se desenvolve a partir das condições do local onde a estrutura será construída (topografia, geologia, hidrografia, condições climáticas, exigência de tráfego, etc.), assim como dos materiais e das técnicas construtivas disponíveis na região, os tipos estruturais e as teorias conhecidas. Outro fator determinante é a existência de canteiro de obras para fabricação e armazenamento das auelas e demais peças estruturais pré-moldadas que constituem a estrutura da ponte, se a estrutura for constituída por elementos pré-fabricados. Busca-se levar em conta em

conta questões de segurança e economia na construção seja qual for o método construtivo (PFEIL, 1988).

Conforme Ribeiro et al. (2006), pontes segmentadas (figura 2.1) de concreto protendido são estruturas compostas por aduelas de concreto, construídas utilizando elementos repetitivos que são, progressivamente, conectados e, posteriormente, protendidos por protensão externa ou interna, aderentes ou não aderentes. Particularmente, as cargas construtivas são consideradas críticas ao se tratar de métodos de dimensionamento. Os segmentos podem ser moldados no local ou pré-moldados, nesse caso podem possuir juntas unidas por resina epóxi, concreto de elevada resistência ou possuir juntas secas.

Figura 2.1 – Ponte Bang Na Expressway em Bangkok



(fonte: RIBEIRO et al., 2006)

Anteriormente ao surgimento da construção segmentar, muitas obras de pontes eram construídas com vigas coladas lado a lado, possuindo juntas entre as vigas paralelas aos eixo longitudinal da ponte. No conceito segmentar, os segmentos são partes de um elemento estrutural que permanecem entre juntas perpendiculares ao eixo longitudinal da estrutura. O seu desenvolvimento está diretamente relacionado com o desenvolvimento da construção por balanços sucessivos (CHEN; DUAN, 2000).

Para pontes em vigas de seção celular, a seção pode possuir uma única célula ou geralmente várias células, dependendo da largura exigida pelo tabuleiro. Para vãos mais curtos, a profundidade da seção permanece constante ao longo do vão. No entanto, para vãos mais longos costuma-se utilizar um intradorso de geometria curva, com variação dos elementos, produzindo uma seção mais profunda nos pilares (CHEN; DUAN, 2000).

Uma das vantagens do uso de estruturas segmentadas é a durabilidade das mesmas. De acordo com a *Federal Highway Administration Bridge*, inspeções realizadas em superestruturas de pontes construídas de 1973 a 2010 resultaram em análises satisfatórias. De acordo com o relatório de inspeções, podem ser observados apenas alguns pequenos problemas nas estruturas inspecionadas. Os dados apresentados nas avaliações técnicas indicaram que as pontes segmentadas apresentam um desempenho estrutural extremamente bom em comparação a outros tipos de pontes (PIELSTICK; OFFREDI, 2012).

A concepção, o desenvolvimento e a aceitação mundial de estruturas de pontes segmentadas, utilizando o concreto pré-moldado, representa uma das maiores e mais interessantes realizações na área de grandes estruturas. Estruturas de pontes segmentadas de concreto pré-moldado com protensão apresentam resultados de alta demanda na fase de projeto, gerando economia, garantindo segurança e proporcionando rapidez e versatilidade no processo construtivo, assim como excelente capacidade de manutenção. Nesse tipo de ponte as juntas entre os segmentos necessitam de um elevado grau de atenção no projeto e na fase construtiva. As juntas representam locais de descontinuidade e essa descontinuidade afeta o comportamento geral da estrutura, uma vez que elas são responsáveis pela transmissão das tensões de compressão e cisalhamento (AHMED; AZIZ, 2019).

## 2.1 BREVE HISTÓRICO

No Brasil, a primeira tentativa de realizar uma obra utilizando o método de balanços sucessivos foi idealizada pelo engenheiro Emilio Baumgart no ano de 1929, trata-se de uma ponte com 68 metros de vão, construída em concreto armado sobre o Rio do Peixe (figura 2.2), no estado de Santa Catarina. Na Alemanha, a datar do ano de 1950 várias

estruturas foram construídas com o uso de balanços sucessivos utilizando estruturas segmentadas em concreto armado, entretanto, a utilização desse método utilizando estruturas de concreto armado não prosperou. A ascensão da utilização do lançamento de estruturas de ponte por balanços sucessivos se deu após o surgimento do concreto pré-fabricado, através do engenheiro Eugène Freyssinet que difundiu essa técnica na França (CHEN; DUAN, 2000).

Figura 2.2 – Ponte sobre o Rio do Peixe, Santa Catarina/BR: (a) Etapa construtiva; (b) Estrutura finalizada



(a)



(b)

(fonte: THOMAZ, 2009)

Conforme Tassin (2006), o engenheiro Eugène Freyssinet foi também o inventor do concreto protendido moderno. Segundo ele o concreto protendido não era considerado um novo material e sim uma nova maneira de construir estruturas. Durante os anos 30, o engenheiro Freyssinet surgiu com o conceito de estruturas segmentadas de concreto pré-fabricado, porém, devido à Segunda Guerra Mundial, em 1939, o desenvolvimento de estudos para implementação desse novo modelo estrutural foi interrompido. Após o término da guerra, devido às consequências devastadoras, a infraestrutura da Europa precisava ser refeita imediatamente. Muitos materiais eram escassos, entre eles o aço estrutural. Devido a essa escassez, a reconstrução da infraestrutura utilizando o concreto se tornou muito atraente.

Em 1946, Freyssinet projetou a estrutura da ponte Luzancy sobre o rio Marne, localizado na França. Esta obra foi a primeira ponte segmentada a utilizar o concreto pré-fabricado protendido. Trata-se de uma ponte em Arco, composta por segmentos delgados de concreto pré-fabricado. A montagem das aduelas foi realizada através de cabos

temporários, por meio de mastros. Na sequência, estes segmentos foram protendidos, utilizando-se uma argamassa colante entre as juntas. Com a conclusão da ponte Luzancy, a construção de pontes segmentadas em concreto pré-moldado foi aplicada com sucesso em outros cinco pontos sobre o rio Marne. Uma dessas obras foi a ponte Esbly com 74 metros de vão (figura 2.3), seguindo o mesmo modelo estrutural descrito anteriormente.

Figura 2.3 – Ponte Esbly sobre o rio Marne na França

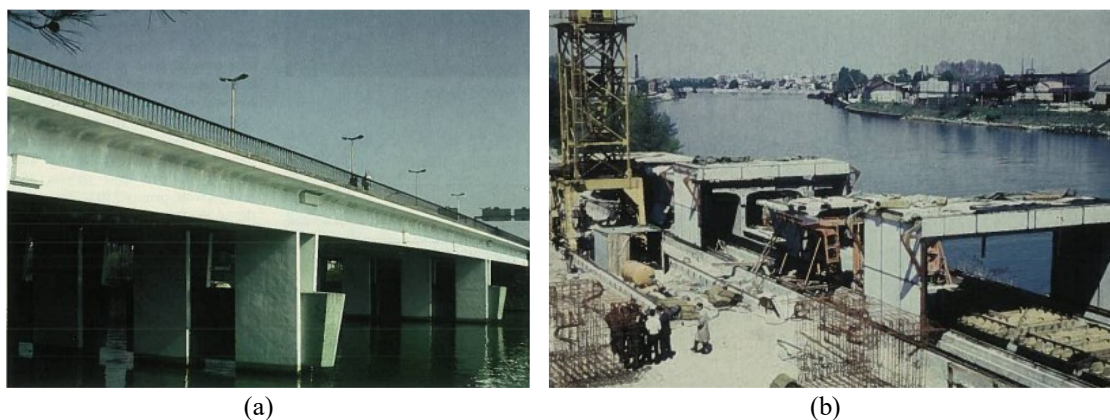


(fonte: TASSIN, 2006)

No início da década de 50, juntamente com o engenheiro Eugène Freyssinet, o engenheiro Jean Muller começou sua carreira como projetista estrutural de grandes estruturas, trabalhando em várias obras, tornando-se um idealizador da construção segmentada atual. Muller foi responsável pela inovação de utilizar pela primeira vez segmentos de vigas (aduelas) no sistema *match-cast*, onde cada peça era executada utilizando a outra como forma, com juntas secas protendidas utilizando cabos de aço. Nesse período ele projetou a ponte Shelton, no norte de Nova York, pela primeira vez utilizando juntas secas entre as aduelas pré-fabricadas. De acordo com Tassin (2006), a eliminação da argamassa nas juntas melhorou significativamente a rapidez de montagem dos segmentos pré-moldados, assim como proporcionou maior qualidade na construção, uma vez que torna-se extremamente necessário o cuidado com a geometria das peças na concretagem. A inovação proposta por Muller do sistema *match-cast* é a técnica utilizada hoje em dia em todo o mundo para produção de estruturas em concreto pré-moldado segmentar. As técnicas descritas serão abordadas com mais ênfase no decorrer do presente trabalho.

Em 1962, Muller estendeu sua experiência, projetando a ponte Choisy-le-Roi, sobre o rio Sena em Paris (figura 2.4 (a)). Pela primeira vez utilizou a tecnologia de construção segmentada utilizando vigas em seção caixão com juntas coladas com resina epóxi. Como descreve Tassin (2006), a utilização de viga em seção caixão obteve a vantagem de ser mais eficiente do que as vigas com seção I, em relação ao consumo de concreto, assim como, demonstrou maior estabilidade lateral, melhorando o comportamento estrutural frente aos esforços de torção. Na fabricação das aduelas da ponte Choisy-le-Roi utilizou-se o sistema *long-line*, onde a forma metálica e a armação são executadas em uma pista que serve de forma de fundo (figura 2.4 (b)). As aduelas foram concretadas utilizando a aduela da etapa anterior como forma, garantindo assim o perfeito encaixe.

Figura 2.4 – Ponte Choisy-le-Roi na França: (a) Ponte concluída; (b) Etapa construtiva pelo método *long-line*



(fonte: TASSIN, 2006)

O método dos balanços sucessivos, foi executado pela primeira vez utilizando segmentos pré-moldados a partir do topo dos pilares na ponte Oléron, localizada na França, com 2,86 quilômetros de extensão. Jean Muller e Campenon Bernard foram os responsáveis por esse projeto. Os segmentos foram fabricados utilizando o método *long-line* e o lançamentos dos segmentos foi realizado através de um pórtico montado na estrutura existente (figura 2.5). Esse método de construção foi muito bem sucedido e a ponte Oléron foi executada em um tempo recorde (apenas 2 anos) entre 1964 e 1966.



Figura 2.5 – Lançamento dos segmentos da Ponte Oléron



(fonte: TASSIN, 2006)

No ano de 1978, os engenheiros Eugène Freyssinet e Jean Muller foram responsáveis por várias obras de pontes na Flórida, tais como, as pontes Long Key, Seven-Mile, Channel Five e Niles Channel. Na construção da ponte Long Key houve a introdução de uma série de inovações que simplificaram a construção de estruturas segmentadas em balanços sucessivos. Ressalta-se a realização da construção utilizando a técnica *span-by-span*, que é a construção sobre o vão inteiro da estrutura e a protensão dentro da seção da aduela, porém fora do concreto. Nesta obra, as aduelas foram lançadas por meio de treliças e entre as aduelas foram deixadas as juntas secas, nas juntas foram implementadas chaves de cisalhamento de forma a garantir a resistência às tensões cisalhantes. Os cabos de protensão foram conectados em pontos por meio de desviadores, utilizou-se bainhas de polietireno para a passagem dos cabos, garantindo proteção dos cabos de aço aos agentes corrosivos.

Seguindo as técnicas construtivas descritas anteriormente, destaca-se no Brasil a ponte Presidente Costa e Silva, também conhecida como ponte Rio-Niterói (figura 2.6) que liga os municípios do Rio de Janeiro e Niterói, na baía de Guanabara. Inaugurada em 1974, essa obra constitui um importante marco na capacitação da engenharia nacional, tanto por suas dimensões, concepção e no seu processo construtivo. Trata-se da maior ponte do

Hemisfério Sul, sua extensão total é de 13,29 km, o seu vão central possui 300 m, com 80 m de altura. Posteriormente, muitos outros projetos seguindo o sistema de balanços sucessivos foram desenvolvidos e executados, sendo imprescindível o aperfeiçoamento dessa técnica construtiva, resultando em estruturas capazes de vencer maiores vãos, com rapidez construtiva, resistência e durabilidade.

Figura 2.6 – Ponte Presidente Costa e Silva



(fonte: CNNBRASIL, 2021)

## 2.2 CARACTERÍSTICAS DA CONSTRUÇÃO SEGMENTADA

O presente subcapítulo descreve com maior ênfase as características da construção segmentada lançada pelo método construtivo de balanços sucessivos, tipos de juntas entre os segmentos denominados de aduelas, assim como o estudo sobre estabilidade estrutural de pontes segmentadas.

### 2.2.1 Sistema Construtivo por Balaços Sucessivos

A construção segmentada utilizando aduelas de seção celular de concreto por balanços sucessivos (figura 2.7) é reconhecida como um dos métodos mais eficientes de construir

estruturas de pontes. Essa técnica possui inúmeras vantagens, como a construção em áreas urbanas de grande tráfego, em vales profundos e em cursos d'água, onde não é possível a utilização de sistemas de escoramento.

Figura 2.7 – Construção por balanço sucessivo da nova ponte do Guaíba em Porto Alegre/RS



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

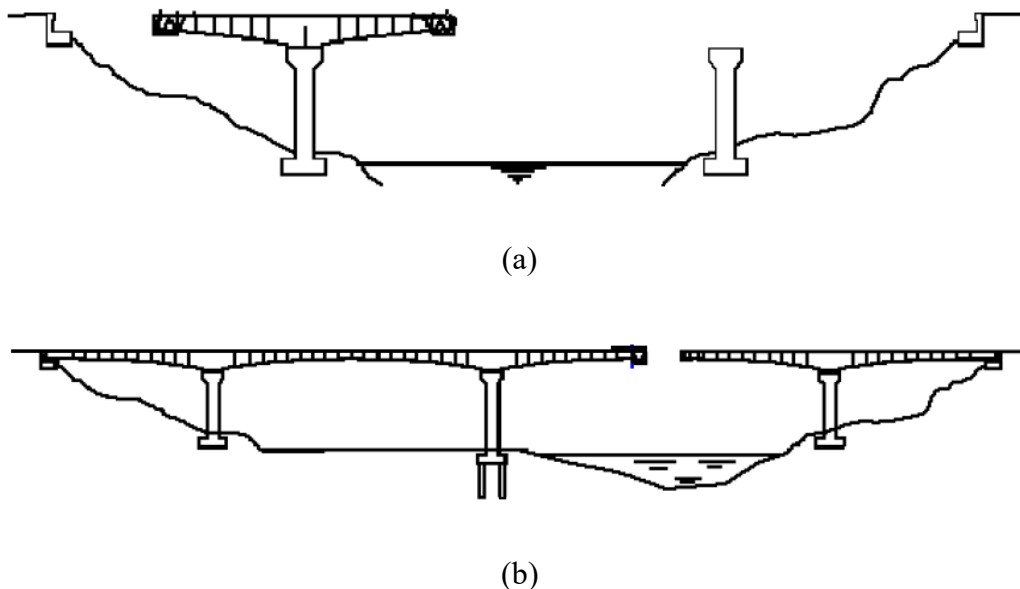
A técnica construtiva em balanços sucessivos, constitui-se em realizar a montagem da superestrutura de uma ponte por meio de segmentos denominadas aduelas. A construção se inicia pelos apoios permanentes de forma equilibrada até o fechamento do vão, realizada por uma junta de fechamento que une os balanços adjacentes. Conforme descreve Barras et al. (2003), posteriormente à construção ou lançamento de um segmento, os cabos de protensão fixados nas extremidades são tensionados, fixando-os firmemente nos segmentos anteriores e formando um balanço autoportante que serve de suporte para operações subsequentes.

Existem variadas formas de execução da superestrutura da ponte, a fim de se obter a consolidação dos segmentos. O processo executivo necessita de considerações a serem determinadas na análise estrutural. Este processo deve ser rigorosamente detalhado em projeto executivo. O método construtivo da execução do tabuleiro baseia-se em:

- a) construir simultaneamente e simetricamente em ambos os lados de um apoio (figura 2.8 (a)), a fim de minimizar os momentos transmitidos a esse elemento durante a realização da montagem das aduelas. Denominam-se balanços sucessivos a dupla saliência resultante desse processo;

- b) em alguns casos, assimetricamente, em um único lado de um balanço equilibrado (figura 2.8 (b)), onde o outro lado da estrutura já está unido ao vão adjacente.

Figura 2.8 – Construção do balanços sucessivos: (a) Balanços simétricos; (b) Balanços assimétricos



(fonte: BARRAS et al., 2003)

Quando a construção dos balanços for assimétrica e não for possível a situação de equilíbrio dos balanços, devem ser tomadas algumas medidas para garantir a estabilidade da estrutura e minimizar os efeitos de momento fletor que podem surgir. Nesse caso, utilizam-se ferramentas de apoio temporário que garantem a estabilidade da estrutura durante a construção, esses apoios podem ser montantes simples, apoios treliçados, ou pode-se utilizar elementos de contrapeso (LIMA, 2014).

A priori, o princípio básico de utilizar vigas em balanços sucessivos é a possibilidade de construir a ponte a partir dos apoios ou pilares construídos previamente, avançando sucessivamente em direção ao vão que se deseja vencer. A sequência do avanço dos segmentos deverá ser tal a manter o equilíbrio em relação ao apoio ou pilar (MASON, 1977).

Conforme Perlingeiro (2006), as aduelas de concreto são comprimidas contra as anteriores por meio de protensão, para a realização da compressão deve-se respeitar que a resistência adequada do concreto seja atendida. Lima (2014) descreve que as fases construtivas do lançamento dos balanços sucessivos necessitam de rigoroso acompanhamento, juntamente com a análise do projeto. As deformações ocorridas na execução das aduelas precisam ser acompanhadas individualmente após cada lançamento, a fim de evitar deformações excessivas. O cálculo das deformações na estrutura considera os carregamentos provenientes das cargas permanentes, assim como das cargas da construção, além dos fenômenos de fluência e retração do concreto, que são fundamentais em um modelo matemático para uma análise incremental.

O controle dos deslocamentos excessivos pode ser realizado através da estimativa das deformações imediatas, provenientes dos carregamentos, e das deformações devido aos efeitos do tempo que agem de forma progressiva. Além disso, é necessário realizar medições durante o processo construtivo, Santos (2014) cita que o controle das flechas durante a fase construtiva é realizado através de planilhas de medição, onde realiza-se leituras topográficas nas aduelas, os efeitos térmicos nas aduelas em balanço são significantes. A realização dessas medições é um processo imprescindível, pois a partir das medições realizadas em tempo real, torna-se possível realizar as correções necessárias, caso ocorra diferenças no nível durante a montagem das aduelas.

A construção por balanço sucessivo é usualmente utilizada para vãos que possuem de 70 a 90 metros. Entretanto, essa técnica oferece ótimas condições de execução para vãos compreendidos entre 50 a 150 metros. Além disso, a técnica construtiva é tecnicamente vantajosa para construções com superestrutura curva (FERRAZ, 1991 apud TARRATACA, 2009).

A opção de utilizar as aduelas moldadas no local ou pré-moldadas dependem de diretrizes do projeto idealizado, do tipo de mão de obra disponível na região, do comprimento do vão, do acesso ao local da construção e existência de um canteiro de obras. Chen e Duan (2000), descrevem que as aduelas podem ter de 3 a 6 m de comprimento, em relação a análise comparativa ao uso de aduelas moldadas no local e pré-moldadas, ressalta-se:

- a) a construção segmentar utilizando aduelas moldadas no local é um método relativamente lento. O trabalho é realizado *in situ*, ou seja, está exposto a

todas as condições climáticas e meteorológicas. As deformações dependentes do tempo no concreto tornam-se de grande importância, como consequência do carregamento precoce do concreto jovem. Esse método requer um baixo investimento;

b) a construção utilizando estruturas pré-moldadas é um método construtivo mais rápido, determinado pelo tempo necessário de elevação da estrutura. A maioria do trabalho é realizado em um pátio, onde as estruturas são moldadas, ficando protegidas contra as intempéries. A fabricação das peças podem começar simultaneamente com as fundações da ponte. As deformações dependentes do tempo de cura do concreto tornam-se menos importantes, pois a priori, os segmentos são levados para montagem da estrutura com o concreto em uma idade maior. Esse método requer investimentos mais elevados na parte de fabricação das peças, pois é necessário formas para a concretagem dos elementos, equipamentos de elevação, transporte e montagem. Deste modo, é necessário certo volume de trabalho para o método se tornar economicamente viável. Isto posto, pode-se complementar que a execução industrializada, por consequência, leva a uma maior qualidade do produto acabado.

### 2.2.2 Aduelas Moldadas no Local

Na construção com aduelas moldadas *in loco* (figura 2.9), a concretagem de cada segmento é realizada no seu posicionamento final na superestrutura da ponte. A aduela é projetada para resistir aos esforços de protensão e aos demais esforços provenientes de cargas atuantes durante a construção dos segmentos. Posteriormente à protensão, as formas são deslizadas através de trilhos metálicos até a posição seguinte, repedindo-se o processo.

Conforme descreve Podolny e Muller (1982), esse método requer a utilização de equipamentos que se deslocam conforme a necessidade em que a obra avança, como formas ou treliças deslizantes. Posteriormente à concretagem de uma aduela, a forma é solta e deslocada por meio de trilhos fixados na superestrutura até a posição do próximo



segmento. Para garantir a estabilidade, são instalados contrapesos na extremidade oposta do equipamento, mantendo assim o seu equilíbrio.

Figura 2.9 – Aduelas moldadas no local pelo método dos balanços sucessivos



(fonte: ULMA CONSTRUCTION, 2020)

Nesse tipo de modelagem, os segmentos são unidos de ponta a ponta, podendo ser utilizada armadura entre eles, servindo de reforço longitudinal através das juntas, o que não é possível em aduelas pré-fabricadas. As juntas podem ser tratadas conforme necessidade, assegurando a transferência segura de todas as tensões atuantes de flexão e cisalhamento, assim como a impermeabilização das mesmas contra a ação de agentes agressivos.

Na concretagem das aduelas é imprescindível a cura do concreto, evitando a perda de água e, conseqüentemente, a retração do concreto. É necessário que o segmento tenha alcançado sua resistência mínima definida em projeto, pois o concreto com pouca idade deverá suportar o peso da aduela seguinte, concretada com diferença de poucos dias em relação a primeira. Além deste carregamento, deverá suportar o peso do equipamento que se desloca após cada concretagem (MASON, 1977).

As etapas de construção para uma aduela, assim como a duração de cada etapa deve seguir uma ordem, conforme descrito no Quadro 2.1. As etapas podem ser desmembradas em

mais passos, entretanto, o tempo necessário entre cada atividade deve ser devidamente respeitado. Na concretagem de um segmento de seção celular, deve-se iniciar a concretagem pela laje inferior, depois as almas e por último a laje superior, por questões de acessibilidade, garantindo uma perfeita concretagem (MATHIVAT, 1980 apud PERLINGEIRO, 2006).

Quadro 2.1 – Etapas construtivas das aduelas moldadas *in loco*

ATIVIDADES	DURAÇÃO
CONCRETAGEM DA LAJE INFERIOR, ALMAS E LAJE SUPERIOR	1 dia
COLOCAÇÃO DO AÇO, BAINHAS E CABOS	2 dias
PROTENSÃO DOS CABOS DO SEGMENTOS ANTERIORMENTE CONCRETADO, RETIRADA DAS FORMAS E AVANÇO SOBRE OS TRILHOS	1 dia
CURA DO CONCRETO	7 dias

(fonte: baseado em MATHIVAT, 1980 apud PERLINGEIRO, 2006)

### 2.2.3 Aduelas Pré-Moldadas

Na construção segmentada utilizando aduelas pré-moldadas (figura 2.10), os segmentos são montados e concretados em um canteiro de obras temporário próximo da estrutura, posteriormente são transportados e içados até a sua posição final determinada em projeto executivo. O uso de aduelas pré-moldadas tem a vantagem da superestrutura ser montada com maior rapidez, em comparação com a construção que utiliza as aduelas moldadas *in loco*.

Inicialmente, entre as juntas das aduelas utilizava-se argamassa. Na construção segmentada moderna utiliza-se a técnica de construção *match-casting*, como utilizado para a ponte Choisy-le-Roi, onde os segmentos são pré-moldados um contra o outro, preferencialmente na mesma ordem de montagem na estrutura. Desse modo, nenhum ajuste se torna necessário entre os segmentos antes da montagem. As juntas entre as aduelas são deixadas secas, em áreas onde o clima permite. Caso contrário, entre as juntas utiliza-se uma camada extremamente fina de resina epóxi ou concreto para proteger os



cabos de protensão de agentes corrosivos. Diferentemente dos segmentos moldados *in loco*, não há necessidade de se preocupar com a cura do concreto para a execução da montagem das peças. Os segmentos podem ser fabricados com antecedência suficiente a sua montagem, garantindo que a estrutura tenha alcançada a resistência e cura necessária para suportar as deflexões durante a construção, assim como os efeitos de retração e fluência do concreto. Por consequência, a montagem final dos segmentos e proteção das peças pode prosseguir o mais rápido possível (PODOLY; MULLER, 1982). Ressalta-se a importância da estimativa de todas as deformações de curto e longo prazo do segmento que podem ocorrer durante a montagem na estrutura.

Figura 2.10 – Aduelas pré-moldadas pelo método dos balanços sucessivos



(fonte: AHMED; AZIZ, 2019)

De acordo com Chen et al. (2000), os recursos na utilização dos segmentos pré-moldados oferecem vantagens significativas sobre o método que utiliza aduelas moldadas no local. Essas vantagens são válidas desde que o investimento inicial nos equipamentos necessários seja devidamente justificado pela escala do projeto. Assim sendo, as vantagens podem ser listadas da seguinte forma:

- a) a fabricação dos segmentos da superestrutura pode ser iniciada no início do projeto e ao mesmo tempo que a construção da infraestrutura. Esse procedimento é necessário, devido à velocidade de montagem. É importante que os segmentos já estejam disponíveis antes do início do transporte;

b) a execução ultrapassa de 10 a 15 vezes o tempo de produção do método utilizando os segmentos moldados no local. O tempo necessário para a colocação das armaduras, cabos de aço e o tempo de espera para a cura do concreto são eliminados nesse processo;

c) as aduelas são produzidas respeitando uma linha de montagem, em um ambiente de fábrica. Deste modo, a produção permite um elevado controle de qualidade, estendendo a vida útil da estrutura. O concreto dos segmentos é “maduro”, portanto, os efeitos de retração e fluência são minimizados.

Conforme Pielstick e Offredi (2012), quando utilizado o método de balanços sucessivos, para que a montagem das aduelas pré-fabricadas ocorra sem problemas, é trivial um alto grau de controle da geometria da superestrutura da ponte durante a projeção da partida dos segmentos, garantindo assim a precisão no encontro dos balanços. O processo construtivo por balanços sucessivos, utilizando as peças pré-moldadas, consiste basicamente na instalação sequencial e simétrica em pares das aduelas a partir de um apoio, geralmente um pilar, as aduelas pré-moldadas então são conectadas por cabos de protensão. Os balanços, quando próximos ao encontro são interligados, no meio do vão por aduelas de fechamento moldadas no local, após o fechamento é aplicada a protensão adicional, garantindo a continuidade dos balanços.

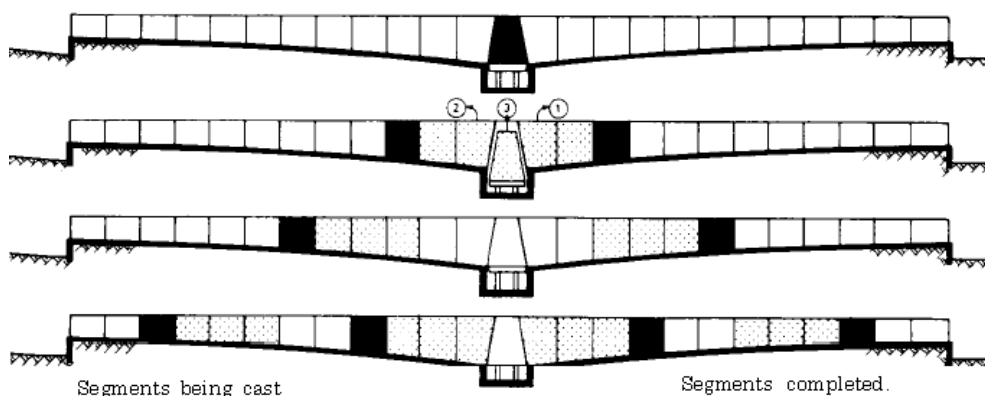
#### 2.2.3.1 Construção dos segmentos pré-moldados

Segundo Pielstick e Offredi (2012), a construção dos segmentos pré-moldados se enquadram em duas categorias básicas de métodos de fabricação, utilizando o método *long-line* ou o método *short-line*. No método *long-line*, todos os segmentos são montados e concretados na posição em que ficarão na estrutura, em uma forma de concretagem que reproduz exatamente o perfil da estrutura. Uma ou mais unidades de montagem se deslocam ao longo da linha de formas e são guiadas por um intradorso pré-ajustado, conforme geometria da estrutura. A Figura 2.11 demonstra a sequência de concretagem. Primeiramente, é concretada a aduela de disparo, posteriormente os segmentos laterais a essa aduela, assim simultaneamente e simetricamente. Na medida em que a concretagem dos segmentos avança, os segmentos iniciais podem ser removidos para armazenamento, deixando a parte central livre para mais concretagens. Esse método foi inicialmente

desenvolvido para ser utilizado somente em aduelas celulares de profundidade constante, como no caso da ponte Choisy-le-Roi. Mais tarde essa técnica ganhou desenvolvimento para plataformas de profundidade variável.

Na construção por meio de uma forma de concretagem que reproduz o perfil longitudinal da estrutura, a geometria da superestrutura é facilmente moldada e controlada. Após a remoção das formas, não é necessário que as peças sejam transferidas imediatamente para a área de armazenamento para continuar a concretagem. A desvantagem é referente ao tamanho do espaço disponível para a montagem da linha longa, o comprimento mínimo necessário é geralmente um pouco mais que a metade do comprimento do vão mais longo da estrutura. Além disso a base do terreno deve ser bem firme para a montagem da linha de formas, não pode haver deflexão das formas com o peso dos segmentos. Se a estrutura for curva, a linha de formas deve respeitar rigorosamente essa curvatura. Diante do exposto, cabe ressaltar que todo equipamento de formas necessário para a montagem, concretagem e tempo de cura deve ser móvel, para que o processo possa ser realizado.

Figura 2.11 – Esquema de concretagem de aduelas pré-moldadas pelo método *long-line*



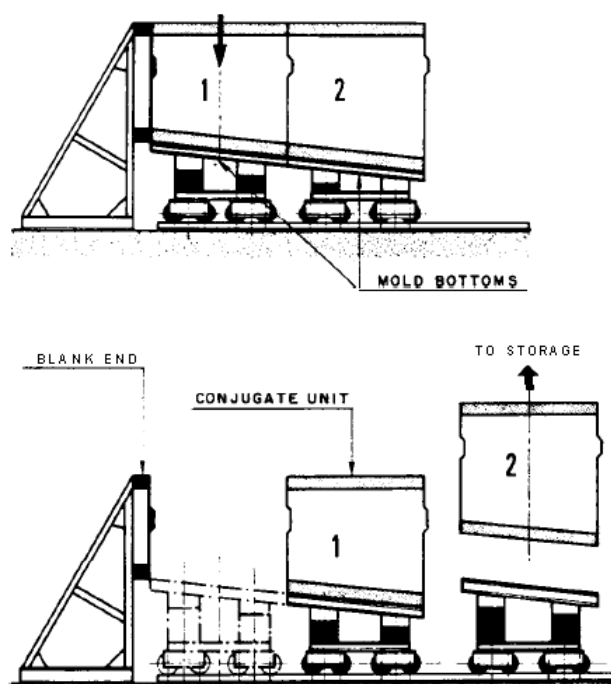
(fonte: PODOLNY; MULLER, 1982)

O método *short-line* de concretagem exige que todos os segmentos sejam montados e concretados no mesmo local, utilizando formas estacionárias, concretadas pelo sistema *match-cast*, onde os segmentos são concretados contra o segmento anterior (figura 2.12), a fim de se obter uma junta de encaixe perfeito. Após a concretagem e cura inicial, o segmento anteriormente concretado é removido e armazenado e o segmento concretado recentemente é movido para o lugar do anterior, dessa maneira é realizado o ciclo de

concretagem simultânea. Para pontes com curva vertical, ou seja, com diferença nos tamanhos das aduelas, é necessário ajustar o intradorso do segmento durante as operações de ajuste, visto que todas as formas, mesmo que fixas em um local, possuem um sistema de elevações. No caso de curvatura no plano horizontal, é necessário o ajuste da mesma maneira na forma, anteriormente a montagem dos segmentos, é possível a translação e rotação em um pequeno ângulo no plano para se alcançar a curvatura dimensionada em projeto.

A vantagem básica ao se utilizar esse método de modelagem dos segmentos pré-moldados, é referente ao espaço relativamente pequeno necessário. Pois, todo o processo de concretagem é executado em formas estacionárias.

Figura 2.12 – Esquema típico de concretagem de aduelas pré-moldadas pelo método *short-line*



(fonte: PODOLNY; MULLER, 1982)

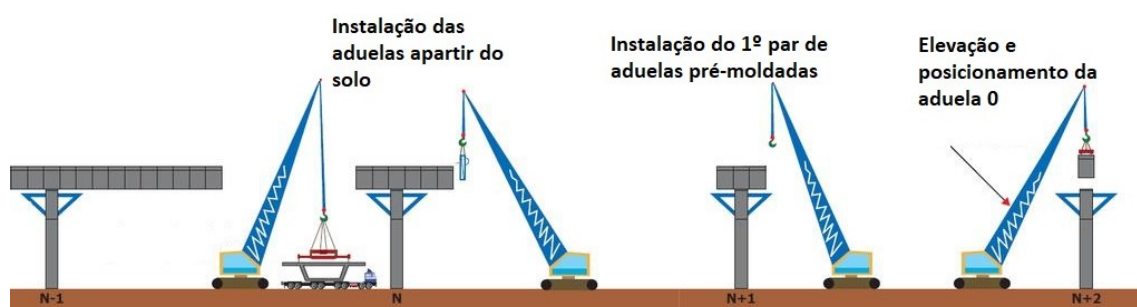
### 2.2.3.2 Instalação das aduelas pré-moldadas

O método utilizado na instalação das aduelas depende de como a estrutura foi projetada. Anteriormente ao projeto, é necessária uma análise de todas as cargas que irão atuar na estrutura, na fase construtiva, que inclui o peso dos equipamentos e durante a vida útil da estrutura. Além disso a escolha pelo método de instalação leva em conta o lugar onde a

ponte vai ser construída. É necessário a prévia avaliação do local e dos equipamentos disponíveis para o lançamento e instalação das aduelas na superestrutura da ponte.

Tratando-se de equipamentos de içamento e instalação das aduelas pré-moldadas, conforme descreve Sousa (2013), para o lançamento das aduelas, pode ser utilizado o equipamento de guindaste (figura 2.13), que realiza o içamento de cada aduela até o seu encaixe na superestrutura. Esse método consiste em uma solução bem simples e de baixo custo, entretanto só poderá ser utilizado quando o guindaste tiver acesso livre a estrutura da ponte, ou seja, quando se trata de obras de viaduto, quando há espaço disponível de lançamento, quando é possível desviar o curso d'água durante a construção, assim como, garantidas condições de operabilidade do equipamento no local da obra.

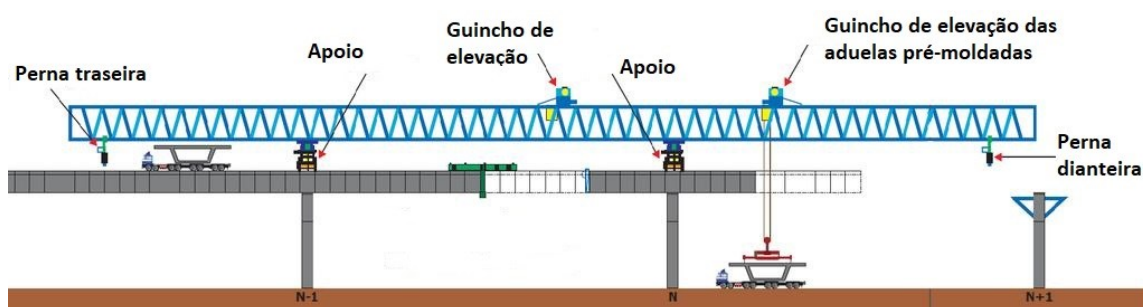
Figura 2.13 – Instalação das aduelas utilizando equipamento de guindaste



(fonte: adaptado de SOUSA, 2013)

Além do guindaste, pode-se utilizar uma treliça metálica (figura 2.14). Este equipamento é capaz de deslizar o segmento ao longo do balanço até a sua posição final na ponte. Outra forma de execução, é transportar os segmentos, por terra ou pela água, sob a estrutura, quando o segmento estiver localizado abaixo do balanço, por meio de um guindaste de elevação montado na ponta do balanço é realizado o içamento da aduela (figura 2.15). Entretanto, necessita-se a utilização de um outro guindaste que realize a elevação da aduela de disparo, ou então que a mesma seja moldada no local. Em ambos os casos, cada segmento recebe uma protensão temporária ou parcial no instante da colocação no tabuleiro, a protensão final é aplicada quando todos os segmentos estiverem no local permanente na estrutura (FIB, 2000).

Figura 2.14 – Instalação das aduelas utilizando treliça metálica



(fonte: adaptado de SOUSA, 2013)

Figura 2.15 – Instalação dos pares de aduelas utilizando o recurso de guincho instalado diretamente na ponta do balanço da estrutura



(fonte: adaptado de SOUSA, 2013)

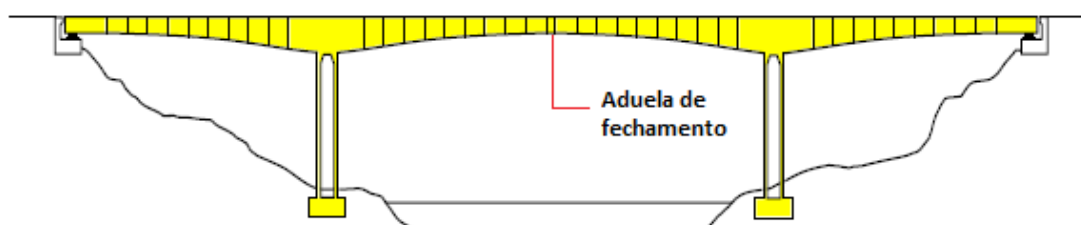
## 2.2.4 Aduela de Fechamento

O fechamento dos vãos entre os balanços pode ser realizado por ligação mediante rótulas, ligação por engaste deslizante ou por sistema contínuo, conforme descreve Menn (1990) apud Santos (2014) e Paim (1983) apud Santos (2014). O fechamento do vão mediante rótulas reproduz uma ligação articulada, com isso as últimas aduelas de cada balanço são conectadas no centro do vão por esse tipo de ligação. Dessa forma, a estrutura do tabuleiro sempre se comportará como um balanço. Nesse caso o diagrama de momento fletor da superestrutura permanece negativo, resultando em um único conjunto de cabos de protensão. Entretanto, a deformação progressiva pode alcançar elevados valores, resultando em uma elevada flecha no centro do vão da ponte.

A ligação por meio de engaste deslizante garante que os balanços possuam continuidade nas flechas e rotações da estrutura. No fechamento é instalado um equipamento de macaco hidráulico que permanece engastado no ponto de ligação, esse equipamento libera movimentos horizontais na estrutura. Para pontes de grandes dimensões o uso deste tipo de ligação torna-se oneroso.

O método construtivo de fechamento de vão por ligação com sistema contínuo (figura 2.16) realiza a conexão dos balanços através da concretagem da aduela de fechamento. A continuidade é realizada pela protensão e incorporação deste trecho ao restante da estrutura. Desse modo, o sistema torna-se contínuo e hiperestático, exige a utilização de protensão inferior entre as aduelas, devido ao momento fletor positivo que passa a atuar na estrutura da ponte. Nesse tipo de ligação o fechamento apresenta maior qualidade e resistência.

Figura 2.16 – Aduela de fechamento



(fonte: adaptado de BARRAS et al., 2003)

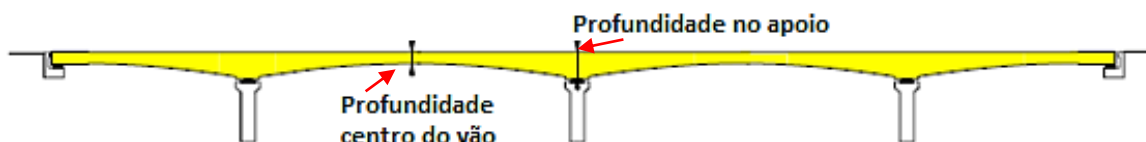
### 2.2.5 Variação na profundidade das aduelas

De acordo com manual da FIB (2000), a variação estrutural das vigas (ou outros elementos estruturais de uma ponte, como pilares e laje) em estruturas complexas, incluindo arcos, pontes pênsil e pontes estaiadas, dependem de diversos fatores, tais como material, classe e seção estrutural. A variação da profundidade das vigas em pontes de concreto reduz significativamente o peso da superestrutura na mesoestrutura e, conseqüentemente, na infraestrutura. Com a redução do peso, reduzem os momentos fletores atuantes, reduzindo, desse modo, a quantidade necessária de cabos de protensão e, portanto os custos da estrutura. Em contrapartida, a variação das vigas torna a construção mais complexa.

Geralmente, em superestruturas com variação, o tabuleiro possui forma de parábola (figura 2.17). Essa variação nas aduelas é realizada preferencialmente quando todos os vãos possuem o mesmo comprimento, deste modo o perfil longitudinal e o alinhamento proporcionam uma aparência harmônica. Caso contrário, deve-se evitar variações parabólicas, pois os parâmetros da parábola seriam distintos em todos os vãos, podendo haver problemas construtivos. Entretanto, tais problemas podem ser evitados, se houver uma boa adaptação na estrutura, ou seja, os segmentos podem receber mesmo comprimento em todos os vãos, desde que, a diferença no comprimento seja descontada na parte central de todos os vãos, que deve ser de profundidade constante (BARRAS et al., 2013).

Conforme Barras et al. (2013), a profundidade nos apoios está compreendida entre 1/16 e 1/18 do comprimento do vão da estrutura. A profundidade no centro está compreendida entre 1/30 e 1/35 do vão. Para facilitar o acesso ao interior da seção caixão, a priori utiliza-se no mínimo uma altura de 2,20 m nas aduelas.

Figura 2.17 – Variação parabólica da profundidade das aduelas



(fonte: adaptado de BARRAS et al., 2003)

A variação na profundidade do tipo cúbica é menos usual, essa solução reduz levemente os efeitos do peso próprio, resultando em uma aparência mais esticada que a de forma parabólica. No entanto, pode não ser adequada à distribuição dos momentos fletores e efeitos cisalhantes. A curvatura é mais acentuada próximo aos pilares e, desse modo, torna-se trivial garantir que a compressão da laje inferior seja considerada corretamente.

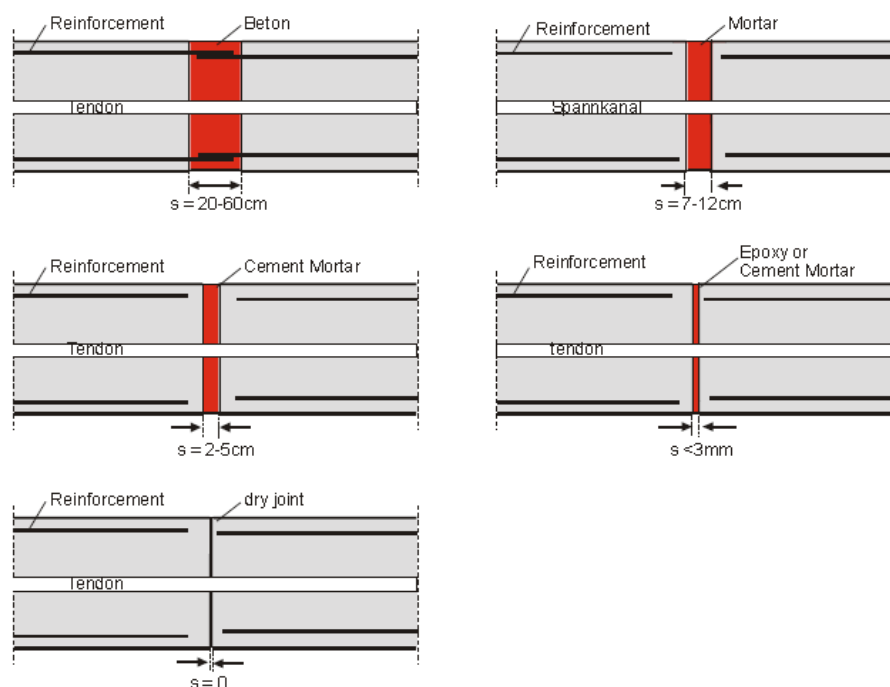


## 2.3 JUNTAS ENTRE SEGMENTOS

Como forma de unir os segmentos, conforme descrito anteriormente, pode-se ou não utilizar cola à base de resina epóxi. A utilização dessa resina tem a finalidade de selar as juntas, preenchendo possíveis imperfeições da concretagem, assim como garantir a aderência entre os segmentos, mantendo as juntas fixas.

A principal característica das juntas, é a necessidade de se manter unidas, protegendo a amadura de eventuais agentes que podem provocar a deterioração do aço, bem como contribuir para a transmissão das tensões de cisalhamento. Rombach (2002) cita três tipos de fechamento de junta, as que se mantem secas, as juntas unificadas por resina epóxi ou por concreto, podendo ou não possuir reforços de armadura (figura 2.18).

Figura 2.18 – Tipos de juntas entre aduelas



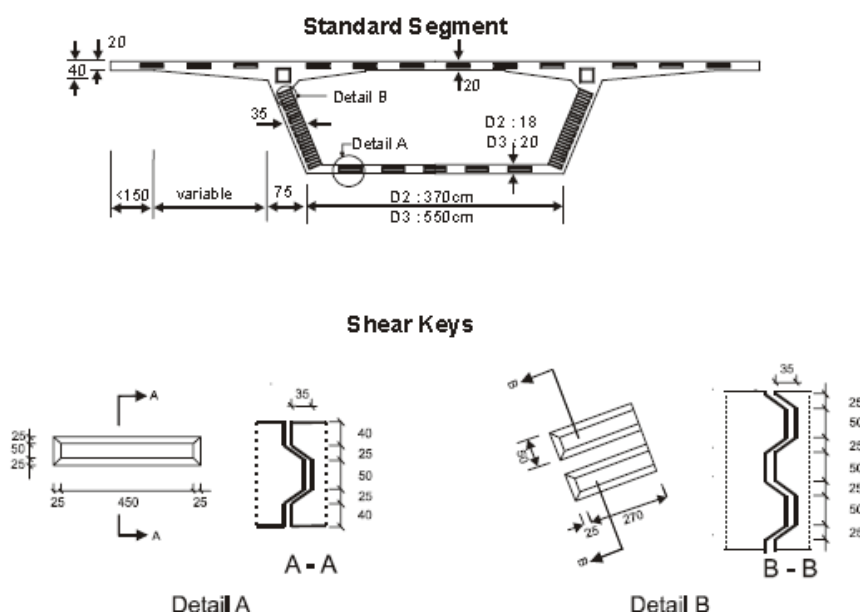
(fonte: ROMBACH, 2002)

Nas aduelas pré-moldadas, a concentração das deformações ocorrem nas juntas, devido ao fato de não haver armadura de reforço entre os elementos. Quanto maior for o acréscimo de cargas incrementais na estrutura, maior será a concentração de deformações nas juntas. Esse caso não ocorre nas regiões mais afastadas, nesses locais as seções são menos solicitadas (ARAÚJO, 2002).

Juntas secas, entre segmentos pré-moldados, possuem a vantagem de reduzir o tempo na construção, além do fator econômico. Não há armadura de transferência de esforços, tampouco protensão interna passando entre as juntas, por consequência utiliza-se a protensão externa para garantir que as juntas permaneçam comprimidas (PALIGA, 2015).

As juntas com chaves de cisalhamento (figura 2.19) possibilitam maior transmissão de esforços cortantes entre os segmentos. De acordo com Rombach (2002), ocorre uma grande diferença entre o comportamento de uma ponte segmentada com junta sem chave e junta com chave de cisalhamento. Juntas sem chaves de cisalhamento transferem forças quando estão sob compressão, enquanto as juntas com chaves podem transferir as forças até que uma certa folga seja atingida após a abertura da junta. A capacidade de resistência de uma junta com chave de cisalhamento depende da combinação do atrito entre as superfícies e da capacidade resistente ao esforço de cisalhamento das chaves.

Figura 2.19 – Exemplo de dimensões da aduela e das chaves de cisalhamento de uma



(fonte: ROMBACH, 2002)

Conforme Rombach e Specker (2002), a deformação característica devido ao carregamento em uma construção segmentada com junta seca é distinta da deformação de uma estrutura monolítica devido à junta seca não reforçada entre os elementos pré-moldados. Desta forma, torna-se necessária a consideração da abertura das juntas na

investigação numérica da estrutura, devendo ser levado em consideração parâmetros que reproduzam de forma realista o comportamento não-linear desse tipo de estrutura.

## 2.4 ESTABILIDADE ESTRUTURAL

De acordo com Santos (2014), para a realização da análise estrutural é fundamental o conhecimento da estrutura, como a sua geometria, condições de contorno, propriedades do material e carregamento imposto. Além disso, outros fatores são determinantes, como a temperatura e umidade que são efeitos provenientes do tempo, assim como a fluência e retração do concreto.

A estrutura de uma ponte construída por balanços sucessivos, possui comportamento isostático durante a fase construtiva de execução dos balanços. Após a execução do fechamento do vão, a ponte assume a função de viga contínua, podendo apresentar configuração hiperestática.

Conforme a evolução da construção da ponte, as cargas do balanço aumentam consideravelmente. O aumento crescente do carregamento provém principalmente do peso próprio das aduelas, assim como dos equipamentos necessários utilizados na execução, e também da ação do vento, que incide horizontalmente e verticalmente na estrutura. Além desses carregamentos, pode haver eventualmente cargas que influenciam no equilíbrio dos balanços. A ocorrência de carregamento assimétrico na estrutura pode causar graves problemas na execução dos balanços.

Na análise estrutural a concepção do modelo deve representar o comportamento real da estrutura, o objetivo da análise é relacionar em várias hipóteses os sistemas físicos com as ações atuantes, os deslocamentos presentes na estrutura, as reações de apoio e tensões. Com a realização da análise é possível a obtenção do comportamento da estrutura e assim determinar se a mesma se encontra estável ou não. No decorrer do presente trabalho será estudado mais profundamente sobre análise estrutural em uma estrutura de ponte com aduelas pré-moldadas, lançadas por balanços sucessivos protendidos após o seu posicionamento no vão da ponte.

Menn apud Santos (2014), descreve a aplicação de contra flechas para garantir que o perfil da ponte, definido em projeto, seja garantido. Com o lançamento das aduelas por balanços sucessivos, as deformações são significantes, sendo desta forma, necessário compensá-las por aplicação de contra flechas. A força aplicada deve possuir valor igual à deformação total ocorrida devido aos carregamentos de peso próprio da estrutura e cargas permanentes.

Conforme Santos (2014), o acompanhamento e real controle das deformações, durante todo o processo construtivo da ponte, deve ser extremamente rigoroso. Esse processo é trivial, para que o vão da ponte que será interligado posteriormente não apresente diferenças de nível, acarretando graves problemas a estrutura.

Durante a fase construtiva da ponte é fundamental o controle das flechas através de planilhas de medição. Esse controle é realizado por meio de leituras em todas as aduelas ao longo do tabuleiro, conforme o avanço do balanço. A utilização dos dados de medição possibilita realizar correções necessárias, prezando solucionar problemas de diferença de nível.

### 3 PROTENSÃO EM ESTRUTURAS DE PONTES SEGMENTADAS

Neste capítulo é introduzido o conceito de protensão em estruturas de concreto, com ênfase na protensão nas estruturas de pontes segmentadas. Descreve-se um breve histórico, técnicas de protensão e, por fim, as perdas de protensão que podem ocorrer nas estruturas.

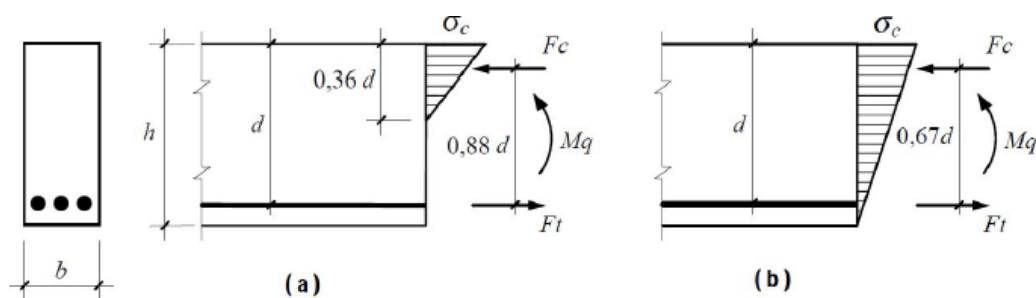
#### 3.1 INTRODUÇÃO

A protensão aplicada em estruturas de concreto tem uma importância significativa, devido a algumas particularidades, uma delas diz respeito a baixa resistência à tração do concreto, cerca de 10% de resistência à compressão. Deste modo, o comportamento à tração do concreto pode ser melhorado com a aplicação de forças adicionais através da protensão, ou seja, aplicando forças internas de compressão no concreto, onde as solicitações causadas pelas cargas produzem tensões de tração. Conforme descreve Pfeil (1988):

A protensão pode ser definida como o artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações.

Estruturas de concreto protendido possuem a característica de resistir aos esforços de tração de forma mais eficiente do que a armadura convencional passiva. Conforme a Figura 3.1, uma viga protendida pode apresentar o dobro da resistência de uma viga de concreto armado. Na seção de concreto armado convencional, composta somente por armadura passiva, apenas uma parte da seção resiste ao momento fletor (figura 3.1 (a)), já na seção de concreto protendido, toda a seção de concreto trabalha para combater o momento fletor atuante na estrutura (figura 3.1 (b)).

Figura 3.1– Seção submetida a flexão: (a) com armadura passiva (b) com armadura ativa



(fonte: VERRISSIMO; CESAR apud SANTOS, 2009)

Em estruturas de concreto armado, a atuação de ações elevadas é limitada pela fissuração do concreto, ou seja, o aço submetido a altas tensões de tração pode se alongar significativamente, ocasionando fissuras no concreto. A utilização de protensão diminui a chance de fissuração. Este fato se torna determinante no dimensionamento de estruturas de concreto. Na prática, a protensão é realizada por meio de cabos de aço de alta resistência, tracionados e ancorados no próprio concreto (PFEIL, 1988).

A ABNT NBR 6118 (2014), define o concreto protendido como aquele no qual parte da armadura é previamente alongada por meio de equipamentos especiais, com a finalidade de, em condições de serviço. Além disso, a armadura de protensão ajuda a impedir ou limitar a fissuração do concreto e os deslocamentos da estrutura, assim como propiciar um aumento de resistência no Estado Limite Último (ELU).

Estruturas de concreto com protensão externa utilizam ancoragens e desviadores para transferir a força de protensão do cabo de aço para o concreto. Existe diferença entre o comportamento das estruturas com protensão interna com cabos aderentes ou não aderentes, e as estruturas de concreto com protensão externa. Na protensão externa os fatores que podem afetar o comportamento da estrutura estão relacionados ao deslizamento do cabo nos desviadores, assim como às perdas de protensão, (PERLINGEIRO, 2006).

Conforme descreve Leonhardt (1979), a utilização de protensão em estruturas de pontes, reduz a fissuração do concreto, as flechas, assim como atua na diminuição da variação de tensões oriundas da carga móvel. Por consequência, a protensão melhora o

comportamento da estrutura, proporcionando maior liberdade relacionada à esbeltez das peças de concreto e a possibilidade de vencer vãos maiores.

O emprego da protensão em aduelas pré-moldadas de pontes, executadas pelo método dos balanços sucessivos, é realizado, na fase construtiva dos balanços, para garantir a estabilidade dos mesmos e provocar uma força de compressão uniforme nas aduelas. Posterior ao fechamento do vão, são posicionados outros cabos de protensão, com a finalidade de absorver cargas oriundas do momento fletor atuante no vão da estrutura da ponte (LEONHARDT, 1973).

De acordo com Santos (2014), a força de protensão é a aplicação de um carregamento permanente sujeito a oscilações na tensão. Essas oscilações são causadas por fatores que influenciam na tensão de protensão e causam perdas imediatas e progressivas nos cabos. Ao longo deste capítulo serão estudados esses tipos de perdas.

### 3.2 BREVE HISTÓRICO

A protensão tem sido utilizada em estruturas e objetos do cotidiano desde os tempos pré-históricos, como em arcos e tendas. Entretanto, essa técnica só foi completamente entendida no século XIX. O desenvolvimento do concreto protendido se difundiu nos Estados Unidos nas décadas de 1858 e 1888, quando o engenheiro Peter H. Jackson obteve pelo menos cinco patentes, desenvolvendo sistemas de aplicação da protensão em construções. Naquela época, Peter H. Jackson já havia identificado o processo de perdas de protensão. O emprego confiável da protensão no concreto somente foi realizado com a difusão de estudos sobre o comportamento do concreto a longo prazo. Na América, o professor Franklin R. McMillan, da Universidade de Minnesota, durante as décadas de 1910 e 1950, desenvolveu estudos sobre a retração e a fluência do concreto. Seu trabalho teve uma grande influência para muitos estudiosos do concreto protendido (LOEWE; LLOVERA, 2014).

Em 1911, o engenheiro Eugène Freyssinet implementou o uso de protensão na ponte Le Veudre, ele constatou em seus estudos que a fluência era o principal obstáculo a ser vencido na utilização do concreto protendido. Na construção da ponte Plougastel, localizada na França, Freyssinet realizou uma série de análises, entre os anos de 1926 e

1929, quantificando o fenômeno da fluência. O estudo do engenheiro foi um dos mais detalhados da época, todavia, em seus relatos descrevia que o conhecimento sobre a fluência do concreto ainda estava muito longe de estar completo (LOEWE; LLOVERA, 2014).

### 3.3 PROTENSÃO NA CONSTRUÇÃO DOS BALANÇOS

Conforme Santos (2014), devido aos grandes vãos existentes nas pontes em balanços sucessivos, ocorrem momentos fletores de grande magnitude. Diante disso, as técnicas de protensão são grandes aliadas, aparecendo como principal ferramenta para combater esses esforços.

No processo construtivo por balanços sucessivos, os cabos de protensão são alojados e tensionados posteriormente à concretagem e cura das aduelas. Conforme descreve Chen et al. (2000), os cabos de protensão podem ser dispostos internamente ou externamente na seção de concreto, entretanto, permanecem no interior das aduelas, alojados em dutos denominados bainhas. Para o lançamento das aduelas, é necessária a utilização de protensão e os cabos são ancorados na face dos segmentos. Quando o balanço é finalizado, e o vão da estrutura se torna contínuo, realiza-se a protensão externa através da junta de fechamento.

De acordo com Perlingeiro (2006), a proteção dos cabos é realizada através de dutos ou bainhas. Os dutos podem ser de tubos rígidos ou corrugados de metal, assim como tubos de plástico flexível. Esses dutos são elementos importantes, pois garante a proteção dos cabos de agentes agressivos. Deste modo, devem apresentar características como: resistência à corrosão, à água e ao fogo, resistência contra danos durante a construção e instalação, e resistência às forças transversais transmitidas pelos desviadores.

Além do duto que protege os cabos de aço, uma segunda barreira de proteção pode ser utilizada, preenchendo os dutos e envolvendo os cabos, sem deixar vazios. Esse material pode ser graxa, cera, betume, nata de cimento ou algum material plástico. Ressalta-se que esse material deve permitir a troca do cabo, caso seja necessário, assim como não deve conter impurezas, tampouco apresentar deformações ao longo do tempo. Deve-se garantir

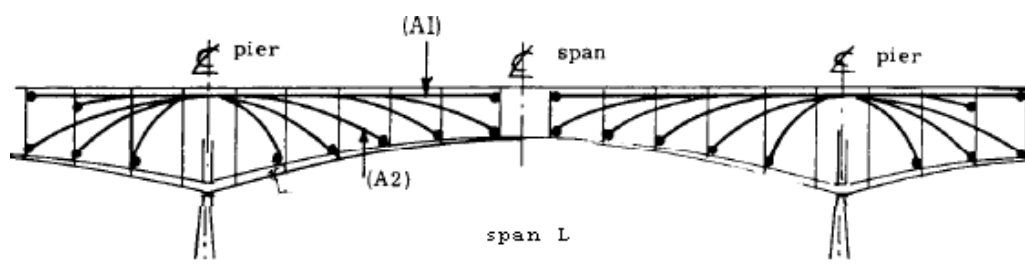


que os cabos de aço permaneçam com todas as suas propriedades intactas, realizando sua função da forma dimensionada.

De acordo com Barras et al. (2003), a disposição dos cabos de protensão depende do método de construção utilizado para o lançamento dos balanços. Os cabos que servem para a montagem dos segmentos por balanços sucessivos são cabos protendidos internos à seção de concreto, que têm como finalidade suportar a carga das aduelas à medida que as mesmas são lançadas. Já os cabos externos de continuidade servem para suportar as forças resultantes das estruturas adicionais acrescentadas após a construção dos balanços.

Segundo Podolny e Muller (1982), à medida em que a construção em balanço sucessivo avança, o aumento de carga originada pelo peso próprio da estrutura e pelas cargas de construção são resistidas, em cada etapa da construção, por cabos internos ancorados na mesa superior das aduelas e simetricamente posicionados em cada lado da estrutura. Esses cabos são conhecidos como cabos dos balanços sucessivos (figura 3.2).

Figura 3.2– Layout típico dos cabos de protensão utilizados para o lançamento por balanços sucessivos



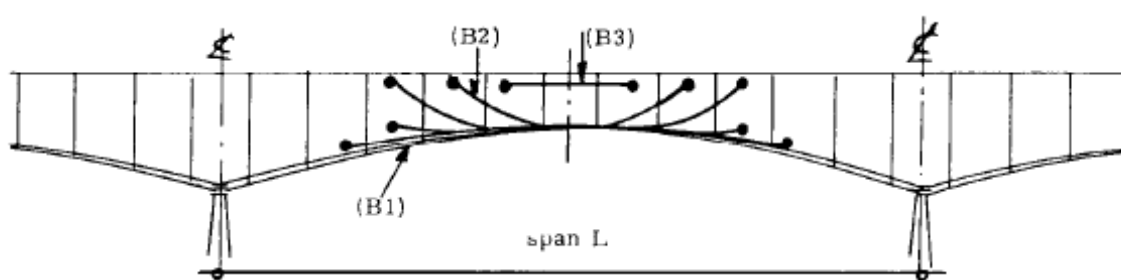
(fonte: PODOLNY; MULLER, 1982)

Conforme descreve Santos (2014), os cabos posicionados na parte superior das aduelas também são solicitados pela estrutura em fase de serviço, devido aos momentos negativos nos pilares, que apesar de reduzidos, continuam atuando na estrutura após o fechamento e continuidade dos balanços. Após a construção dos balanços, a continuidade da protensão é alcançada por uma segunda família de cabos, dispostos externamente a seção do concreto (figura 3.2). Esses cabos são executados no centro do vão. A protensão de continuidade é projetada para resistir essencialmente aos efeitos de cargas sobrepostas, que compreendem o pavimento, meio fio e demais cargas oriundas do tabuleiro da ponte,

assim como cargas em movimento, gradientes de temperatura e redistribuição subsequente da carga das aduelas.

Na mesa inferior das aduelas as tensões de tração são elevadas, usualmente a protensão desses cabos é realizada conforme a disposição dos cabos B1 e B2 (figura 3.3), localizados na mesa inferior. Devido às condições de tensões oriundas da mesa superior das aduelas, alguns cabos conforme disposição de B3 (figura 3.3) se sobrepõe aos cabos mais longos do balanço, garantindo a estabilidade do tabuleiro (PODOLNY; MULLER, 1982).

Figura 3.3 – Layout típico de protensão longitudinal – cabos de continuidade



(fonte: PODOLNY; MULLER, 1982)

Ainda, de acordo com Podolny e Muller (1982), a disposição reta dos cabos de protensão, tanto na parte superior como inferior das aduelas, ancorados próximos à alma, possui a desvantagem perante a falta de possibilidade de redução nas tensões de cisalhamento, devido à componente vertical de protensão. Entretanto, existe duas vantagens em utilizar esse tipo de disposição para os cabos de protensão: a simplicidade no detalhamento do projeto e na sua execução e a redução nas perdas por atrito dos cabos de protensão por efeitos da curvatura.

Na técnica de protensão externa, os cabos são conectados externamente à estrutura por meio de dispositivos denominados desviadores e ancoragens, que transmitem ao concreto as forças oriundas dos cabos de protensão. Na construção de pontes segmentadas, as ancoragens são moldadas junto às aduelas, geralmente como volumes extras na sua geometria, para acomodar a conexão desses cabos de protensão.

Segundo Santos (2014), a execução da protensão deve seguir uma sequência de cabos a serem protendidos. Sendo discriminado em um plano de execução da protensão, que apresenta ainda as forças de tração aplicadas e os alongamentos a serem obtidos. A protensão realizada deve obrigatoriamente seguir o projeto específico, na fase construtiva. A sequência de protensão e os alongamentos devem ser monitorados e comparados com os valores discriminados no projeto.

Quando realizada protensão aderente, antes da concretagem, ou injeção de nata de cimento, por exemplo, deve-se realizar verificações como: o posicionamento das bainhas e das ancoragens, conforme as cotas discriminadas no projeto, assim como verificar a vedação nas emendas das bainhas. Nas ancoragens deve-se verificar a existência de ondulações não programadas, evitando assim falhas no cobrimento dos cabos de aço (SANTOS, 2014).

No presente estudo será realizada apenas a análise da fase construtiva de um dos balanços de uma ponte segmentada. Deste modo, será estudado apenas o lançamento dos cabos de protensão superiores, internos à seção do concreto, destinados a garantir a estabilidade do balanço.

### 3.4 PERDAS DE PROTENSÃO

As forças de protensão, quando aplicadas, sofrem variações na sua intensidade. Este fato é denominado como perda de protensão. De acordo com Pfeil (1988), as perdas de protensão são classificadas em:

- a) perdas imediatas, diagnosticadas durante a operação de estiramento e ancoragem dos cabos de protensão;
- b) perdas progressivas, que se manifestam ao longo da vida útil da estrutura.

### 3.4.1 Perdas Imediatas de Protensão

As perdas imediatas podem ocorrer nos cabos de aço durante a aplicação da tensão de protensão e após a ancoragem dos mesmos. Conforme descreve Santos (2014), a ocorrência das perdas de protensão podem ser ocasionadas por alguns fatores, a saber:

- a) deformação imediata do concreto: no instante em que a força de protensão é aplicada, a tensão imposta provoca uma deformação de encurtamento na seção de concreto, esse fator também ocorre na armadura ativa. Por consequência, ocorre um alívio na tensão aplicada nos cabos de aço, ocasionando uma perda de tensão de protensão;
- b) atrito do cabo com a bainha de proteção: esse tipo de perda imediata ocorre nos cabos submetidos a pós-tração. Devido à fricção existente entre os cabos e as bainhas, durante o processo de aplicação das forças;
- c) acomodação da ancoragem: ocorre posteriormente à aplicação da força de protensão e após a liberação dos cabos de cordoalhas presos aos macacos hidráulicos.

### 3.4.2 Perdas Progressivas de Protensão

Conforme descrito anteriormente, as perdas progressivas ocorrem durante toda a vida útil da estrutura. Conforme Santos (2014), esse tipo de perda ocorre devido a efeitos de retração e fluência do concreto e devido ao fenômeno de relaxação do aço, conforme descrito a seguir:

- a) retração do concreto: a perda de água no concreto produz diminuição no volume e encurtamento da seção ao longo do tempo. A tensão de protensão, a priori, deve ser aplicada após o endurecimento do concreto, para que a peça adquira maior resistência, assim como para a diminuição da retração que ocorre nas primeiras idades do concreto;
- b) fluência do concreto: esse fenômeno ocorre devido à ação de cargas de longa duração. Ao longo da vida útil da estrutura, a seção de concreto sofre

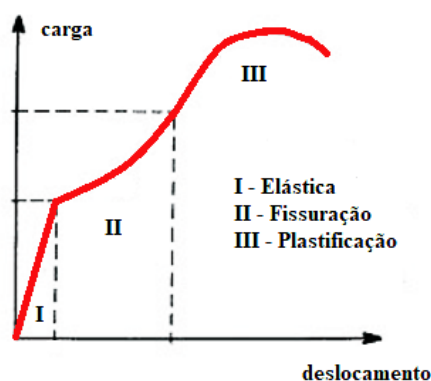
deformações, que levam ao encurtamento dos cabos de aço, e consequentemente a diminuição da força de protensão;

c) relaxação do aço: é o alívio de tensão que a armadura de protensão sofre ao ser mantida com comprimento e deformação constante ao longo do tempo.

## 4 PROPRIEDADES CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS

Ao analisar uma estrutura em concreto armado ou protendido, é necessária a consideração do comportamento não-linear dos materiais. O concreto estrutural, submetido a um carregamento crescente, passa por três fases distintas: estágio I, estágio II e estágio III (figura 4.1). No estágio I, o concreto estrutural apresenta comportamento elástico-linear. Nessa fase, o concreto não está fissurado e as tensões são proporcionais às deformações, sendo que as curvas de carga e descarga são coincidentes. Na segunda fase, denominada de estágio II, ocorre a formação de fissuras, devido ao rompimento do concreto à tração. No estágio III, ocorre a plastificação do aço e do concreto comprimido (RIBEIRO et al., 2006).

Figura 4.1– Diagrama carga x deslocamento de uma estrutura de concreto



(fonte: adaptada de RIBEIRO et al, 2006)

Segundo Ribeiro et al. (2006), as causas da não-linearidade ocorrem devido a diversos fatores, como a fissuração do concreto, a plastificação do concreto e do aço e a diferença entre resistências à tração e compressão do concreto. A não-linearidade presente na relação tensão-deformação e os fenômenos relacionados ao tempo, como a fluência e retração do concreto, assim como a relaxação do aço protendido, o engrenamento dos agregados e o efeito de pino nas barras de aço também são causas da não-linearidade do concreto estrutural, entre outras.

Nesse sentido, segundo Campos Filho, 2003, na análise do comportamento de uma estrutura, necessita-se do conhecimento das equações constitutivas dos seus materiais.

Deste modo, é de fundamental importância o estudo dessas equações, que relacionam as tensões, as deformações e o tempo.

Os modelos reológicos básicos são os modelos elástico, plástico ou viscoso. O modelo reológico elástico é definido por apresentar deformações imediatas, decorrentes das tensões aplicadas, nesse modelo, quando as tensões se mantêm constantes, o diagrama não apresenta variação nas deformações, à medida que as tensões que provocam as deformações são anuladas, as deformações desaparecem integralmente. O modelo reológico plástico também é caracterizado pela deformação imediata, entretanto ao descarregar o material, o mesmo não apresenta reversão das deformações, apresentando posteriores deformações residuais no material. Por fim, os materiais com modelo reológico viscoso, apresentam características referentes ao surgimento de deformações não-imediatas. Neste modelo, as deformações não surgem no material de forma simultânea a aplicação das tensões, assim como não ocorrem constantemente ao longo do tempo (QUEVEDO, 2017).

Os materiais reais, como o concreto e aço, possuem características que englobam a combinação destes três modelos reológicos básicos, sendo denominados de modelos conjugados. Conforme descreve Lazzari (2020), os materiais elastoplásticos, possuem a característica de se deformarem elasticamente até atingirem a tensão de plastificação, passando a apresentar características de material plástico. Os materiais viscoelásticos apresentam simultaneamente deformações instantâneas e deformações que aparecem ao longo do tempo.

## 4.1 CONCRETO

A representação do comportamento do concreto foi realizada por formulações programadas utilizando a linguagem FORTRAN 77. A sub-rotina USERMAT, referente ao comportamento do concreto, foi compilada e inserida no *software* ANSYS. Para isso, foi necessária a utilização da ferramenta UPF (*User Programmable Features*). O elemento finito utilizado para representar o concreto será descrito no próximo capítulo.

De acordo com Ribeiro et al (2006), o concreto, quando submetido a cargas de longa duração, sofre uma deformação instantânea seguida de uma deformação devido ao fenômeno da fluência, conforme ilustra a Figura 4.2.

Figura 4.2– Evolução da deformação por fluência sob a aplicação de tensão constante



(fonte: adaptada de RIBEIRO et al, 2006)

A evolução das tensões ao longo do tempo, mesmo para tensões constantes, foi constatada em ensaios de compressão uniaxial. Admite-se, desta forma, um comportamento viscoso para o concreto submetido a carregamentos que se mantêm ao longo do tempo. Observou-se através desses ensaios, que o concreto tende a diminuir o seu volume e a adquirir resistência ao longo do tempo, mesmo que não sejam aplicados novos carregamentos. Isso se deve à composição heterogênea do concreto, composto pelas fases sólidas, cimento e agregado, líquida, a água, e gasosa, ar incorporado, onde ocorrem reações químicas ao longo do tempo, devido à temperatura, difusão de água no interior da estrutura e através das trocas de água que ocorrem com o ambiente (LAZZARI, 2020).

As deformações, que se desenvolvem com a evolução das tensões ao longo do tempo no concreto, são chamadas de deformações diferidas. Possuem importante influência no comportamento estrutural, devido ao fato de apresentarem uma ordem de grandeza equivalente às deformações instantâneas, podendo alcançar de 2 à 3 vezes a deformação instantânea (RILEM, 1998 apud QUEVEDO, 2017).

O estudo das etapas construtivas de uma ponte em balanços sucessivos, analisada neste trabalho, é realizada com a representação do comportamento do concreto através do modelo viscoelástico, uma vez que esse modelo é admitido para situações que envolvem



baixas cargas de compressão e a análise das deformações ao longo do tempo. Deste modo, as deformações instantâneas originam-se do modelo elástico, surgindo de forma instantânea às tensões correspondentes, sem demonstrar variação ao longo do tempo. Utilizou-se como base os trabalhos e sub-rotinas elaboradas por Quevedo (2017), Lazzari (2016), Lazzari (2020) e Hoffman (2020).

#### 4.1.1 Comportamento diferido do concreto

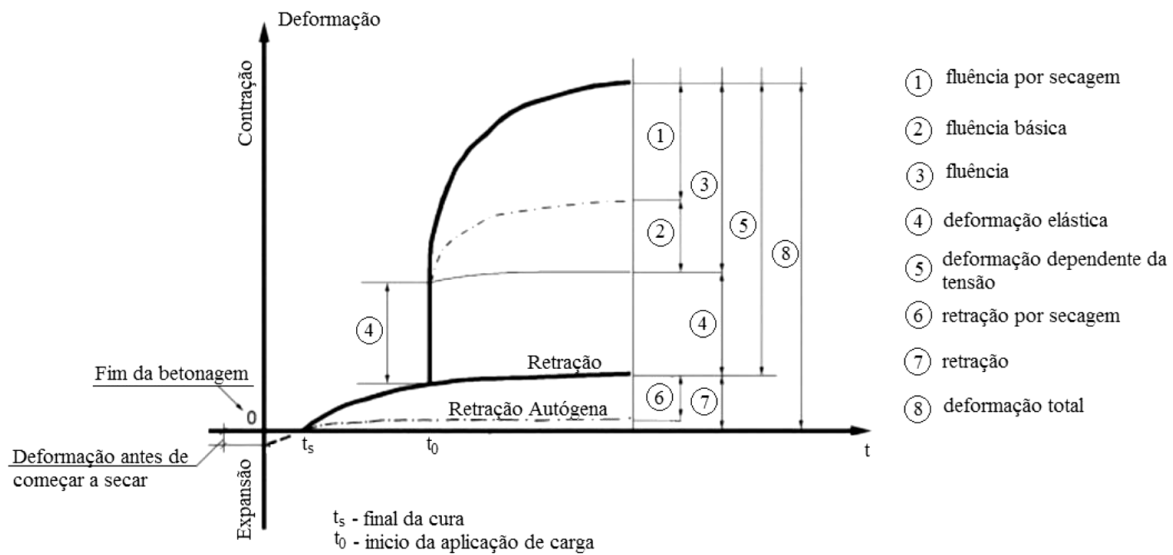
Conforme descreve Quevedo (2017), o comportamento diferido do concreto é caracterizado pelo fenômeno da fluência (*Creep*) e da retração (*Shrinkage*). A diferença existente entre os dois fenômenos é que as deformações por fluência dependem do carregamento e as de retração não.

O fenômeno da **fluência** decorre do crescimento gradual das deformações com o material sob tensão. A deformação por fluência também é chamada de deformação lenta, possui o mesmo sentido e direção da carga e é dividida em fluência básica e fluência por secagem. A primeira citada, ocorre sem que ocorra a troca de água com o ambiente externo. A deformação por fluência básica pode ser medida quando a peça de concreto está 100% imerso. Já a fluência por secagem ocorre quando existe a troca de água com o meio ambiente, dependendo, deste modo, da umidade relativa e da exposição da peça, entre outros fatores.

O fenômeno da **retração** está associado com a redução do volume do material, devido à perda gradual de água, independente da tensão aplicada na peça. A retração é dividida em retração autógena, que ocorre por consequência da perda da água dos poros capilares pela hidratação do cimento, sem a perda de água para o meio ambiente, e a retração por secagem, que ocorre por consequência da troca de água com o meio ambiente.

Quando ocorre a retração e a peça está impedida de reduzir seu volume, ocorrem tensões de tração internas que induzem o surgimento de fissuras. Deste modo, a correta cura do concreto é de suma importância, pois impede que o mesmo perca água enquanto jovem, na fase em que adquire resistência. A Figura 4.3 apresenta a evolução das deformações diferidas ao longo do tempo para um tipo de concreto curado até a data  $t_s$  e submetido a uma tensão de compressão constante, a partir de um tempo  $t_0$  (QUEVEDO, 2017).

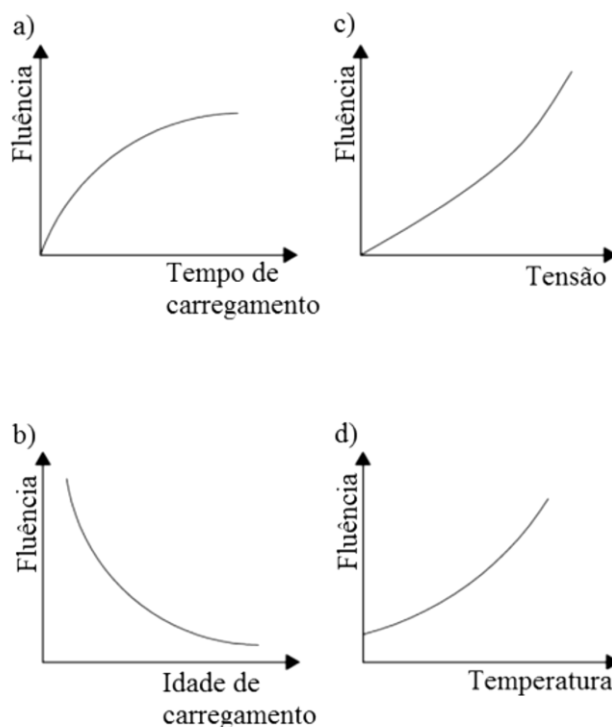
Figura 4.3– Evolução da deformação por fluência e retração com tensão de compressão constante a partir de  $t_0$



(fonte: AMERICAN CONCRETE ISTITUTE, 2005 apud QUEVEDO, 2017)

Segundo Lazzari (2020), a maioria dos fatores que influenciam nas deformações por fluência também influem nas deformações por retração. A fluência depende, principalmente, da relação água/cimento, da composição do concreto, do tipo de cimento utilizado, da umidade relativa do ar, assim como da temperatura, da exposição da peça ao meio ambiente e do processo de cura, conforme figura 4.4.

Figura 4.4– Deformações por fluência de acordo com os fatores de influência: (a) tempo de carregamento; (b) tensão; (c) idade do carregamento; (d) temperatura



(fonte: BYFORS, 1980 apud QUEVEDO, 2017)

De acordo com a figura 4.4, as deformações por fluência crescem com a maior duração do carregamento, com o maior valor da tensão atuante e com o aumento da temperatura ambiente. Por outro lado, as deformações por fluência serão menores quanto mais idade tiver o concreto no instante do carregamento.

Para a previsão das deformações por fluência e retração do concreto, será utilizado o modelo proposto pelo Comité Euro-International du Béton (1991), através do CEB-FIP Model Code 1990 (CEB-FIP MC90). De acordo com Lazzari (2020), a utilização do Código Modelo CEB-FIP 1990 possui a vantagem de ser compatível com a teoria da solidificação de Bazant e Prasannan (1989<sup>a</sup>, 1989<sup>b</sup>), pois separam a parcela de fluência que depende do envelhecimento (idade do concreto) da parcela de fluência que depende do tempo de aplicação do carregamento (idade da carga). Essas parcelas não são separáveis na formulação mais atual do Código Modelo da *fib* (2013).

De acordo com verificação realizada por Schmitz (2017), a não separação dessas parcelas faz com que a associação da formulação proposta por Bazant e Prasannan e a do Código Molelo da *fib* 2010 (2013) não permita a consideração da superposição dos carregamentos de forma correta, ocasionando erros de precisão nos resultados finais.

A separação das parcelas de fluência pela teoria descrita por Bazant e Prasannan possibilita a modelagem eficaz de casos de carga que variam com o tempo, com histórico de tensões variáveis. Isso é possível, pois o algoritmo incremental de solução dessa teoria utiliza o modelo reológico de Kelvin-Generalizado, que emprega parâmetros que independem da idade do concreto, assim como também evita a necessidade de armazenar o histórico de tensões ao longo do tempo.

#### 4.1.2 Formulação para fluência e retração através do Código Modelo CEB-FIP 1990

O modelo apresentado no Código Modelo CEB-FIP 1990 para a fluência e retração admite um comportamento médio e válido para estruturas que apresentam resistência característica de 12 MPa à 80 MPa, sujeitas a uma tensão de compressão média inferior a 40% da resistência média do concreto. Além disso, pressupõe que as estruturas precisam estar expostas a uma umidade relativa do ar acima de 40%, sendo a média de temperatura entre 5°C e 30°C (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, 1993).

Segundo o Comité Euro-International du Béton (1993), a deformação total na idade  $t$  de uma estrutura de concreto carregada axialmente, a partir de uma idade  $t_0$ , com uma tensão constante  $\sigma_c(t_0)$ , pode ser expressa a partir da equação 4.1.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t) \quad (\text{equação 4.1})$$

Onde:

$t$  = idade do concreto [dias];

$t_0$  = idade do concreto no instante em que a tensão foi aplicada [dias];

$\varepsilon_c(t)$  = deformação total;

$\varepsilon_{ci}(t_0)$  = deformação inicial (instantânea) elástica e linear devido a aplicação do carregamento no tempo  $t_0$ ;

$\varepsilon_{cc}(t)$  = deformação por fluência, resultante para um tempo  $t > t_0$ ;

$\varepsilon_{cs}(t)$  = deformação por retração;

$\varepsilon_{cT}(t)$  = deformação térmica;

$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t)$  = deformação dependente da tensão;

A deformação total  $\varepsilon_c(t)$  é obtida através de uma parcela que depende da tensão, correspondente a deformação inicial (instantânea) elástica linear  $\varepsilon_{ci}(t_0)$  que ocorre na peça, e a deformação por fluência  $\varepsilon_{cc}(t)$ , e por outra parcela independente da tensão, correspondente da deformação devido à retração  $\varepsilon_{cs}(t)$  e à deformação térmica  $\varepsilon_{cT}(t)$ . A formulação completa de todos os termos presentes na equação 4.1 encontra-se na sua forma completa no Comité Euro-International du Béton (1993).

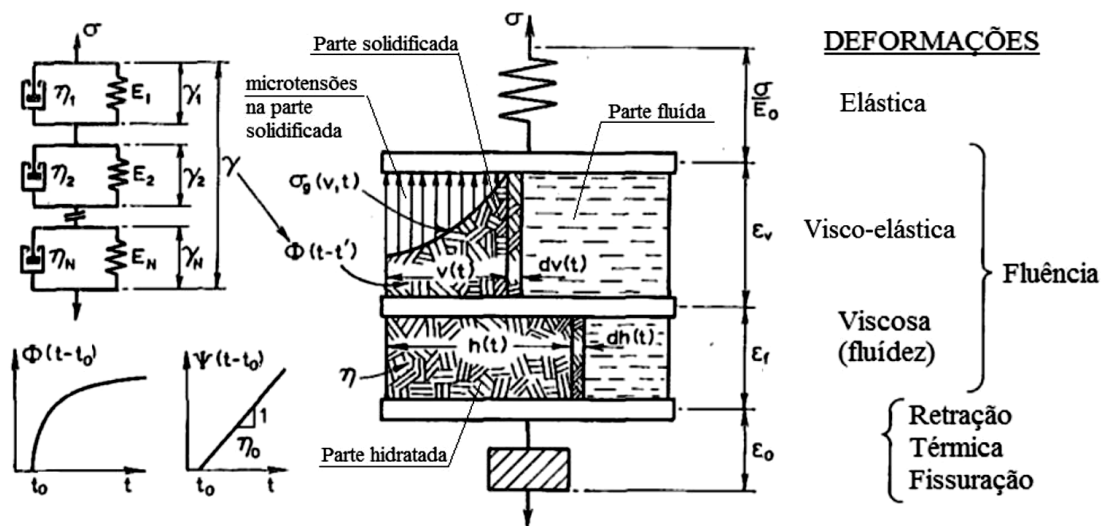
No presente trabalho, não foi considerada a deformação referente à variação de temperatura  $\varepsilon_{cT}(t)$ , pois considerou-se a hipótese de que a temperatura é constante ao longo da análise.

#### 4.1.3 Teoria da solidificação para a fluência do concreto

O fenômeno da fluência depende da idade do concreto no momento da aplicação da tensão, deste modo, o envelhecimento do concreto influencia diretamente as deformações diferidas que ocorrem ao longo do tempo. Bazant e Prasannan (1989<sup>a</sup>, 1989<sup>b</sup>) apresentaram um modelo físico que admite o envelhecimento do concreto como um fator independente da idade da carga, relacionando apenas com o volume de concreto solidificado  $v(t)$  ao longo do tempo.

Segundo o modelo, os autores separaram a deformação por fluência em duas parcelas: uma parcela viscoelástica e outra parcela viscosa. A parcela viscoelástica é a principal responsável pela formação da fluência em pequenas idades de carregamentos. Já a parcela viscosa é em grande parte responsável pela formação da fluência a longo prazo, conforme modelo apresentado na Figura 4.5.

Figura 4.5– Modelo que representa o concreto



(fonte: adaptado de BAZANT;PRASANNAN, 1898 apud QUEVEDO, 2017)

Por consequência, essa divisão aproxima o efeito da fluência em relação a idade do carregamento. Conforme ilustra a Figura 4.4, a deformação total do concreto é obtida através da soma das parcelas elástica, viscoelástica, viscosa e devido à retração. Conforme o modelo do concreto, a deformação total é dada por:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma}{E_0} + \varepsilon_v + \varepsilon_f + \varepsilon_0 \quad (\text{equação 4.2})$$

Onde:

$\sigma$  = tensão constante atuante no concreto;

$E_0$  = módulo de elasticidade do concreto referente aos agregados e partículas microscópicas da pasta de cimento;

$t$  = idade do concreto;

$\varepsilon_v$  = parcela viscoelástica da deformação por fluência;

$\varepsilon_f$  = parcela viscosa (fluidez) da deformação por fluência;

$\varepsilon_0$  = deformação que independe da tensão: retração, térmica e por fissuração.

De acordo com a Figura 4.5, a parcela viscoelástica  $\varepsilon_v$ , relaciona-se com a fração de volume de concreto já solidificado  $v(t)$  e com um coeficiente de fluência que depende da idade do carregamento  $\phi(t-t_0)$ . A parcela viscosa  $\varepsilon_f$  depende da parcela de cimento

hidratado  $h(t)$  e do coeficiente  $\psi(t-t_0)$  que, por sua vez, também depende da idade do carregamento.

Ainda pode-se observar, como indicado na Figura 4.4, que a idade do carregamento  $\phi(t-t_0)$ , está representada por um modelo reológico de Kelvin-Generalizado. Conforme Quevedo (2017), essa analogia é possível, pois o modelo reológico da cadeia de Kelvin se aproxima do comportamento da fluência ao longo do tempo. Além disso, esse ajuste aplicado no coeficiente, que independe da idade do concreto, faz com que os parâmetros desse modelo também sejam independentes do envelhecimento do concreto. Quevedo (2017), descreve de forma completa as leis que estabelecem as parcelas de deformação por fluência, propostas por Bazant e Prasannan (1989<sup>a</sup>), assim como apresenta uma equivalência entre as formulações apresentadas Bazant e Prasannan (1989<sup>a</sup>) e o Código Modelo CEB-FIB 1990 (1993).

#### 4.1.4 Modelo reológico para o fator da fluência que depende da idade do carregamento

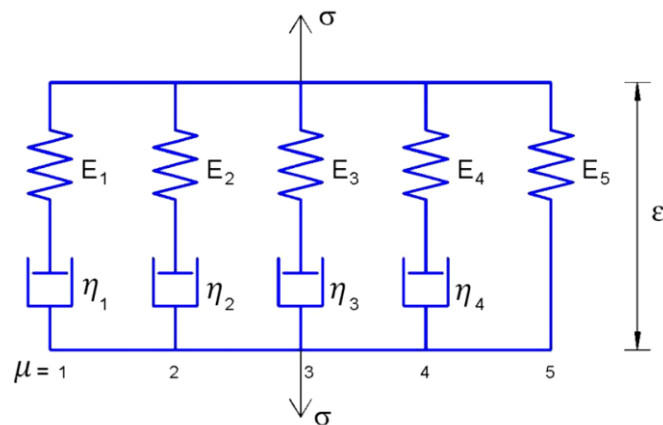
As formulações para as soluções numéricas nos casos não-lineares são realizadas em termos de taxas. Desta forma, é preciso realizar a convergência da lei da fluência, que se dá por uma integral, em uma lei em termos de taxa. Essa convergência é possível, de forma aproximada, através de um modelo reológico composto por uma combinação de elementos elásticos, definidos pelas molas e elementos viscosos, definidos pelos amortecedores (DIAS, 2013).

Conforme Creus (1986) apud Lazzari (2020), o elemento de mola apresenta uma resposta instantânea e totalmente reversível às cargas e deformações aplicadas. O amortecedor, apresenta uma taxa de retorno proporcional à força ou deformação aplicada. A combinação desses dois elementos representa de forma satisfatória o comportamento viscoelástico do concreto. A associação desses elementos pode ser realizada através das cadeias de Maxwell (figura 4.6) ou de Kelvin (figura 4.7).

De acordo com Bazant e Prasannan (1989<sup>b</sup>) apud Quevedo (2017), a utilização de ambos os modelos pode ser realizada para a obtenção da deformação diferida do concreto ao longo do tempo. Entretanto, sem a decomposição proposta pela teoria da solidificação de Bazant

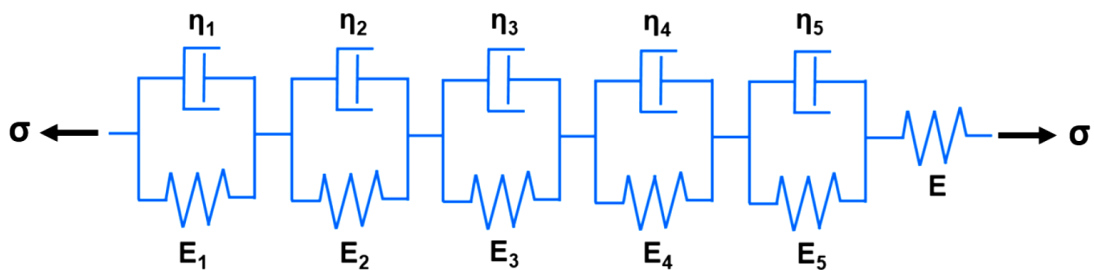
e Prasannan (1989<sup>a</sup>), os parâmetros de ambos os modelos reológicos acabam dependendo do envelhecimento do concreto. Desta forma, a cadeia de Maxwell era a preferida frente a cadeia de Kelvin, pois esta última adicionava uma ordem a mais na equação diferencial a ser resolvida. No entanto, pela teoria da solidificação, o fator independente ao envelhecimento do concreto é o único fator ajustado, o que torna os parâmetros constantes e, deste modo, a cadeia de Kelvin atrativa.

Figura 4.6 – Modelo de Maxwell generalizado



(fonte: LAZZARI, 2016)

Figura 4.7– Modelo de Kelvin generalizado



(fonte: LAZZARI, 2016)

Em Quevedo (2017), estão apresentados a descrição do modelo reológico de Kelvin generalizado, assim como a formulação de calibragem dos seus parâmetros. O algoritmo incremental, proposto por Bazant e Prasannan (1989<sup>b</sup>), admite que para cada passo de



tempo, a tensão varia linearmente, podendo nesse pequeno intervalo, obter soluções exatas das equações diferenciais. A formulação desse algoritmo incremental está apresentada em Quevedo (2017).

No presente trabalho, o procedimento empregado é baseado nos modelos desenvolvidos por Quevedo (2017); Schmitz (2017) e Jensen (2019). Esses autores utilizaram o algoritmo proposto por Bazant e Prasannan (1989<sup>b</sup>).

## 4.2 AÇO

Neste trabalho, foi realizada a modelagem da **armadura ativa**, que representa de cabos de protensão, que são responsáveis por manter as aduelas pré-moldadas da ponte em balanço na fase construtiva do lançamento das aduelas por balanços sucessivos. Utilizou-se, para as armaduras ativas, um modelo uniaxial, que considera a capacidade de resistência das barras frente a esforços axiais.

Conforme Lazzari (2020), quando uma deformação é mantida constante em uma armadura de protensão, a tensão aplicada diminui com o tempo. Esse comportamento é denominado **relaxação**. Este efeito é um fenômeno viscoelástico, assim como ocorre a fluência no concreto. A relaxação pode gerar uma perda de tensão significativa ao longo do tempo, quando os cabos são submetidos a elevadas tensões. Deste modo, neste trabalho, para as **armaduras ativas**, foi atribuído um comportamento **viscoelástico** para as armaduras de protensão.

No presente trabalho, as armaduras de protensão utilizam um pouco mais de 70% da resistência característica do aço de protensão ( $f_{ptk}$ ), deste modo, os cabos de protensão são considerados com o comportamento viscoelástico.

Lazzari (2016), descreve que o comportamento da relaxação da armadura de protensão foi formulada pela cadeia de Maxwell com cinco elementos de Bazant & Wu (1974). O aço de protensão é um material sem envelhecimento, deste modo, apenas uma curva de relaxação é suficiente para a calibração dos parâmetros da cadeia. A determinação da função de relaxação  $R(t, t')$  é obtida a partir dos termos  $E\mu(t')$  que pode ser feita a partir de uma função de relaxação  $\check{R}_i(t_i, t')$ , cujos valores discretos nos tempos  $t_i$  são conhecidos.

Na armadura de protensão dispensa-se o uso das curvas de fluência para a determinação dos pontos discretos da função de relaxação, pois existem formulações específicas para a obtenção da relaxação, isso não ocorre no concreto. Os valores de relaxação do aço de protensão, segundo NBR 6118 (ABNT,2014), para qualquer tempo  $t$ , em dias, é dada pela equação (4.3).

$$\rho t = \Psi_{1000} \left(\frac{3t}{125}\right)^k \quad (\text{equação 4.3})$$

Onde:

$\Psi_{1000}$ = relaxação das barras após 1000 horas a 20°C;

$t$ = tempo em dias;

$k= 0,15$ .

O coeficiente de relaxação para 1000 horas,  $\Psi_{1000}$ , é determinado a partir dos coeficientes  $\Psi_{60}$ ,  $\Psi_{70}$  e  $\Psi_{80}$ , que são medidos através de testes com amostras de aço submetidas a deformações constantes, a 20° C, com tensões iniciais de 60%, 70% e 80% da resistência característica do aço de protensão ( $f_{ptk}$ ). A determinação do coeficiente  $\Psi_{1000}$  é realizada a partir da equação (4.4) de Vasconcelos (1980).

$$\Psi_{1000} = a \left(\frac{\sigma p_0}{f_{ptk}}\right)^2 + b \left(\frac{\sigma p_0}{f_{ptk}}\right) + c \quad (\text{equação 4.4})$$

Os valores dos coeficientes a, b e c estão indicados nas equações 4.5, 4.6 e 4.7:

$$a = 50 \Psi_{60} - 100 \Psi_{70} + 50 \Psi_{80} \quad (\text{equação 4.5})$$

$$b = 75 \Psi_{60} + 140 \Psi_{70} - 65 \Psi_{80} \quad (\text{equação 4.6})$$

$$c = 28 \Psi_{60} - 48 \Psi_{70} + 21 \Psi_{80} \quad (\text{equação 4.7})$$

Conforme os dados do Quadro 4.1 é possível determinar os coeficientes de relaxação em 1000 horas ( $\Psi_{1000}$ ) para diferentes tensões iniciais de protensão de acordo com a NBR 6118/2014.

Quadro 4.1– Valores de ( $\Psi_{1000}$ ) para cordoalhas, fios e barras, conforme NBR6118/2014

$\sigma_{pd}$	CORDOALHAS		FIOS		BARRAS
	RN	RB	RN	RB	
$0,5 f_{pct}$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$0,6 f_{pct}$	3,5 %	1,3 %	2,5 %	1,0 %	1,5 %
$0,7 f_{pct}$	7,0 %	2,5 %	5,0 %	2,0 %	4,0 %
$0,8 f_{pct}$	12,0 %	3,5 %	8,5 %	3,0 %	7,0 %

Onde: RN = relaxação normal; RB = relaxação baixa.

(fonte: LAZZARI, 2020)

A partir da equação 4.8, é possível obter a função de relaxação dos pontos discretos. Conforme Lazzari (2016), os valores de duração de carga ( $t-t'$ ) foram escolhidos da mesma forma que para o efeito de fluência, em escala logarítmica, conforme a equação (4.9).

$$\check{R}_i(t_i - t') = E_p \left[ 1 - \Psi_{1000} \left( \frac{3 t_i - t}{125} \right)^k \right] \quad (\text{equação 4.8})$$

$$(t_i - t') = 10^{\frac{1}{10}} (t_{i-1} - t'), \text{ com } i = 2, \dots, 40 \quad (\text{equação 4.9})$$

Onde:

$E_p$  = módulo de elasticidade longitudinal;

$(t_i - t') = 3,52$  dias;

$t' = 2,8$  dias.

Com a determinação dos pontos discretos é possível calcular os valores de  $E\mu$  através do método dos mínimos quadrados. A aplicação deste método é feita através da minimização da soma dos quadrados do desvio  $\phi$ , conforme expressão (4.10). Para melhorar o ajuste da função é usado o termo residual  $\pi$ , definido pela expressão (4.11). As variáveis  $\varpi_1 = 0,01$  e  $\varpi_2 = 0,08$  representam os pesos adotados para o termo residual. O termo  $E\mu$  é obtido através da condição de minimização, expressa em (4.12).

$$\phi = \left| \sum_{i=1}^{30} [R(t_i, t') - \check{R}(t_i, t')]^2 + \pi \right. \quad (\text{equação 4.10})$$

$$\pi = \omega_1 \sum_{\mu=1}^3 (E\mu_{\mu+1} - E\mu)^2 + \omega_2 \sum_{\mu=1}^2 (E\mu_{\mu+2} - 2E\mu_{\mu+1} + E\mu)^2 \quad (\text{equação 4.11})$$

$$\left( \frac{\delta \phi}{\delta E\mu} \right) = 0, \quad \mu = 1, \dots, 5 \quad (\text{equação 4.12})$$

Os módulos  $E_\mu$  permanecem constantes ao longo do tempo, sendo os valores obtidos pela resolução do sistema expresso na equação (4.13), utilizados para qualquer idade de análise.

$$[A]\{E\}=\{B\} \quad (\text{equação 4.13})$$

Os coeficientes de viscosidade  $\eta_\mu$  dos elementos da cadeia de Maxwell são calculados pela equação (4.14) e os termos de relaxação são considerados constantes e definidos pela equação (4.15).

$$\eta_\mu(t) = E_\mu(t)\tau_\mu \quad (\text{equação 4.14})$$

$$\tau_\mu = 10^{(\mu-1)}, \mu = 1, \dots, 4 \quad (\text{equação 4.15})$$

Onde:

$\eta_\mu(t)$  = coeficiente de viscosidade da unidade  $\mu$ , depende da idade  $t$  do concreto;

$E_\mu(t)$  = módulo de elasticidade da mola  $\mu$ , dependente da idade  $t$  do concreto;

$\tau_\mu$  = tempo de relaxação da unidade  $\mu$ , dependente da idade  $t$  do concreto.

O incremento de tensão, em cada intervalo de tempo, para cada elemento da cadeia de Maxwell, é dado pela equação (4.16). O incremento de deformação viscoelástica da unidade  $\mu$  da armadura é calculado através da equação (4.17). Já a tensão total que atua na armadura de protensão, até um tempo  $t$ , é escrita na equação (4.18).

$$\Delta\sigma_\mu = E_\mu (\Delta\varepsilon_{tot} - (\Delta\varepsilon_{v\mu})) \quad (\text{equação 4.16})$$

$$\sigma_{Ptot} = \sigma_{P0} + \sum_{i=0}^t \Delta\sigma_{Ptot} \quad (\text{equação 4.17})$$

Sendo:

$\Delta\varepsilon_{tot}$  = incremento de deformação total da armadura;

$\Delta\varepsilon_{v\mu}$  = incremento de deformação viscoelástica da unidade  $\mu$  da armadura;

$\sigma_\mu$  = somatório de todos os incrementos de tensão da unidade  $\mu$  em todos os incrementos de tempo;

$\sigma_{P0}$  = tensão inicial de protensão após as perdas iniciais;

$\sigma_{Ptot}$  = incremento de tensão da armadura ativa, que representa a perda de tensão para o efeito da relaxação.

Após um certo período de tempo, a deformação viscoelástica total, ou seja, a soma de todos os incrementos de deformação viscoelástica de uma unidade  $\mu$ , pode vir a ultrapassar o valor da deformação total. Neste caso, a partir deste instante de tempo, a unidade  $\mu$  não contribuirá mais com a parcela de incremento de tensão  $\Delta\sigma_{\mu}$  para a obtenção do incremento de tensão total  $\Delta\sigma_{Ptot}$  (equação 4.18). A variável N corresponde ao número de unidades ativas do modelo reológico de Maxwell, que contribuem com uma parcela de tensão.

$$\Delta\sigma_{Ptot} = \sum_{\mu=1}^N \Delta\sigma_{\mu} \quad (\text{equação 4.18})$$

## 5 MODELAGEM COMPUTACIONAL PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS UTILIZANDO O *SOFTWARE* ANSYS

No decorrer deste capítulo, serão apresentadas informações referentes aos elementos finitos utilizados na simulação numérica das etapas construtivas do lançamento das aduelas por balanços sucessivos e os principais comandos utilizados para a modelagem da estrutura, etapas de carregamento e método de análise da estrutura. Além disso, esse capítulo tem por objetivo apresentar detalhes do modelo implementado na rotina USERMAT e a compatibilização realizada com o ANSYS (*Analysis Systems Incorporated*).

Conforme descreve Soriano (2003), no estudo do comportamento de sistemas físicos, utilizam-se usualmente modelos com escala reduzida, assim como modelos matemáticos. Com o avanço da ciência e o cotejamento entre os modelos, incentivou-se um grande desenvolvimento dos modelos matemáticos, com modelagens realistas, confiáveis, de prática aplicação nos ramos da engenharia, sendo que, esse tipo de análise é muito mais econômica do que as que utilizam modelos físicos. Pode-se dizer que, embora os modelos matemáticos tenham aproximações em relação com o modelo físico, a sua solução é dita como exata.

Para a análise dos modelos matemáticos, requer-se o uso de métodos numéricos, citando então o de elementos finitos. O método dos elementos finitos foi desenvolvido para a análise de meios contínuos, possibilitando, nos dias de hoje, a análise da maior parte dos sistemas físicos dos quais se trata em engenharia.

Desta maneira, neste trabalho, optou-se por utilizar o método dos elementos finitos. De acordo com Lazzari (2016), é uma das formas mais eficientes de se analisar o comportamento não-linear de estruturas de concreto armado e protendido. A análise por elementos finitos permite a consideração do comportamento não-linear dos materiais concreto e aço, da fissuração do concreto e da plastificação do concreto e do aço.

Com a utilização do ANSYS é possível realizar análises estáticas, dinâmicas, de fluidos, assim como de materiais lineares e não-lineares, atribuindo a eles o seu comportamento elástico, plástico, viscoso ou uma combinação entre as mesmas. Junto ao sistema, existe

uma ferramenta de desenho que é capaz de modelar os elementos estruturais de forma simples. Além disso, o programa ANSYS possui uma linguagem chamada APDL (*ANSYS Parametric Design Language*), a qual permite estruturar o problema em arquivos de texto (.txt). Estes arquivos, denominados *scripts*, utilizam uma lista de comandos, que possibilitam total controle sobre a simulação numérica. Neste arquivo, encontram-se os dados referentes à geometria, condições de contorno, etapas de carregamento e método de análise da estrutura. Através do ANSYS, é possível optar por diversos elementos finitos e modelos constitutivos de materiais, ademais possui recursos de ativação e desativação de elementos. Este último recurso, é de extrema importância para a simulação das etapas construtivas da ponte analisada no presente trabalho. O programa ANSYS, ainda disponibiliza uma ferramenta de customização, programável em Fortran 77, que permite a introdução de novos modelos de materiais. Deste modo, para as análises estruturais realizadas no presente trabalho, está sendo utilizado o programa de simulação numérica em elementos finitos ANSYS.

A solução de problemas não-lineares no ANSYS é realizada pelo método dos elementos finitos, aplicado a um modelo estrutural. Este método divide o meio contínuo em elementos discretos, cujo comportamento individual seja conhecido, formando uma malha de elementos finitos. Com a solução da equação 5.1, é possível, a partir do cálculo dos deslocamentos nodais, obter as tensões e deformações no interior dos elementos e as reações de apoio.

$$[K]\{u\} = \{F^a\} \quad (\text{equação 5.1})$$

Onde:

$[K]$ : matriz de rigidez global, resultante da montagem das matrizes de cada elemento;

$\{u\}$ : vetor incógnita contendo os deslocamentos nodais de todos os nós de cada elemento;

$\{F^a\}$ : vetor de forças externas aplicadas nos nós.

Quando a matriz de coeficientes  $[K]$  se altera dependendo do nível de carga ou do tempo, ocorrendo a não linearidade, a equação 5.1 é não linear. Dessa forma, a aplicação do método dos elementos finitos resulta na montagem de um sistema de equações não lineares, que deve ser solucionado por um método numérico. A solução desse sistema

pode ser feita pelo ANSYS através do método de Newton-Raphson que se define por um processo de várias iterações até a convergência. Neste trabalho, utilizou-se o método de Newton-Raphson Completo, em que a matriz de rigidez é atualizada a cada iteração.

Lazzari (2020) apresenta a solução de problemas não lineares do ANSYS e descreve a formulação do método de Newton-Raphson baseada em Bathe (1996). Também descreve a simplificação do algoritmo no processo de iteração realizada pelo programa, relata comandos de controle destas iterações utilizados na solução dos problemas não lineares para especificar tamanhos de sub-passos e número de incrementos de carga ou de tempo, entre outros.

## 5.1 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

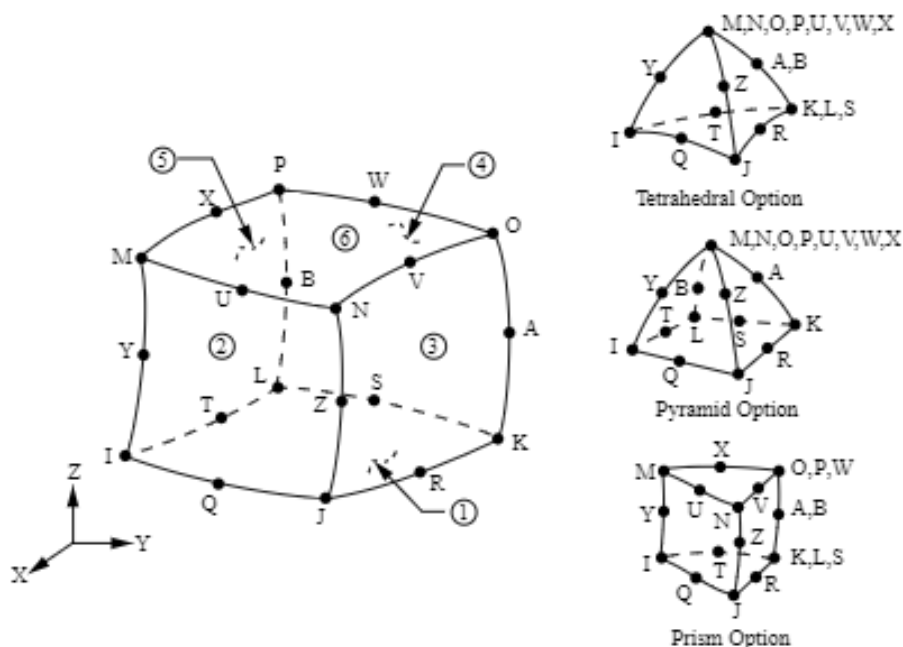
Para atender a função estrutural o ANSYS disponibiliza uma série de elementos finitos. Ao escolher um tipo de elemento finito, levou-se em conta aspectos relacionados à estrutura e ao seu material, como número de graus de liberdade, de como a estrutura se deforma, ao esforço computacional, dentre outros fatores determinantes para a busca do resultado de forma realista. Os detalhes sobre esses elementos foram retirados e podem ser encontrados no *Help* do ANSYS. Nos itens 5.1.1 e 5.1.2 são apresentadas as características dos elementos finitos utilizados para a representação dos elementos em concreto e aço para a ponte analisada.

### 5.1.1 Elemento finito SOLID186

O SOLID186 é um elemento classificado como quadrático tridimensional. Possui três graus de liberdade por nó, sendo translação segundo os eixos X, Y e Z. É composto 20 nós distribuídos conforme a Figura 5.1. Este elemento permite a formulação de materiais com plasticidade, fluência, assim como grandes deformações. Possui base hexaédrica, podendo ter uma configuração do tipo piramidal, prismática ou tetraédrica, permitindo adaptações à geometria do modelo.



Figura 5.1– Elemento SOLID186



(fonte: ANSYS, 2021)

O elemento SOLID186, foi escolhido para a modelagem das aduelas pré-moldadas de concreto por obter bons resultados sem a necessidade de grande discretização da malha, o que economiza tempo na análise estrutural. É compatível com os elementos MESH200 e REINF264, fundamentais para a representação do concreto com armadura incorporada. Ademais, este elemento finito é compatível com a rotina USERMAT, e com o processo de ativação e desativação de elementos utilizado durante o processo de solução dos casos de carga da simulação numérica das etapas construtivas da Nova Ponte do Guaíba. A Figura 5.2 (a) mostra como incluir o elementos SOLID186 através da programação, enquanto a figura 5.2 (b) mostra um exemplo de discretização de 50% de uma aduela de concreto pré-moldado modelada com elementos SOLID186.

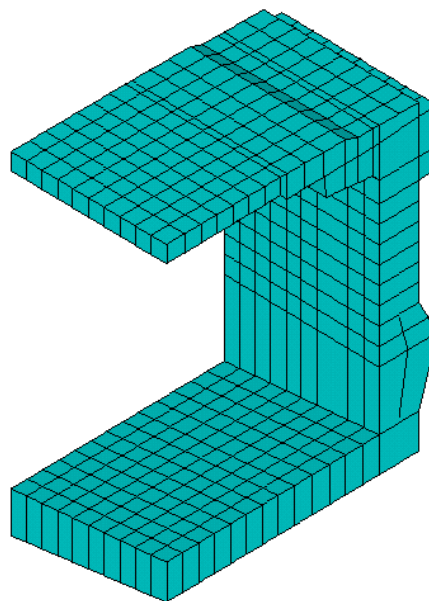
Figura 5.2– Elemento SOLID186: (a) definição do elemento por programação; (b) modelagem de 50% de uma aduela de concreto pré-moldado

```

*****ELEMENTO FINITO*****
!
! --> ELEMENTO PARA CONCRETO:
!
ET,1,SOLID186
!
KEYOPT,1,2,0          !0 - reduced integration, 1 - full integration
KEYOPT,1,3,0          !0 - structural solid, 1 - layered solid
KEYOPT,1,6,0          !0 - pure displacemnt, 1 - mixed u/p (e.x: usada para resolver materiais hiperelásticos)
KEYOPT,1,10,0

```

(a)



(b)

(fonte: elaborada pela autora)

### 5.1.2 Elementos finitos MESH200 e REINF264

Para a modelagem de estruturas de concreto armado, no caso das armaduras, pode ser realizada três formas de modelagem, a discreta, distribuída ou incorporada. A armadura discreta é composta por elementos unidimensionais do tipo treliça, apresentam uma limitação da malha de elementos de concreto, em função da distribuição da armadura. A armadura distribuída é representada por um modelo de discretização em camadas, o que

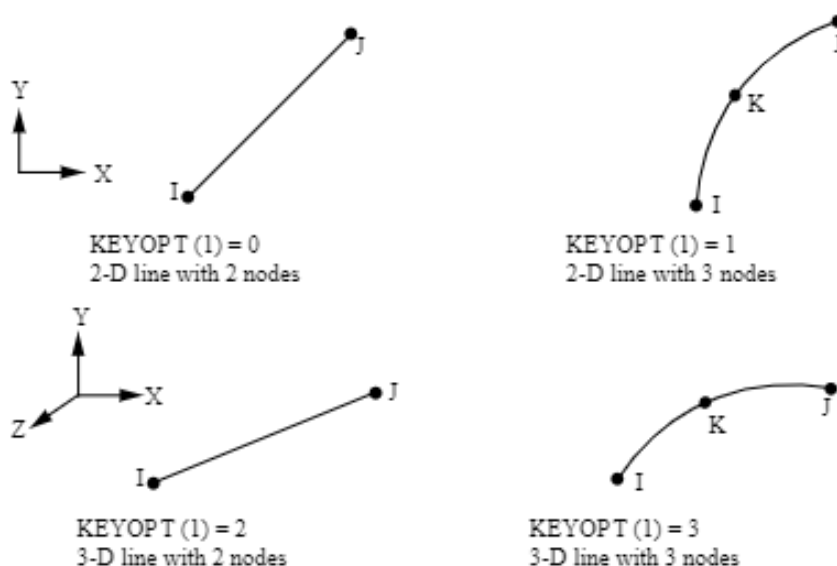
gera uma perda de precisão nos dados de esforços nas armaduras. No caso da armadura incorporada, a mesma é representada por uma linha de material mais rígido no interior de um elemento de concreto, considerando a aderência perfeita entre os dois materiais. Este último modelo pode ser utilizado para a modelagem de armaduras ativas com aderência, através da modelagem da protensão com o elemento REINF264 (admitindo uma tensão inicial na armadura).

Para o lançamento do reforço da armadura ativa utilizou-se o método da malha independente (*mesh-independent method*), facilitando e flexibilizando o lançamento do reforço incorporado nos elementos SOLID186. O método foi utilizado com os elementos MESH200 e REINF264.

Conforme descreve Benincá (2019), apud Lazzari (2020), o método da malha independente, consiste na criação dos elementos que servirão de base para a armadura de reforço, neste caso a malha de elementos SOLID186. Na sequência devem ser desenhadas as linhas que representam a posição de cada armadura ativa no modelo. Após a definição da geometria das linhas, realiza-se a discretização destas linhas em elementos MESH200, sendo estes representados por elementos de barras com as suas respectivas áreas de seção transversal e materiais associados. Após a discretização, para a criação do reforço, devem ser selecionados tanto os elementos base, neste caso de concreto, quanto os elementos MESH200, seguido pelo comando EREINF. Deste modo, o programa ANSYS identifica onde os elementos MESH200 estão dispostos no elemento base, criando elementos REINF264 nestas posições.

O elemento MESH200 é um elemento exclusivo para malha, que não possui contribuição para a solução. Fundamentalmente, é lançado como qualquer outro elemento, sendo necessária a definição do material e da seção transversal, sendo possível ainda a aplicação de um estado inicial de tensão, muito útil para a simulação de peças 2D, conforme Figura 5.3, como no caso de armaduras protendidas. Este elemento possui formatos variados e representam temporariamente a posição e as características do elemento de reforço, podendo ser ou não deletados posteriormente, pois não alteram a solução final.

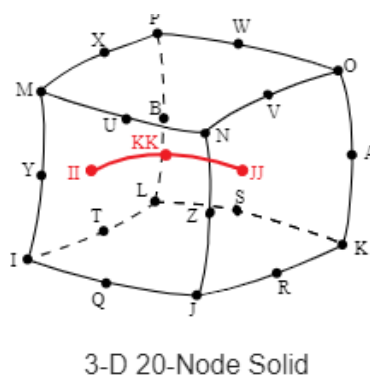
Figura 5.3– Elemento MESH200 (geometria 2D)



(fonte: ANSYS, 2021)

Já o elemento REINF264, é um elemento de reforço incorporado discreto, dependente de um elemento base, podendo este ser um volume, um plano ou uma linha. Os elementos de reforço podem ser múltiplos e mesmo aplicados ao mesmo elemento base, são considerados seus comportamentos individuais para a solução. Conforme Figura 5.4, o elemento REINF264 pode ser utilizado com elementos sólidos, apresentando compatibilidade com o elemento sólido tridimensional hexaédrico de 20 nós.

Figura 5.4– Elemento REINF264 com elemento SOLID186



3-D 20-Node Solid

(fonte: ANSYS, 2021)

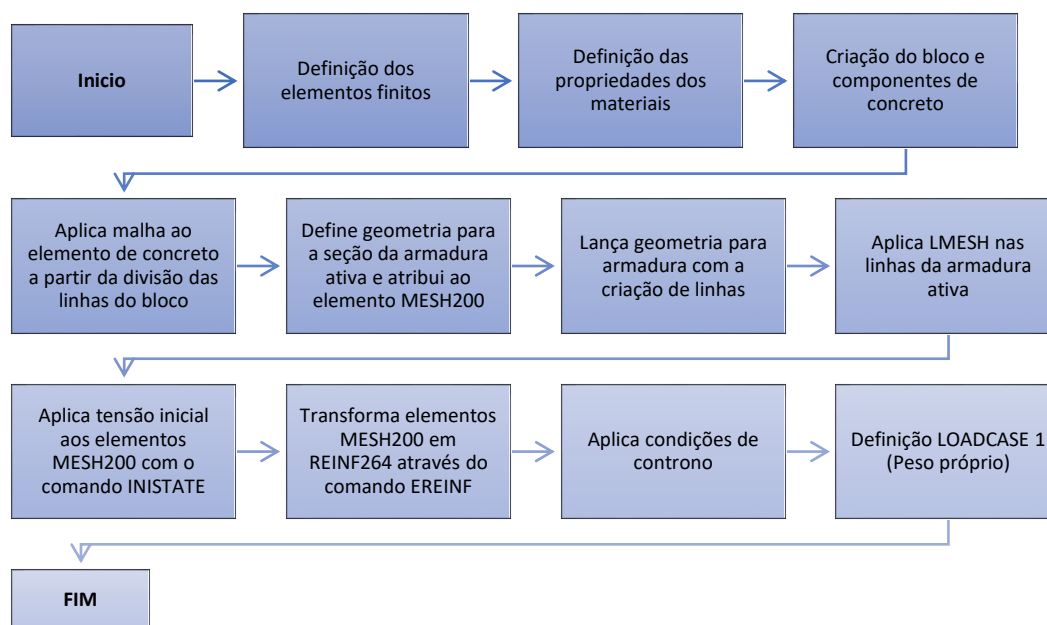
O elemento REINF264 permite modelos com plasticidade, fluência, tensão inicial e grandes deformações. Neste trabalho foram representas as armaduras de protensão aderentes nas aduelas de concreto, de forma incorporada.

#### 5.1.2.1 Modelagem numérica para a armadura de protensão

Neste trabalho, representou-se as barras de armadura aderente através de um modelo incorporado, utilizando armaduras de reforço, visando a possibilidade de se adotar posições arbitrárias para a armadura ativa no interior do elemento base, sem a necessidade de um maior refinamento de malha de elementos de concreto.

A modelagem da armadura ativa é realizada a partir do método da malha independente (*mesh-indepeddent method*) descrita anteriormente, com o lançamento da armadura como reforço, utilizando os elementos MESH200 e REINF264 incorporados nos elementos SOLID186. O desenvolvimento do *script* para simulação da modelagem da protensão segue o fluxograma de execução contido da Figura 5.5.

Figura 5.5– Fluxograma da execução do script da modelagem da armadura ativa



(fonte: elaborada pela autora)

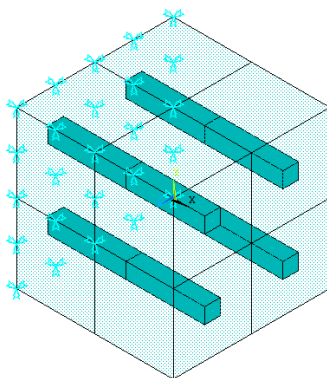
Conforme fluxograma, para simular a protensão, realizou-se a modelagem da armadura ativa a partir do método da malha independente (*mesh-indepeddent method*), utilizando,

conforme descrito neste trabalho, os elementos MESH200 e o REINF264. Após aplicar a malha nos cabos de aço, através do comando LMESH aplica-se uma tensão nos elementos de armadura ativa, através do comando INISTATE, a partir da aplicação da tensão, transforma os elementos MESH200 em REINF264 através do comando EREINF.

#### 5.1.2.2 Simulação para a modelagem da armadura de protensão

Com a finalidade de criar e validar uma rotina de modelagem da armadura de protensão, inicialmente, realizou-se a modelagem de um cubo de concreto protendido, conforme ilustra a Figura 5.6. A armadura de protensão foi disposta de forma incorporada ao elemento de concreto. A modelagem do cubo com protensão, tem por finalidade verificar o comportamento das tensões iniciais aplicadas após uma etapa de carga (*LOADCASE 1* – peso próprio). Ou seja, a partir da modelagem do cubo, observa-se se a tensão imposta na armadura incorporada é a mesma aplicada aos elementos de armadura ativa, assim como a tensão se comporta após um carregamento. Para a modelagem do cubo não foram considerados efeitos os efeitos de fluência e retração.

Figura 5.6 – Cubo de concreto com aplicação da protensão



(fonte: elaborada pela autora)

Como pode ser observado na Figura 5.6, trata-se de um cubo, se seção 10 m x 10 m, composto por 8 elementos de concreto, a partir da divisão da malha de elementos finitos. São 4 cabos de protensão, com diâmetro de 2 m cada, adicionados no centro dos elementos de concreto. A modelagem segue o fluxograma apresentado anteriormente, iniciando pela definição dos elementos finitos para o elemento base e armadura de

protensão, assim como as propriedades dos materiais (figura 5.7 e 5.8). O módulo de elasticidade considerado para o aço foi igual a 18.961,00 kN/cm<sup>2</sup> (ES2) e coeficiente de Poisson igual a 0,3 (v2). Já para o concreto, o módulo de elasticidade considerado foi de 2886,53 kN/cm<sup>2</sup> (E) e coeficiente de Poisson igual a 0,3 (ni).

Figura 5.7 – Definição dos elementos finitos no *script*

```

!-----
!                DEFINIÇÃO DO ELEMENTO FINITO                !
!-----
!
!
ET,1,SOLID186      !Elemento BASE - SOLID186 para o concreto
KEYOPT,1,2,1      !Elemento tipo: integração total
KEYOPT,1,3,0      !Elemento tipo: sólido estrutural homogêneo - padrão
KEYOPT,1,6,0      !Elemento tipo: usa formulação de deslocamento puro - padrão
!
!
ET,2,MESH200      !Elemento DE REFORÇO
KEYOPT,2,1,3      !Elemento
!
!

```

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.8 – Definição das propriedades dos materiais no *script*: (a) para o concreto; (b) para a armadura ativa

<pre> !----- !                MATERIAL 1 - CONCRETO                ! !----- ! ! MPTEMP,,,,,,,, MPTEMP,1,0 MPDATA,EX,1,,E MPDATA,PRXY,1,,ni ! ! DENSIDADE ! MPTEMP,,,,,,,, MPTEMP,1,0 MPDATA,DENS,1,,2.54E-8 ! ! </pre>	<pre> !----- !                MATERIAL 2 - ARMADURA ATIVA                ! !----- ! ! v2=0.3 ES2 = 18961 FY2 = 32.54 EY2=FY2/ES2 EU2=0.1 ES22=ES2/100 FY22=(EU2-EY2)*ES2+FY2 ! ! Propriedades elásticas ! MP,EX,2,ES2                ! Young's modulus [N/m²] MP,NUXY,2,v2              ! Poisson's ratio [-] ! ! Define modelo bilinear ! TB,BISO,2 TBTEMP,0 TBDATA,,FY2,ES22,,,,      ! fysk[Kn/cm²],Etan[Kn/cm²] ! ! </pre>
(a)	(b)

(fonte: elaborada pela autora)

Conforme apresenta a Figura 5.8 (b) para o exemplo do cubo, utilizou-se para a armadura um comportamento bilinear, a partir do comando TB, BISO, que considera o material com propriedades de endurecimento isotrópico bilinear usando plasticidade de von Mises ou Hill. A partir das definições iniciais dos elementos, define-se a geometria do elemento

base de concreto e das armaduras ativas. O concreto foi lançado como um bloco e a ele atribuído o seu correspondente elemento (SOLID186) e propriedades dos materiais, assim como se aplica a malha em elementos finitos, a partir da divisão das linhas do bloco lançado, aplicando um VMESH, conforme *script* apresentado na Figura 5.9.

Figura 5.9 – Definição da geometria e malha em elementos finitos para o cubo no *script*

```

! Elemento base - CONCRETO
!
blc4,0,0,10,10,10      !Lança geometria, x, y, lado x, lado y,eixo z
Define a malha
MAT, 1
SECNUM,
vsel,s,,1              !Seleciona volumes
esize,6                !Divide as linhas
vmesh,1                !Aplica a malha de acordo com o número de divisões

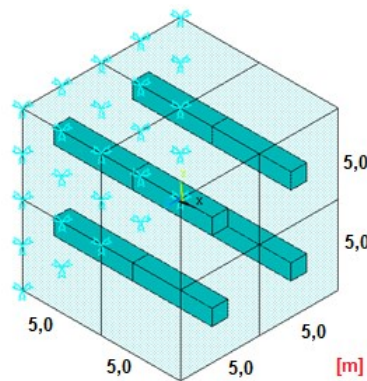
```

(fonte: elaborada pela autora)

A armadura ativa, representada pelo elemento de reforço, é lançada por meio de pontos localizados no interior do elemento base. A partir do lançamento desses pontos, os mesmos são unidos através de linhas que representam a armadura de protensão. Ao elemento de reforço criado atribui-se o elemento finito MESH200 e as propriedades da armadura ativa, definidas anteriormente. A malha de elementos finitos é realizada pela divisão das linhas (figura 5.10), através do LMESH, de modo que a armadura possua a mesma divisão da malha do elemento base, para que os nós sejam coincidentes. Esse procedimento é realizado para cada cabo, de forma separada.



Figura 5.10 – Definição da geometria e malha do elemento de reforço para um dos cabos no *script*



```

! GEOMETRIA
!
!
! Elemento reforço - CABO PROTENSÃO 01
!
SECTYPE,2,reinf,discrete !Define seção
SECDATA,2,1,MESH !Define a geometria da seção, material, área da seção de reforço, mesh
SECCONTROL,0,0 !Complementa propriedades da seção padrão para Reforço,
! ! comportamento do reforço: (0)tensão e compressão,
! ! (0) retem o material do elemento base no espaço ocupado pelas fibras, especifica o estado de tensão do reforço
! ! (0) estado uniaxial-stress
!
!
k,100,0,2,5,2,5 !Lança geometria
k,200,10,2,5,2,5
lstr,100,200 !Define uma linha entre os pontos
!
TYPE, 2 !Define MESH
MAT, 2
SECNUM,2
lsel,S,loc,y,2,5 !Seleciona linha, localiza centro da coordenada y
lsel,r,loc,z,2,5 !Seleciona novamente linha, localiza centro da coordenada z
esize,10 !Especifica número de divisões de linha, calcula as divisões automaticamente a partir do comprimento da linha
lmesh,ALL

```

(fonte: elaborada pela autora)

Para adicionar a protensão na armadura ativa, é necessário aplicar uma tensão inicial no elemento MESH200, a tensão pode ser aplicada nos nós do elemento, assim como no material. Neste caso, aplicou-se nos nós iniciais e finais de cada linha que representa a armadura de protensão. A tensão aplicada visa representar a força de protensão que é imposta nas armaduras de protensão. Após selecionar o elemento, define-se a tensão, no caso, foi aplicada uma tensão de 20 kN/cm<sup>2</sup>.

Conforme pode-se observar na Figura 5.11, a aplicação da tensão se realiza a partir do comando INISTATE, este comando, em conjunto com o método da malha independente, permite atribuir e definir parâmetros de estado inicial à elementos ou nós de materiais,

em especial, aos nós de elementos MESH200, facilitando a aplicação da protensão aderente.

Figura 5.11 – Aplica tensão inicial em MESH200 e transforma MESH200 em REINF264 no *script*

```
! Aplica tensão inicial ao elemento mesh200
!
{
inistate,set,dtype,STRE
inistate,set,node,1           ! Define os dados e parâmetros do estado inicial
nset,S,node,,82,83           !SELECIONA NÓS DO ELEMENTO MESH200
inistate,define,,9,,,20,,,,   !Define tensão inicial de 20kn/cm² em todos os nós do elemento 28 (MESH200)
!
! Transforma elementos MESH200 em REINF264 dentro do elemento base
esel,all
ereinf
```

(fonte: elaborada pela autora)

Deste modo, após a aplicação da malha em elementos MESH200, executam-se os comando INISTATE, SET, DTYPE, STRE, que define a aplicação de uma tensão inicial na armadura, assim como INISTATE, NODE, 1 que define a utilização do modo baseado em nós. De acordo com ANSYS (2021), este modo é compatível com o método da malha independente. Por fim, são selecionados os nós das armaduras e a tensão é aplicada, através da linha de comando do INISTATE, DEFINE.

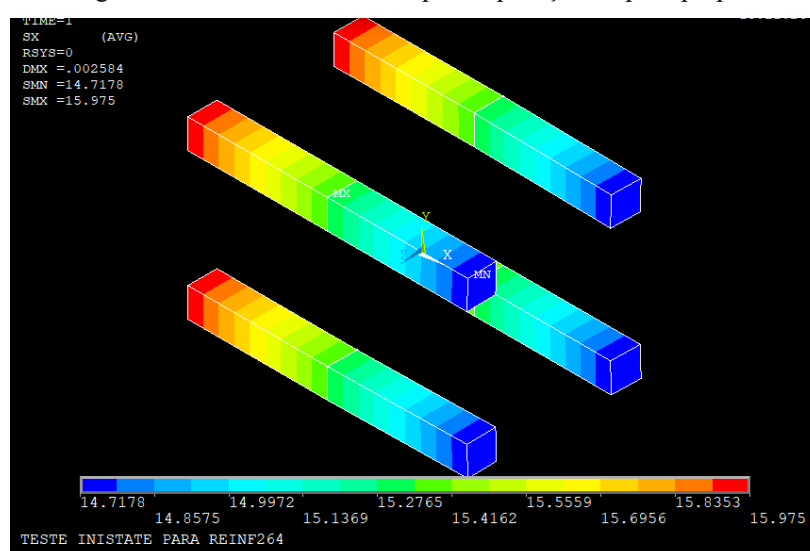
Ainda observando a Figura 5.11, após a aplicação da tensão nos cabos, os elementos MESH200 foram transformados em elementos de reforço. Para cada caso, foi selecionado o elemento base (concreto), assim como os elementos MESH200, a partir da seleção, através do comando EREINF, cada elemento MESH200 foi transformado em REINF264, portando suas características.

Encerrando o processo descrito no fluxograma, a condição de contorno aplica um engastamento em uma das extremidades do cubo, tornando a peça engastada em uma extremidade e livre na outra, conforme Figura 5.6. A solução final é obtida após a aplicação do caso de carga (*LOADCASE* 1), referente ao peso próprio do cubo de concreto, em um passo de tempo, dividido em 10 subpassos. A aplicação do peso próprio gera uma carregamento na armadura de protensão, pois, a partir da sua tensão, que

representa a força de protensão, tende a forçar o cubo de concreto a não se deslocar na extremidade livre.

Ao final da solução, com a aplicação do peso próprio do concreto, de acordo com a Figura 5.12, observa-se que as tensões  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) nos cabos da armadura ativa sofreram uma pequena perda de tensão de protensão. Ou seja, a tensão de 20,00 kN/cm<sup>2</sup> caiu para 15,975 kN/cm<sup>2</sup>. Entretanto, esse fato se justifica pela perda imediata de protensão da armadura devido ao efeito produzido pelo encurtamento elástico.

Figura 5.12– Tensão resultante após a aplicação do peso próprio



(fonte: elaborada pela autora)

Com base no exposto, verifica-se que a modelagem apresentada reproduz de forma eficiente a incorporação de armaduras de protensão no concreto. Deste modo, na análise realizada no presente trabalho, as armaduras ativas serão modeladas seguindo a mesma sequência do teste do cubo, com os cabos modelados no interior dos volumes do elemento base de concreto.

Para o caso em estudo, admite-se para cada conjunto de cordoalhas, responsáveis pela protensão, um único cabo. Este cabo, por sua vez, é representado por um único elemento. Esta simplificação reduz de forma significativa o esforço computacional exigido para a análise da estrutura, uma vez que a discretização dos cabos de protensão em diversos elementos, adiciona mais graus de liberdade a serem solucionados nos processos

iterativos, o que exige um maior número de passos de carga para a convergência do modelo.

### 5.1.3 Elementos de ativação e desativação (*Birth and Death elements*)

No presente trabalho, a utilização do recurso de ativação e desativação de elementos (*Birth and Death elements*) do *software* ANSYS, foi de suma importância na análise das etapas construtivas da Nova Ponte do Guaíba, uma vez que os elementos utilizados para representar as aduelas e armadura ativa puderam ser ativados em diferentes momentos, compatível com o processo construtivo analisado. Ainda, cabe destacar que nem todos os elementos e tipos de soluções disponíveis no ANSYS são compatíveis com a utilização deste recurso. Desta forma, a escolha dos mesmos também foi realizada com base neste critério.

De acordo com Lazzari (2020), o recurso de ativação e desativação de elementos (*Birth and Death elements*) do ANSYS é utilizado para na análise das etapas construtivas de uma determinada estrutura. A partir deste recurso, é possível simular, por exemplo, o processo de escavação e colocação de revestimento em túneis, a construção faseada de pontes e edifícios, a introdução de um sistema de reforço em uma estrutura já deformada, entre outras aplicações.

Para a análise das etapas de carga, através da ferramenta *Birth and Death elements* é possível realizar a desativação de um ou vários elementos (*Death*), a qual pode ser executada com a seleção dos elementos desejados, seguido do comando EKILL. Os elementos selecionados não são removidos do modelo, mas sim, ocorre a uma redução relevante nas respectivas rigidezes de cada elemento, tornando esses elementos inativos. Esta redução decorre de um fator de multiplicação da rigidez, sendo o padrão do ANSYS um fator de redução igual a 1E-6. Cabe salientar que este fator pode ser controlado pelo usuário a partir do comando ESTIF. As propriedades dos elementos desativados, como massa, amortecimento, tensão, entre outros, são zeradas pelo programa, assim como as cargas de elementos associados aos elementos desativados. Entretanto, elas continuam aparecendo na listagem de carregamentos atuantes nos elementos.

A ativação (*Alive*) dos elementos só pode ser realizada após ser realizada a desativação dos elementos previamente selecionados. Após a desativação, pode-se adicionar estes elementos ao modelo, a partir do comando EALIVE. Na ativação dos elementos, as propriedades destes retornam aos seus valores originais definidos nos dados de entrada da análise.

Para análise de pontes em balanços sucessivos, efeitos de grandes deslocamentos devem ser incluídos nas análises das etapas construtivas, a fim de que os elementos que formam a aduela seguinte sejam ativados junto à posição deformada da aduela ativada em uma etapa anterior. Diante disso, utiliza-se o comando NLGEOM, ON para considerar os efeitos de grandes deslocamentos.

## 5.2 MODELO UTILIZADO PARA O CONCRETO

Conforme descreve Quevedo (2017), através do *software* ANSYS é possível realizar a programação de recursos, através de sub-rotinas programadas em Fortran 77. O usuário pode acessar, realizar alterações, compilar e associar estas sub-rotinas ao programa principal. Desta forma, os recursos customizados englobam a criação de novos elementos, ou modificação de elementos existente no programa, customizar o comportamento do material ou de elementos de contato, assim como customizar carregamentos. Lazzari (2016) descreve todo o procedimento de linkagem entre a USERMAT e o programa principal do ANSYS. A USERMAT é um algoritmo que permite que o usuário possa alterar a lei de comportamento do material, inserindo novas equações constitutivas.

No presente trabalho, para implementar o comportamento viscoelástico do concreto, conforme formulações descritas anteriormente, utilizou-se o recurso de customização referente ao comportamento do material, utilizando diversas sub-rotinas que descrevem o comportamento do material, dentre estas, utilizou-se a USERMAT de Lazzari (2020) como base, sendo feitas pequenas alterações para compatibilizar com o modelo utilizado. Neste caso, como trata-se de elementos de concreto pré-moldados, implementou-se à sub-rotina existente a opção de considerar idade aos elementos de concreto, através de um comando denominado de  $t_{exist}$ . Para a modelagem do concreto da estrutura da ponte em análise, utilizou-se o modelo do material inserido dentro da sub-rotina USERMAT3D.

Lazzari (2020) descreve que nas análises não lineares, onde a solução adotada é o modelo de Newon Raphson, o ANSYS divide as etapas de carga em *substeps* (sub-passos). Estes carregamentos são transformados pelo programa principal em incrementos de deformações, e servirão como dados de entrada na rotina USERMAT que é chamada para cada iteração de equilíbrio.

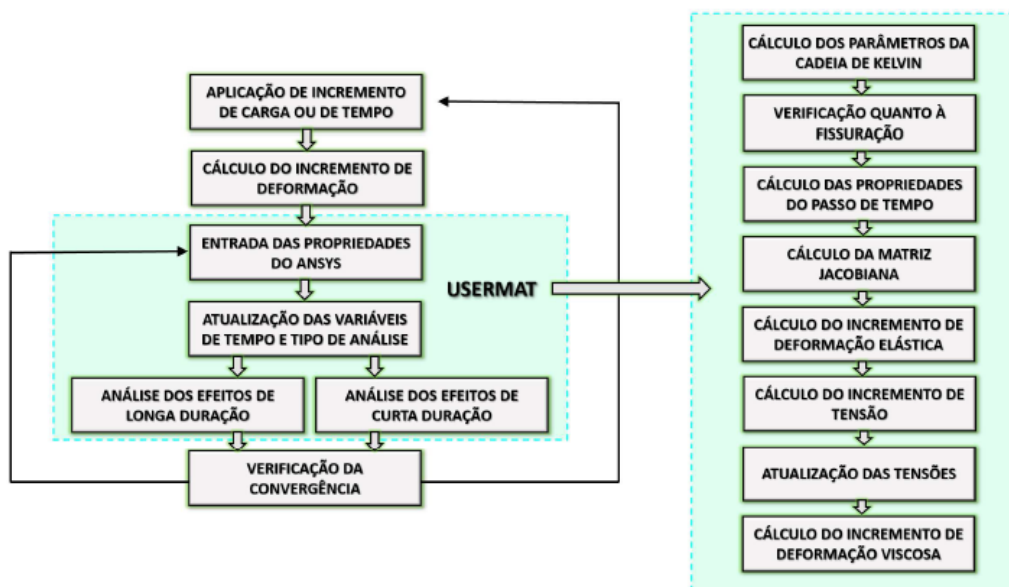
A função da rotina USERMAT é atualizar as tensões nos elementos para cada ponto de integração. Com o incremento de deformação total (vindo do método Newon Raphson), a sub-rotina atualiza as tensões que entram no cálculo do resíduo (equilíbrio das forças externas e internas) durante as iterações de equilíbrio. Quando o equilíbrio é satisfatório, as tensões, deformações e variáveis de estado (dimensionadas no vetor *ustatev*) são atualizadas, passando-se então para o próximo *substep*. Esse processo continua até que não haja mais convergência, ou então com o último passo de tempo ou carga (QUEVEDO, 2017).

De forma mais específica, o programa principal passa para a USERMAT as tensões totais, deformações totais, variáveis (definidas pelo usuário), variáveis de estado e o incremento de deformações totais (vindo do processo iterativo de Newton-Raphson) no corrente incremento de carga ou tempo. De acordo com Quevedo (2017), a USERMAT, de forma geral, funciona da seguinte maneira:

- a) calcula o incremento de deformação plástica e/ou viscosa:  $\{\Delta\epsilon v/p\}$ ;
- b) atualiza o incremento de deformação elástica:  $\{\Delta\epsilon e\} = \{\Delta\epsilon\} - \{\Delta\epsilon v/p\}$ , sendo  $\{\Delta\epsilon\}$  o incremento de deformação total vindo do processo iterativo de Newton-Raphson;
- c) calcula a matriz constitutiva  $[D]$ ;
- d) calcula o incremento de tensão:  $\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\epsilon e\}$ ;
- e) atualiza a matriz Jacobiana  $\partial\Delta\sigma_{ij}/\partial\Delta\epsilon_i$ ;
- f) atualiza as variáveis de estado e as tensões que o programa principal utilizará para verificar a convergência  $\{\sigma\}_{i+1} = \{\sigma\}_i + \{\Delta\sigma\}$ ;
- g) se houver convergência, atualiza as tensões, deformações e variáveis de estafo e passa-se para o próximo sub-passo, caso contrário, continua fazendo as iterações de equilíbrio e repetindo os passos de (a) à (f).

Schmitz (2017) descreve o processo de funcionamento da USERMAT no ANSYS, como observado na Figura 5.13 desenvolvida por Lazzari (2020), através de um fluxograma esquemático, que indica para cada passo de carga o processo de análise não-linear. Observa-se através do fluxograma que a consideração da fluência e retração no concreto corresponde à análise dos efeitos diferidos ao longo tempo.

Figura 5.13– Fluxograma de funcionamento da USERMAT no *software* ANSYS



(fonte: LAZZARI, 2020)

A USERMAT é responsável pela determinação das deformações que evoluem com o avanço do tempo e os passos de carga. Para que seja possível a utilização da USERMAT, deve-se incluir variáveis de entrada do usuário, relacionadas ao comportamento do concreto. No presente estudo, foi dimensionado o *array prop*, definido dentro da USERMAT, com 21 constantes para o material conforme ilustra a Figura 5.14. O dimensionamento do *array prop* é realizado por meio do comando TB, USER e os valores das propriedades das 21 constantes são adicionados ao modelo através do comando TB, DATA.

Figura 5.14 – Entrada de dados para o modelo do concreto customizado através da USERMAT

```

*DO,i,1,nmatadu,1
!      Define material
!
TB,USER,i,1,21
TBTEMP,1.0
TBDATA,1,ligafluencia,ligaretracao
TBDATA,3,ti(i)
TBDATA,4,ts,t0(i),tinf
TBDATA,7,fck(i),nurev
TBDATA,9,s,rh,hf(i),betasc,alpha
TBDATA,14,ndec
TBDATA,15,ktime,kelemid,kkDomIntPt
TBDATA,18,desligatempo
TBDATA,19,ligafissura
TBDATA,20,temperatura
TBDATA,21,texist(i)
TB,STATE,i,,650

```

Quantidade de dados de entrada

Tamanho do ARRAY do vetor USTATEV na USERMAT

(fonte: elaborada pela autora)

No Quadro 5.1, descreve-se as variáveis da entrada de dados para o concreto definidas na USERMAT. Um parâmetro de extrema importância para o funcionamento da USERMAT é a definição dos tempos de ativação, assim como as idades dos materiais. Diante disso, o *software* ANSYS possui uma variável denominada *time*, esta variável é compartilhada entre o *script* de entrada de dados e a USERMAT, representando o tempo de análise em dias. No caso das aduelas pré-moldadas da ponte em análise, as peças já possuíam uma certa idade quando içadas na ponte. Deste modo, para cada aduela é definido um instante inicial ( $t_i + t_{exist}$ ), ou seja, o instante em que o elemento foi ativado ( $t_i$ ) no ANSYS somado a idade do concreto até o içamento ( $t_{exist}$  - período em que a peça fica no canteiro de obras antes do içamento), ou seja, o instante inicial é definido pela idade total da aduela pré-moldada antes do içamento. A idade total dos elementos estruturais é calculada no interior da USERMAT através da variável de estado *tmat* ( $tmat = time - t_i + t_{exist}$ ), conforme Quadro 5.1.



Quadro 5.1 – Descrição das variáveis contidas na entrada de dados para o concreto definidas na USERMAT

Variável	Descrição
<i>fck</i>	Resistência característica à compressão do concreto [kN/cm <sup>2</sup> ]
<i>nurev</i>	Coefficiente de Poisson do concreto [adm]
<i>s</i>	Coefficiente que depende do tipo de concreto [adm]
<i>betasc</i>	Coefficiente que depende do tipo de cimento [adm]
<i>alpha</i>	Coefficiente que define o efeito do tipo de cimento durante a cura do concreto [adm]
<i>rh</i>	Umidade relativa do ar [%]
<i>hf</i>	Espessura fictícia (cm)
<i>ti</i>	Tempo considerado para o início do concreto na análise numérica [dias] A idade do material é dada por $t_{mat} = t_{ime} - t_i + t_{exist}$
<i>ts</i>	Idade do concreto no início da secagem [dias]
<i>to</i>	Idade do concreto no início da aplicação do carregamento [dias]
<i>textist</i>	Idade do concreto das aduelas até o içamento [dias]
<i>tinf</i>	Tempo final considerado para o ajuste da cadeia de Kelvin [dias]
<i>ndec</i>	Número de décadas utilizadas para o ajuste da cadeia de Kelvin
<i>ktime</i>	Tempo para gerar o arquivo intermediário de saída de dados
<i>kelemid</i>	Identificação do elemento para a saída de dados
<i>kkDomIntPt</i>	Identificação do ponto de integração para a saída de dados
<i>desligatempo</i>	Tempo máximo em dias para considerar o efeito de fluência no concreto
<i>ligafissura</i>	Define se a verificação da fissuração vai ser considerada no modelo: 1: considera a fissuração a partir da idade do material igual a 7 dias; 0: não considera a fissuração
<i>ligafluencia</i>	Define se a fluência vai ser considerada no modelo: 1: considera a fluência; 0: não considera a fluência
<i>ligaretracao</i>	Define se a retração vai ser considerada no modelo: 1: considera a retração; 0: não considera a retração
<i>temperatura</i>	Média de temperatura medida durante a construção da Nova Ponte do Guaíba

(fonte: elaborada pela autora)

De acordo com Lazzari (2020), as deformações diferidas do concreto, estão ligadas aos parâmetros de tempo de secagem ( $t_s$ ) para fluência e tempo em que o elemento entra em carga ( $t_0$ ) para retração. Com isso o fenômeno de retração só inicia quando  $time > t_i$ , no instante da concretagem, porém, considerando o tempo de secagem  $t_s$ . O fenômeno da fluência inicia quando  $t_{mat} > t_0$ , ou seja, a partir do carregamento do elemento. No caso deste trabalho, como as aduelas já possuem uma idade quando içadas, logo o fenômeno da fluência se inicia com a peça já com uma certa idade, deste modo, neste tempo o concreto já adquiriu elevada resistência.

A validação do modelo viscoelástico adotado no presente trabalho para o concreto customizado está apresentada nos trabalhos de Quevedo (2017), assim como no de Lazzari (2020).

### 5.3 MODELO UTILIZADO PARA O AÇO

Neste trabalho, as armaduras de protensão modeladas utilizam um pouco mais de 70% da resistência característica do aço de protensão ( $f_{ptk}$ ), assim como são tensionadas ao longo do tempo pelo carregamento da construção do balanço. Deste modo, para a modelagem dos cabos de protensão é necessária a consideração do comportamento viscoelástico sendo utilizada uma série PRONY, disponível na biblioteca ANSYS para expressar o comportamento de relaxação do material.

Ou seja, a partir do comando TB, PRONY pode-se incluir diretamente no ANSYS os parâmetros dos cinco módulos de elasticidade da mola da cadeia de Maxwell. Para isso, realizou-se o cálculo externamente das cinco constantes de Maxwell, que admite o fenômeno de relaxação com o passar do tempo, conforme indicado anteriormente (4.2.1.1).

Conforme indicado na Figura 5.15, tanto para inserção de parâmetros no ANSYS, quanto para o cálculo das cinco constantes de Maxwell, para a armadura de protensão foram utilizados para o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, respectivamente os valores de  $E_S = 20.000 \text{ kN/cm}^2$  e  $\nu = 0,3$ . O aço de protensão utilizado, trata-se de cabos

de aço tipo CP-190 RB, conforme o tipo do aço de protensão, os parâmetros da relaxação levam em conta constantes de relaxação baixa.

Figura 5.15 – Entrada de dados para o modelo viscoelástico das armaduras de protensão

```

!-----
!                                     PARAMETROS ARMADURA ATIVA
!-----
! MATERIAL = CABOS PROTENSÃO AÇO CP190-RB — Tipo de cabo utilizado
!
! NMATARM = 18 — Número de diferentes materiais para a armadura de protensão
!
! PARÂMETROS DO MATERIAL
!
!-----
! ES = 20000          ! Módulo de Elasticidade (kN/cm²)
! nu = 0.3           ! Coeficiente de Poisson
!-----

```

(fonte: elaborada pela autora)

Para a definição do modelo viscoelástico, conforme descrito anteriormente, utilizou-se o comando TB, PRONY. O comando TB ativa as propriedades dos materiais, ao utilizar a série PRONY, as propriedades ativadas levam em conta constantes viscoelásticas. A partir daí, se identifica o número dos materiais e o número de séries PRONY, neste caso as cinco constantes de Maxwell. Posteriormente, é necessário também, definir o comportamento da viscoelasticidade, neste caso, utilizou-se o comportamento BULK, que refere-se a série PRONY em massa. Com essas definições, a partir do comando TBDATA são inseridas as cinco constantes de Maxwell, calculadas externamente. Estes comandos podem ser observados na Figura 5.16.

Para a implementação do modelo viscoelástico, conforme figura 5.16, realizou-se dois laços no *script*, o primeiro laço, refere-se as quinze primeiras armaduras de protensão lançadas, que estão submetidas a uma tensão inicial de tração de aproximadamente 134 kN/cm<sup>2</sup>, já o segundo laço, refere-se as armaduras de protensão que estão submetidas a uma tensão inicial de tração de aproximadamente 153 kN/cm<sup>2</sup>. O que muda nesses laços são as constantes de Maxwell, calculadas de acordo com a tensão inicial aplicada.

Figura 5.16 – Modelo viscoelástico das armaduras de protensão

```

!----- MODELO VISCOELÁSTICO -----|
!
!*DO,J,1,NMATARM-3,1
!*IF,i,LT,NMATARM-2,then
!
TB, PRONY, i+52,, 5, BULK
tbdata,1,213.0573/ES,1
tbdata,3,119.9676/ES,10
tbdata,5,225.7512/ES,100
tbdata,7,734.3380/ES,1000
tbdata,9,18648.9850/ES,10E30
!
!*ENDDO
*ELSE
!
!*DO,j,NMATARM-2,NMATARM,1
!*
TB, PRONY, i+52,, 5, BULK
tbdata,1,291.2493/ES,1
tbdata,3,163.9957/ES,10
tbdata,5,308.6018/ES,100
tbdata,7,1003.8400/ES,1000
tbdata,9,18153.1627/ES,10E30
!
!*ENDDO
*ENDIF
!

```

Laço 15 primeiras armaduras de protensão

Comando que atribui as constantes viscoelásticas ao material

Inserção das cinco constantes de Maxwell

Laço 3 últimas armaduras de protensão

Comando que atribui as constantes viscoelásticas ao material

Inserção das cinco constantes de Maxwell

(fonte: elaborada pela autora)

## 6 DETALHES DE PROJETO DA NOVA PONTE DO GUAÍBA

Neste capítulo, serão apresentadas as características dos elementos estruturais e detalhes de projeto da Nova Ponte do Guaíba (figura 6.1). Trata-se de uma grande obra, realizada predominantemente com elementos de concreto pré-moldado. A Nova Ponte do Guaíba possui uma grande extensão trafegável, contemplando 110.000 m<sup>2</sup> de tabuleiro, possuindo vários trechos, com destaque para o trecho navegável que atravessa o Guaíba.

Figura 6.1– Imagem da ponte sobre os canais de navegação



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

No presente trabalho, escolheu-se a estrutura da Nova Ponte do Guaíba para o estudo das fases construtivas do lançamento do tabuleiro da ponte, lançado pelo método construtivo de balanços sucessivos. Deste modo, foi realizada a modelagem do balanço direito do Eixo número 04 da ponte, conforme será detalhado no **capítulo 7**.

De acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, a construção da nova ponte sobre o Guaíba atende um anseio antigo dos gaúchos. Esta segunda alternativa de travessia amplia a interligação da região Metropolitana de Porto Alegre/RS com o sul do Estado, proporcionando assim uma conexão sobre o Delta do Rio Jacuí, sem as interrupções ocorridas diariamente pela ponte anteriormente existente. O

empreendimento possui uma extensão de 2,9 quilômetros, com um total de 7,3 quilômetros de obras de arte especiais. Nos vãos principais, cada a pista conta com duas faixas de rolamento com acostamento e refúgio central.

A nova ponte foi construída sobre a água, a partir de peças pré-moldadas fabricadas em canteiros industriais e montadas posteriormente no local definitivo. A estrutura da ponte foi construída sobre o curso de água do Guaíba com o lançamento sucessivo de seu tabuleiro, permitindo assim que a fauna e a flora nativas pudessem manter seu estado de conservação. Para isso, foi necessária uma grande logística, tanto para a fabricação das peças, assim como transporte, içamento e posicionamento final no tabuleiro da ponte, conforme ilustrado na Figura 6.2.

Figura 6.2– Vista lateral da nova ponte do Guaíba – vãos principais com possibilidade de navegação



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

O projeto da Nova Ponte do Guaíba teve como objetivo principal melhorar a logística interna e a ligação com o Porto de Rio Grande, solucionando o gargalo operacional do vão móvel da ponte anteriormente existente. Além disso, amplia a capacidade de transporte para atender aos fluxos de exportação. Para a realização do projeto desta grande estrutura, de acordo com o Consórcio Ponte do Guaíba, houve a necessidade da análise da interferência com a navegação e a aviação.

De acordo com Stucchi (2018), trata-se de uma grande obra, conforme ilustra Figura 6.3, juntando todas as estruturas de acesso e do canal navegável. A principal filosofia de concepção deste projeto foi a racionalização da construção, optando pela construção pré-moldada dos elementos que compõem as diversas partes da estrutura. Utilizaram-se estruturas pré-moldadas desde a fundação, através das estacas, até a laje que compõe o tabuleiro. Dentre os elementos estruturais utilizados, neste trabalho o intuito é estudar o

tabuleiro principal sobre os canais de navegação, com ênfase no lançamento das aduelas pelo método dos balanços sucessivos.

Figura 6.3 – Traçado da extensão da nova ponte do Guaíba



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

Apresenta-se a seguir, de forma mais abrangente o tabuleiro principal de acordo com relatos do projetista estrutural, Prof. Fernando Rebouças Stucchi, conforme palestra técnica apresentada, em novembro de 2018, assim como informações do projeto da construtora Queiros Galvão, aprovado pelo Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes, e fornecidas pela ECOPLAN Engenharia.

## 6.1 INFORMAÇÕES DO TRECHO EM BALANÇOS SUCESSIVOS

Este capítulo tem como objetivo apresentar os elementos que compõe parte do tabuleiro da estrutura da ponte, cujo o processo construtivo de lançamento do tabuleiro foi realizado por balanços sucessivos, construída sobre os canais de navegação entre Porto Alegre e Guaíba, conforme indicado na Figura 6.3. O processo construtivo de lançamento do tabuleiro foi realizado por balanços sucessivos.



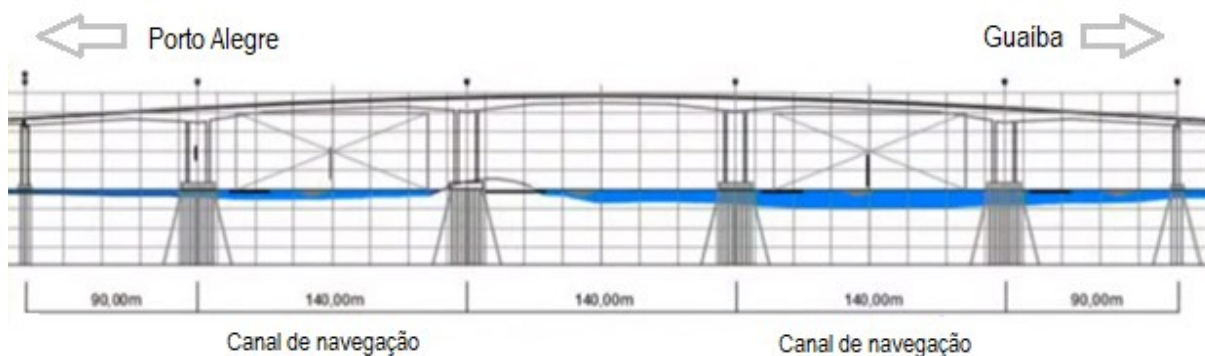
Figura 6.4– Indicação da localização da ponte sobre os canais de navegação



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA,2020)

Conforme mostra a Figura 6.4, a ponte, sobre os canais de navegação, possui cinco vãos, sendo dois de acesso, com 90 m e três vãos centrais de 140 m. A estrutura do trecho referente ao canal de navegação é composta por blocos cascas sobre estacas pré-moldadas cravadas. São 66 estacas pré-moldadas protendidas de 80 cm de diâmetro por bloco. Inicialmente o projeto indicava a realização de algumas estacas inclinadas. Entretanto, após um estudo, optou-se pela realização da execução vertical. A profundidade das estacas pode chegar até 50 m de comprimento. Na sua construção não foram utilizadas emendas.

Figura 6.5 –Vista lateral do projeto da ponte sobre os canais de navegação



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)



Conforme descrito anteriormente, os elementos pré-moldados foram fabricados em canteiro específico próximo da obra da ponte. Tratou-se de uma fábrica de pré-moldados exclusiva para atender a grande demanda gerada pela construção da ponte. Os elementos de concreto foram concretados e armazenados de forma organizada, conforme Figura 6.6. Posteriormente a cura das peças, as mesmas foram transportadas e lançadas na estrutura.

Figura 6.6–Vista do canteiro de obras da fabricação e armazenamento das estruturas pré-moldadas



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA,2020)

A sequência construtiva dos balanços sucessivos se iniciou pela infra e mesoestrutura, com o transporte ao canteiro e posicionamento verticalizado das estacas pré-moldadas no o ponto de cravação (figura 6.7 (a) e (b) e (c)). Após o posicionamento ocorreu a cravação das estacas, por meio de uma martelo hidráulico, conforme ilustra a Figura 6.7 (d).

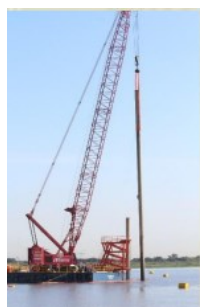
Figura 6.7 – Sequência construtiva das estacas pré-moldadas: (a) disposição no canteiro de obras; (b) transporte; (c) verticalização e (d) cravação



(a)



(b)



(c)



(d)

(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

Prosseguindo à sequência construtiva das fundações, foi realizado o arrasamento das estacas a montagem da armadura da laje do fundo dos blocos, como mostra a Figura 6.8(a). Para a construção do assoalho, ou seja, fundos dos blocos de fundação, foi necessária a execução de um escoramento. A construção seguiu com a concretagem do laje de fundo dos blocos (figura 6.8 (b)), montagem das cascas laterais para fechamento e armação (figura 6.8 (c)). Por fim, a concretagem dos blocos com a espera de arranque dos pilares, em mais três etapas.

Figura 6.8 – Sequência construtiva dos blocos de fundação: (a) arrasamento dos blocos; (b) concretagem fundo do bloco; (c) montagem das cascas laterais e posição armadura e (d) concretagem final



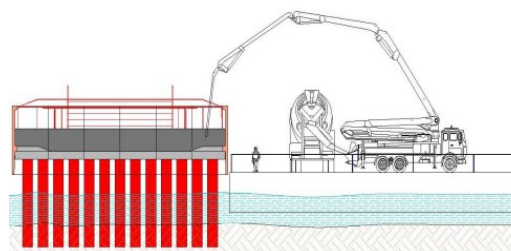
(a)



(b)



(c)

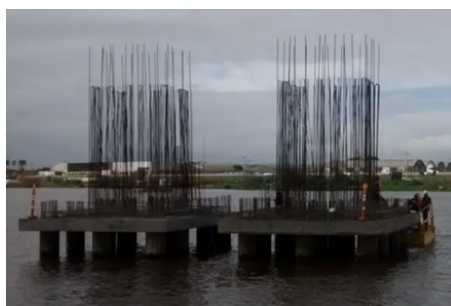


(d)

(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

Cada eixo dos vãos da ponte, possui dois pilares tipo lâmina de concreto pré-moldado (figura 6.9 (b)). Inicialmente, foi realizada a montagem da armadura do pilar (figura 6.9 (a)) com as formas trepantes, dando prosseguimento à execução dos pilares até a total concretagem do interior das lâminas.

Figura 6.9 – Sequência construtiva dos pilares tipo lâmina: (a) arranque das fundações dos pilares; (b) pilares executados



(a)



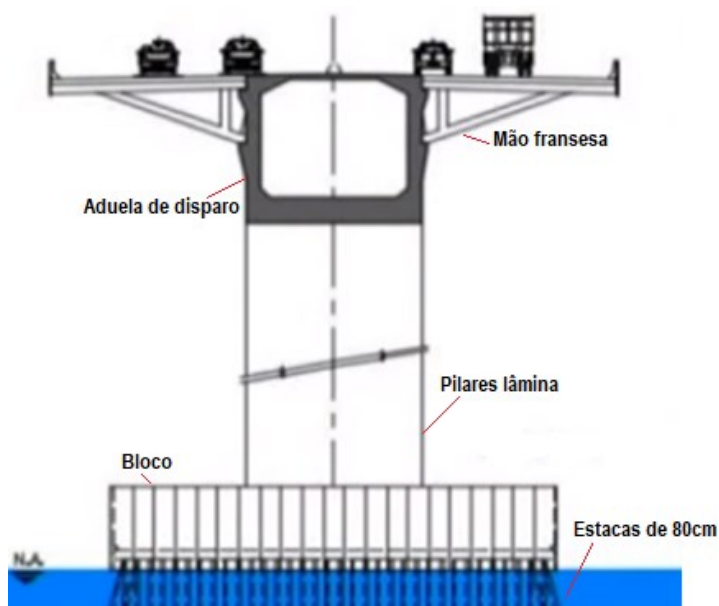
(b)

(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

No projeto do tabuleiro, optou-se por utilizar uma célula somente (aduela pré-moldada) com mãos francesas laterais suportando a laje na lateral. A partir dos pilares a primeira aduela foi moldada *in loco*, essa aduela foi denominada aduela zero, ou aduela de disparo, como ilustra a Figura 6.10.

A sequência construtiva por balanços sucessivos da superestrutura, se inicia pela aduela de disparo, posicionada acima dos pilares. Este elemento é denominado de aduela de disparo, pois a partir dela, realizou-se o içamento das aduelas pré-moldadas. Sua execução decorre da concretagem da laje do fundo e das almas e laje superior, de acordo com a Figura 6.11.

Figura 6.10 – Estrutura que compõe a Nova Ponte do Guaíba



(fonte: adaptada de CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)



Figura 6.11 – Execução da aduela de disparo moldada *in loco*

(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

Com a aduela de disparo concretada, iniciou-se a montagem dos balanços, a partir do içamento das aduelas pré-moldadas que compõe o tabuleiro. Conforme descrito anteriormente, pelo método dos balanços sucessivos, sendo realizado o içamento de dois pares de aduelas por vez, conforme Figura 6.12.

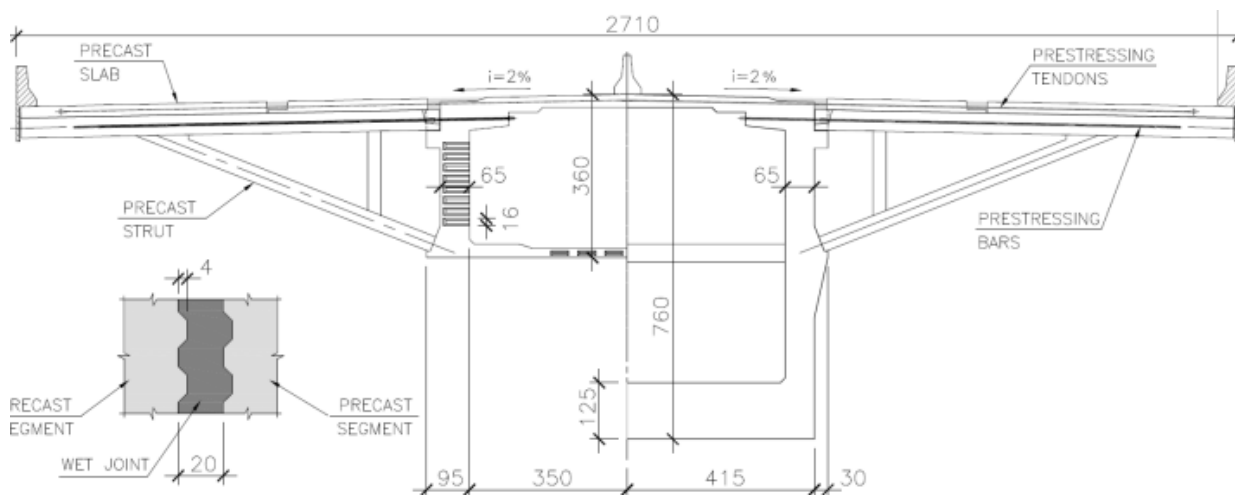
Figura 6.12 – Içamento das aduelas pré-moldadas



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

As aduelas pré-moldadas possuem seção geométrica variável, conforme pode ser observado na Figura 6.13. A aduela de disparo possui uma altura total de 7,60 m e conforme o avanço do balanço, a seção das aduelas sofre uma mudança na sua seção transversal, com diminuição de altura, chegando 3,60 m no centro do tabuleiro. Ademais, a espessura das paredes laterais se mantem constantes. Conforme observa-se na Figura 6.12, as paredes das aduelas possuem 65 cm, enquanto a mesa que representa a laje superior apresenta a média de 30 cm, já a laje inferior, possui constante mudança de seção. Observa-se também (figura 6.13) a indicação da espessura de junta de concreto entre as aduelas, igual a 20 cm.

Figura 6.13 – Esquema de variação da seção das aduelas pré-moldadas e encaixe das mãos francesas com indicação da protensão.



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

A geometria do tabuleiro da ponte possui seção variável do tipo parabólica, no sentido longitudinal do tabuleiro da ponte, como pode ser observado na Figura 6.14. Além da variação na seção transversal, as aduelas pré-moldadas possuem comprimento longitudinal diferente, o comprimento longitudinal das aduelas variam de 2,05 m até 3,80 m, sem contar as juntas de concreto. Após o lançamento de todas as aduelas pelo método dos balanços sucessivos, o encontro dos balanços foi realizado por meio de uma aduela de fechamento moldada *in loco*.

Figura 6.14 – Execução dos balanços sucessivos.



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

As aduelas pré-moldadas foram numeradas a partir dos pilares, conforme será detalhado mais à frente. O içamento das mesmas ocorreu aos pares, uma aduela em cada lado do balanço. Para o lado direito do eixo do pilar foram posicionadas as aduelas de numeração par, e para o lado esquerdo, as aduelas de numeração ímpar.

A execução dos balanços obedece uma sequência construtiva real, apresentada mais à frente. A estabilidade do balanço foi garantida com a aplicação da protensão. Para que as aduelas permanecessem em balanço, realizou-se a protensão, logo após o seu içamento.

A protensão foi realizada por cabos de aço, posicionados em dutos pré-instalados nas duas laterais da mesa de concreto das aduelas (figura 6.15), de acordo com projeto específico de posicionamento da armadura de protensão. Após a realização da protensão, os cabos foram envoltos por nata de cimento, garantindo assim a proteção destas armaduras.

Figura 6.15 – Indicação dos dutos de passagem dos cabos de protensão internos a seção das aduelas localizados nas duas laterais da mesa de concreto



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

Posteriormente, assim que realizado o encontro e fechamento dos balanços, foi realizada a protensão interna e externa (dentro da aduela) para sustentabilidade da continuidade do vão, assegurando, desta forma, a estabilidade do tabuleiro, mantendo as juntas sempre comprimidas. As mãos francesas, responsáveis pela formação do tabuleiro, foram encaixadas nas aduelas e posteriormente protendidas (figura 6.16).

Figura 6.16 – Instalação das mãos francesas após a conclusão e fechamento dos balanços



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)



Entre as aduelas pré-moldadas, inicialmente a ideia era realizar o sistema *match-cast*, ou seja, junta seca. Entretanto, utilizou-se um sistema inovador de juntas “*band aid*”, deixando-se 20 cm de junta de concreto sem a utilização de armadura. Este sistema é pouco utilizado e, de acordo com o projetista, é a terceira obra no mundo a utilizar esse tipo de junta entre as aduelas. Cabe ressaltar que a utilização de juntas sem armadura possibilita maior rapidez na execução do processo construtivo.

A protensão foi realizada como se fosse junta seca (figura 6.17 (a)), aumentando assim a força de compressão. Após o posicionamento das aduelas, com uma distância de 20 cm uma das outras, realizou-se a concretagem da junta (figura 6.17 (b)). A resistência do concreto utilizada, foi a mesma das aduelas 50 MPa em grande parte das juntas, sendo que foi utilizado 60 MPa, nas juntas onde ocorria a transição da variação parabólica para o trecho retilíneo mais ao centro do vão.

Figura 6.17 – Junta entre aduela: a) armadura ativa passando pela junta; b) concretagem da junta



a)

b)

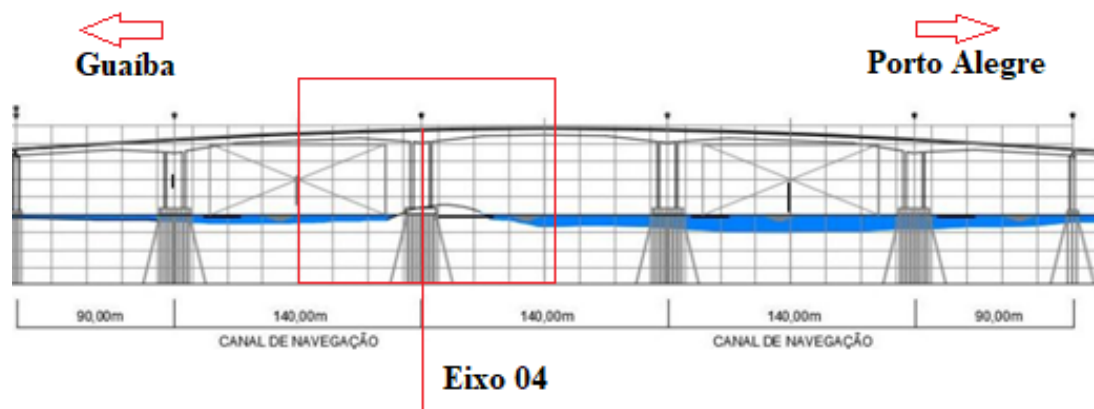
(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2020)

## 6.2 DETALHES DO TRECHO EM BALANÇOS SUCESSIVOS A PARTIR DO EIXO NÚMERO 04

As aduelas pré-moldadas, utilizadas na formação do tabuleiro, foram previamente montadas e concretadas em canteiro próximo ao local da obra, conforme descrito anteriormente. Possuem seção variável, tanto no comprimento longitudinal, quanto na altura da seção, entre outras variações. A partir da execução *in loco* da aduela denominada de disparo, o lançamento das aduelas pré-moldadas foi realizado por montagem sucessiva, em ambos os lados, através de uma treliça presente nas duas extremidades do balanço.

Conforme projeto que determina o perfil do tabuleiro da ponte, para a realização do método construtivo, cada par de pilares tipo lâmina, representam um eixo no tabuleiro da ponte. A partir de cada eixo, são determinados os balanços. Ao todo, são sete eixos de lançamento. No presente trabalho, será realizado uma modelagem numérica do lançamento das aduelas pertencentes ao eixo definido em projeto real da ponte como eixo número 04. Esse eixo localiza-se no centro da ponte, conforme Figura 6.18.

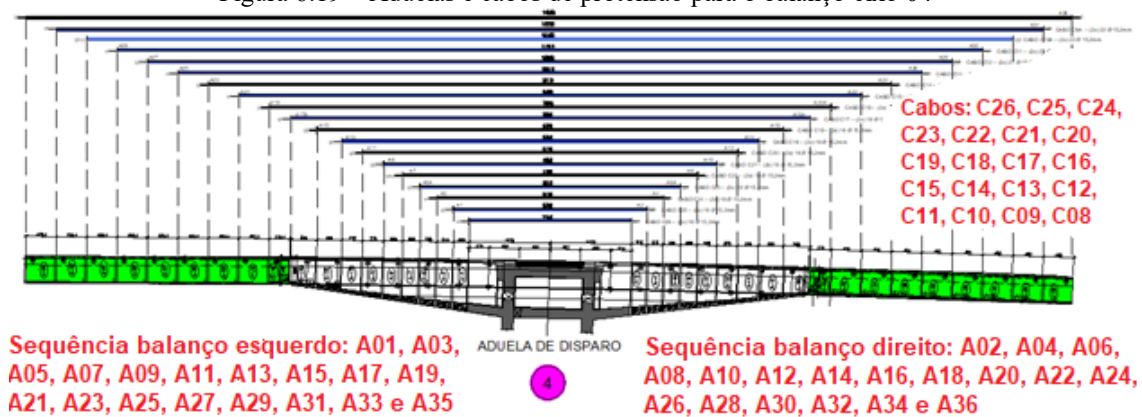
Figura 6.18 – Indicação do eixo 04



(fonte: adaptada de CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

A Figura 6.19 ilustra o posicionamento das 36 aduelas içadas a partir do eixo 04, juntamente com a indicação dos cabos de protensão, que são responsáveis por manter o balanço estável, ao longo do eixo longitudinal da ponte. Conforme projeto da ponte, o eixo 04 é composto pelas aduelas A01 até A36 e pelos os cabos C26 até C08.

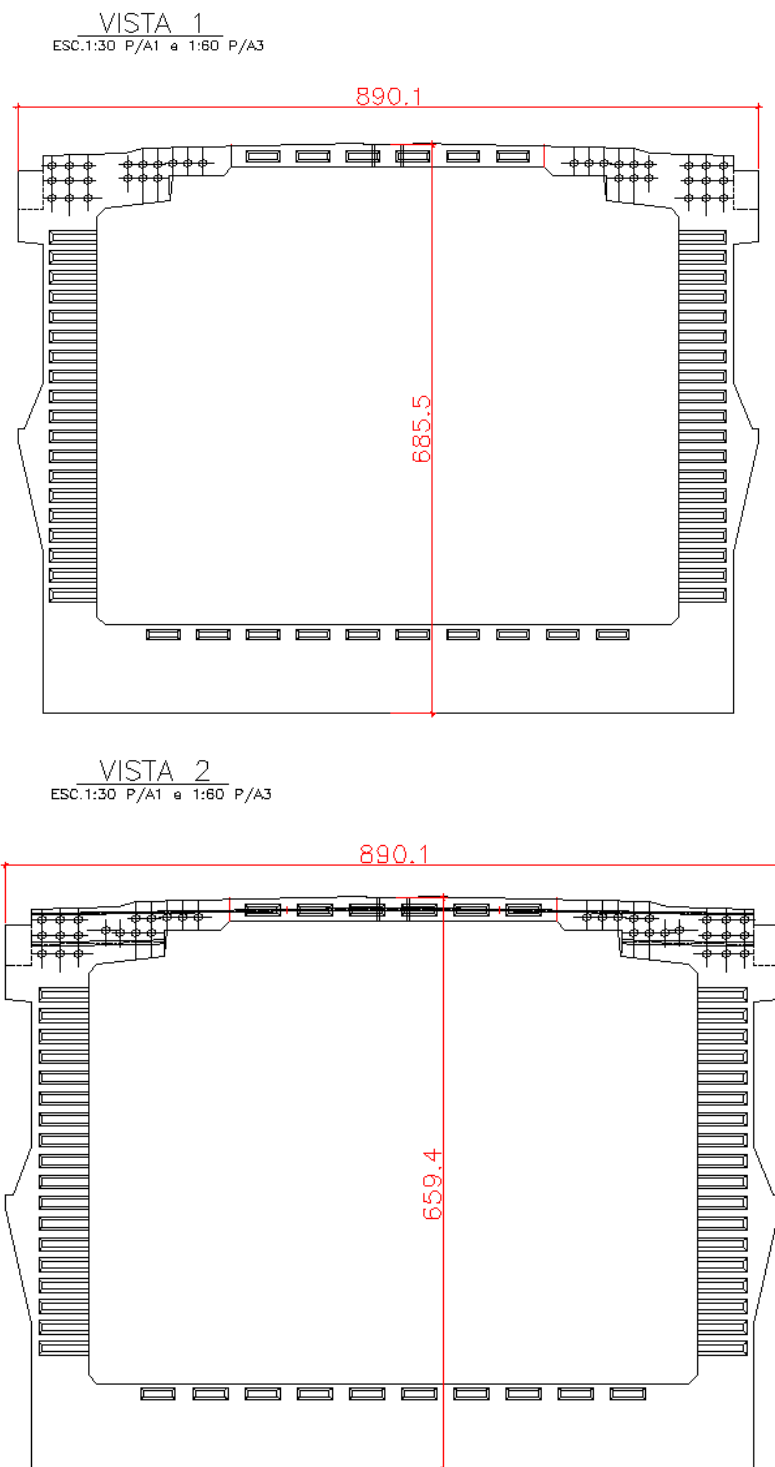
Figura 6.19 – Aduelas e cabos de protensão para o balanço eixo 04



(fonte: adaptada de CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

Observa-se na Figura 6.19 o tabuleiro com formato parabólico, com mudanças nas seções transversais das aduelas em grande parte do balanço. No trecho com variação parabólica, a variação de altura ocorre em cada aduela, de modo que a mesma inicia com uma altura e termina com outra. Deste modo, cada aduela presente no trecho variável, sofre uma diminuição na sua seção transversal. A planta de formas das aduelas possuem uma vista inicial (vista 1) e uma vista final (vista 2), conforme pode ser observado na Figura 6.20. Além disso, nesses trechos, as juntas de 20 cm de concreto também sofreram alterações, para poderem se comunicar perfeitamente com cada face das aduelas.

Figura 6.20 – Imagem da planta de formas da aduela A02 (vista inicial e vista final)



(fonte: adaptada de CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

De acordo com projeto estrutural, para a concretagem das aduelas, assim como as juntas, utilizaram-se concretos com  $f_{ck} = 50$  MPa e 60 MPa. Para a desforma, a resistência do

concreto à compressão estipulada foi de  $f_{cj} = 15$  MPa e para movimentação/ içamento  $f_{cj}$  igual a 20 MPa.

### 6.2.1 Características e propriedades do balanço direito do eixo 04 da ponte

Neste trabalho, para a modelagem numérica das aduelas e cabos de protensão foi estudado apenas o lado direito do eixo 04 apresentado anteriormente. A Figura 6.21 mostra a região destacada, referente ao lado direito do balanço.

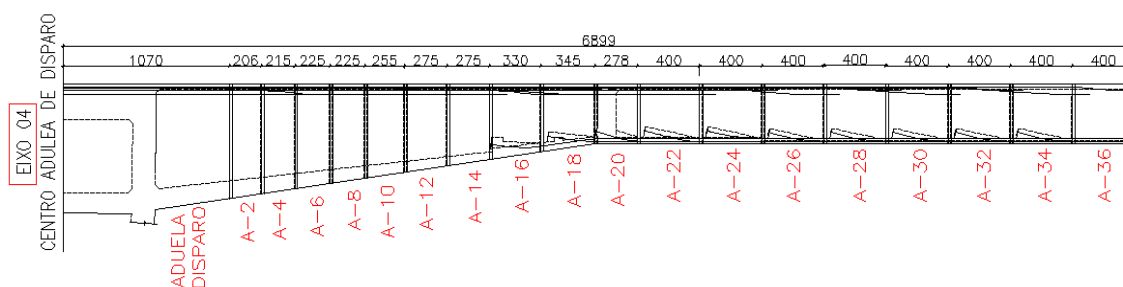
Figura 6.21 – Indicação do balanço direito do eixo 04



(fonte: adaptada de CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

Conforme ilustra a Figura 6.22, o balanço direito que pertence ao eixo 04 constitui-se de 18 aduelas pré-moldadas, de seção variável, todas elas de numeração par, nomeadas da seguinte forma: A2, A4, A6, A8, A10, A12, A14, A16, A18, A20, A22, A24, A26, A28, A30, A32, A34 e A36. O comprimento total do balanço direito, a partir do centro da aduela de disparo é de 68,99 m, conforme projeto executivo da ponte.

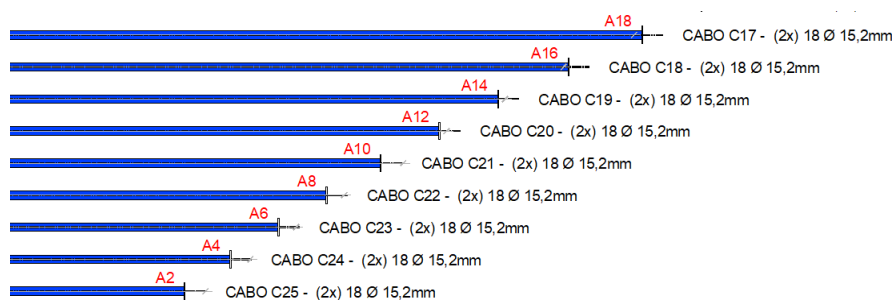
Figura 6.22 – Vista lateral balanço direito do eixo 04 de acordo com projeto de perfil longitudinal da ponte



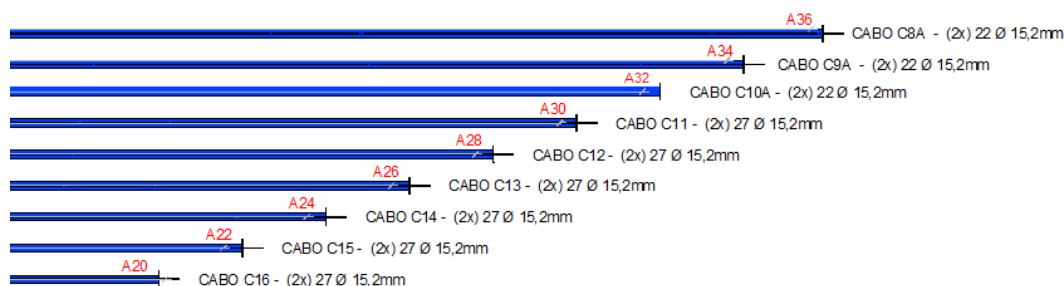
(fonte: adaptada de CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

Para a protensão das aduelas pré-moldadas, conforme a Figura 6.23, são tensionados os cabos C25 até C36. A figura ilustra os cabos, quantidade de cordoalhas e indica a aduela protendida por cada um dos cabos de protensão. Ressalta-se que cada conjunto de cordoalhas está expresso duas vezes, pois os mesmos, em cada aduela, são posicionados e protendidos em cada lateral da mesa superior.

Figura 6.23 – Indicação dos cabos de protensão: (a) cabos C25 até C17 que protendem as aduelas A02 até A18; (b) cabos C17 até C08 que protendem as aduelas A20 até A36



(a)



(b)

(fonte: adaptada de CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

Como armadura de protensão, foram utilizadas cordoalhas de sete fios, categoria 190, com relaxação baixa (CP-190 RB). O diâmetro nominal utilizado foi de 15,2mm, e o número de cordoalhas variou de acordo com a aduela, conforme observa-se no Quadro 6.1. Neste Quadro, apresentam-se a quantidade de cabos, o número e diâmetro das cordoalhas, força de protensão de cada cabo, comprimentos médios dos cabos e das bainhas, assim como o alongamento total dos cabos. Os cabos de protensão foram dispostos em bainhas e após a protensão foi injetado nata de cimento para dar aderência aos cabos.

Quadro 6.1 – Lista dos cabos de protensão do balanço sucessivo

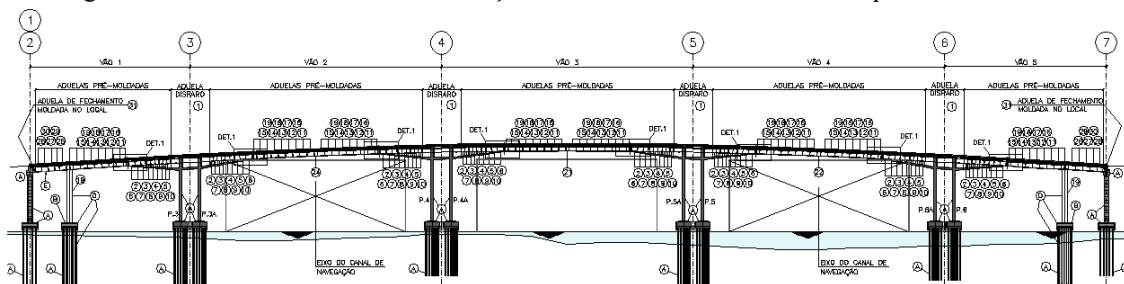
CABO Nº	QUANTIDADE TOTAL DE CABOS	NÚMERO DE CORDOALHAS	FORÇA DE PROTENSÃO NOMINAL (tf)	COMPRIMENTOS MÉDIOS (m)		ALONGAMENTO TOTAL (mm)
				BAINHA	CABO	
<i>C08</i>	4	25 $\phi$ 15.2mm	492	138,3	140,3	826
<i>C09</i>	4	25 $\phi$ 15.2mm	492	130,2	132,2	823
<i>C10</i>	4	25 $\phi$ 15.2mm	492	122,2	124,2	747
<i>C11</i>	8	27 $\phi$ 15.2mm	531	114,1	116,1	728
<i>C12</i>	8	27 $\phi$ 15.2mm	531	106,2	108,2	664
<i>C13</i>	8	27 $\phi$ 15.2mm	531	98,1	100,1	640
<i>C14</i>	8	27 $\phi$ 15.2mm	531	90,1	92,1	582
<i>C15</i>	8	27 $\phi$ 15.2mm	531	82	84	537
<i>C16</i>	8	27 $\phi$ 15.2mm	531	74	76	471
<i>C17</i>	8	18 $\phi$ 15.2mm	354	68,5	70,5	448
<i>C18</i>	8	18 $\phi$ 15.2mm	354	61,6	63,6	403
<i>C19</i>	8	18 $\phi$ 15.2mm	354	55	57	367
<i>C20</i>	8	18 $\phi$ 15.2mm	354	49,5	51,5	317
<i>C21</i>	8	18 $\phi$ 15.2mm	354	44	46	294
<i>C22</i>	8	18 $\phi$ 15.2mm	354	39,9	41,9	260
<i>C23</i>	8	18 $\phi$ 15.2mm	354	34,4	36,4	230
<i>C24</i>	8	18 $\phi$ 15.2mm	354	29,9	31,9	196
<i>C25</i>	8	18 $\phi$ 15.2mm	354	25,6	27,6	178

(fonte: adaptada de CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

### 6.2.2 Sequência construtiva do lançamento das aduelas pré-moldadas

A seguir, será apresentada a metodologia utilizada para a construção da ponte, até o lançamento das aduelas pré-moldadas. A Figura 6.24, ilustra o perfil longitudinal total da ponte, no projeto de sequência construtiva, conforme projeto real. Todos os elementos da ponte possuem uma numeração de sequência construtiva, e a partir desta numeração foi realizada a montagem executiva do tabuleiro.

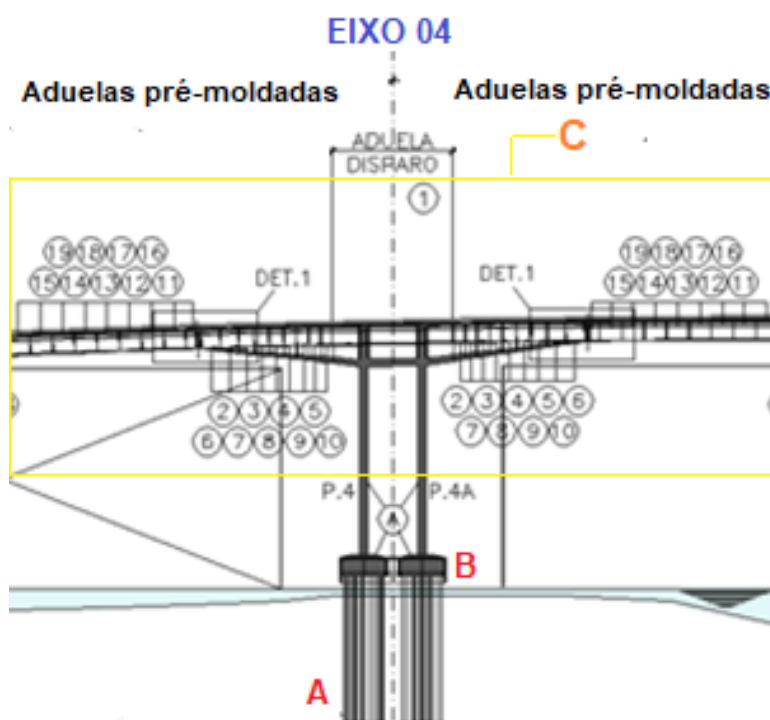
Figura 6.24 – Planta estrutural dos balanços sucessivos sobre o Guaíba – sequência construtiva



(fonte: CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

A Figura 6.25 ilustra a sequência construtiva da execução do balanço referente ao eixo 04, de acordo com o projeto executivo da ponte. O Quadro 6.2 apresenta a sequência construtiva geral de execução, até o lançamento das aduelas pré-moldadas. Desta forma, é possível compreender com maior clareza como ocorreu a montagem das aduelas pré-moldadas lançadas no presente estudo.

Figura 6.25 – Sequência construtiva do balanço do eixo 04



(fonte: adaptada de CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)



Quadro 6.2 – Quadro representativo das sequências construtivas do projeto estrutural da ponte sobre o Guaíba em balanços sucessivos – superestrutura – método construtivo

**SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA GERAL (ATÉ O LANÇAMENTO DAS ADUELAS PRÉ-MOLDADAS)**

<b>A</b>	EXECUTAR ESTACAS, PILARES E TRAVESSAS;
<b>B</b>	EXECUTAR OS BLOCOS DE FUNDAÇÃO DOS PILARES QUE SÃO APOIOS PROVISÓRIOS; ANTES DA SUPERESTRUTURA
<b>C</b>	EXECUTAR A SUPERESTRUTURA;
<b>1</b>	EXECUTAR AS ADUELAS DE DISPARO NOS EIXOS 3 A 6 E PROTENDER OS CABOS C26. AS TRELIÇAS DE IÇAMENTO DEVEM SER MONTADAS APÓS EXECUÇÃO DAS ADUELAS DE DIPARO;
<b>2</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 1 E 2 (EIXO 3 A 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C25;
<b>3</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 3 E 4 (EIXO 3 A 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C24;
<b>4</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 5 E 6 (EIXO 3 A 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C23;
<b>5</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 7 E 8 (EIXO 3 A 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C22;
<b>6</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 9 E 10 (EIXO 3 A 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C21;
<b>7</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 11 E 12 (EIXO 3 A 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C20;
<b>8</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 13 E 14 (EIXO 3 A 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C19;
<b>10</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 17 E 18 (EIXO 3 A 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C17;
<b>11</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 20 E 38 (EIXO 3), 19 E 20A (EIXO 4), 19A E 20 (EIXO 5), 19 E 38 (EIXO 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C16;
<b>12</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 22 E 39 (EIXO 3), 21 E 22 (EIXO 4 E 5), 21 E 39 (EIXO 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C15;
<b>13</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 24 E 40 (EIXO 3), 23 E 24 (EIXO 4 E 5), 23 E 40 (EIXO 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C14;
<b>14</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 26 E 41 (EIXO 3), 25 E 26 (EIXO 4 E 5), 25 E 41 (EIXO 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C13;
<b>15</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 28 E 42 (EIXO 3), 27 E 28 (EIXO 4 E 5), 27 E 42 (EIXO 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C12;
<b>16</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 30 E 43 (EIXO 3), 29 E 30 (EIXO 4 E 5), 29 E 43 (EIXO 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C11;
<b>17</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 32 E 53 (EIXO 3), 31 E 32 (EIXO 4 E 5), 31 E 44 (EIXO 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C10;
<b>18</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 34 E 54 (EIXO 3), 33 E 34 (EIXO 4 E 5), 33 E 45 (EIXO 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C9;
<b>19</b>	EXECUTAR AS ADUELAS 36 E 55 (EIXO 3), 35 E 36 (EIXO 4 E 5), 35 E 46 (EIXO 6), CONCRETAR AS JUNTAS E PROTENDER OS CABOS C8. INICIAR A MONTAGEM DAS TORRES DO APOIO PROVISÓRIO APÓS IÇAMENTO DAS ADUELAS 55 (EIXO 3) E 46 (EIXO 6);

(fonte: baseado em CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

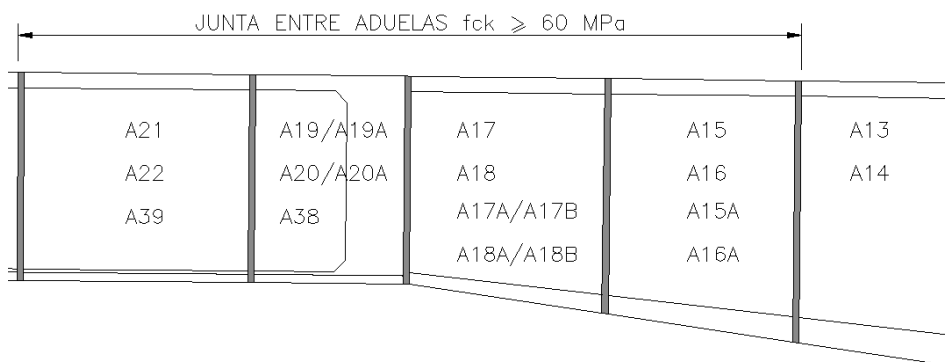
A sequência construtiva da execução da superestrutura até o lançamento das aduelas pré-moldadas para o eixo 04, de acordo com a Figura 6.25, inicia na etapa 01, conforme Quadro 6.2, com a execução da aduela de disparo, aplicação da protensão dos cabos C26 e posterior montagem das treliças de içamento. Posteriormente, se apresenta as etapas 02 a 19, que indicam a execução, ou seja, içamento das aduelas, aos pares, concretagem das juntas e protensão dos respectivos cabos de armadura de protensão, assim sucessivamente até a conclusão do balanço. Essa é a sequência estabelecida em projeto, deste modo, o presente trabalho irá analisar as etapas construtivas, obedecendo esta mesma sequência.

De acordo com o projeto executivo, que engloba a metodologia de construção do perfil da ponte, de acordo com a sequência construtiva apresentada, algumas considerações e medidas, referentes ao processo de construção do balanço são de suma importância. Sendo elas:

- a) concreto estrutural das juntas  $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ , exceto entre aduelas indicadas na Figura 6.26;
- b) condições de concretagem da aduela de fechamento: concretar a aduela preferencialmente em dia nublado, a partir da estabilização da temperatura ambiente (o que deve ocorrer à noite, por volta das 24h);
- c) para controle das flechas, determinar  $E_{cj}$  (Módulo de elasticidade) para as idades mais significantes ( $j = 3, 10, 31, 62$  dias), conforme norma NBR6522;
- d) determinar  $f_{cj}$  (resistência do concreto à compressão) para as idades  $j = 1, 3, 10, 31$  e 62 dias (conforme normas NBR-5738, NBR-5739 e NBR-12655);
- e) deverão ser efetuadas leituras pelo menos:
  - imediatamente antes do içamento das aduelas de ambas as extremidades;
  - imediatamente após posicionamento de cada aduela;
  - imediatamente após a concretagem da junta de ambas as extremidades;

- imediatamente após a protensão de cada aduela.
- f) encaminhar todos os dados de leitura para fiscalização;
- g) peso estimado para cada conjunto de treliças utilizadas para execução dos balanços sucessivos = 59 tf;
- h) para a protensão dos cabos C8 a C26, C35 e C36, o concreto das juntas deve atingir  $f_{cj} = 25\text{MPa}$ ;
- i) para protensão dos cabos C19 a C26, a resistência à tração do concreto ( $f_{ctj}$ ) deve atingir 2,5 MPa;
- j) para protensão dos cabos, o concreto da aduela pré-moldada deve atingir  $f_{cj} \geq 50\text{ MPa}$ . O concreto das aduelas moldadas no local (aduelas 37a, 37, 52 e 61) e o concreto das juntas entre aduelas, devem atingir  $f_{cj} \geq 25\text{ MPa}$ ;
- k) protender os cabos C26 após concreto da aduela de disparo atingir  $f_{cj} \geq 32\text{ MPa}$ ;
- l) o cimbramento utilizado para a execução das aduelas de fechamento deverá ser suficientemente rígido para ser utilizado como travamento;
- m) às atividades do vão 5 podem ser feitas independentemente do estágio de execução do vão 1.

Figura 6.26 – Trecho de juntas de concreto com  $f_{ck} 60\text{MPa}$



(fonte: baseado em CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

No lançamento das aduelas foi executado um controle rigoroso através do monitoramento da posição das aduelas. Este monitoramento foi realizado para cada etapa construtiva, nos seguintes casos: no posicionamento da aduela, após o içamento, antes e depois da concretagem das juntas, após a protensão, com o avanço da treliça, após o içamento da aduela subsequente, e assim por diante. Realizou-se em obra a medição da cota de cada aduela, em referência as cotas de base da lâmina de água do Guaíba, conforme projeto que representa o greide da ponte. Este procedimento é de suma importância, pois garante o controle do lançamento das aduelas pelo método dos balanços sucessivos, além de poder evitar qualquer problema que possa vir a acontecer na união dos balanços, para fechamento dos vãos. Os dados com as leituras realizadas no monitoramento das etapas de construção dos balanços sucessivos foram fornecidas pelo CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA através da Ecoplan Engenharia e serão utilizados nas análises comparativas com o modelo numérico realizado.

O lançamento das aduelas por balanços sucessivos foi realizado com as aduelas já devidamente curadas. O Quadro 6.3 representa a idade das aduelas de concreto, ou seja, a data da concretagem de cada aduela que compõe o eixo 04 da superestrutura da ponte, assim como a data de içamento de cada peça pré-moldada. Observa-se que as aduelas permaneceram um período muito grande em canteiro de obras anteriormente ao seu lançamento, deste modo, a resistência do concreto já foi devidamente atingida, e as deformações por fluência e retração do concreto já não causam tanta influência nas peças, quando as mesmas são postas em carga no lançamento por balanços sucessivos.

Quadro 6.3 – Quadro representativo com as datas de concretagem e içamento das aduelas pré-moldadas lançadas no eixo 04

<b>Aduela</b>	<b>Data Concretagem</b>	<b>Data Içamento</b>	<b>Aduela</b>	<b>Data Concretagem</b>	<b>Data Içamento</b>
<b>A01</b>	07/03/2018	25/09/2018	<b>A19</b>	24/11/2017	19/11/2018
<b>A02</b>	23/02/2018	22/09/2018	<b>A20</b>	27/11/2017	19/11/2018
<b>A03</b>	20/02/2018	02/10/2018	<b>A21</b>	06/06/2017	23/11/2018
<b>A04</b>	08/02/2018	03/10/2018	<b>A22</b>	30/05/2017	23/11/2018
<b>A05</b>	30/01/2018	08/10/2018	<b>A23</b>	25/05/2017	25/05/2017
<b>A06</b>	24/01/2018	10/10/2018	<b>A24</b>	27/06/2017	28/11/2018
<b>A07</b>	18/01/2018	16/10/2018	<b>A25</b>	22/05/2017	03/12/2018
<b>A08</b>	11/01/2018	16/10/2018	<b>A26</b>	10/07/2017	03/12/2018
<b>A09</b>	08/12/2017	20/10/2018	<b>A27</b>	10/07/2017	08/12/2018
<b>A10</b>	29/11/2017	20/10/2018	<b>A28</b>	14/07/2017	08/12/2018
<b>A11</b>	22/11/2017	29/10/2018	<b>A29</b>	26/07/2017	14/12/2018
<b>A12</b>	14/11/2017	29/10/2018	<b>A30</b>	31/07/2017	14/12/2018
<b>A13</b>	25/10/2017	03/11/2018	<b>A31</b>	04/08/2017	03/01/2019
<b>A14</b>	10/11/2017	03/11/2018	<b>A32</b>	16/08/2017	04/01/2019
<b>A15</b>	02/10/2017	09/11/2018	<b>A33</b>	22/08/2017	09/01/2019
<b>A16</b>	19/10/2017	09/11/2018	<b>A34</b>	10/08/2017	09/01/2019
<b>A17</b>	25/04/2018	13/11/2018	<b>A35</b>	25/08/2017	12/01/2019
<b>A18</b>	04/05/2018	13/11/2018	<b>A36</b>	21/07/2017	12/01/2019

(fonte: baseado em CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

## 7 MODELAGEM DE UM DOS BALANÇOS SUCESSIVOS DA NOVA PONTE DO GUAÍBA

Neste capítulo é apresentada a modelagem por elementos finitos para o estudo das etapas construtivas de uma ponte composta por aduelas pré-moldadas, justapostas pelo método dos balanços sucessivos. Para tanto, é utilizando o *software* ANSYS, versão 21.2, com a implementação de um modelo constitutivo para o concreto através da USERMAT que considera parâmetros de fluência e retração do concreto. A ponte escolhida para a simulação numérica foi a Nova Ponte do Guaíba, localizada sobre o lago Guaíba, na cidade de Porto Alegre. Consideram-se as etapas construtivas por balanços sucessivos de parte do tabuleiro da ponte, executado sobre o trecho navegável (figura 7.1), como apresentado no **capítulo 6**.

Figura 7.1 – Imagem da construção por balanços sucessivos da Nova Ponte do Guaíba



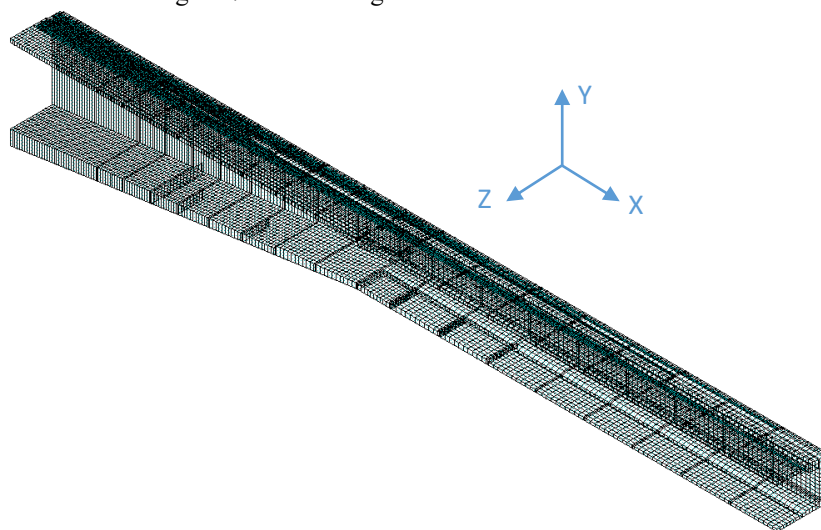
(fonte: ZERO HORA, 2021)

As etapas de cálculo foram constituídas por uma análise estática com incremento de tempo, cujo o objetivo era obter as tensões e deformações nos elementos de concreto, bem como as tensões axiais resultantes nos cabos de protensão, devido aos efeitos causados pela sequência construtiva da construção dos balanços. O estudo das etapas construtivas da Nova Ponte do Guaíba visa apresentar de forma detalhada a simulação numérica da execução de uma ponte segmentada protendida, composta por aduelas pré-

moldadas de diferentes geometrias, lançada pelo método dos balanços sucessivos, considerando juntas de 20 cm, concretadas sem a utilização de armadura.

A modelagem considerou as aduelas de concreto pré-moldado e os cabos de protensão do balanço direito do eixo 04 da ponte, sendo que as características deste trecho foram detalhadas no **capítulo 6**. Não foram considerada na modelagem as armaduras passivas das aduelas e a formação de fissuras no concreto, pois, nas etapas construtivas, as aduelas encontram-se sob tensão de compressão. Outro parâmetro desconsiderado foi a perda por atrito dos cabos de protensão. Ademais, para reduzir o número de elementos finitos, foi aproveitada a simetria transversal da ponte, modelando-se apenas metade do tabuleiro, conforme ilustra a Figura 7.2.

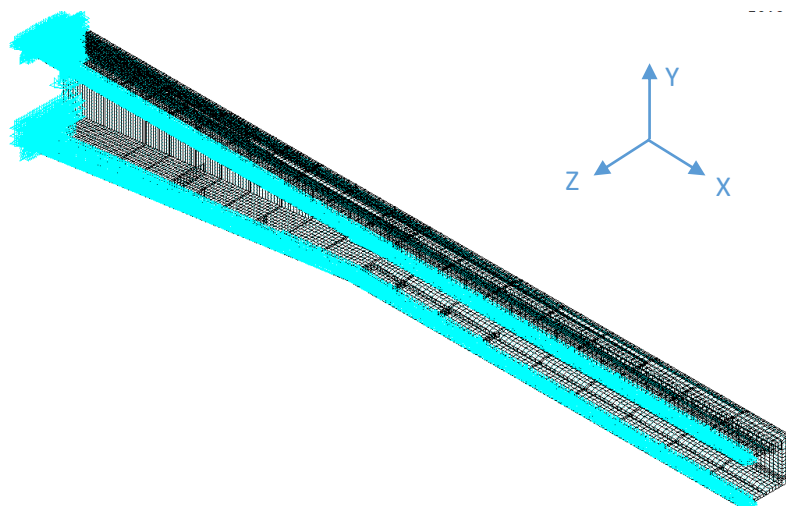
Figura 7.2 – Modelagem da estrutura no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

As aduelas de concreto pré-moldado foram representadas pelo elemento SOLID186. Já a armadura ativa foi representada pelo elemento REINF264, aplicando-se tensão inicial. Como condição de contorno foi considerado um engastamento nos nós da extremidade esquerda do tabuleiro, e uma restrição ao deslocamento no eixo z, imposta no centro das aduelas (figura 7.3), representando a continuidade da seção de concreto. O Quadro 7.1 indica a quantidade total de cada elemento utilizado na modelagem da ponte. A seguir, apresentam-se os detalhes a modelagem dos elementos de concreto e armadura ativa.

Figura 7.3 – Condições de contorno aplicadas na estrutura



(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 7.1 quantidade de elementos finitos no modelo

TIPO DE ELEMENTO	QUANTIDADE DE ELEMENTOS
SOLID186	14.101
REINF264	2.404
<b>TOTAL DE ELEMENTOS</b>	<b>16.505</b>

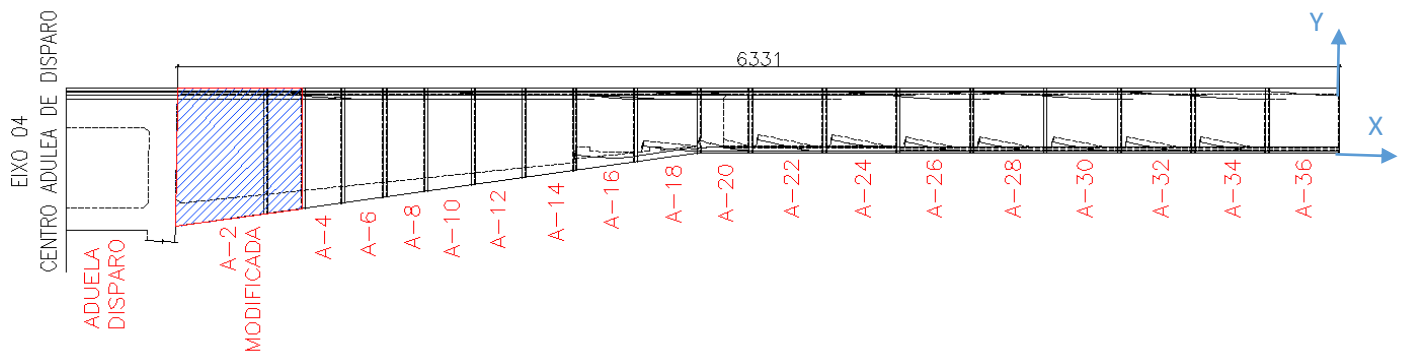
(fonte: elaborada pela autora)

## 7.1 MODELAGEM ELEMENTOS DE CONCRETO – SOLID186

A modelagem da estrutura se inicia pelas aduelas de concreto pré-moldado. Conforme já comentado neste trabalho, trata-se das aduelas posicionadas ao lado direito do eixo 04. De modo a simular o comprimento total do balanço, que contém 63,31 m, conforme Figura 7.4, realizou-se um ajuste na primeira aduela. Como a aduela de disparo não foi modelada, foi necessário estender a aduela A2 até o início do balanço, com a finalidade de realizar a modelagem de forma mais realista.



Figura 7.4 – Imagem da construção por balanços sucessivos da Nova Ponte do Guaíba

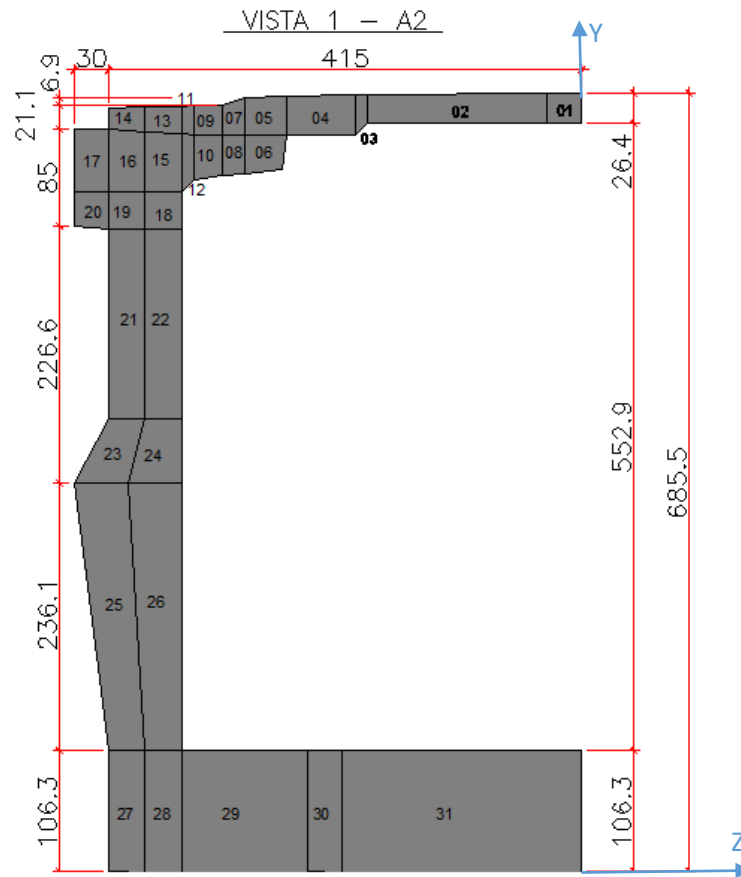


(fonte: baseado em CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

O lançamento da estrutura no ANSYS se inicia pela modelagem dos elementos de concreto do balanço, como destacado na Figura 7.4, pela aduela denominada A2, seguindo a sequência apresentada até a aduela A36. Com a finalidade de se discretizar as seções transversais, de modo que os nós dos elementos de concreto permaneçam sempre coincidentes, dividiu-se as seções de concreto por volumes. Cada aduela, assim como cada junta, possui 31 volumes que compõem a geometria total de cada elemento. Para isso foi necessário um estudo detalhado, cuidando para que houvesse a variação dos volumes sem desajustar os nós.

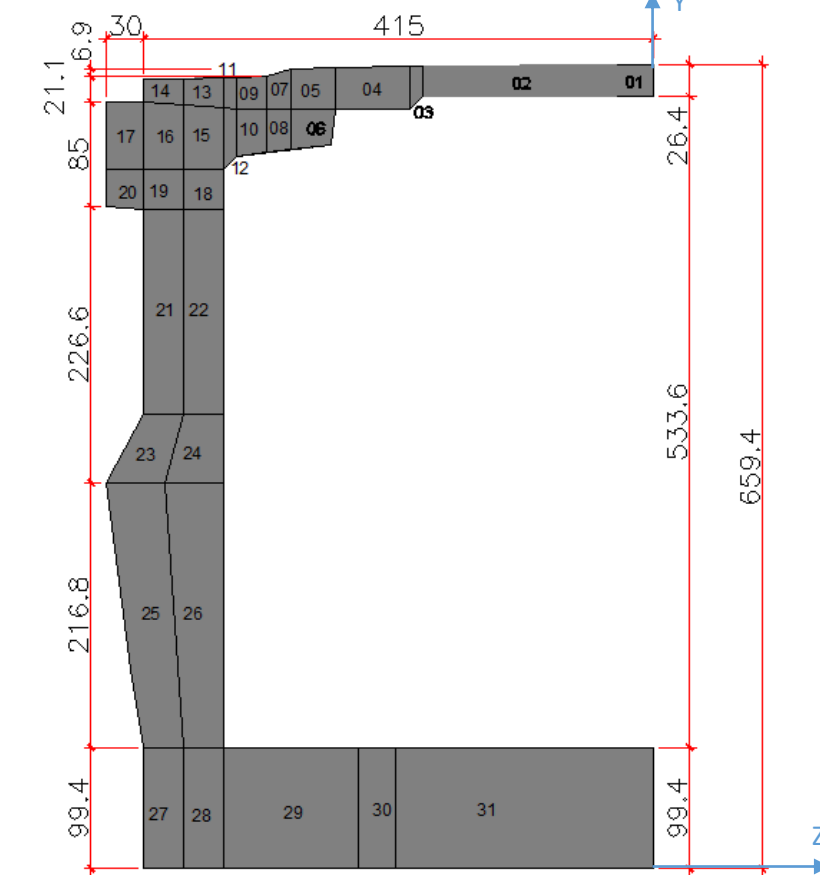
As Figuras 7.5 e 7.6 representam os volumes da primeira aduela do balanço direito, denominada A2, a partir de uma ilustração de planta de formas da sua seção transversal. Observa-se que existe uma diferença na altura da seção da própria aduela A2, deste modo, cada aduela possui duas vistas em sua planta de formas: a vista inicial, denominada de vista 01 (figura 7.5) e a vista final, denominado de vista 02 (figura 7.6). Diante disso, conforme se apresenta nas figuras 7.5 e 7.6, após um estudo detalhado, foi realizado um ajuste nos volumes, a partir do volume 24. Este ajuste se repetiu em todas as aduelas com alteração na sua geometria, iniciando pela vista 1 até a vista 2, com modificações no eixo Y, responsável pela definição das alturas. Do volume inicial 01, até o volume 24, as coordenadas Z e Y são idênticas.

Figura 7.5 – Vista 01 da aduela A2 com definição dos 31 volumes



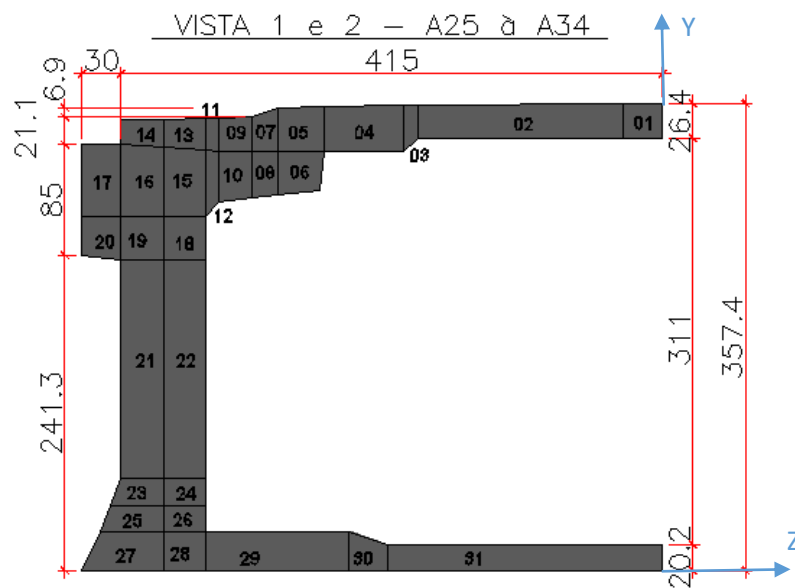
(fonte: baseado em CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

Figura 7.6 – Vista 02 da aduela A2 com definição dos 31 volumes



(fonte: baseado em CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

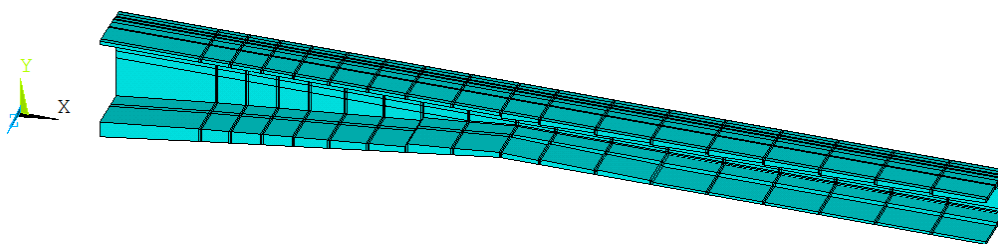
Figura 7.7 – Volumes que modelam as aduelas A26 à A36 com seção constante



(fonte: baseado em CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

A Figura 7.7 representa os volumes ajustados para as aduelas A25 à A36, essas aduelas apresentam as duas vistas iniciais e finais iguais, em algumas ocorre uma pequena alteração na laje inferior, mas sem diminuir a altura total das aduelas. A disposição dos volumes em todas as aduelas e juntas que compõe o balanço, segue o mesmo padrão de divisão mencionado anteriormente, com o intuito que todos dos nós dos volumes sejam coincidentes. Após definir os volumes das aduelas e juntas, com a formação do balanço, conforme ilustra a Figura 7.8, foi realizada a discretização em elementos finitos dos volumes de concreto.

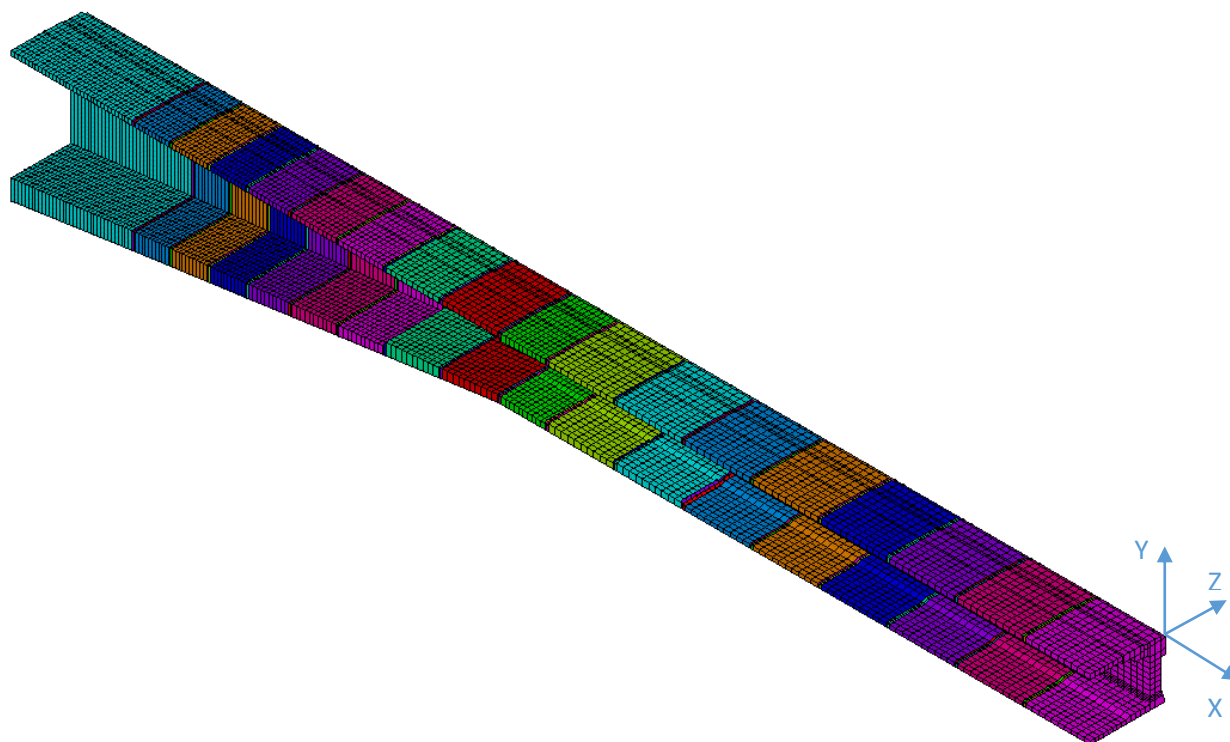
Figura 7.8 – Modelagem dos volumes de todas as aduelas formando o balanço direito completo (vista longitudinal do tabuleiro)



(fonte: elaborada pela autora)

Como pode ser observado na Figura 7.9. A discretização é constante e segue o mesmo padrão em todas as aduelas, de modo a haver uma coincidência entre todos os nós da malha. A divisão da malha em elementos finitos foi realizada para cada volume, realizando a divisão das linhas destes volumes, de forma harmônica, respeitando um padrão de tamanho de elementos finitos.

Figura 7.9 – Malha em elementos finitos de todos os elementos de concreto (vista longitudinal do tabuleiro)

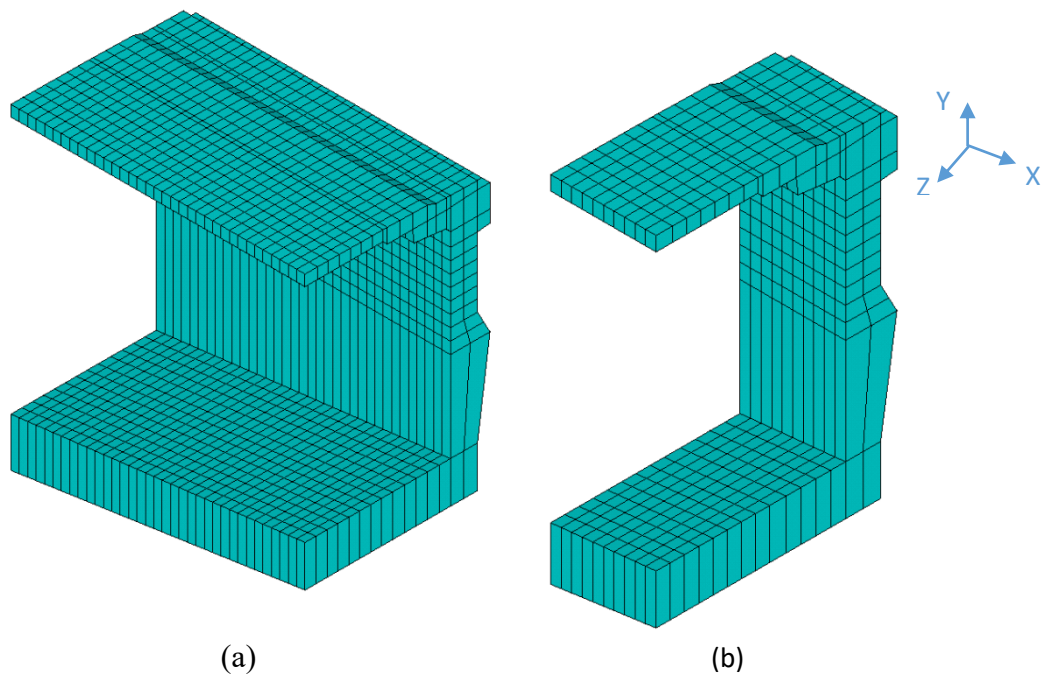


(fonte: elaborada pela autora)

Na Figura 7.9 é possível observar a malha de elementos finitos em cada aduela, pois as mesmas estão representadas com cores diferentes. As juntas, que aparecem nas regiões entre aduelas. Deste modo, observa-se a disposição de todos os elementos de concreto que compõem o balanço de forma discretizada e conectada.

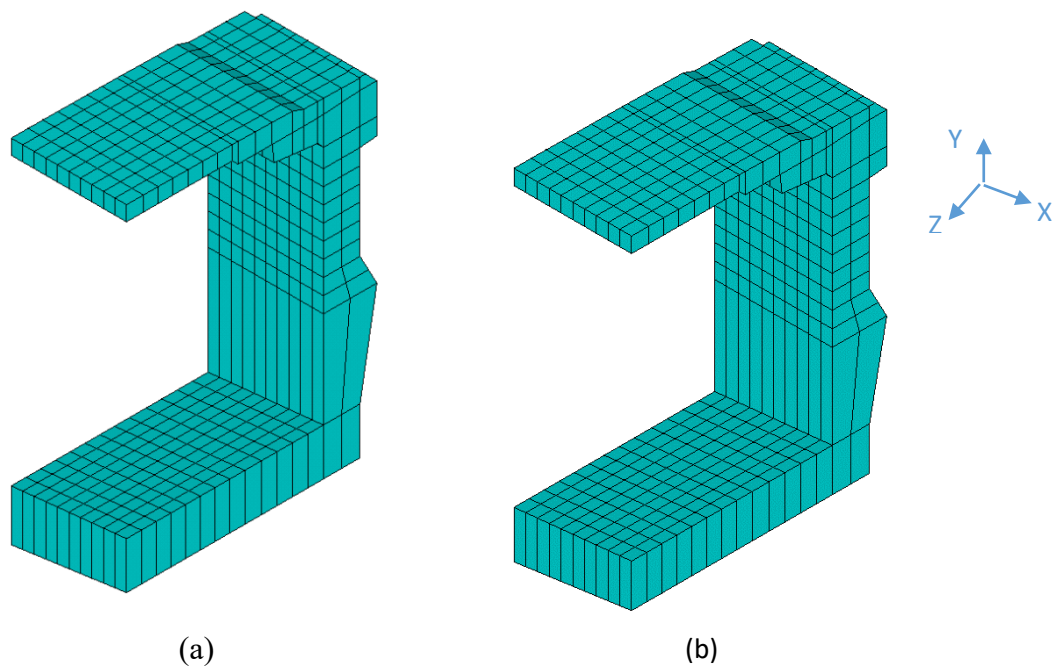
As Figuras 7.10 e 7.11 mostram a discretização em elementos finitos nas seções de todas as aduelas, de forma separada, aduela por aduela. A partir desta observação é possível visualizar os elementos de concreto SOLID186, que constituem as malhas de cada aduela. A discretização das juntas de concreto se mantém da mesma forma, obedecendo as aduelas em que as mesmas estão conectadas. A discretização das demais aduelas podem ser observadas no APÊNDICE B.

Figura 7.10 – Malha em elementos finitos: (a) aduela A2; (b) aduela A4



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.11 – Malha em elementos finitos: (a) aduela A6; (b) aduela A8



(fonte: elaborada pela autora)

Ao todo foram modeladas 18 aduelas e 34 elementos de junta. As juntas de 20 cm foram modeladas em duas camadas de elementos finitos de 10 cm. Para cada aduela e junta foi criado um material diferente, sendo que a única diferença entre eles é referente as datas de concretagem e ativação (içamento) das aduelas, assim como ativação das juntas. Conforme já mencionado, as aduelas são peças pré-moldadas e possuem uma idade diferente umas das outras, assim como as juntas que foram concretadas *in loco* no decorrer do processo construtivo.

As aduelas foram previamente concretadas e ficaram por um longo período em canteiro de obras. A informação para o modelo da idade do concreto das aduelas antes da ativação, ou seja, antes do seu içamento, é de suma importância para a análise, pois essa característica influencia significativamente no comportamento do material quando submetido aos carregamentos das etapas construtivas. A idade do concreto influi diretamente nas deformações diferidas.

No Quadro 7.2, estão apresentadas estas informações referentes ao concreto das aduelas pré-moldadas e das juntas. Neste quadro se encontra o número do material no modelo do ANSYS, comprimentos, resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ), idade do concreto das aduelas antes do içamento da peça e também a data de ativação das aduelas e juntas.

Quadro 7.2 – Características do concreto para modelagem no ANSYS

ADUELAS PRÉ-MOLDADAS E JUNTAS DE CONCRETO	Nº MATERIAL NO ANSYS	COMPRIMENTO (m)	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA CONCRETO A COMPRESSÃO - $f_{ck}$ (MPa)	DATA DA ATIVAÇÃO (dias)	IDADE MATERIAL ANTES DO IÇAMENTO (dias)
A02	1	7,09	50	0	217
JUNTA 01A	2	0,10	50	7	0
JUNTA 01B	3	0,10	50	7	0
A04	4	1,95	50	5	237
JUNTA 02A	5	0,10	50	13	0
JUNTA 02B	6	0,10	50	13	0
A06	7	2,05	50	12	259
JUNTA 03A	8	0,10	50	20	0
JUNTA 03B	9	0,10	50	20	0
A08	10	2,05	50	18	278
JUNTA 04A	11	0,10	50	25	0
JUNTA 04B	12	0,10	50	25	0

<i>Continuação</i>					
<i>A10</i>	13	2,35	50	22	325
<i>JUNTA 05A</i>	14	0,10	50	34	0
<i>JUNTA 05B</i>	15	0,10	50	34	0
<i>ADUELA A12</i>	16	2,55	50	31	349
<i>JUNTA 6A</i>	17	0,10	50	39	0
<i>JUNTA 6B</i>	18	0,10	50	39	0
<i>ADUELA A14</i>	19	2,55	50	38	360
<i>JUNTA 7A</i>	20	0,10	60	45	0
<i>JUNTA 7B</i>	21	0,10	60	45	0
<i>ADUELA A16</i>	22	3,10	50	43	387
<i>JUNTA 8A</i>	23	0,10	60	48	0
<i>JUNTA 8B</i>	24	0,10	60	48	0
<i>ADUELA A18</i>	25	3,25	50	47	194
<i>JUNTA 9A</i>	26	0,10	60	55	0
<i>JUNTA 9B</i>	27	0,10	60	55	0
<i>ADUELA A20</i>	28	2,60	50	52	512
<i>JUNTA 10A</i>	29	0,10	60	60	0
<i>JUNTA 10B</i>	30	0,10	60	60	0
<i>ADUELA A22</i>	31	3,80	50	57	543
<i>JUNTA 11A</i>	32	0,10	50	64	0
<i>JUNTA 11B</i>	33	0,10	50	64	0
<i>ADUELA A24</i>	34	3,80	50	61	519
<i>JUNTA 12A</i>	35	0,10	50	69	0
<i>JUNTA 12B</i>	36	0,10	50	69	0
<i>ADUELA A26</i>	37	3,80	50	67	512
<i>JUNTA 13A</i>	38	0,10	50	75	0
<i>JUNTA 13B</i>	39	0,10	50	75	0
<i>ADUELA A28</i>	40	3,80	50	71	512
<i>JUNTA 14A</i>	41	0,10	50	82	0
<i>JUNTA 14B</i>	42	0,10	50	82	0
<i>ADUELA A30</i>	43	3,80	50	77	501
<i>JUNTA 15A</i>	44	0,10	50	101	0
<i>JUNTA 15B</i>	45	0,10	50	101	0
<i>ADUELA A32</i>	46	3,80	50	98	506
<i>JUNTA 16A</i>	47	0,10	50	105	0
<i>JUNTA 16B</i>	48	0,10	50	105	0
<i>ADUELA A34</i>	49	3,80	50	103	517
<i>JUNTA 17A</i>	50	0,10	50	110	0
<i>JUNTA 17B</i>	51	0,10	50	110	0
<i>ADUELA A36</i>	52	3,80	50	108	542

(fonte: elaborada pela autora)



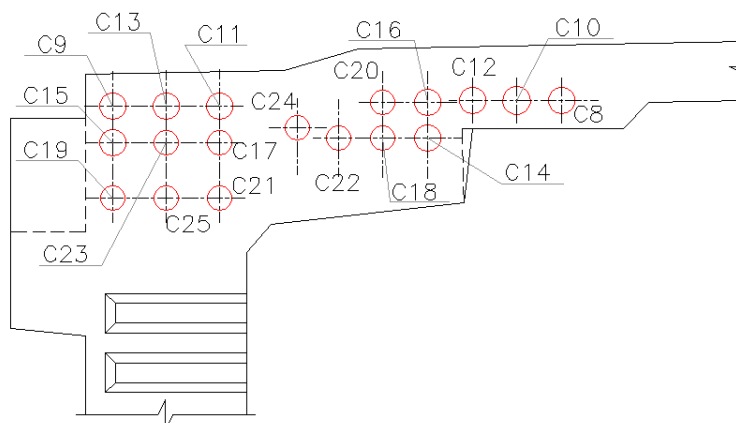
Para representar o comportamento viscoelástico do concreto na rotina USERMAT3D, foram considerados os seguintes parâmetros: coeficiente de Poisson igual a 0,20, temperatura ambiente média de 23 °C, umidade relativa do ar de 78%, cimento tipo CP-V, agregado de basalto. Demais valores como resistência à compressão do concreto das aduelas e juntas, conforme Quadro 7.2.

## 7.2 ELEMENTOS DE ARMADURA ATIVA – REINF264

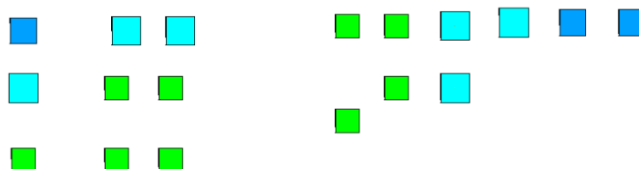
Após concluído o lançamento das aduelas e juntas com os elementos de concreto, realizou-se um teste elástico-linear com o intuito de verificar se todos os nós do modelo estavam conectados. Em seguida, iniciou-se o estudo das armaduras ativas responsáveis pela compressão das aduelas no balanço. A partir do projeto de protensão, realizou-se a modelagem dos cabos que representam a armadura ativa.

Os cabos de protensão, referentes às armaduras ativas no modelo, são responsáveis por manter as aduelas em balanço na etapa construtiva do tabuleiro. Deste modo, foram modelados os cabos posicionados na alma das aduelas, conforme pode-se visualizar na Figura 7.12, para o lado modelado. Foram necessários alguns pequenos ajustes nas posições dos cabos, de modo que os mesmos permanecessem inseridos dentro dos elementos base de concreto, esse ajuste foi mínimo e manteve a simetria contida no projeto.

Figura 7.12 – Posição dos cabos de armadura ativa na mesa da aduela: (a) conforme projeto; (b) modelado no ANSYS (escala aumentada)



(a)



(b)

(fonte: baseado em CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

As armaduras foram representadas a partir de um modelo de armadura incorporada, já que os cabos de protensão são envoltos por uma nata de cimento e ficam inseridos dentro da mesa das aduelas. Como já descrito anteriormente, o lançamento da armadura ativa foi realizado pelo método da malha independente (*mesh-independent method*), facilitando e flexibilizando o lançamento do reforço incorporado nos elementos SOLID186. O método foi utilizado com os elementos MESH200 e REINF264. Com a finalidade de representar a força de protensão imposta nos cabos, foi aplicada uma tensão inicial nos cabos de protensão.

A modelagem do aço segue a modelagem do teste de validação do cubo de concreto com protensão, apresentado anteriormente no **capítulo 5**, com a utilização de comandos INISTATE que definem dados e parâmetros de estados iniciais. Entretanto, ao invés de

aplicar a tensão de tração, pelo comando INISTATE nos nós iniciais e finais de cada cabo, aplicou-se a tensão inicial em todos os nós do elemento de cada cabo de protensão, conforme indica a Figura 7.13. Este processo foi realizado através dos comandos ESEL, S, MAT, que seleciona somente o material para cada cabo de protensão, assim como do CMSEL, S que seleciona todos os elementos da componente do cabo especificado e o NSLE, que seleciona todos os nós dos elementos selecionados. Os demais comandos se mantêm, como o ISISTATE, DEFINE que define a tensão inicial aplicada na armadura. Este processo se repete para todos os cabos de protensão.

Figura 7.13 – Aplicação da tensão inicial de protensão no cabo C25

```

!
INISTATE,SET,DTYPE,STRE      ! Altera o comando INISTATE para a aplicação de tensão inicial
INISTATE,SET,NODE,1         ! Altera o comando INISTATE para aplicação nos nós
ESEL,S,MAT,,53              ! Seleciona elementos definidos com o material 53
CMSEL,S,C25                  ! Seleciona elementos da componente do cabo C25
NSLE                          ! Dos elementos, são selecionados os nós
INISTATE,DEFINE,,,,DC25,,,, ! Aplica TENSÃO inicial em todos os nós da seleção (MESH200)
!

```

(fonte: elaborada pela autora)

No Quadro 7.3 são indicadas as informações para o lançamento no ANSYS, tais como: comprimentos dos cabos, tipo de armadura, área de armadura considerada no modelo, número do material no ANSYS e tensão aplicada a partir da força de protensão. Demais dados já foram apresentados no **capítulo 6**.

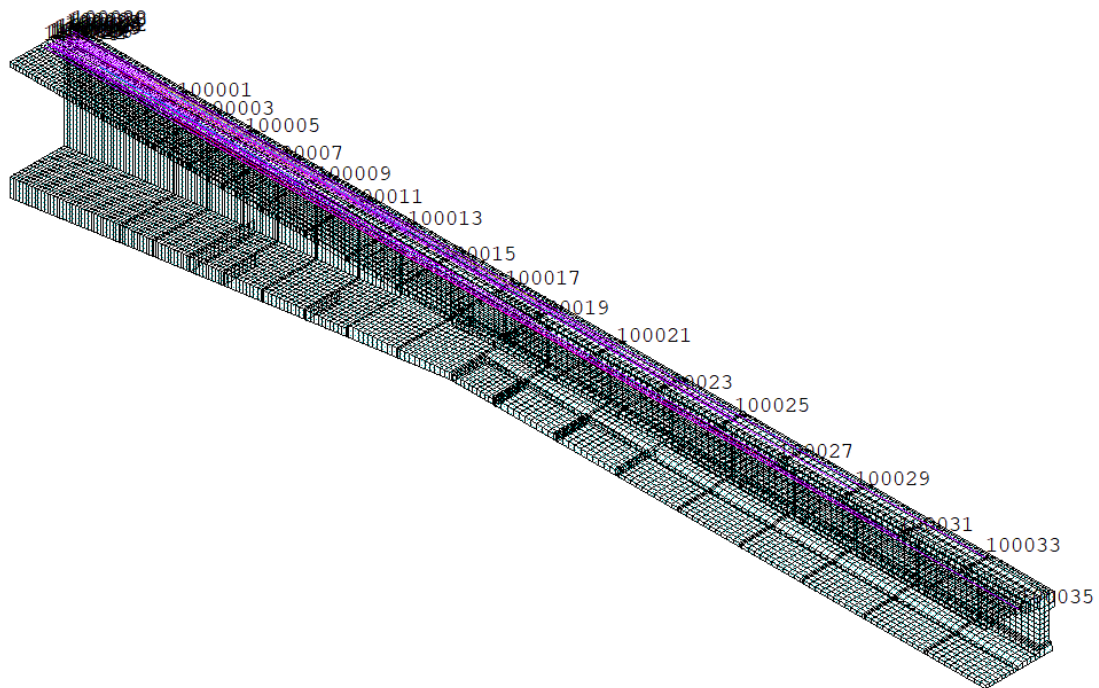
Quadro 7.3 – Posição dos cabos de armadura

CABOS DE PROTENSÃO	NOME DO ELEMENTO	COMPRIMENTO CABO (m)	Nº MATERIAL NO ANSYS	TIPO DE ARMADURA	ÁREA CONSIDERADA NO MODELO (cm <sup>2</sup> )	TENSÃO APLICADA NOS CABOS (kN/cm <sup>2</sup> )
<i>C25</i>	CC25	7,09	53	CP 190 - RB	25,74	134,86
<i>C24</i>	CC24	9,24	54	CP 190 - RB	25,74	134,86
<i>C23</i>	CC23	11,48	55	CP 190 - RB	25,74	134,86
<i>C22</i>	CC22	13,73	56	CP 190 - RB	25,74	134,86
<i>C21</i>	CC21	16,28	57	CP 190 - RB	25,74	134,86
<i>C20</i>	CC20	19,03	58	CP 190 - RB	25,74	134,86
<i>C19</i>	CC19	21,78	59	CP 190 - RB	25,74	134,86
<i>C18</i>	CC18	25,08	60	CP 190 - RB	25,74	134,86
<i>C17</i>	CC17	28,53	61	CP 190 - RB	25,74	134,86
<i>C16</i>	CC16	31,33	62	CP 190 - RB	38,61	134,86
<i>C15</i>	CC15	35,33	63	CP 190 - RB	38,61	134,86
<i>C14</i>	CC14	39,33	64	CP 190 - RB	38,61	134,86
<i>C13</i>	CC13	43,33	65	CP 190 - RB	38,61	134,86
<i>C12</i>	CC12	47,33	66	CP 190 - RB	38,61	134,86
<i>C11</i>	CC11	51,33	67	CP 190 - RB	38,61	134,86
<i>C10</i>	CC10	55,33	68	CP 190 - RB	31,46	153,36
<i>C09</i>	CC09	59,33	69	CP 190 - RB	31,46	153,36
<i>C08</i>	CC08	63,33	70	CP 190 - RB	31,46	153,36

(fonte: elaborada pela autora)

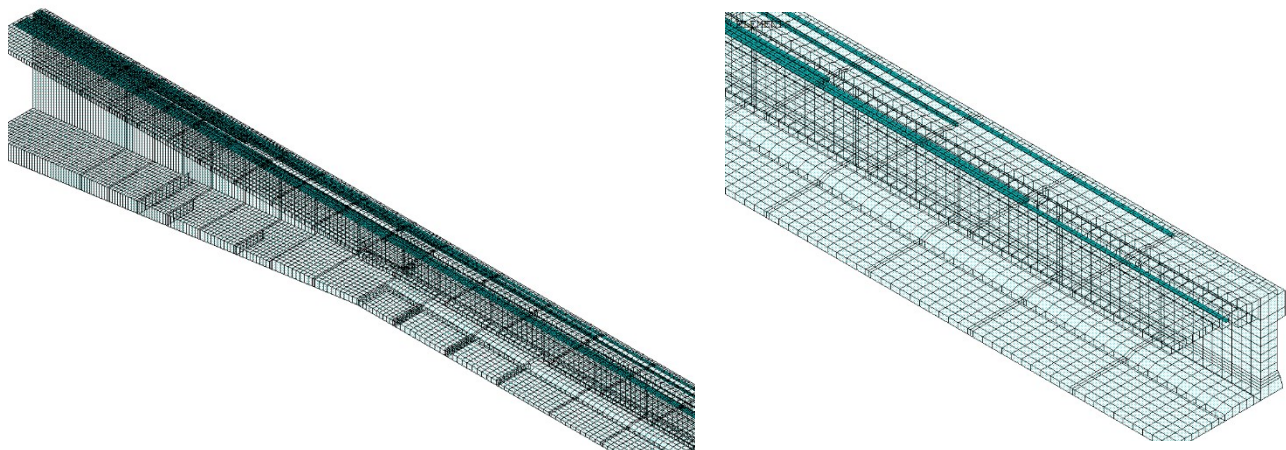
Na Figura 7.14, pode-se observar as armaduras dispostas dentro da seção de concreto. A discretização das armaduras incorporadas seguem a discretização do elemento base, no caso os elementos SOLID186. As Figuras 7.15 à 7.17 ilustram os cabos de armadura ativa no modelo do ANSYS.

Figura 7.14 – Posição dos cabos de armadura ativa na seção de concreto das aduelas na modelagem da protensão



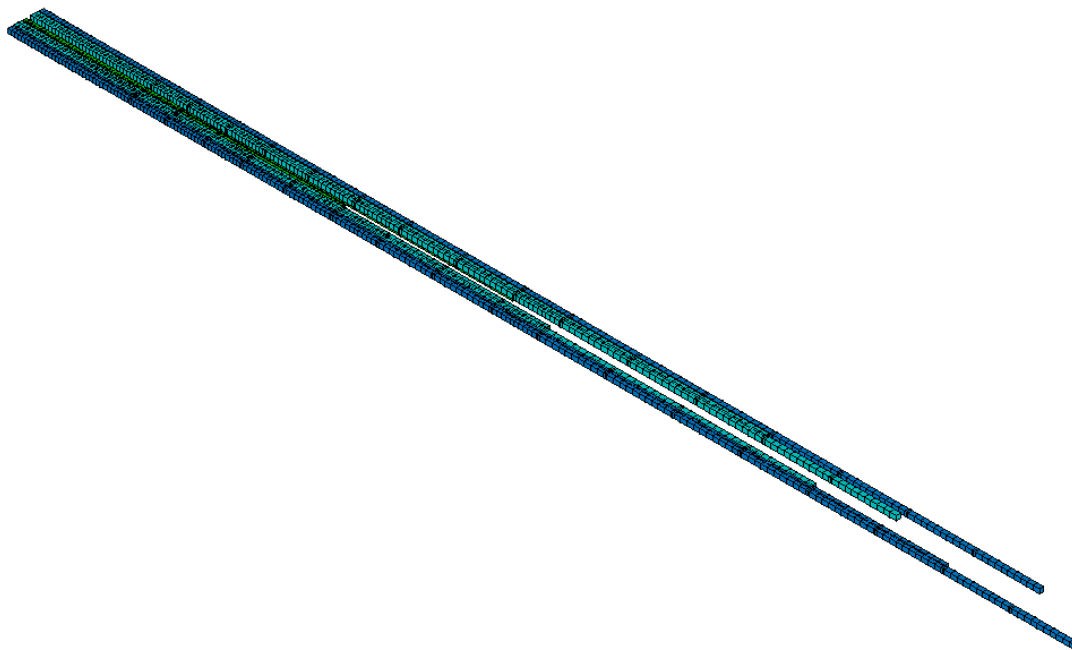
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.15 – Detalhes da posição dos cabos de armadura ativa na alma das aduelas



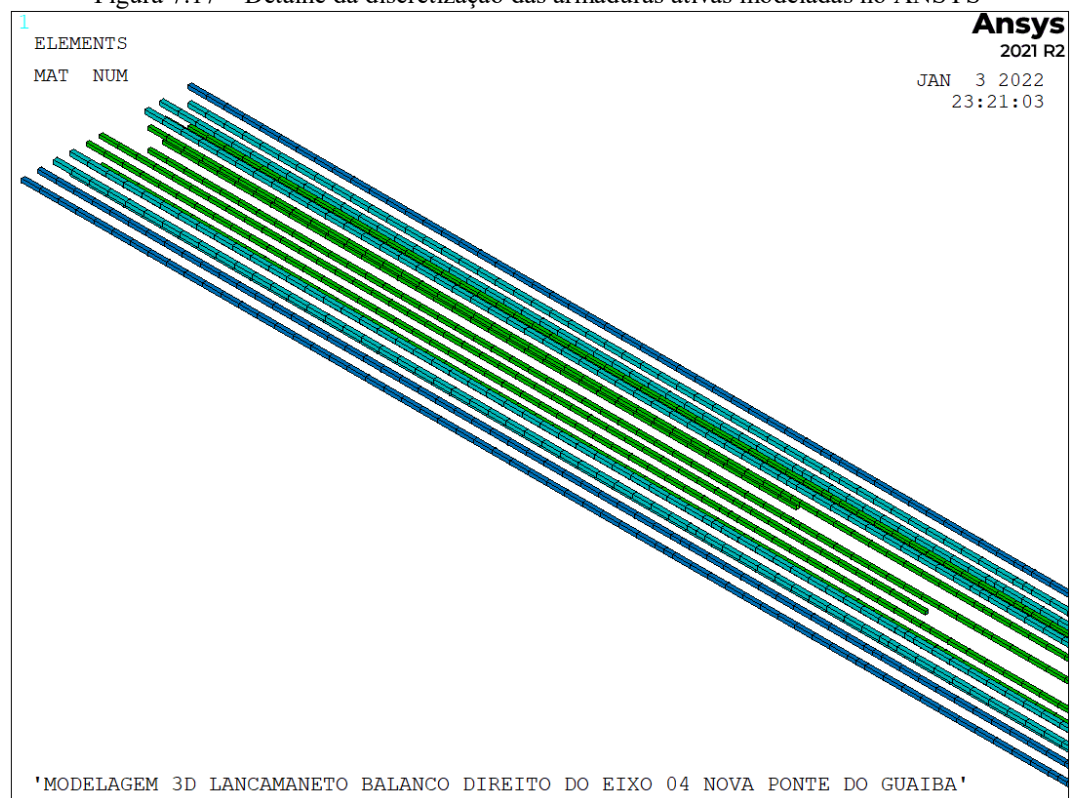
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.16 – Armaduras ativas modeladas no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.17 – Detalhe da discretização das armaduras ativas modeladas no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

### 7.3 ETAPAS DE CARGAS

Para a simulação numérica das etapas de construção do balanço da Nova Ponte de Guaíba, no *software* ANSYS, dividiu-se o cálculo em 134 casos de carga. O Quadro 7.4 apresenta as etapas de carga iniciais que descreve os passos até o içamento da terceira aduela, denominada A06. A descrição das etapas de carga completa encontra-se no APÊNDICE C. A sequência construtiva realizada nas etapas de cálculo segue a sequência de projeto. Esta sequência foi apresentada no **capítulo 6** (quadro 6.1). Ainda, o cálculo dos casos de carga segue as definições dos tempos e aplicações de carregamentos em conformidade com o processo real construtivo, encontrado no monitoramento das etapas construtivas realizado em obra.

O processo de construção abrange basicamente o processo de içamento das aduelas, protensão das mesmas, avanço da treliça sobre o balanço formado para posteriormente e sucessivamente o içamento das demais aduelas com a concretagem das juntas formadas entre as peças pré-moldadas. No decorrer desse processo existem tempos em dias que completam o processo construtivo.

Observando o Quadro 7.4 logo a baixo, nota-se que entre o içamento da primeira aduela A02 e o içamento da segunda aduela do balanço A04 se passam 5 dias. Além disso, após o içamento da aduela A04 ocorre a concretagem da junta formada e após essa concretagem ocorre a passagem de tempo de três dias, tempo necessário para a cura inicial do concreto da junta para posteriormente ocorrer a protensão da aduela A04. Com a protensão da aduela A04 ocorre o avanço da treliça, com isso é possível realizar o içamento da aduela A06.

Quadro 7.4 – Etapas de cálculo utilizadas no modelo

ADUELA	ETAPAS DE CARGA	PASSOS DE CARGA - DESCRIÇÃO DA EXECUÇÃO DO BALANÇO SUCESSIVO DIREITO	DATAS CONFORME EXECUÇÃO	TIME ANSYS
A02	1	<b>Ativa aduela A02</b>	28/09/2018	0
	2	Incremento de tempo = 3 dias	01/10/2018	3
	3	<u>Protensão A02</u> - ativa CABO CC25 + PP A02	01/10/2018	3,2
	4	Incremento de tempo = 1 dia	02/10/2018	4
	5	Avanço treliça: PP = 29,5 tf na A02	02/10/2018	4,1
	6	Incremento de tempo = 1 dia	03/10/2018	5
	7	<u>Içamento A04</u> : PP A04 em A02 - <b>Ativa aduela A04</b>	03/10/2018	5,2
A04	8	Incremento de tempo = 1 dia	04/10/2018	6
	9	Incremento de tempo = 1 dia	05/10/2018	7
	10	Ativa J01A e J01B - concretagem da junta: PP JUNTA em A02	05/10/2018	7,2
	11	Incremento de tempo = 3 dias	08/10/2018	10
	12	<u>Protensão A04</u> - ativa CABO CC24 + PP A04 + PP JUNTA 01 em A04 (Tirar o PP A04 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A02)	08/10/2018	10,2
	13	Avanço treliça: PP = 29,5 tf na A04 (Tirar PP TRELIÇA da A02)	08/10/2018	10,3
	14	Incremento de tempo = 2 dias	10/10/2018	12
	15	<u>Içamento A06</u> : PP A06 em A04 - <b>Ativa aduela A06</b>	10/10/2018	12,2

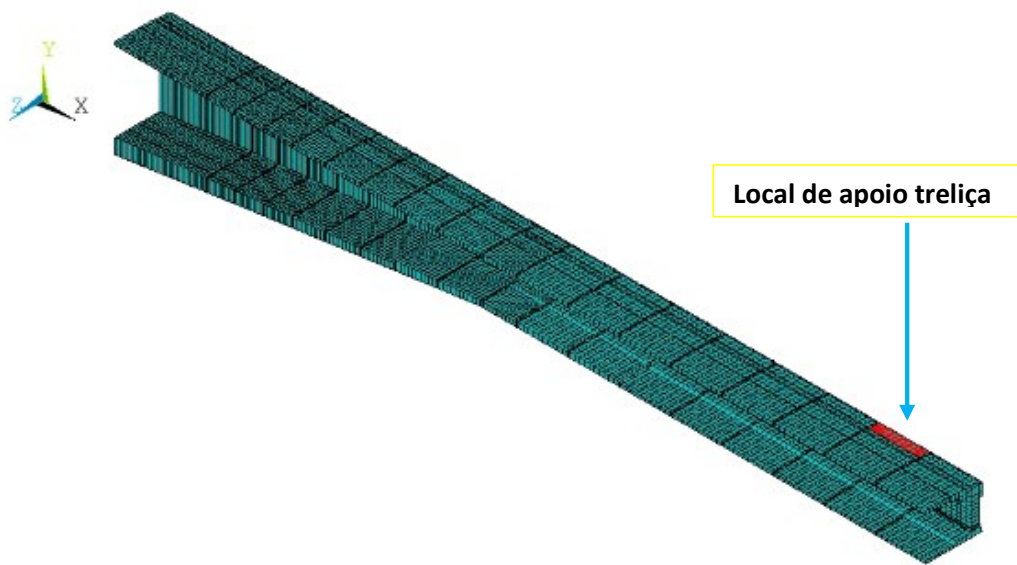
(fonte: elaborada pela autora)

Nos avanços de carga, quando ocorre o avanço da treliça, assim como o içamento das aduelas é possível observar no ANSYS a área de carregamento em cada aduela. Como no caso real da ponte, a treliça foi posicionada em cima das paredes laterais das aduelas, sendo que a mesma se mantém posicionada em uma aduela para içar a subsequente, o seu avanço decorre do avanço do vão, conforme as etapas de carga. Deste modo, nas etapas de carga, quando acionado o peso da treliça e o peso do içamento da aduela subsequente, na aduela em questão é possível observar a abrangência do carregamento.

Na Figura 7.18 é possível observar a etapa de carga nº 130, onde ocorre o içamento da última aduela do balanço (A36). Neste caso, o peso da treliça e o peso do içamento da aduela A36 estão concentrados sobre a aduela A34. A Figura 7.17 mostra bem a área de concentração do carregamento, em cima da parede lateral da aduela A34. Durante todo o processo construtivo ocorreu o observado de acordo com o processo construtivo.



Figura 7.18 – Detalhe da discretização das armaduras ativas modeladas no ANSYS

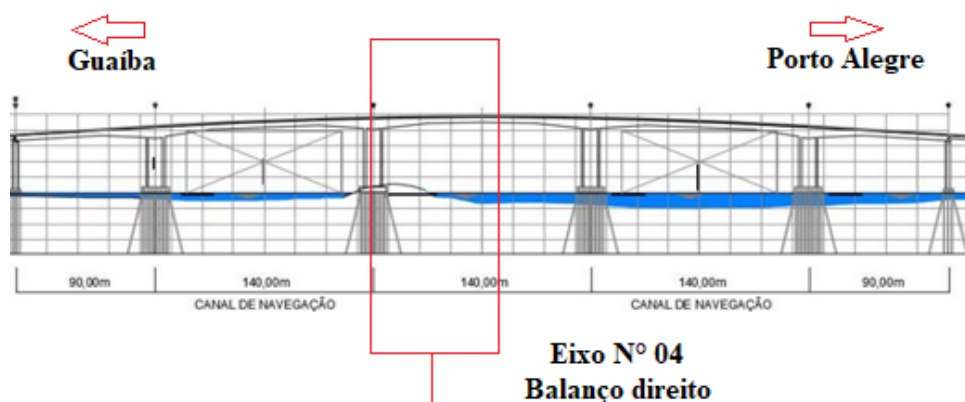


(fonte: elaborada pela autora)

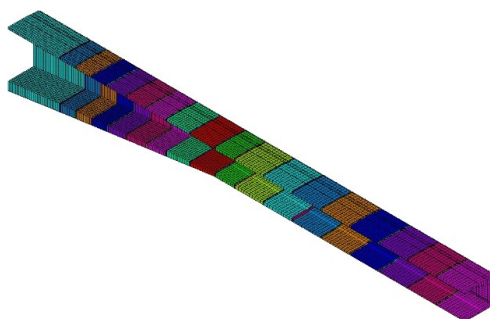
## 8 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ETAPAS CONSTRUTIVAS DA NOVA PONTE DO GUAÍBA

Neste capítulo serão apresentados os resultados da análise das etapas construtivas de um dos vãos da Nova Ponte do Guaíba. Foi simulado, através do ANSYS, o lançamento das aduelas, em balanços sucessivos (figura 8.1 (b)), a partir do eixo número 04 (figura 8.1 (a)), conforme projeto da ponte. As etapas de cálculo compreendem os casos de carga apresentados anteriormente através de uma análise não linear com incremento de tempo, com o objetivo de obter as tensões e deslocamentos verticais nos elementos de concreto e as tensões na armadura ativa, ao longo do processo construtivo pelo método dos balanços sucessivos das aduelas da ponte.

Figura 8.1 – Balanço direito Eixo N°04: a) localização no projeto da ponte; b) modelagem ANSYS



(a)



(b)

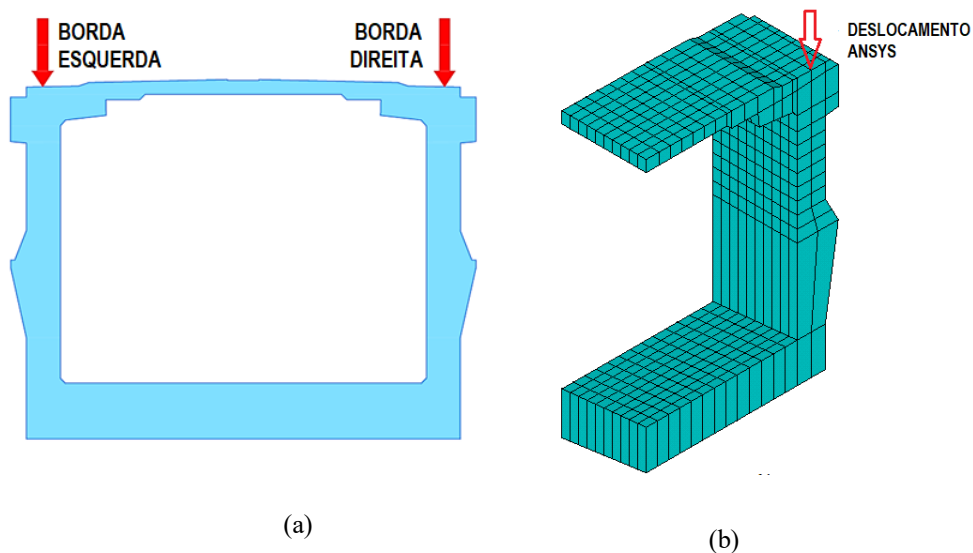
(fonte: baseado em CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA, 2021)

Foram realizadas duas análises numéricas abrangendo as etapas construtivas desse trecho da ponte: uma elástica e outra viscoelástica. Na análise viscoelástica, utilizando o *software* ANSYS, versão 21.2, o tempo de processamento da estrutura foi de cerca de seis horas. Nestas análises, não foram consideradas a armadura passiva e a possibilidade de fissuração do concreto, pois em função da protensão as seções se encontravam totalmente comprimidas durante o processo construtivo. Eventuais tensões elevadas no concreto, observadas durante a simulação computacional, são decorrentes de pontos de concentração de tensões, localizados nas regiões das ancoragens ou dos desviadores de cabos de protensão. Essas tensões elevadas aparecem em função do refinamento insuficiente adotado para a malha de elementos finitos nestas regiões, mas não afetam o comportamento global da estrutura.

## 8.1 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS ADUELAS

Inicialmente, comparam-se os valores dos deslocamentos verticais nas aduelas, obtidos pelo monitoramento realizado durante a construção da ponte, com os correspondentes valores determinados através da simulação numérico pelo ANSYS. Os gráficos seguintes contém os valores de variação de deslocamentos verticais, obtidas pelo ANSYS para cada tempo acumulado de lançamento, assim como as resultantes de variação de deslocamentos reais medidos em obra durante a execução do balanço. O monitoramento dos deslocamentos das aduelas, durante a execução do balanço, foi realizado com a medição em dois pontos situados nas laterais da alma de cada aduela, acima das paredes principais, conforme indica a Figura 8.2 (a). Deste modo, são apresentados os deslocamentos reais da borda esquerda e da borda direita de cada aduela referente à medição real. Com a finalidade da análise comparativa, retiram-se do ANSYS os resultados de deslocamento na mesma posição do monitoramento, conforme Figura 8.2 (b).

Figura 8.2 – Pontos de medição dos deslocamentos nas aduelas a) pontos nas bordas esquerda e direita no monitoramento real da ponte; b) ponto no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

Conforme processo construtivo apresentado anteriormente, as medições reais para cada aduela foram realizadas nas etapas construtivas de içamento, antes e após a concretagem da junta de concreto, após a protensão e após o avanço de treliça, assim por diante até a conclusão do balanço. Ao passar do processo construtivo, com o avanço do balanço, as aduelas do início do balanço deixaram de ser monitoradas, e somente foram monitoradas as aduelas do meio do balanço em diante, até o lançamento final.

Da análise destes resultados, observa-se a partir das Figuras 8.3 a 8.15, que as curvas de deslocamentos verticais, obtidas pelo ANSYS, se aproximam das correspondentes curvas do monitoramento. Os deslocamentos das aduelas se mostram coerentes, conforme o decorrer das fases de construção, ou seja, quando protendidas as aduelas entram em carga e sofrem um pequeno deslocamento vertical positivo, causado pela aplicação da força de protensão da armadura ativa. Quando submetidas a um carregamento, como, por exemplo, o avanço da treliça e o içamento da aduela subsequente, ocorre o deslocamento vertical negativo, forçando o balanço para baixo, provocando uma deflexão.

Os deslocamentos encontrados nas aduelas se aproximam de forma satisfatória das medições reais realizadas no monitoramento da ponte. Observa-se que os resultados

obtidos pelo ANSYS, a partir da Aduela A12, localizada a uma distância de 24,71 m do eixo do pilar que comporta o balanço, acompanham a variação dos deslocamentos das medições reais de forma bastante aproximada.

Ao analisar a variação dos deslocamentos verticais, observou-se que os deslocamentos verticais ocorridos, no passar dos casos de carga é muito pequeno, a maioria dos deslocamentos verticais medidos e encontrados na análise via ANSYS se mantiveram próximos e até inferiores a 1 cm. Os maiores deslocamentos foram observados nas aduelas do final do balanço, onde o deslocamento máximo medido foi de 5,3 cm nas medidas reais fornecidas pelo monitoramento da ponte e 4,5 cm no ANSYS. Diante desta análise, constata-se, além da precisão do projeto estrutural realizado, a eficácia do processo construtivo e da força dos cabos de protensão que são responsáveis pela sustentação do balanço.

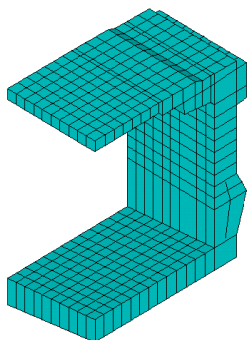
Na comparação entre as medições reais, de borda esquerda e borda direita, observou-se nas primeiras aduelas analisadas, uma diferença de deslocamento vertical em alguns casos do processo construtivo, essa diferença pode ser notada nos gráficos abaixo. A partir da aduela A24, observou-se que a diferença encontrada diminuiu, ou seja, os deslocamentos reais medidos nas duas bordas se aproximaram significativamente.

Os resultados do ANSYS acompanharam os valores das medições reais, observando-se uma diferença de deslocamento vertical muito pequena. Nas primeiras aduelas, em alguns casos de carga, os resultados do ANSYS se mantiveram mais próximo aos deslocamentos verticais da medição da borda esquerda e em outros casos, mais próximo aos deslocamentos verticais obtidos pela medição da borda direita. A partir da aduela A24, com a proximidade das variações dos deslocamentos nas medições reais, os valores do ANSYS ficaram próximos aos das medições. Observou-se que a simulação do processo de construção pelo ANSYS representou de forma fiel o que foi medido no processo construtivo real.

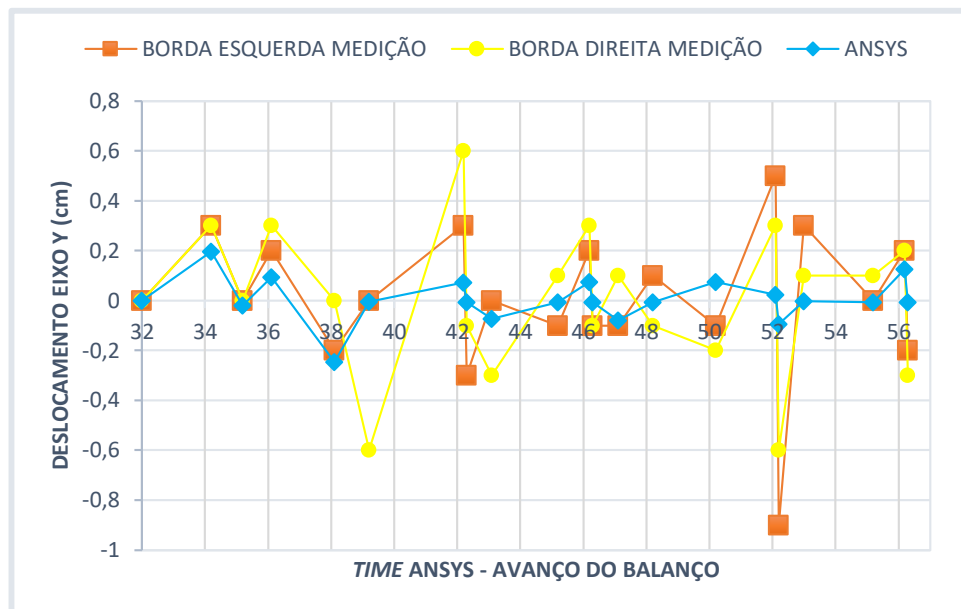
Nas Figuras 8.3 à 8.15 são apresentados os gráficos para as etapas de construção da Nova Ponte do Guaíba, conforme as etapas construtivas, dentro dos tempos em que acontecem os casos de carregamento, referente às etapas construtivas do balanço sucessivo, seguindo a medição real realizada em obra para cada aduela, a partir da sequência apresentada anteriormente, no quadro 7.4 das etapas de cálculo utilizada no modelo.

Figura 8.3 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 39 à 74 referente ao tempo de lançamento 32 à 56 (time ANSYS) para aduela A12

### ADUELA A12



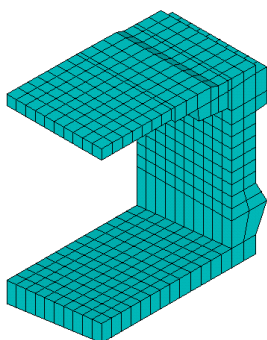
Comprimento do balanço  $l=24,71$  m



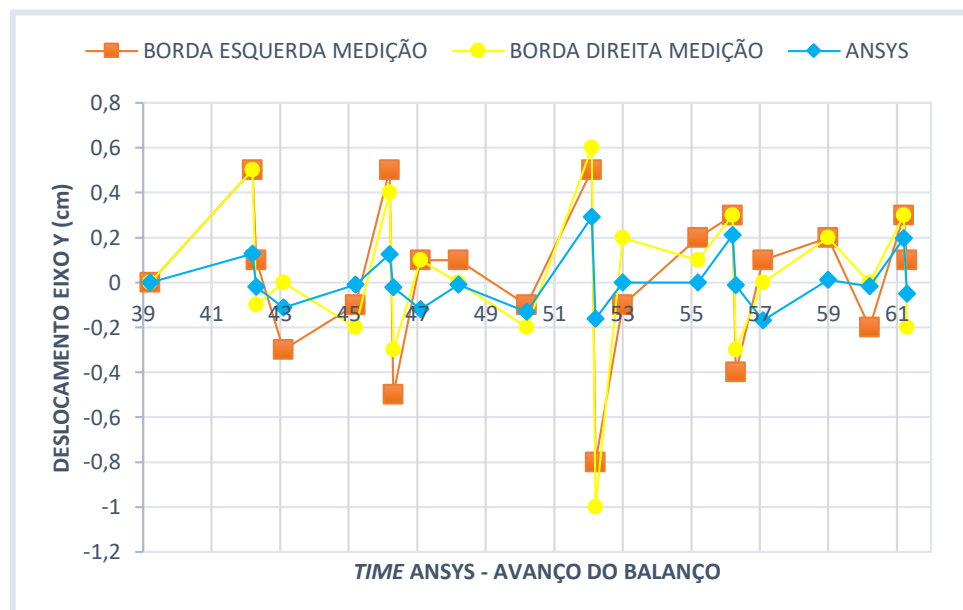
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.4 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 49 à 82 referente ao tempo de lançamento 39 à 61 (time do ANSYS) para aduela A14

### ADUELA A14

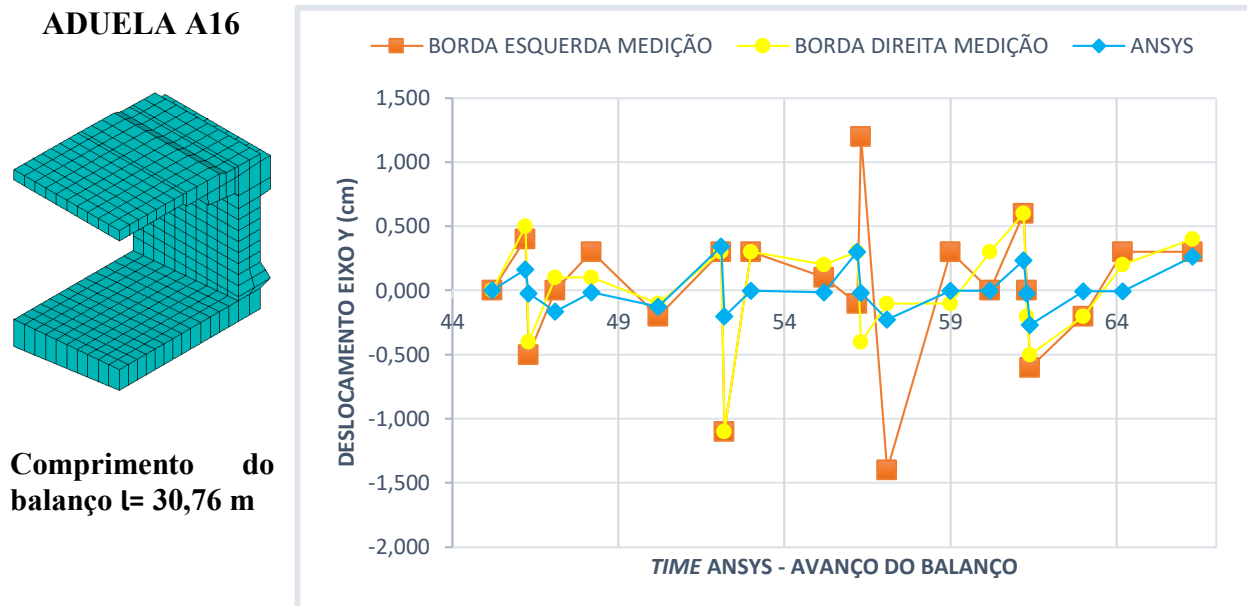


Comprimento do balanço  $l= 27,46$  m



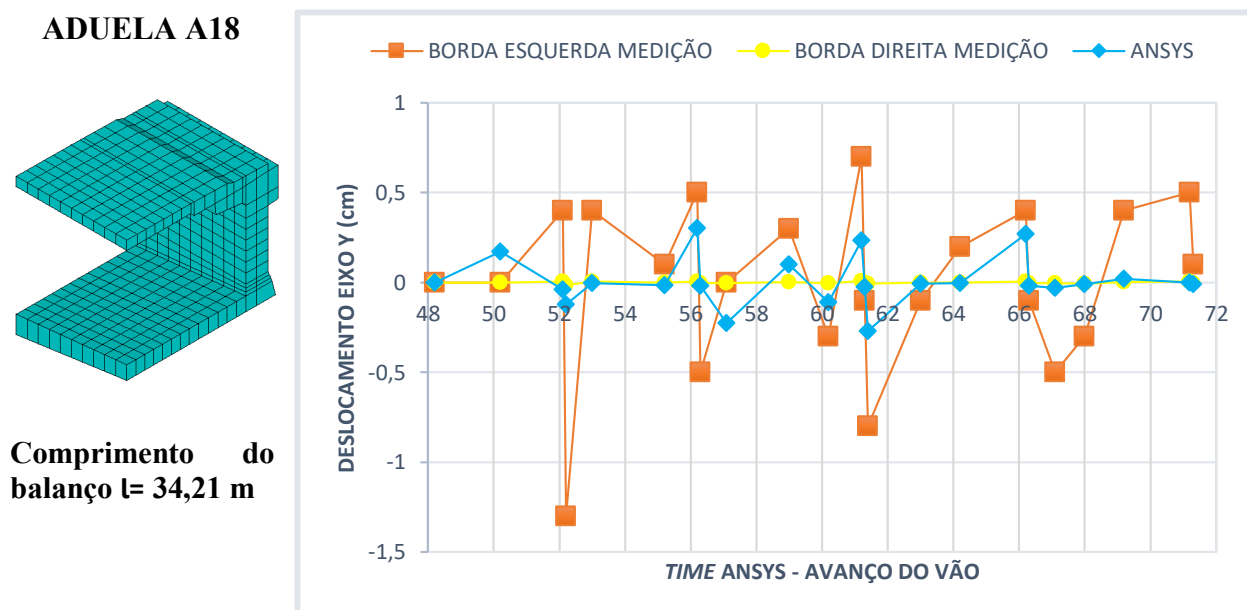
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.5 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 56 à 89 referente ao tempo de lançamento (*time* do ANSYS) 44 à 64 para aduela A16



(fonte: elaborada pela autora)

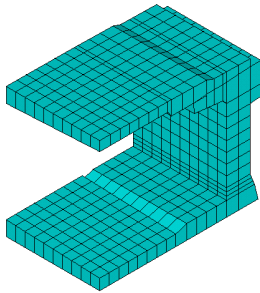
Figura 8.6 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 63 à 97 referente ao tempo de lançamento (*time* do ANSYS) 48 à 72 para aduela A18



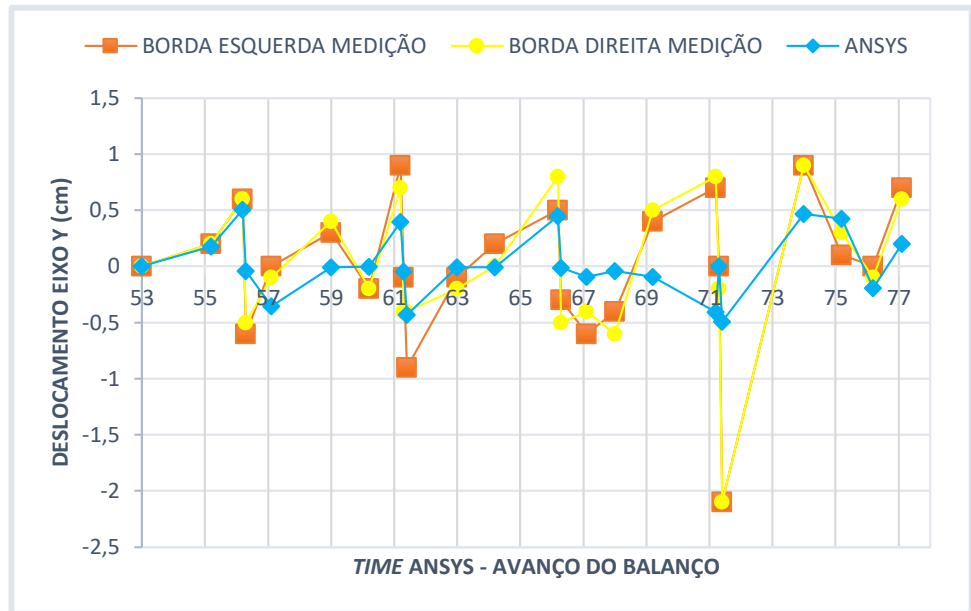
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.7 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 69 à 105 referente ao tempo de lançamento (*time* do ANSYS) 53 à 77 para aduela A20

**ADUELA A20**



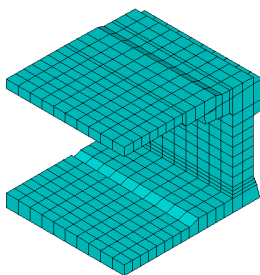
Comprimento do balanço  $l = 36,99$  m



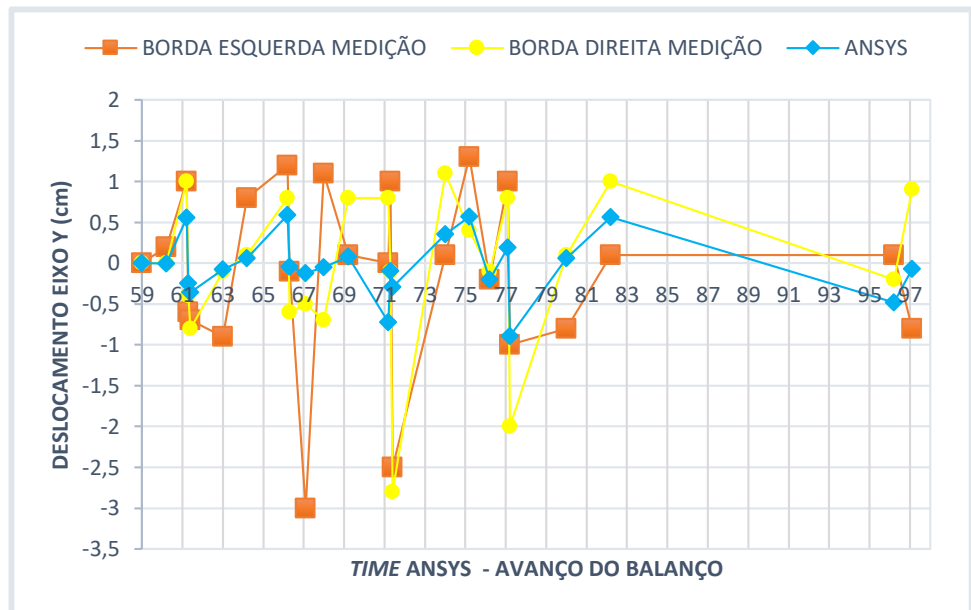
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.8 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 77 à 113 referente ao tempo de lançamento (*time* do ANSYS) 59 à 97 para aduela A22

**ADUELA A22**



Comprimento do balanço  $l = 40,99$  m

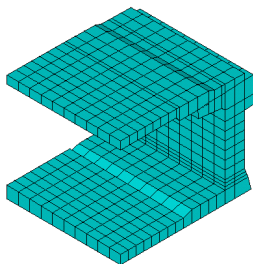


(fonte: elaborada pela autora)

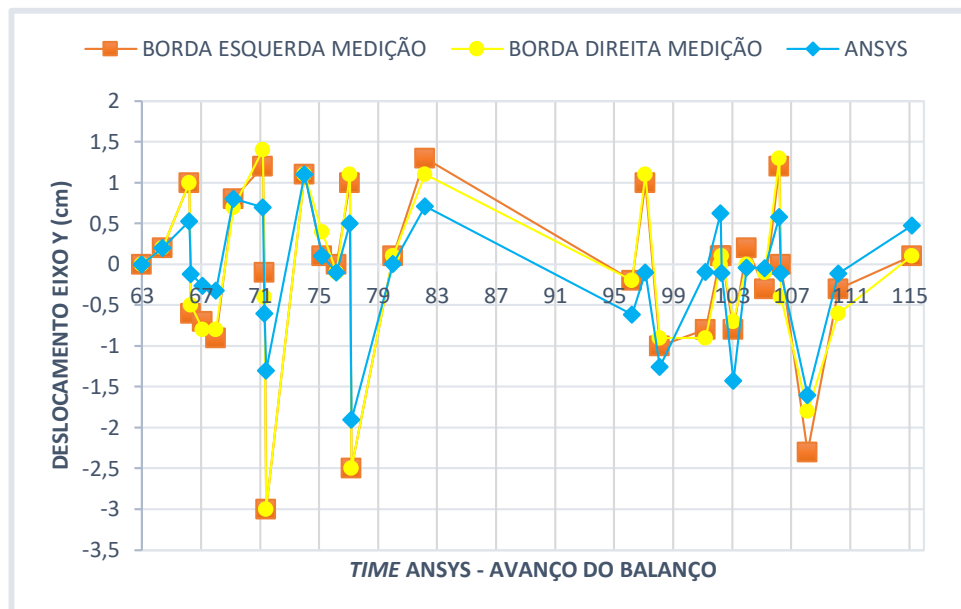


Figura 8.9 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 84 à 134 referente ao tempo de lançamento (*time* do ANSYS) 63 à 115 para aduela A24

### ADUELA A24



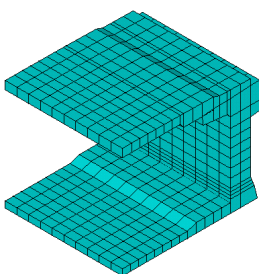
Comprimento do balanço  $l = 44,99$  m



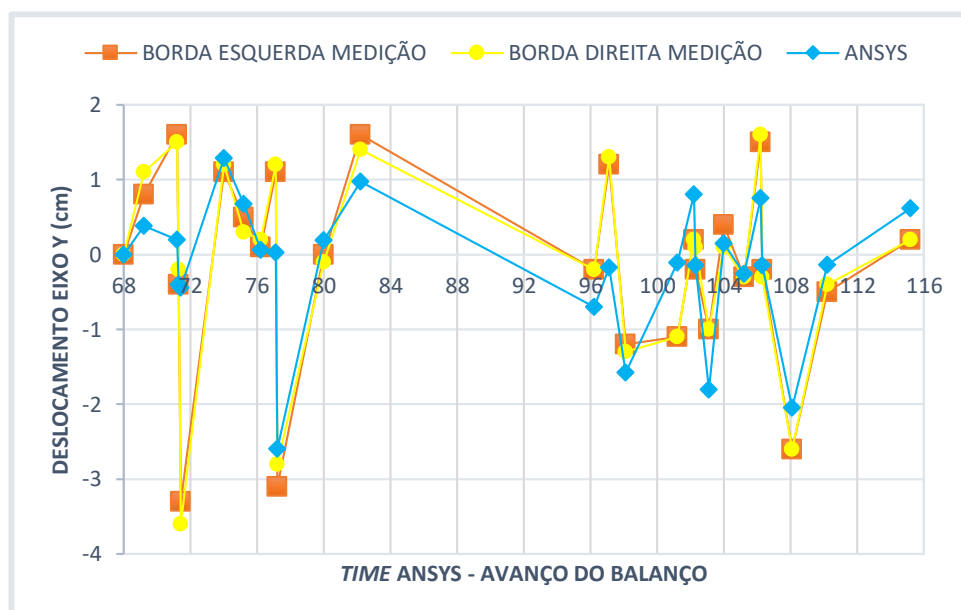
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.10 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 92 à 134 referente ao tempo de lançamento (*time* do ANSYS) 68 à 115 para aduela A26

### ADUELA A26



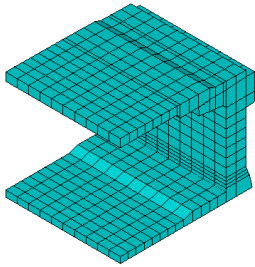
Comprimento do balanço  $l = 48,99$  m



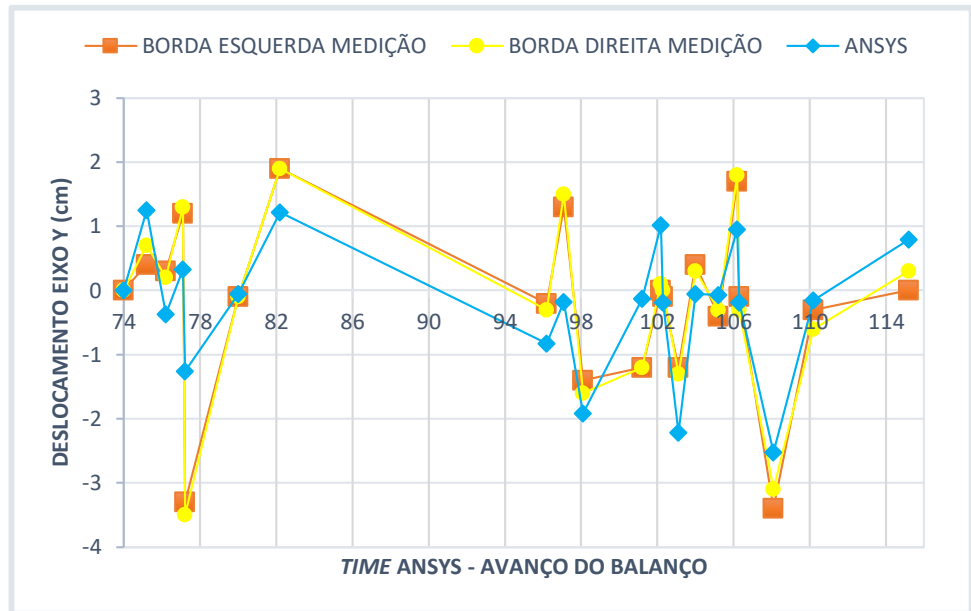
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.11 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 99 à 134 referente ao tempo de lançamento (*time* do ANSYS) 74 à 115 para aduela A28

**ADUELA A28**



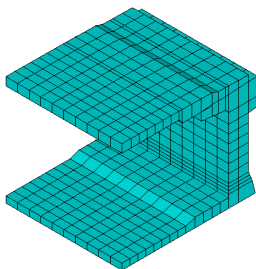
**Comprimento do balanço  $l = 52,99$  m**



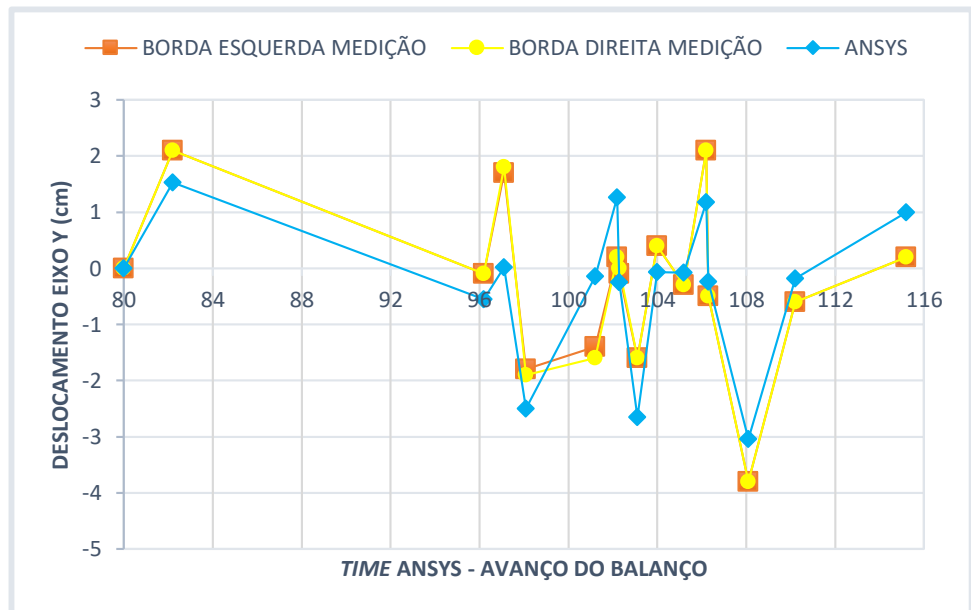
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.12 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 107 à 134 referente ao tempo de lançamento (*time* do ANSYS) 80 à 115 para aduela A30

**ADUELA A30**



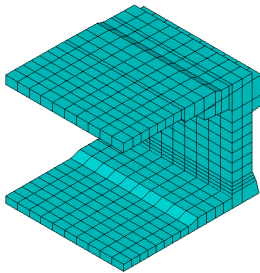
**Comprimento do balanço  $l = 56,99$  m**



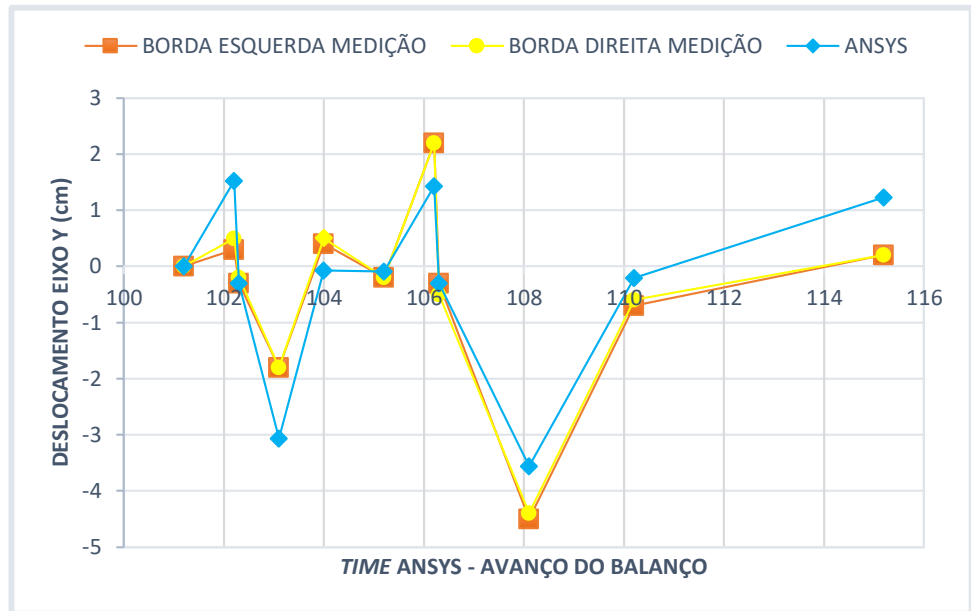
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.13 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 117 à 134 referente ao tempo de lançamento (time do ANSYS) 101 à 116 para aduela A32

**ADUELA A32**



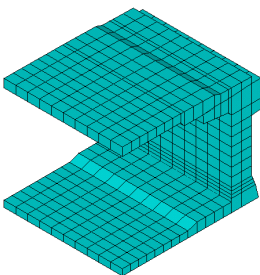
Comprimento do balanço  $l = 60,99$  m



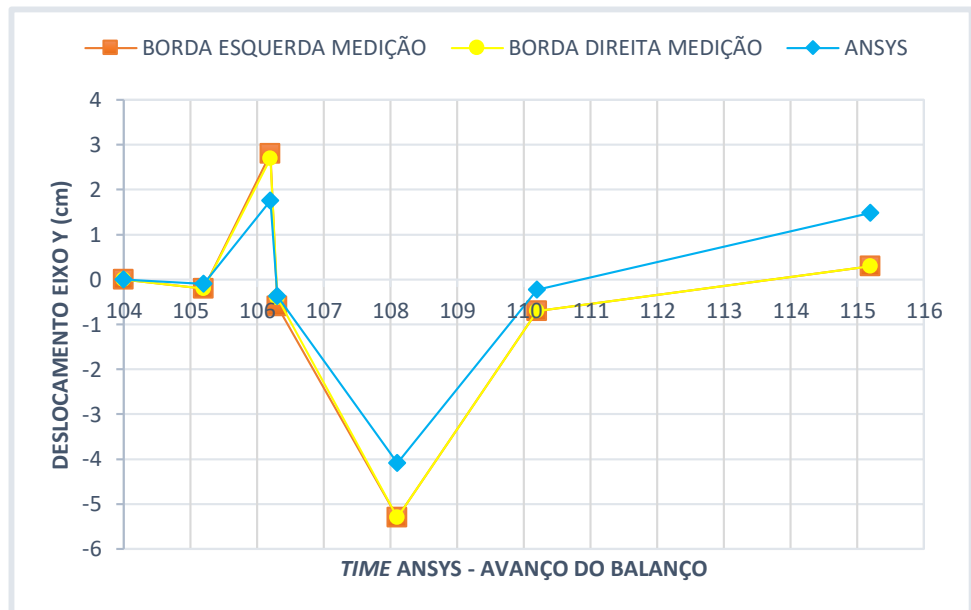
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.14 – Deslocamentos verticais: etapa construtiva 132 à 134 referente ao tempo de lançamento (time do ANSYS) 104 à 115 para aduela A34

**ADUELA A34**



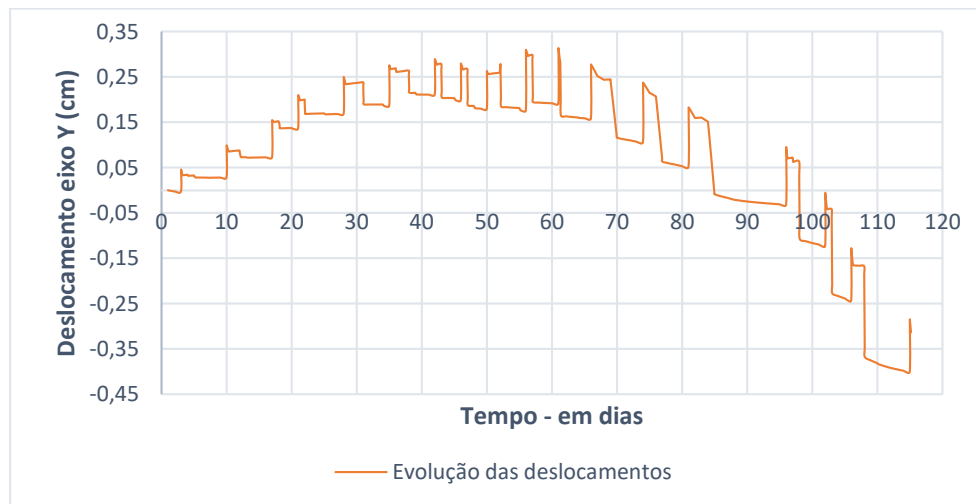
Comprimento do balanço  $l = 64,99$  m



(fonte: elaborada pela autora)

Os gráficos apresentados nas Figuras 8.15 à 8.18 mostram a evolução dos deslocamentos na seção das aduelas A12, A18, A28 e A34, conforme a posição dos pontos de obtenção dos resultados apresentados na Figura 8.2.

Figura 8.15 – Evolução das deformações no ponto indicado na aduela A12



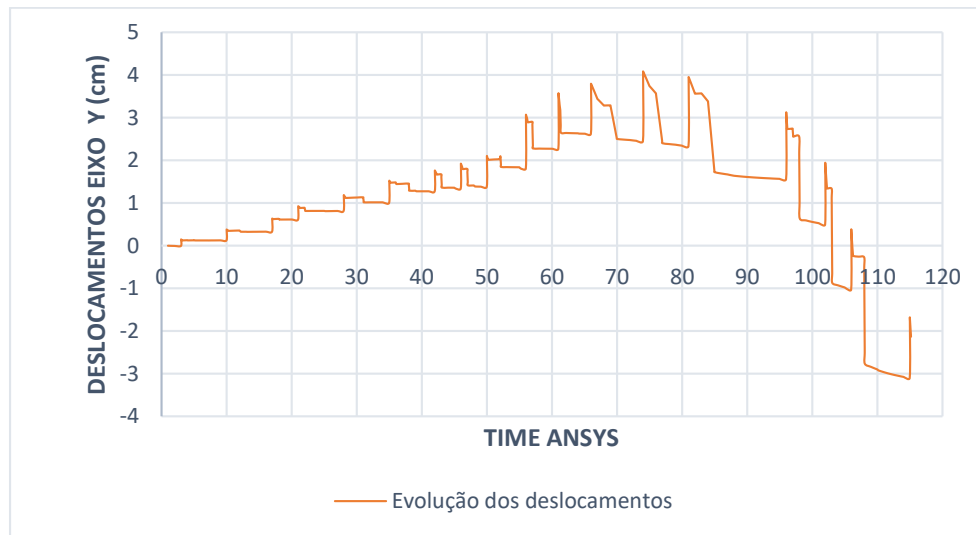
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.16 – Evolução das deformações no ponto indicado na aduela A18



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.17 – Evolução das deformações no ponto indicado na aduela A28



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 8.18 – Evolução das deformações no ponto indicado na aduela A28



(fonte: elaborada pela autora)

Através dos resultados obtidos para os deslocamentos verticais nas regiões indicadas nas aduelas, pode-se destacar a influência da protensão das aduelas. Ou seja, na aplicação da tensão de protensão nas aduelas é possível observar uma elevação no deslocamento vertical. Após o deslocamento positivo, observa-se ainda a influência do carregamento

do conjunto de treliça e aduela posterior, que ocorre logo após a protensão. O peso deste conjunto, provoca na aduela carregada um deslocamento negativo.

A partir do histórico de deslocamentos, observa-se o aumento dos deslocamentos com o tempo, evidenciando a consideração da fluência adotado no modelo em elementos finitos para os elementos de concreto. É possível observar, que em alguns casos, que o passar do tempo é longo entre uma etapa de carregamento e outra, podendo nestes casos, visualizar de forma clara o fenômeno da fluência.

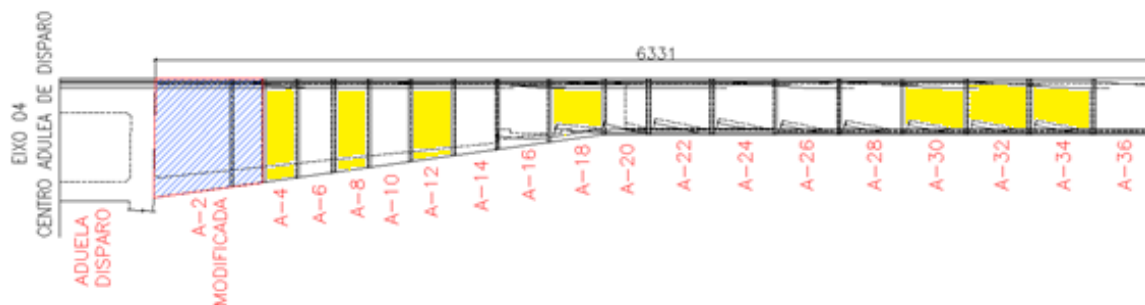
## 8.2 ANÁLISE DAS TENSÕES

A análise das tensões foi realizada para o concreto e para os cabos de protensão. Como esta análise gerou um vasto número de resultados, não será possível apresentar os resultados de tensões em toda a estrutura. Desta forma, foram escolhidas algumas aduelas, que compõe o balanço, para os principais casos de carga. Para a armadura ativa, serão apresentadas as tensões oriundas de alguns cabos no ato de protensão e no último caso de carga, mostrando, deste modo, como a tensão imposta aos cabos de protensão variou após a construção do balanço.

### 8.2.1 Análise das tensões ( $\sigma_x$ ) nas aduelas de concreto

Nos Quadros 8.1 a 8.7, são apresentadas as tensões nas aduelas A04, A08, A12, A18, A30, A32 e A34. Na Figura 8.19 é possível observar as aduelas escolhidas, as mesmas estão destacadas em amarelo. Para cada aduela foram escolhidos passos de carga específicos para as resultantes de tensão, sendo eles, as tensões na protensão, quando a aduela entra em carga, as tensões no içamento da aduela subsequente que provoca um carregamento oriundo do peso da treliça e do içamento da aduela posterior, tensões em um tempo médio entre o içamento e a conclusão do balanço, com a finalidade de observar o avanço das tensões, e por fim, no último caso de carga, quando o balanço está formado.

Figura 8.19 – Aduelas no tabuleiro: destaque das aduelas escolhidas para



(fonte: elaborada pela autora)

Ao observar a evolução das tensões, percebe-se que o concreto apresenta tensões de compressão em praticamente todo o elemento. Ao se aplicar a protensão, as tensões de compressão causadas pela força dos cabos é consideravelmente superior nos pontos de ancoragem nas aduelas, em um segundo momento, após a aduela entrar em carregamento com o peso da treliça e do içamento da aduela posterior, as tensões de compressão ainda se mantiveram mais altas nos pontos de ancoragem das armaduras ativas.

A medida que o balanço avança, observa-se um aumento gradativo nas tensões de compressão fora dos pontos de ancoragem da armadura ativa. É visível a evolução das tensões de compressão nas aduelas, ao final do processo construtivo, ou seja, no caso de carga N° 134, pode-se observar uma homogeneidade das tensões de compressão, que passam a ser mais elevadas em grande parte do elemento de concreto. Já nos pontos de ancoragem dos cabos de protensão, a tensão se mantém, garantindo a estabilidade de cada aduela que é suportada pelos cabos de protensão.

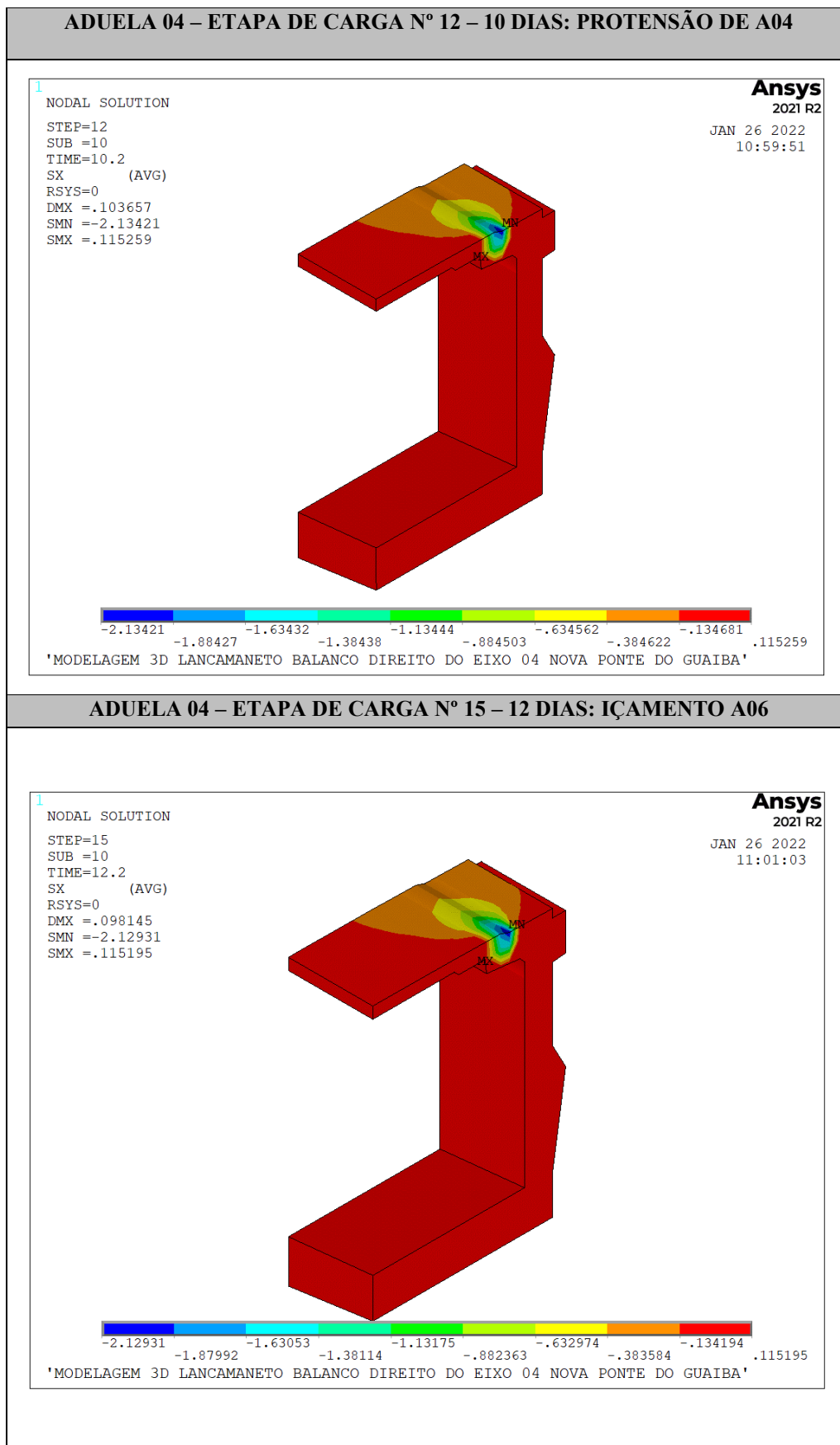
Analisando os diagramas, pode-se perceber também que, quanto maior a idade da aduela, maior é a resistência do concreto em relação aos efeitos causados pela construção do balanço. Além disso, é possível observar que a evolução das tensões de compressão é extremamente coerente, passando pelo aumento de tensões de compressão no concreto a medida que o balanço vai avançando, devido ao sistema construtivo de construção do balanço.

Observando o comportamento das tensões no concreto, já pode ser analisado que as tensões causadas pelos cabos das armaduras ativas no ANSYS é extremamente eficaz, uma vez que se observa a tensão constante no concreto junto aos pontos de ancoragem

dos cabos ao passar de toda a fase construtiva e com todo o avanço do tempo de execução do balanço.

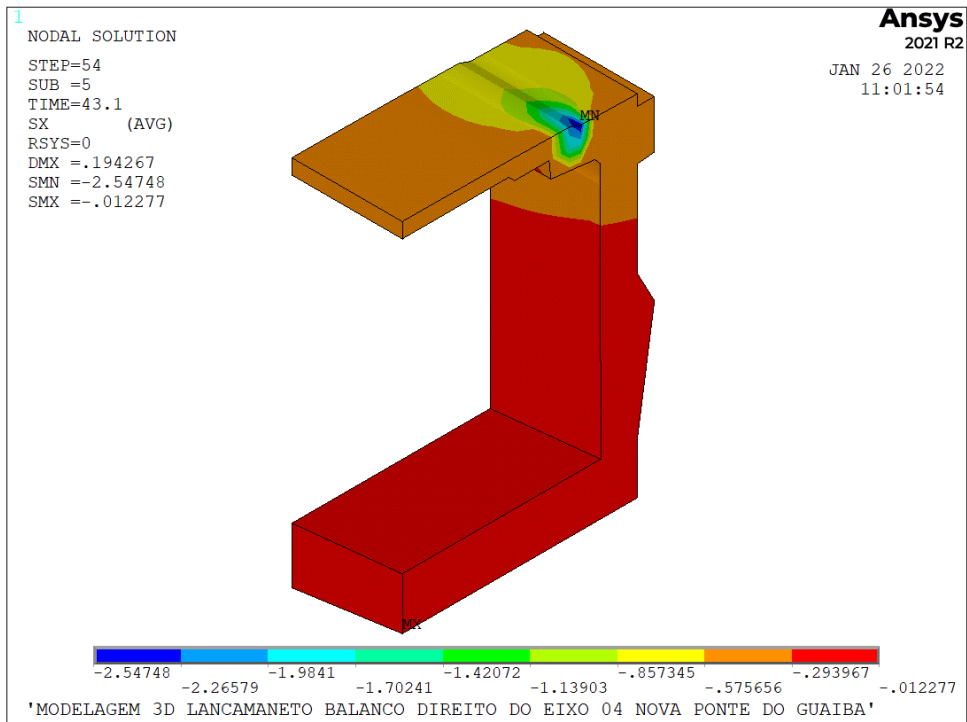
O Quadro 8.1 mostra a evolução das tensões no passar dos casos de carga e tempo no concreto na aduela A04, observa-se também essa evolução de tensões de compressão nas aduelas A08, A12 e A18, nos quadros 8.2, 8.2 e 8.4, respectivamente. Os casos de carga para cada aduela estão indicados nos quadros seguintes.



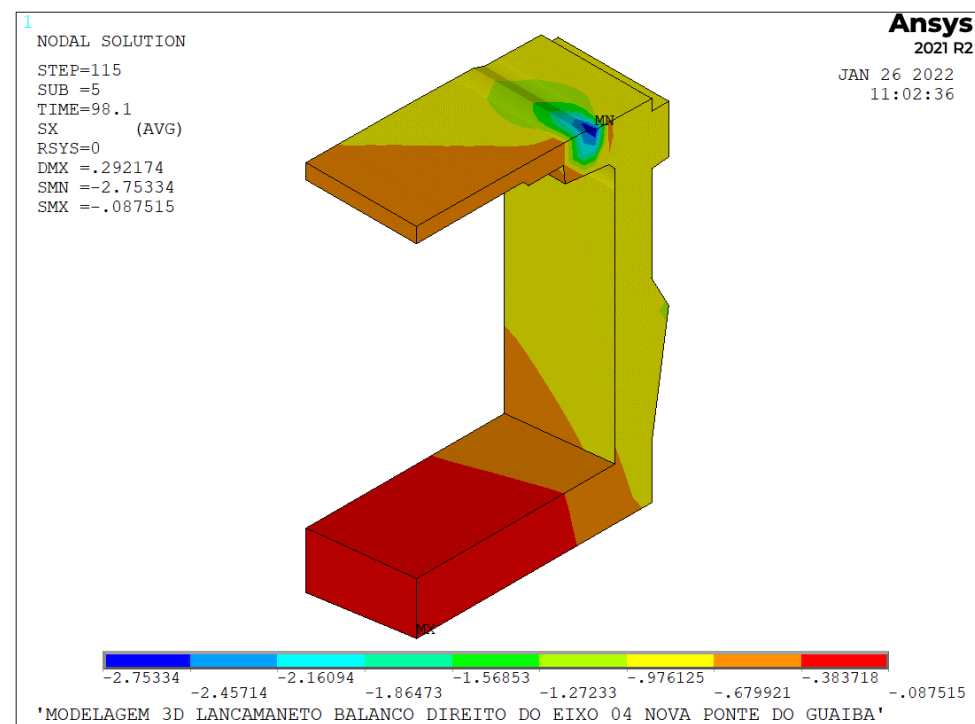
Quadro 8.1 – Tensões no concreto  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) - Aduela A04

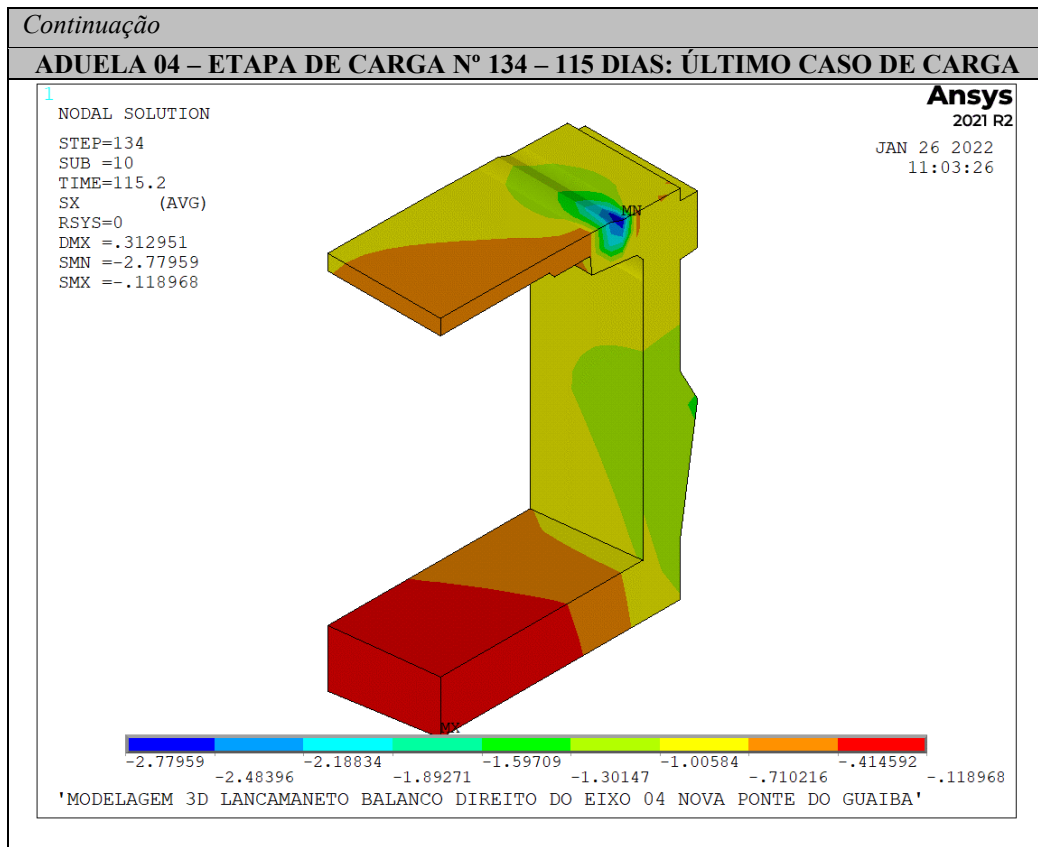
Continuação

**ADUELA 04 – ETAPA DE CARGA Nº 54 – 43 DIAS: AVANÇO DO BALANÇO**



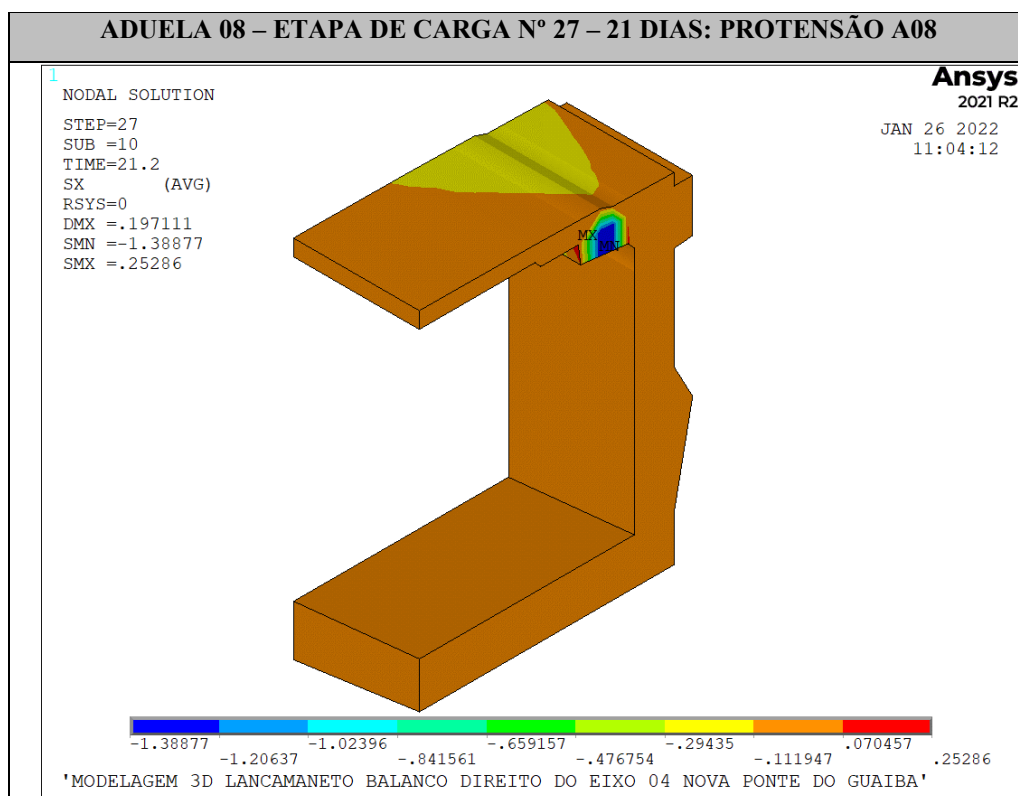
**ADUELA 04 – ETAPA DE CARGA Nº 115 – 98 DIAS: AVANÇO DO BALANÇO**





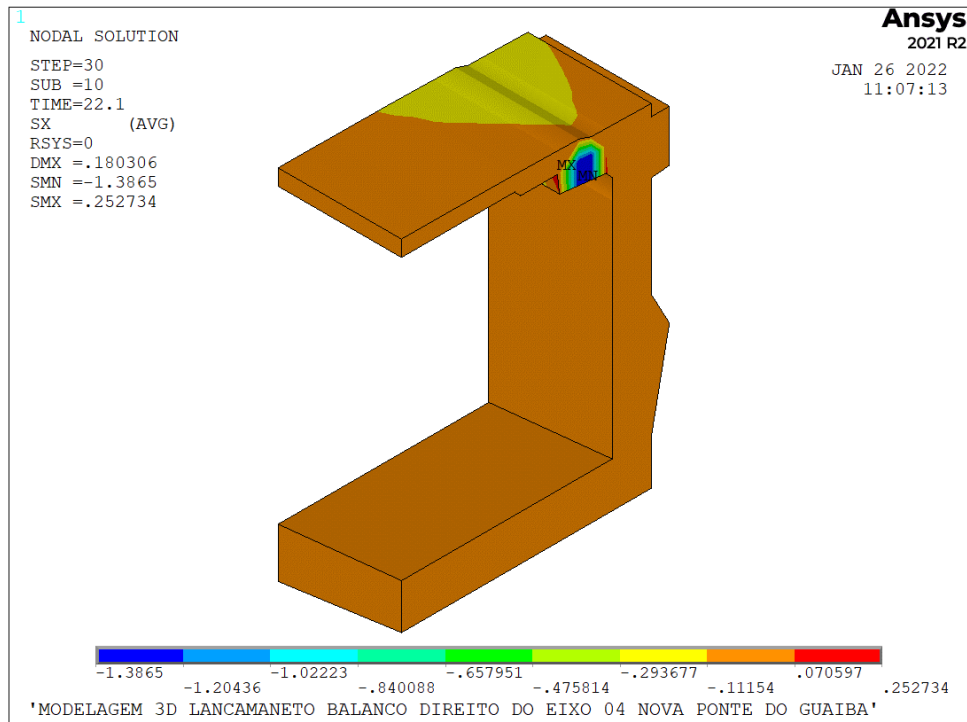
(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 8.2 – Tensão no concreto  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) - Aduela A08.

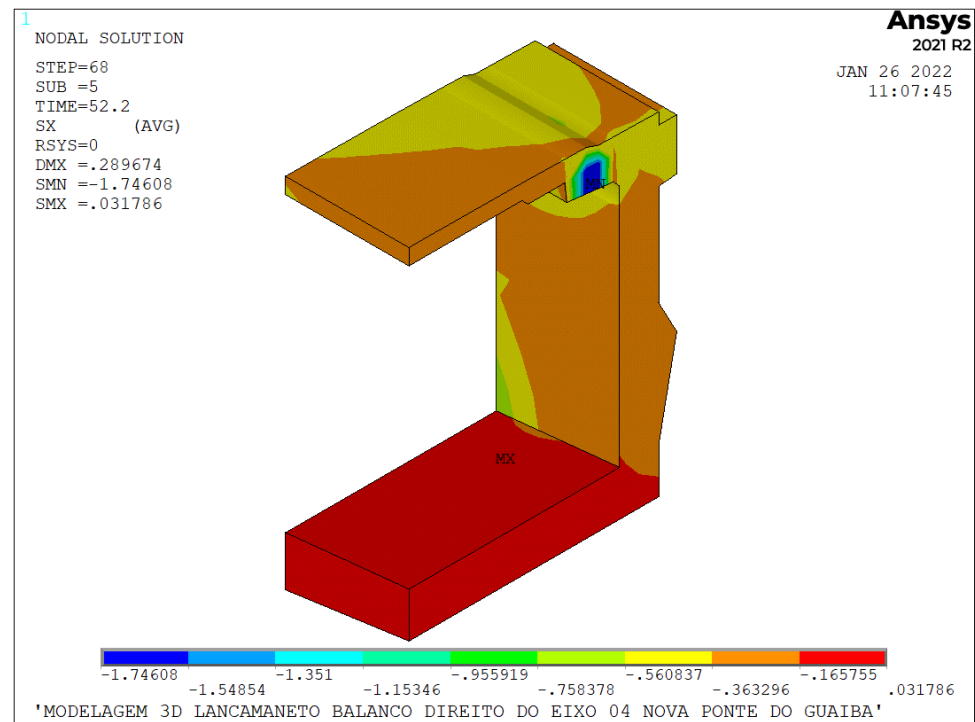


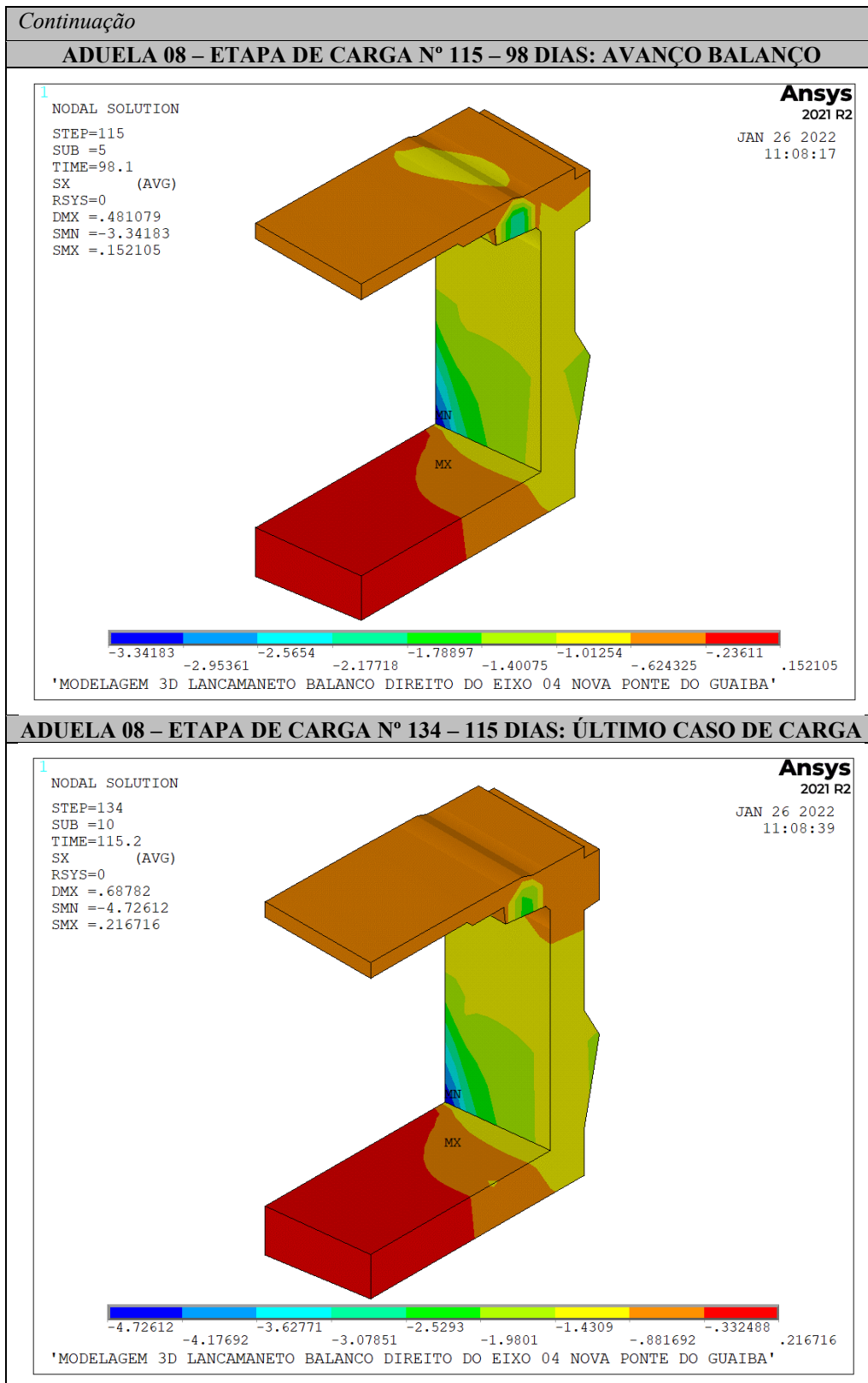
Continuação

ADUELA 08 – ETAPA DE CARGA Nº 30 – 22 DIAS: IÇAMENTO A10



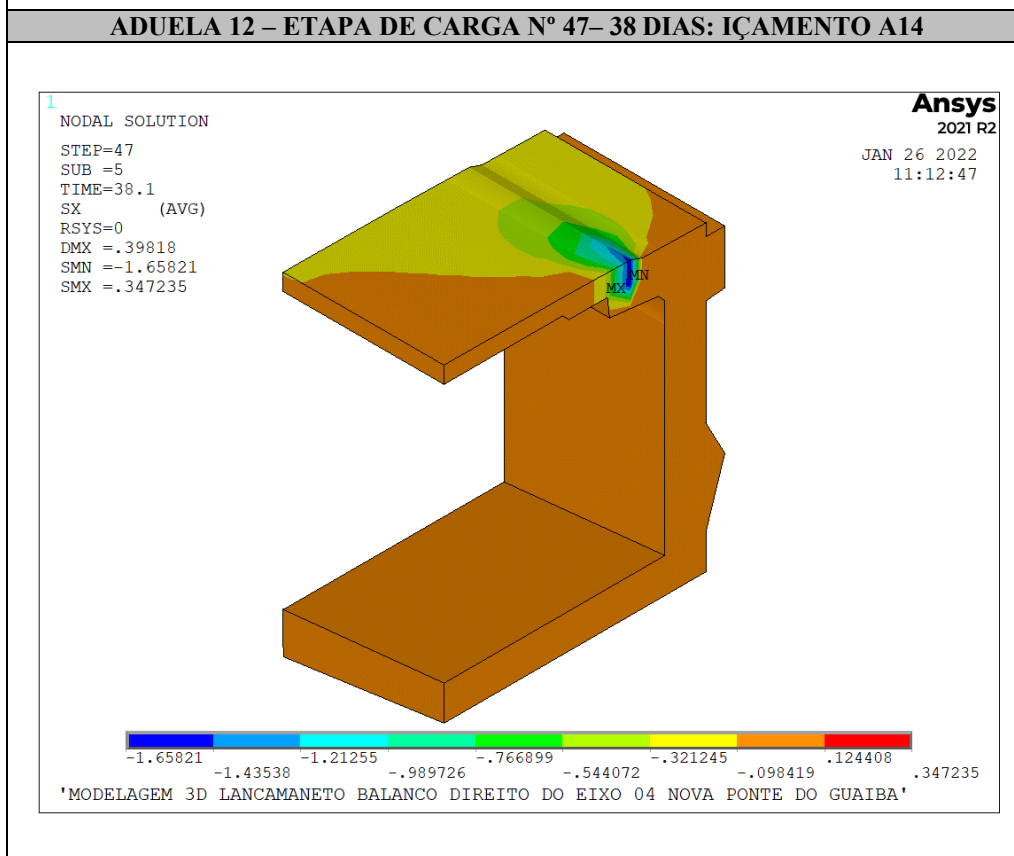
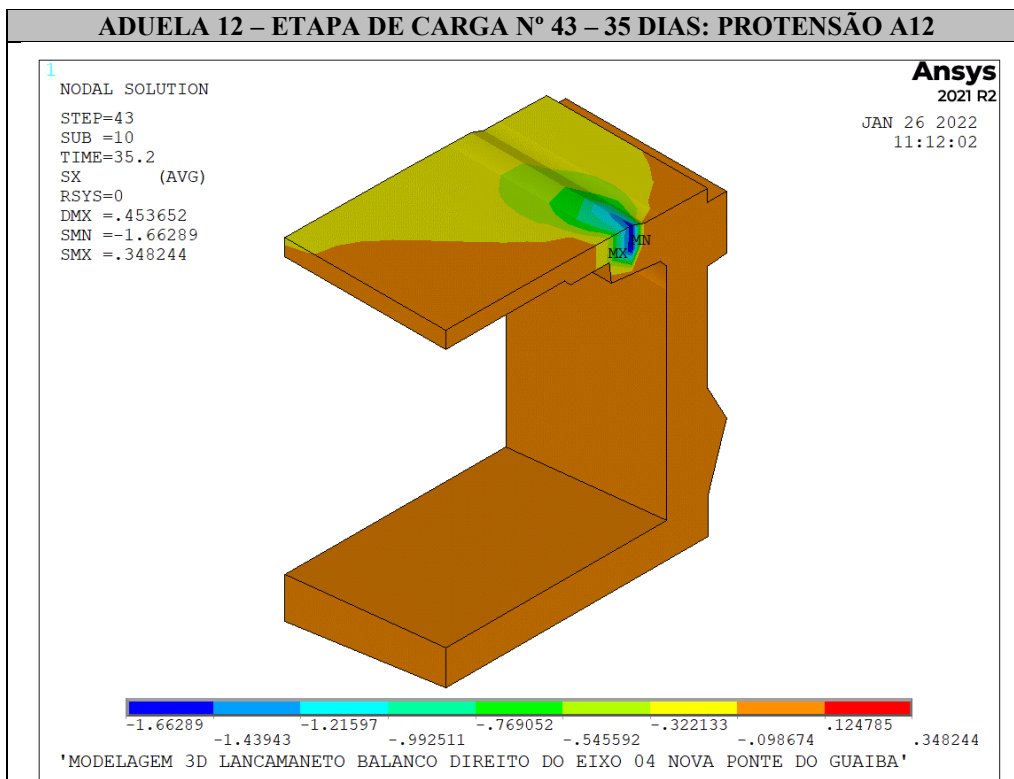
ADUELA 08 – ETAPA DE CARGA Nº 68 – 52 DIAS: AVANÇO BALANÇO

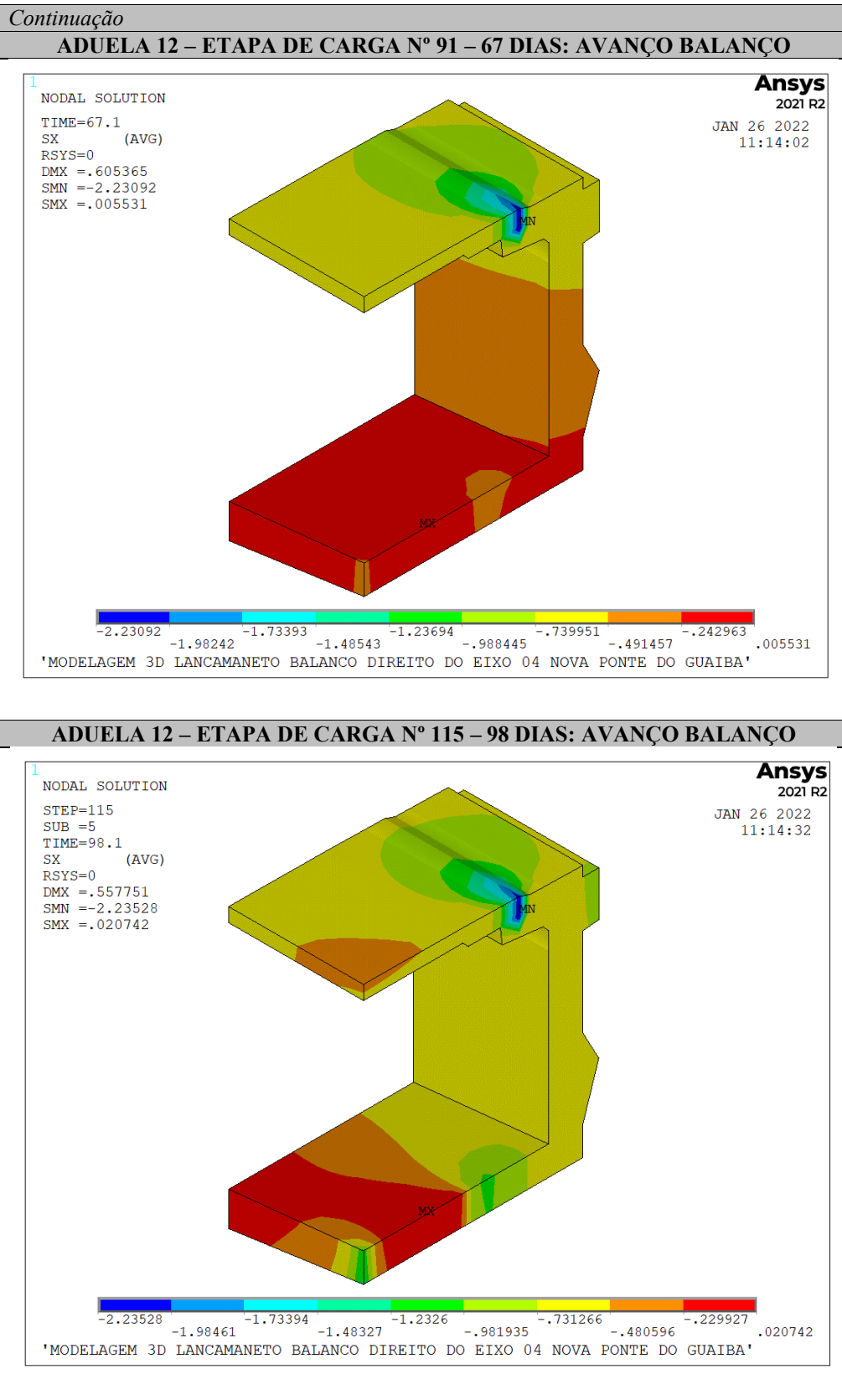




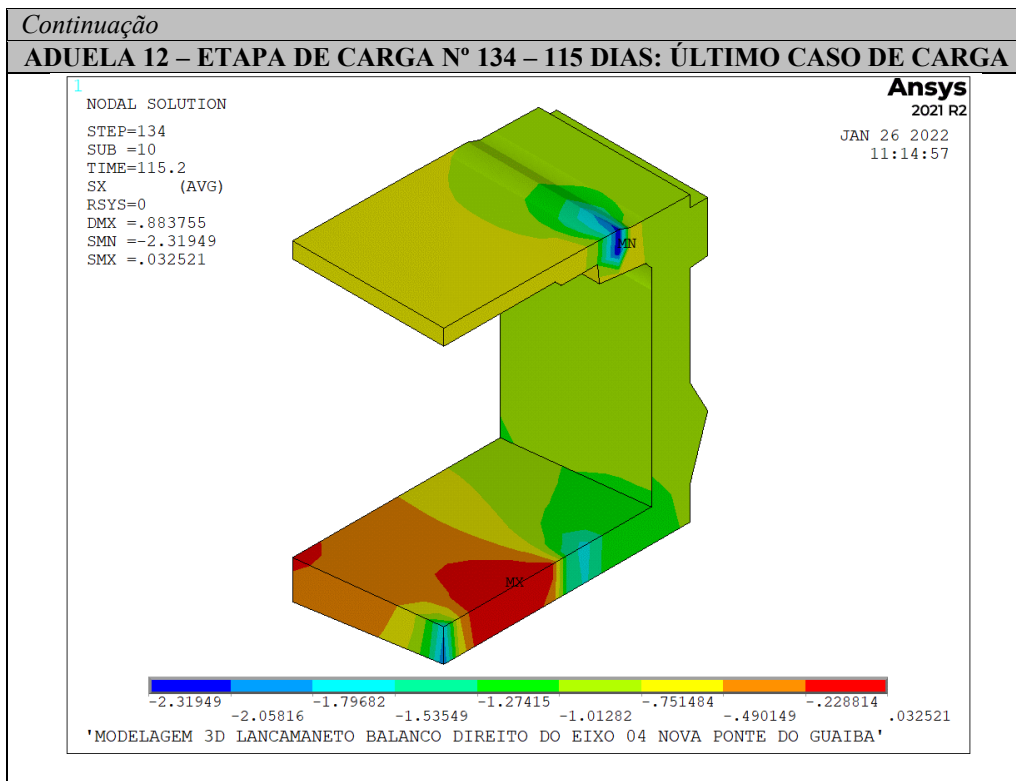
(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 8.3 – Tensão no concreto  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) - Aduela A12



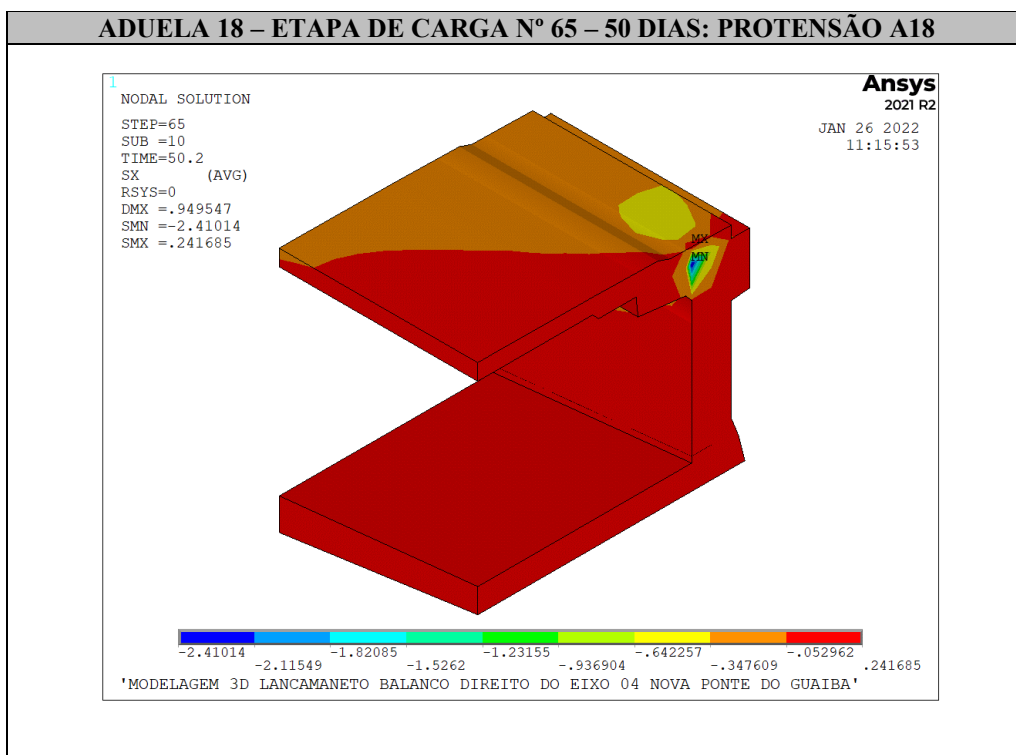




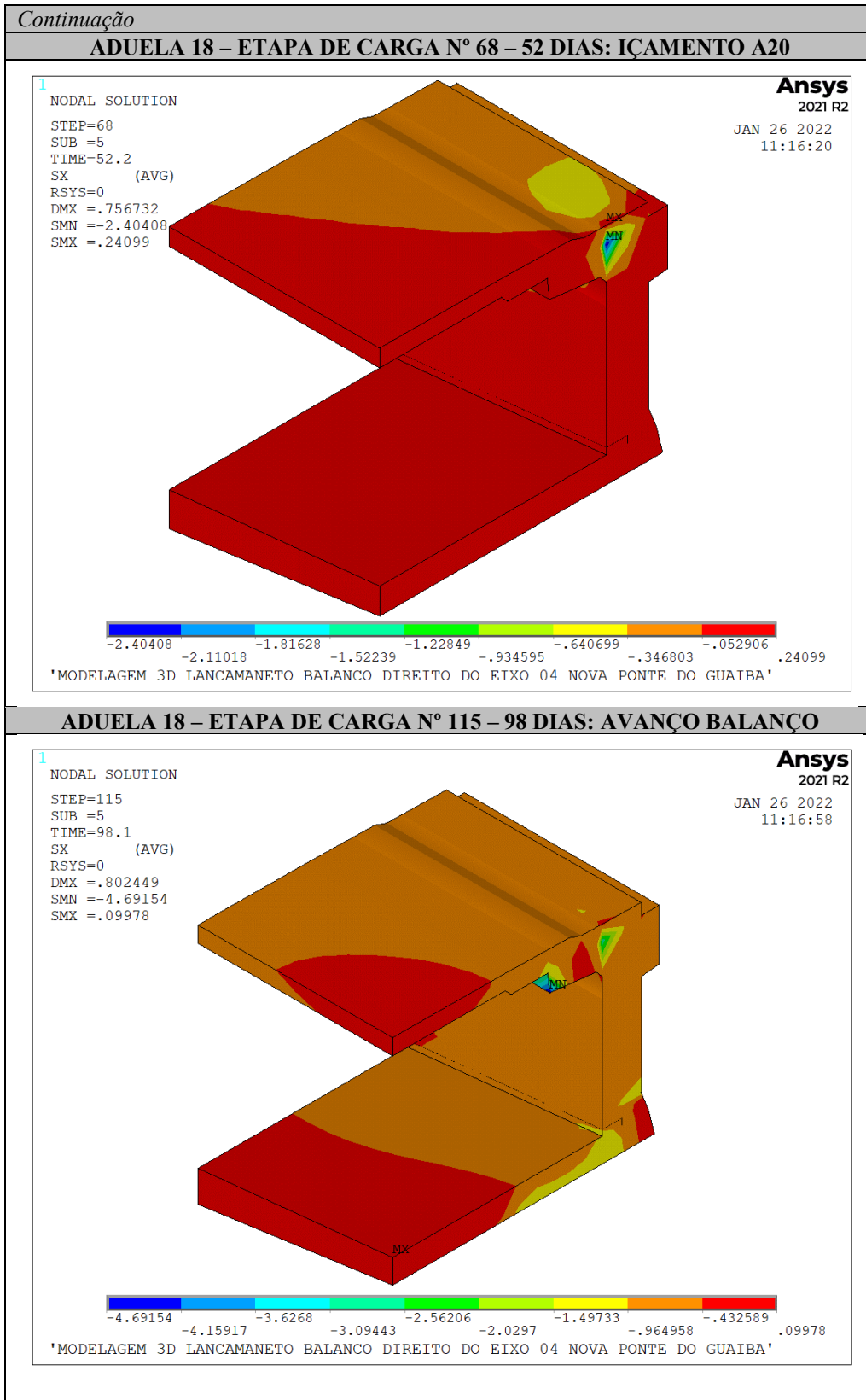


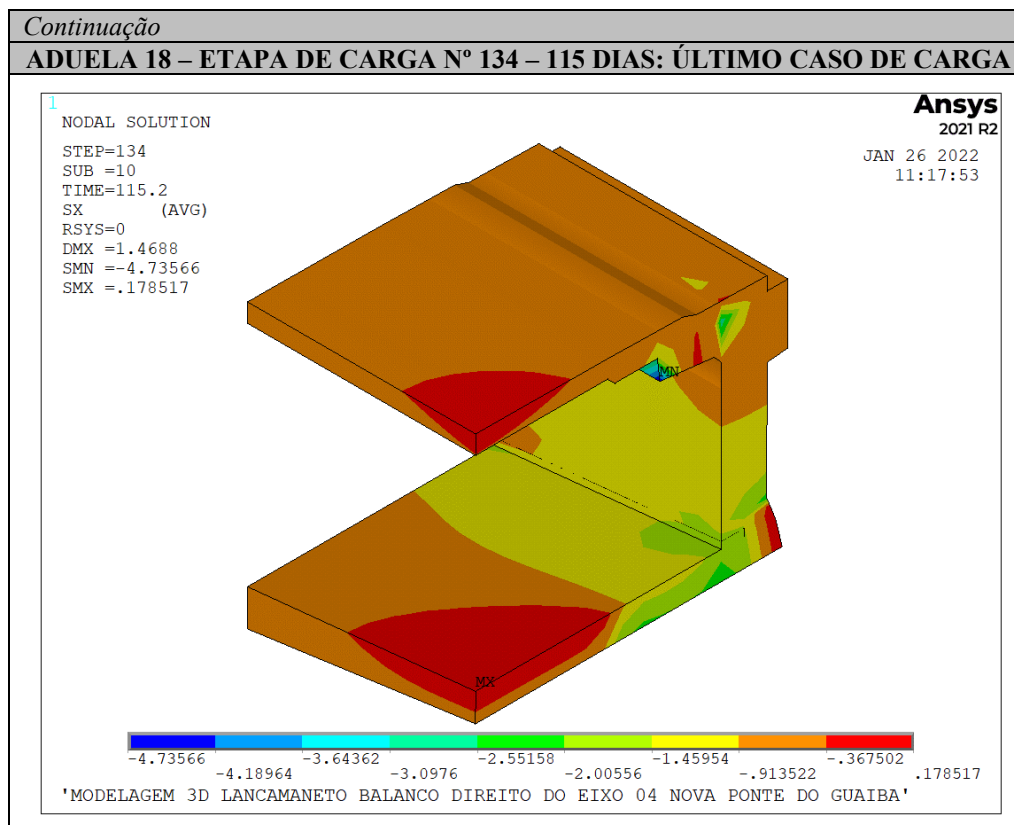
(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 8.4 – Tensão no concreto  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) - Aduela A18





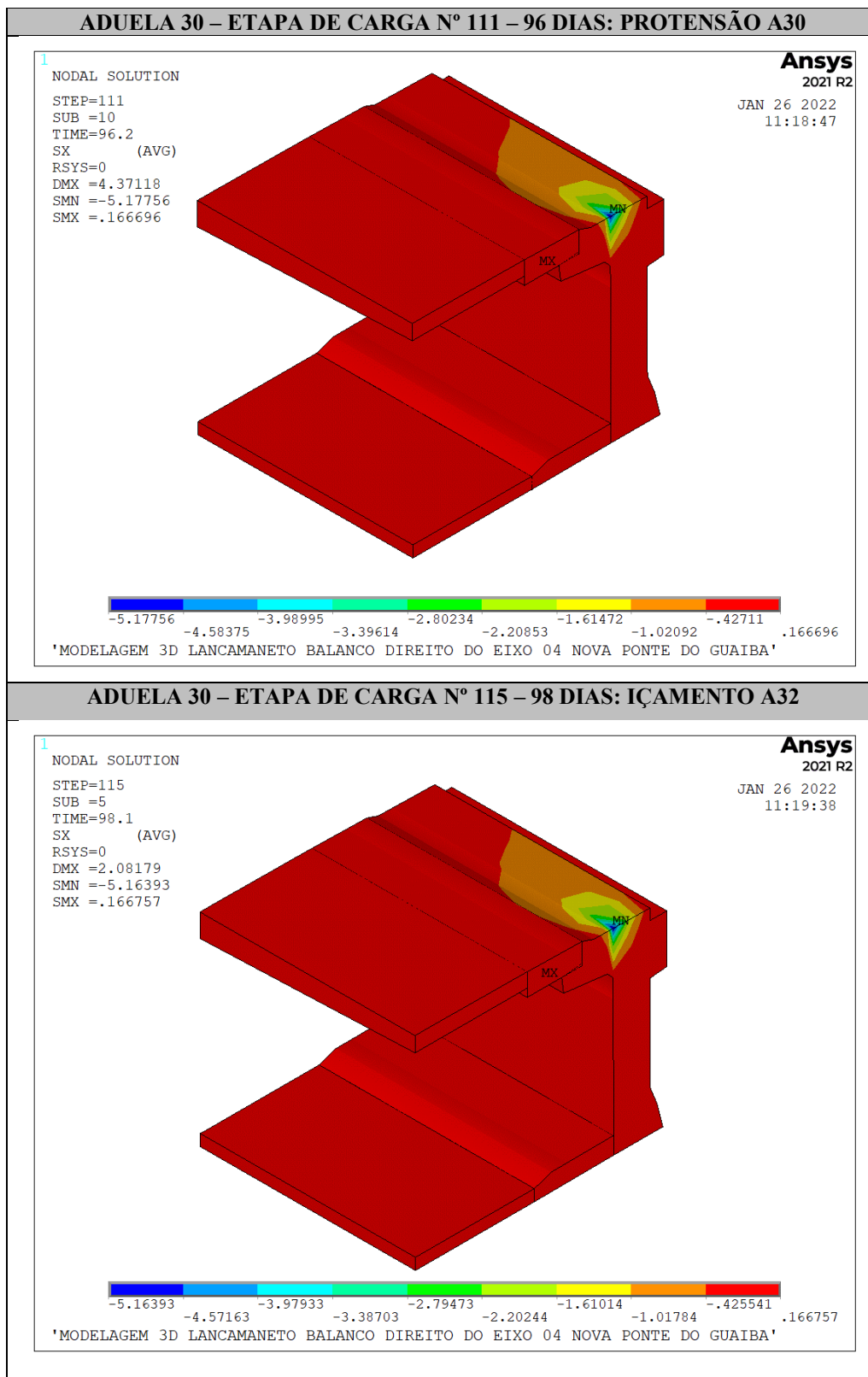


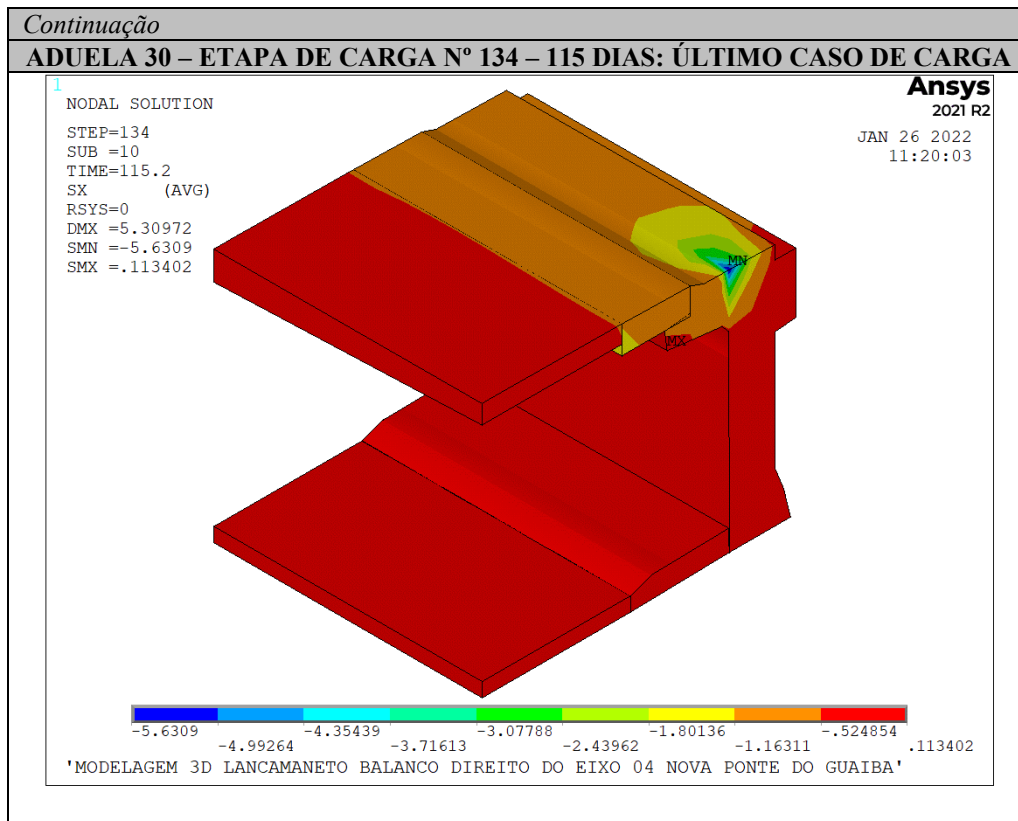


(fonte: elaborada pela autora)

Os Quadros 8.5, 8.6 e 8.7 mostram a evolução das tensões no concreto nas aduelas A30, A32 e A34. Para a aduela A30, são mostradas as tensões nas etapas construtivas 111, 115 e 134, já na aduela A32 são mostradas as tensões nas etapas construtivas N° 119, 122 e 134, e por fim, para a aduela A34 são mostradas as tensões nas etapas construtivas N° 127, 130 e 134. Observa-se nestas aduelas, a maior tensão de compressão junto a ancoragem do cabo de protensão, e, posteriormente, ao avanço dos casos de carga, um aumento nas tensões de compressão no restante do elemento de concreto.

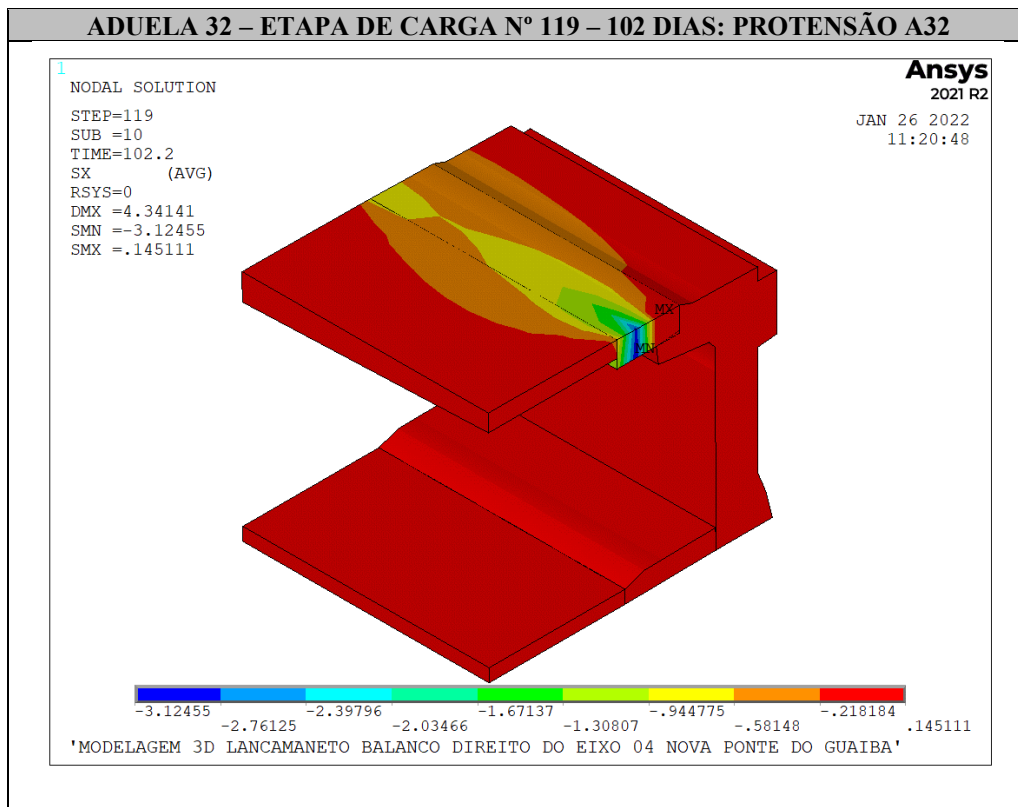
Entretanto, nota-se que o aumento das tensões de compressão, no concreto, fora dos pontos de ancoragem dos cabos não ocorre como nos casos das aduelas anteriores, devido a se tratar de aduelas dispostas no final do balanço, ou seja, as tensões de compressão causadas pelo progressivo avanço do balanço é reduzida.

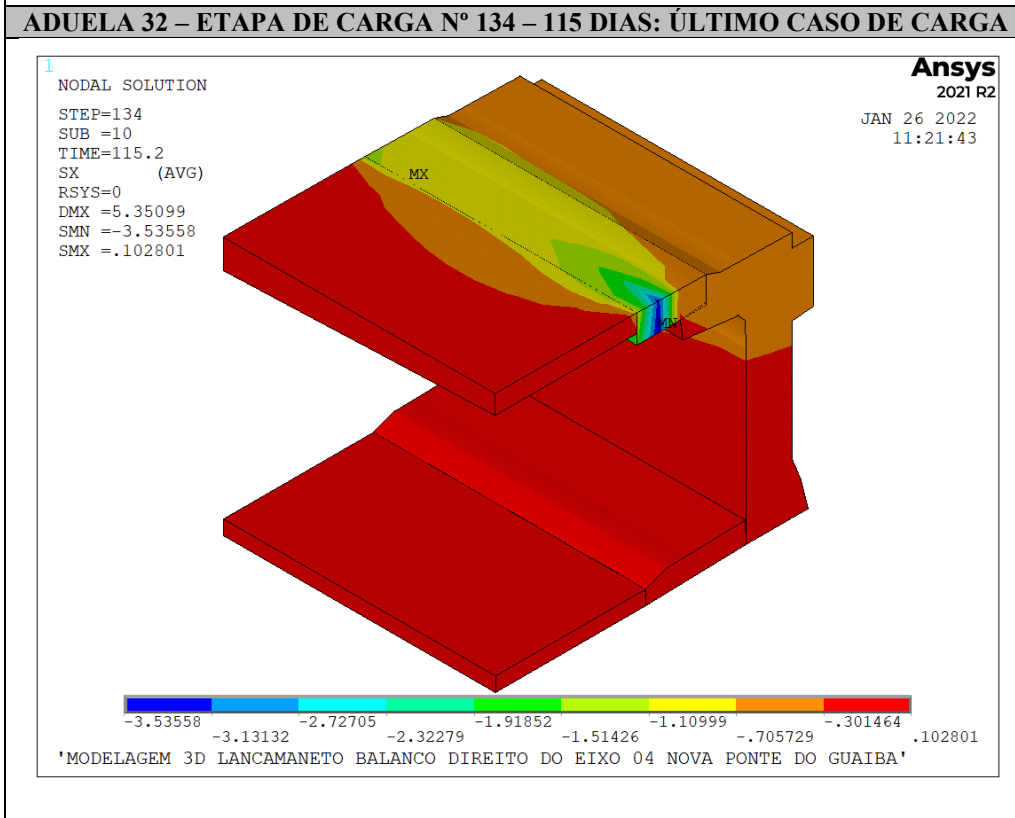
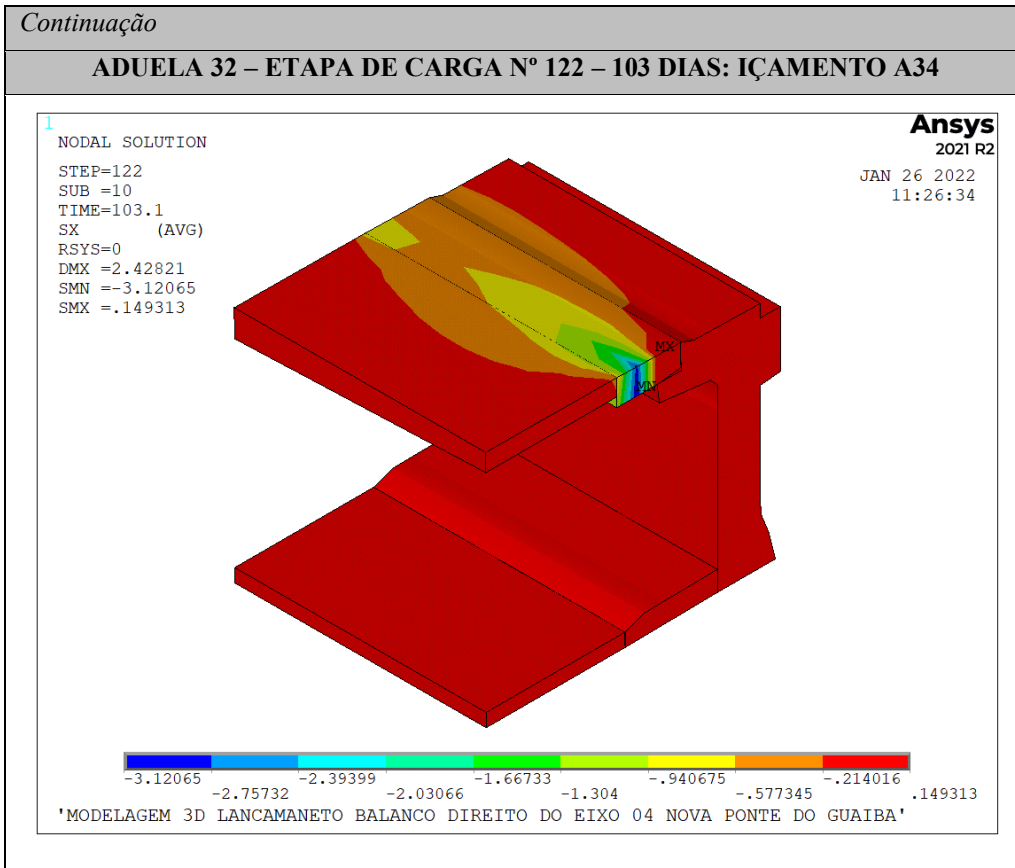
Quadro 8.5 – Tensão no concreto  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) - Aduela A30



(fonte: elaborada pela autora)

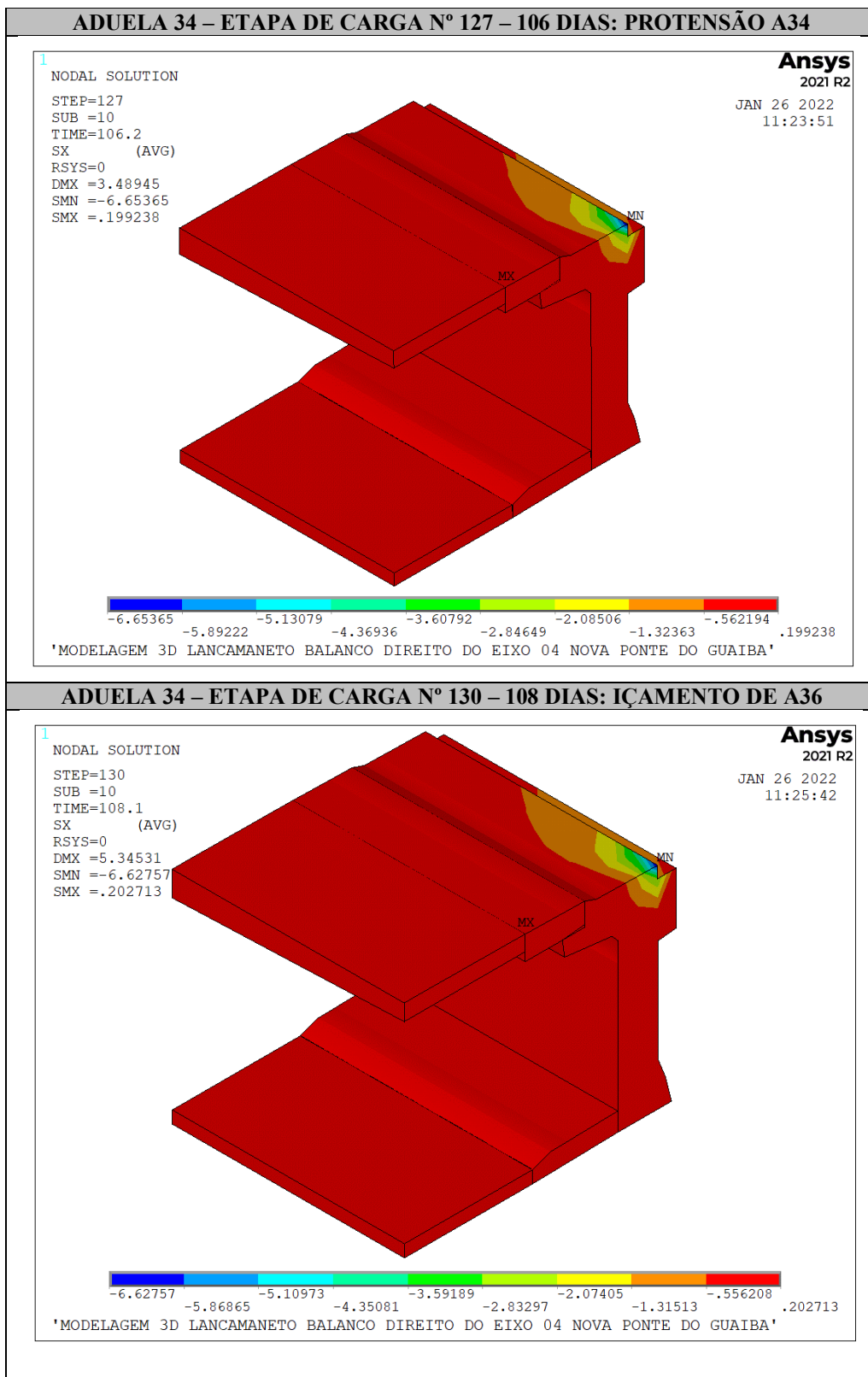
Quadro 8.6 – Tensão no concreto  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) - Aduela A32



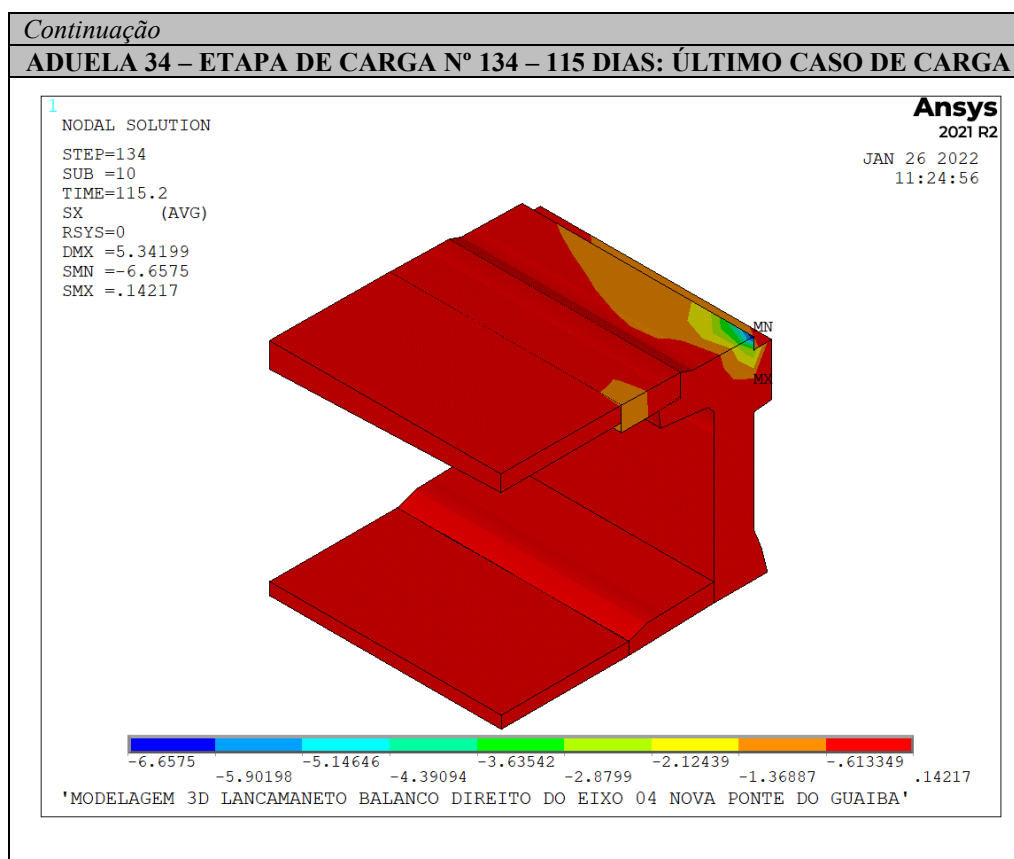


(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 8.7 – Tensão no concreto  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) - Aduela A34





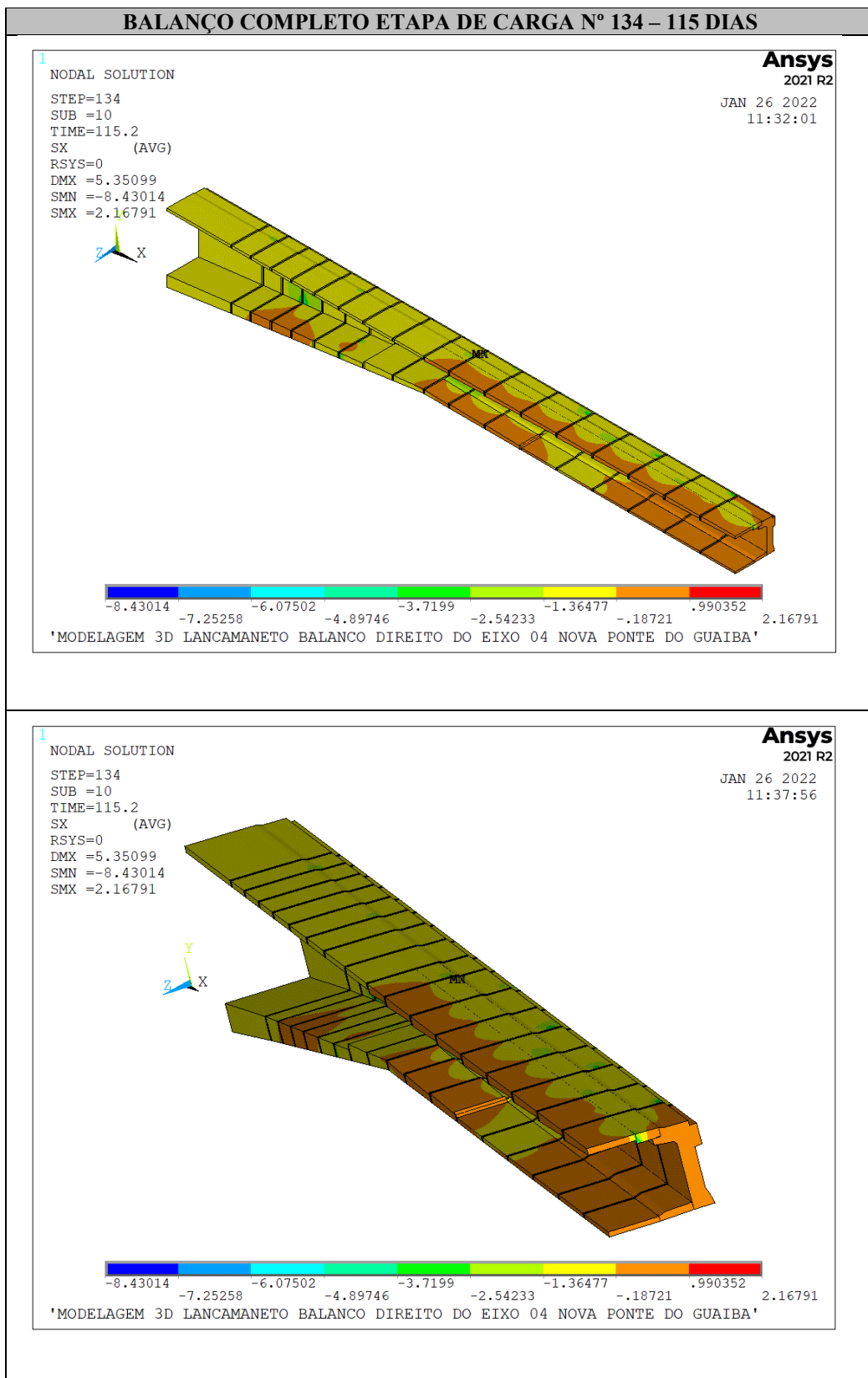


(fonte: elaborada pela autora)

No Quadro 8.8, observa-se a tensão no concreto de todas as aduelas que compõe o balanço direito do eixo Nº 04 da ponte. Percebe-se claramente a predominância das tensões de compressão em toda a estrutura, observando o aumento relativo na parte superior, na alma das aduelas, onde se concentram os cabos de protensão. Observa-se também, que as aduelas mais próximas aos apoios estão submetidas a maiores tensões de compressão, devido à alta compressão imposta pela construção por balanços sucessivos.

O Quadro 8.9 mostra uma vista superior do balanço totalmente lançado, observa-se, após uma redução no domínio das escalas de tensão, uma diferença nos valores de tensão nos locais dos pontos de ancoragem dos cabos, na alma de cada aduela. Percebe-se os pontos em que ocorre a força de protensão em cada aduela, alguns pontos mais evidentes, outros menos, devido a posição dos cabos na alma de cada aduela.

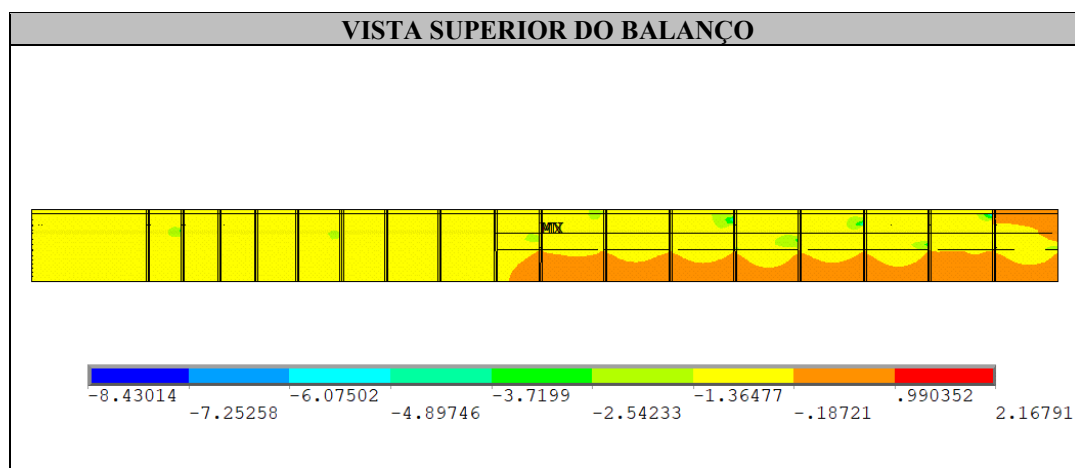
Quadro 8.8 – Tensão no concreto  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) – Balanço completo



(fonte: elaborada pela autora)



Quadro 8.9 – Tensão no concreto nos pontos de ancoragem dos cabos de protensão  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) – Balanço completo



(fonte: elaborada pela autora)

## 8.2.2 Análise das tensões na armadura ativa

Para a verificação das tensões nas armaduras de protensão, a qual chamamos neste trabalho de armadura ativa, é realizada uma análise em dois tempos, ou seja, quando a armadura é protendida, neste tempo, a mesma tende a sofrer uma perda na sua força, devido ao fenômeno de perda imediata. Assim como a análise no final do processo construtivo, ao passar do tempo de construção, neste período pós construção, se observam as perdas de protensão ocorridas devido ao fenômeno viscoelástico de relaxação do aço, que tende a ocasionar a diminuição das tensões na armadura protendida com o tempo.

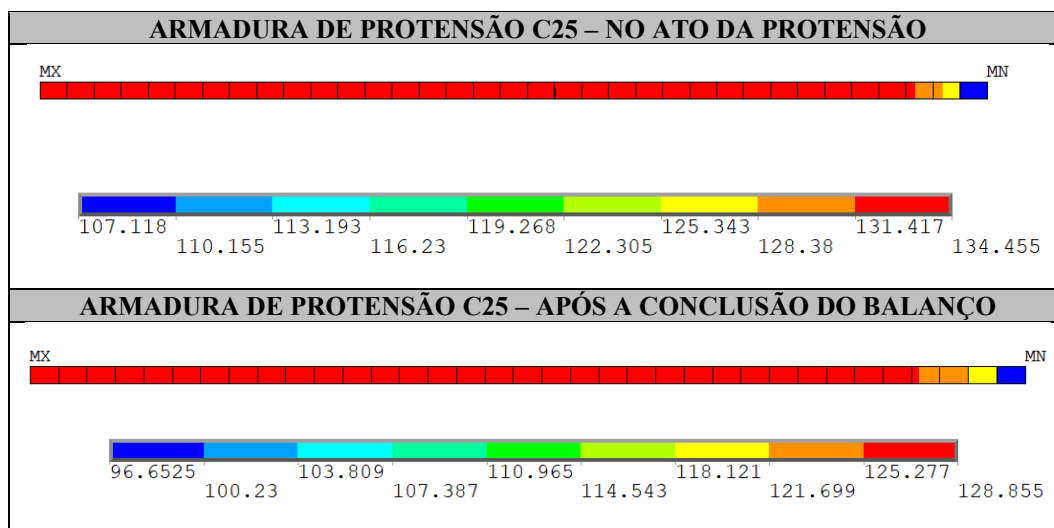
Os quadros abaixo apresentam as tensões nas armaduras ativas obtidas pela análise no ANSYS, referente aos cabos de protensão C25, C24, C20, C17, C11, C10, C09 e C08, que protendem as aduelas A02, A04, A12, A18, A30, A32, A34 e A26, respectivamente. Conforme descrito, observam-se as tensões nas armaduras quando ativadas, ou seja, no ato da protensão e após o lançamento de todo o balanço, no último caso de carga, após decorrido o tempo de toda a fase construtiva.

Nos Quadros 8.8, 8.9 e 8.10, observa-se que as tensões de tração resultantes nos elementos de armadura ativa para os cabos C25, C24 e C20, respectivamente, obtidas pela análise numérica no ANSYS. Para esses cabos, a tensão inicial de protensão, imposta no modelo foi de 134,9 kN/cm<sup>2</sup>, de acordo com a força de protensão aplicada na ponte real. Os diagramas mostram que no ato da protensão as tensões se mantêm muito próximas a

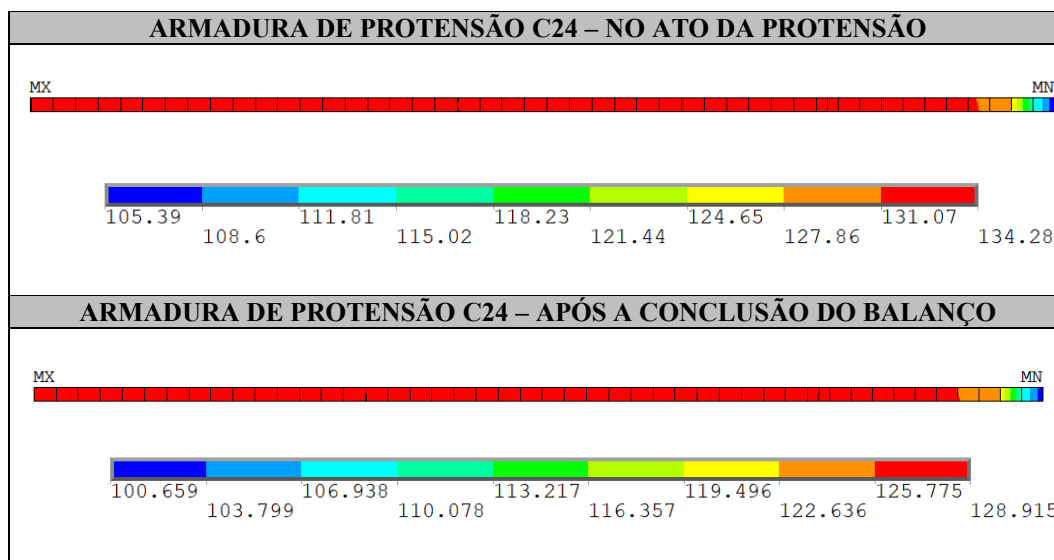
tensão imposta. Ocorre uma pequena perda de tensão, ocasionada pela perda imediata da força de protensão, entretanto essa perda é muito pequena. As tensões, em todos os cabos analisados, se mantêm estabilizadas e constantes ao longo de todo o elemento de aço, sofrendo uma pequena variação na ponta do cabo, ponto de ancoragem, que fica em direção ao balanço.

Com o avanço das etapas construtivas e com o passar do tempo de construção do balanço, verificou-se que as tensões de tração tiveram mais uma pequena redução, isso se dá devido ao fenômeno de fluência e retração do concreto e relaxação da armadura de protensão. Mesmo com a relaxação da armadura, a perda de protensão mostrou-se relativamente pequena e, praticamente, em todo comprimento dos cabos as tensões se mantiveram constantes. Observa-se novamente uma pequena variação na ponta do cabo que avança em direção ao balanço, ou seja, ao longo de todo o cabo, a tensão de tração se mantém, garantindo a estabilidade do balanço.

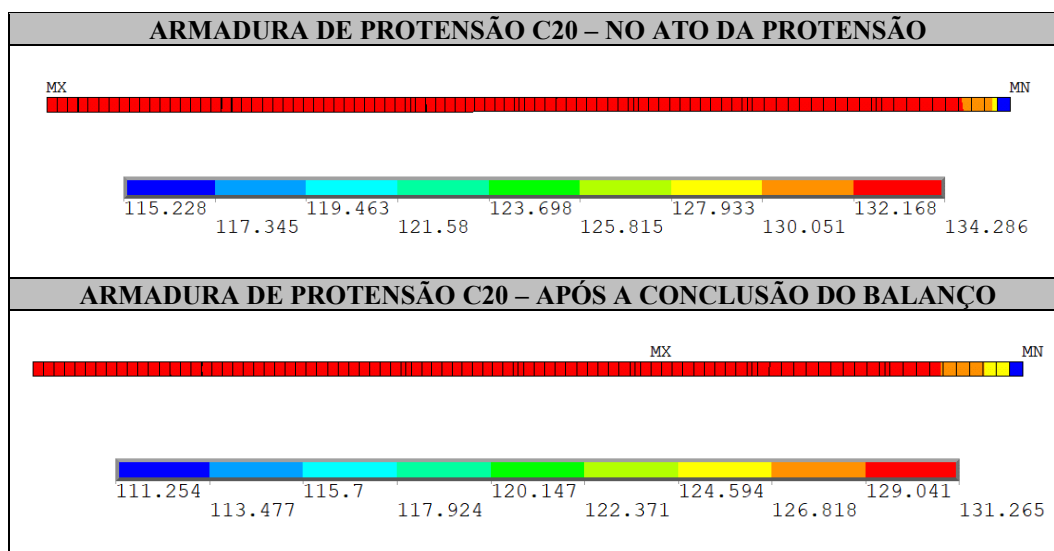
Quadro 8.8 – Tensão nos cabos C25  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) – protende A02



(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 8.9 – Tensão nos cabos C24  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) – protende A04

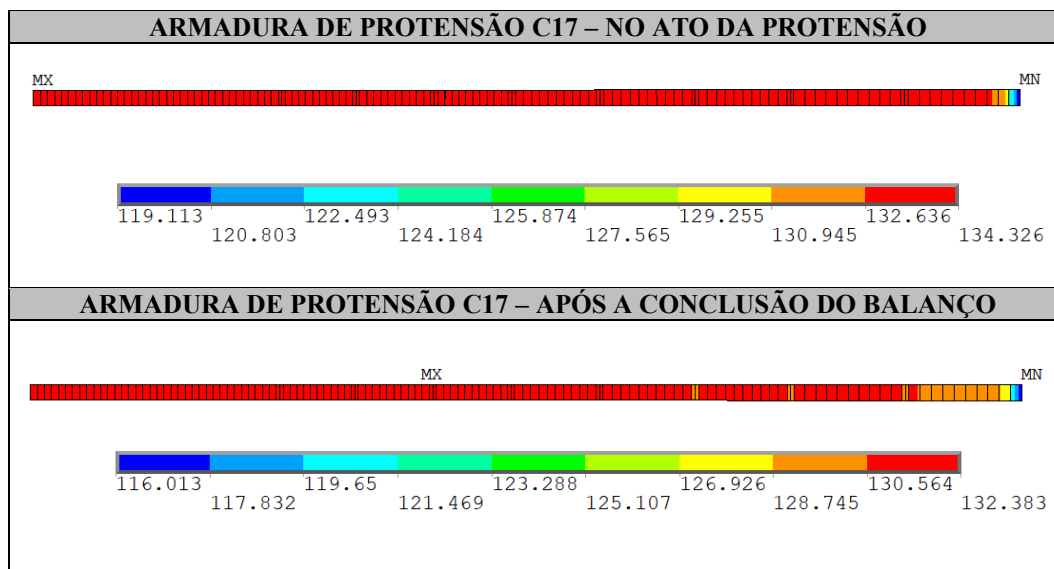
(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 8.10 – Tensão nos cabos C20  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) – protende A12

(fonte: elaborada pela autora)

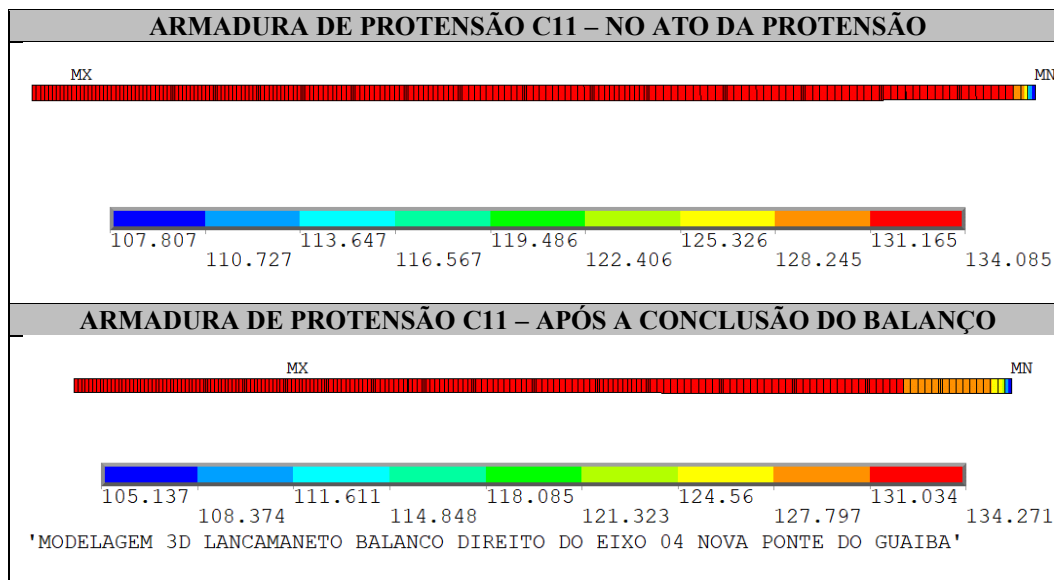
Observando os diagramas dos Quadros 8.11 e 8.12, observa-se que as tensões de tração resultantes nos elementos de armadura ativa para os cabos C17 e C11, respectivamente, no ANSYS sofreram uma variação menor, a tensão aplicada no modelo foi a mesma que nos cabos anteriores. As aduelas suportadas por esses cabos possuem uma seção menor que as aduelas protendidas pelos casos anteriores, conforme o projeto da ponte, deste modo, estes cabos suportam um peso inferior, comparado aos anteriores, gerando assim uma menor perda de protensão.

Quadro 8.11 – Tensão nos cabos C17  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) – protende A18



(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 8.12 – Tensão nos cabos C11  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) – protende A30



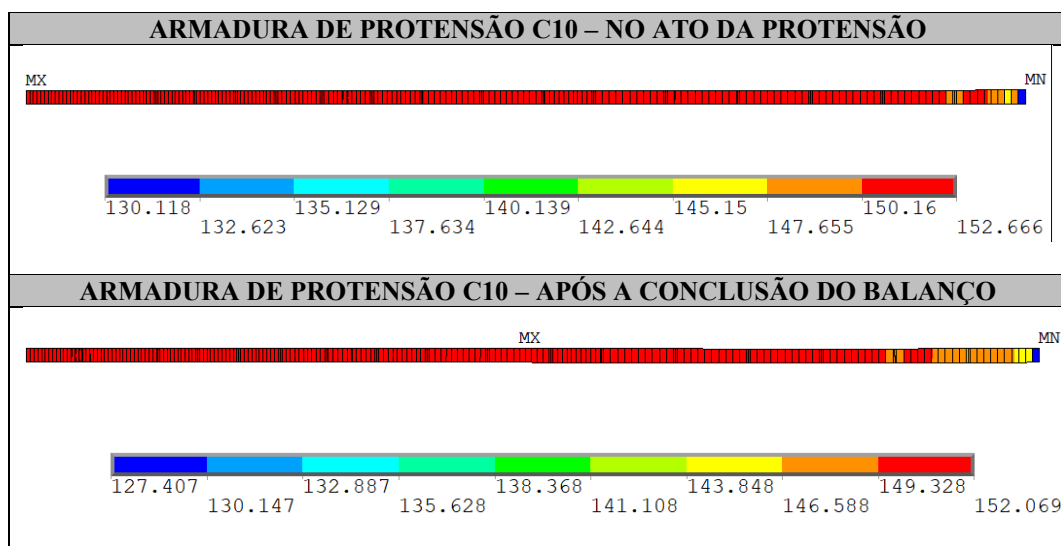
(fonte: elaborada pela autora)

Nos Quadros 8.13, 8.14 e 8.15 observa-se as tensões da análise no ANSYS para os cabos C10, C09 e C08, que protendem as últimas três aduelas do balanço, sendo elas, as aduelas A32, A34 e A36, respectivamente, nesses cabos a tensão de protensão imposta no modelo foi de 153,4 kN/cm<sup>2</sup>, conforme força de protensão informada no projeto da ponte.

Observam-se comportamentos similares nestes cabos, as tensões se mantêm estabilizadas e constantes ao longo de todo o elemento de armadura ativa. Ao avanço dos casos de carga, com o passar do tempo de construção do balanço, verificou-se que as tensões se mantiveram constantes e sem variações significativas.

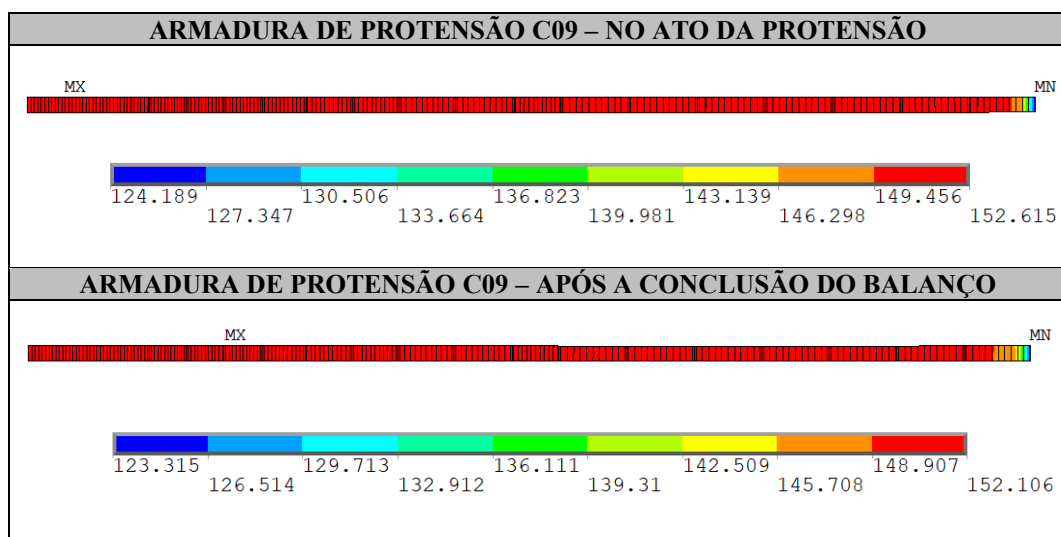
Os diagramas mostram que, como nos casos anteriores, ocorreu uma pequena variação na ponta dos cabos, entretanto essa variação é relativamente pequena, ou seja, ao longo de todo o cabo a tensão de tração se mantêm constante.

Quadro 8.13 – Tensão nos cabos C10  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) – protende A32

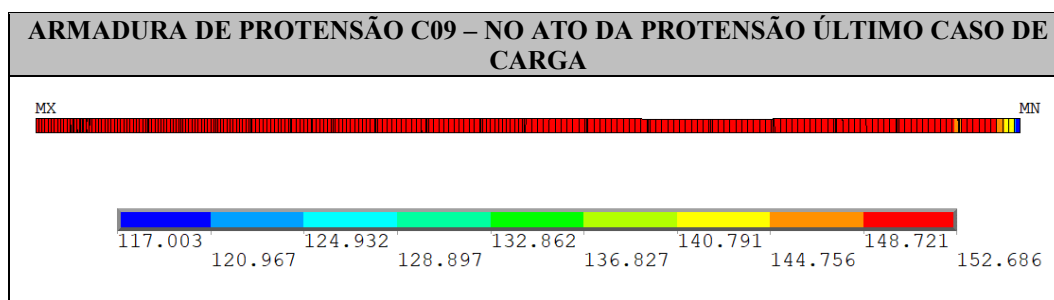


(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 8.14 – Tensão nos cabos C09  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) – protende A34



(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 8.15 – Tensão nos cabos C08  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) – protende A36

(fonte: elaborada pela autora)

De um modo geral, até o final das etapas construtivas, todos os cabos apresentaram um bom comportamento. Observando o comportamento dos cabos que protendem as aduelas iniciais, ou seja, os primeiros cabos lançados, que são os C25, C24 e C20, é possível visualizar que esses cabos apresentaram uma variação de tensões, ao longo do processo construtivo, maior que os cabos dispostos mais tarde, esse fato relata a influência do fenômeno de relaxação do aço, ou seja, os primeiros cabos, no modelo do ANSYS, passam por um período de tensão constante maior que os demais. Deste modo a tensão observada no ato da protensão com a tensão observada no final dos casos de carga para os cabos iniciais possuem uma variação significativamente maior.

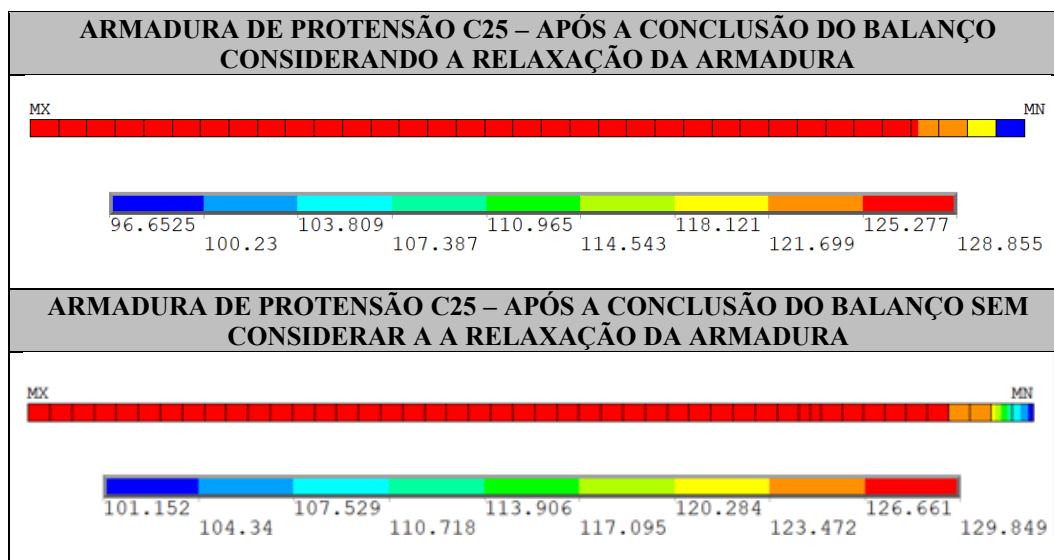
Os cabos iniciais C25, C24 e C20 ficam expostos as tensões que geram deformações constantes ao longo do tempo, por um período que chega a mais de 100 dias, comparado aos cabos que protendem as aduelas do final do balanço, os cabos C17, C11, C10, C09 e C08, que ficam por um período inferior a 19 dias, a análise da diferença na variação ao longo do tempo se justifica pelos cabos iniciais sofrerem uma maior influência do fenômeno de relaxação, deste modo a maior variação de tensão nos cabos iniciais se justifica.

Por fim, os diagramas demonstram a eficiência do modelo, que mesmo com o passar dos casos de carga, ao final do lançamento do balanço da ponte, a armadura ativa se comportou de forma eficiente, sem grandes oscilações nas tensões, garantindo a estabilidade da estrutura da ponte na fase construtiva analisada.

Para demonstrar a influência da consideração da relaxação da armadura de protensão, o Quadro 8.16 mostra a tensão no cabo C25 após a conclusão do balanço com a

consideração do fenômeno da relaxação na armadura, assim como sem essa consideração. Observa-se que o cabo C25 possui uma maior variação de tensão no modelo que considera a relaxação.

Quadro 8.16 – Variação da tensão nos cabos C25  $\sigma_x$  (kN/cm<sup>2</sup>) com e sem a consideração da relaxação da armadura de protensão



(fonte: elaborada pela autora)

## 9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo principal realizar a análise estrutural das fases construtivas de uma ponte segmentada, composta por aduelas pré-moldadas e protendidas, construída pelo método dos balanços sucessivos, através do método dos elementos finitos, utilizando o *software* ANSYS, versão 2021.2. A realização deste estudo, justificou-se pela crescente utilização deste tipo estrutural e pela importância da análise numérica das fases construtivas de composição de balanços sucessivos, pois projetos com esse tipo de sistema estrutural exigem um detalhado controle para a sua realização. Projetos deste porte, devem ser realizados com um alto grau de detalhamento, uma vez que a construção dos balanços sucessivos requer precisão, para a ligação final dos balanços que compõe o tabuleiro da ponte.

Para a análise final das etapas construtivas de um dos balanços sucessivos de uma ponte composta por aduelas pré-moldadas, utilizaram-se os elementos SOLID186 (tridimensional quadrático com 20 nós), para representar o concreto. O elemento de reforço incorporado, REINF264, foi utilizado para a representação da armadura de protensão. Para o lançamento do reforço da armadura ativa utilizou-se o método da malha independente (*mesh-independent method*), facilitando e flexibilizando o lançamento do reforço incorporado nos elementos SOLID186. O método foi empregado com o lançamento dos cabos de protensão como elementos MESH200. A esses elementos atribuiu-se uma tensão inicial para posteriormente transformá-lo em armadura de reforço REINF264.

Como o tabuleiro da ponte, na fase de construção dos balanços, se mantém sob a constante predominância de tensões de compressão, de modo a obter um menor número de elementos finitos, não foi realizada a modelagem da armadura passiva. Deste modo, não foi considerado os efeitos da fissuração no modelo de cálculo.

Para representar o comportamento do concreto na análise estrutural das etapas construtivas de um balanço sucessivo, foi necessária a utilização de um novo modelo de material capaz de representar o comportamento viscoelástico do concreto. Este modelo foi programado a partir da ferramenta de customização UPF (*User Programmable*



*Features*), na rotina USERMAT, onde foram adicionadas sub-rotinas ao programa principal. Este modelo de material foi desenvolvido e validado no PPGEC/UFRGS, sendo utilizada a USERMAT de Lazzari (2020) e Hoffman (2020), com alguns ajustes de compatibilização. No presente trabalho, o modelo do material utilizado está inserido na sub-rotina USERMAT3D, a qual considerou parâmetros de fluência e retração do concreto. De acordo com outros trabalhos realizados no PPGEC/UFRGS, constata-se que a ferramenta de customização UPF, disponibilizada pelo *software* ANSYS, mostrou-se muito útil, pois fornece uma análise do comportamento de estruturas de concreto armado e protendido de forma precisa, com otimização do tempo de análise e aproveitamento dos materiais.

Diante do exposto, realizou-se a simulação numérica de um dos balanços sucessivos da Nova Ponte do Guaíba, localizada em Porto Alegre/ RS, de modo a representar as etapas construtivas realizadas na construção desta estrutura. Para isso, inicialmente foi realizada a modelagem das aduelas de concreto pré-moldado que compõe o balanço direito do eixo estudado. A modelagem do balanço representou um desafio, uma vez que as aduelas pré-moldadas possuíam geometria diferenciada. Diante disso, um estudo detalhado foi necessário, para que a modelagem de todos os elementos fossem coincidentes. Com a modelagem dos volumes das aduelas, foi preciso estruturar a discretização da malha, de forma a respeitar à geometria e compatibilização os nós de todos os elementos de concreto.

Para a verificação da malha em elementos finitos e das etapas de carga que representam as etapas construtivas do balanço sucessivo, foi realizada uma análise a partir de um teste elástico-linear. Esta verificação foi fundamental para os ajustes do modelo numérico, para corrigir erros de lançamento, assim como obter os resultados parciais e analisar a sua ordem de grandeza. A partir da verificação inicial, foram considerados os modelos constitutivos do concreto e armadura de protensão, passando de elástico-linear para os modelos da USERMAT3D para o concreto e propriedades viscoelásticas do próprio ANSYS para a armadura de protensão. A análise que leva em conta os parâmetros viscoelásticos para os materiais gerou um tempo de processamento de aproximadamente 6 horas, em um total de 134 etapas de carregamento para a construção total de um dos balanços da Nova Ponte do Guaíba.

A partir da análise numérica foi possível retirar do modelo os valores de deslocamentos verticais. No processo real de construção da ponte, foi realizado um controle de monitoramento no lançamento das aduelas pré-moldadas. A partir desses dados de monitoramento, foi possível comparar os valores de deslocamentos verticais obtidos no modelo numérico do ANSYS com as informações coletadas em obra. Ao realizar esta comparação, observaram-se bons resultados. Além dos gráficos, indicando o deslocamento vertical das aduelas no processo de construção dos balanços, também foram apresentados os resultados de tensões no concreto, assim como a evolução de tensões nos cabos de protensão no decorrer das etapas construtivas.

Os resultados de deslocamento apresentados, indicam um comportamento no modelo numérico extremamente próximo aos resultados de monitoramento da ponte durante as fases de içamento das aduelas que compõe o tabuleiro na construção do balanço sucessivo. Os resultados mostram que o modelo numérico consegue acompanhar a evolução das etapas construtivas, ou seja, ao se analisar os deslocamentos em cada etapa de construção, percebe-se que o modelo numérico é capaz de representar o comportamento obtido na fase construtiva real. Além disso, os resultados do monitoramento indicam deslocamentos verticais muito pequenos, deste modo, a análise desses dados evidencia que o projeto desta estrutura foi devidamente elaborado e bem sucedido.

Já as resultantes de tensões nas aduelas, no modelo numérico, apresentaram uma evolução de tensões de compressão compatível com a evolução dos carregamentos. Ainda, observou-se a predominância das tensões de compressão nas aduelas pré-moldadas, o que retrata a condição imposta pelo processo de construtivo.

Nos cabos de protensão, as resultantes de tensões obtidas pelo ANSYS, se mantiveram próximas as impostas inicialmente, garantindo a estabilidade do balanço na fase construtiva em análise. Ao observar as tensões, os resultados indicam a ocorrência do fenômeno de relaxação no aço de protensão, mostrando uma pequena variação nas tensões de tração nos cabos, no que se refere a comparação das tensões no ato de protensão com as tensões no cabo após a conclusão do balanço. A perda de tensão observada nos cabos é pequena, e se mostra mais significativa nos cabos lançados inicialmente, ou seja,

aqueles que passaram por um período de tempo maior no modelo. Apesar disso, a perda de protensão por relaxação obtida foi pequena.

A análise dos resultados demonstra a importância do estudo das solicitações que ocorrem nas etapas de construção por balanços sucessivos com a utilização de aduelas de concreto pré-moldado protendidas, uma vez que é preciso saber estimar as tensões de compressão nas aduelas que surgem no decorrer do processo construtivo, assim como as forças de protensão necessárias para garantir a protensão das aduelas na fase construtiva por balanços sucessivos.

Por fim, devido à complexidade estrutural imposta pela modelagem realizada, com um grande número de parâmetros envolvidos, não foram modeladas as armaduras passiva, assim como a aduela de disparo do balanço durante a fase construtiva analisada. O presente trabalho teve por objetivo mostrar a modelagem de um dos balanços da estrutura, mostrando também a análise das etapas construtivas do balanço por meio da protensão progressiva das aduelas de concreto pré-moldadas com a utilização do programa customizado ANSYS. A partir deste estudo, ficam como sugestões de continuação deste trabalho:

- a) simulação das etapas construtivas do balanço sucessivo da Nova Ponte do Guaíba considerando a armadura passiva nas aduelas de concreto pré-moldado, com a modelagem da aduela de disparo e do pilar do balanço, deste modo considerando a fissuração no concreto das aduelas;
- b) simulação das etapas construtivas do balanço sucessivo da Nova Ponte do Guaíba considerando a perda por atrito nos cabos de protensão;
- c) análise dinâmica a partir do balanço sucessivo da Nova Ponte do Guaíba formado, anteriormente ao fechamento dos vãos.

## REFERÊNCIAS

AHMED, G. AZIZ, O. **Shear strength of joints in precast posttensioner segmental bridges during 1959 – 2019, review and analysis.** 2019. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.06.007>>. Acesso em: 10 Mar. 2020.

ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Theory reference.** Release 15.0, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 7187:** Projeto de pontes de concreto armado e protendido: procedimentos. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 7188:** carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

BARRAS, P. et al. **Prestressed concrete bridges built using the cantilever method – Design guide.** Sétra Large Bridges Division, 2003.

BAZANT, Z. P.; PRASANNAN, S. Solidification theory for concrete creep I: formulation. **Journal of engineering mechanics**, v. 115, n. 8, p. 1691-1703, 1989<sup>a</sup>.

CAMPOS FILHO, A. **Fundamentos da Análise de Estruturas de Concreto pelo Método dos Elementos Finitos.** Notas de aula do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003.

CHEN, W. DUAN, L. **Bridge engineering handbook.** CRC Press LLC, 2000.

CHEN, D. W.; AU, F. T. K.; THAM, L. G.; LEE, P. K. K. **Determination of initial cable forces in prestressed concrete cable-stayed bridges for given design deck profiles using the force equilibrium method.** Computers & Structures, n. 74, p. 1-9, 2000.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Concrete under multiaxial states of stress – constitutive equations for practical design.** State-of-the-art report, Bulletin d'Information No 156, 1983.

\_\_\_\_\_. **CEB-FIP Model Code 1990.** Thomas Telford: London, 1993.

\_\_\_\_\_. **CEB-FIP Model code 2010.** Bulletin No 65, 2012.

CNNBRASIL. 2021, Rio De Janeiro. **Projeto quer renomear Ponte Rio-Niteroi, de Costa e Silva para Paulo Gustavo.** Disponível em: <

<https://www.cnnbrasil.com.br/nacional/projeto-quer-renomear-ponte-rio-niteroi-de-costa-e-silva-para-paulo-gustavo/> >. Acesso em: 20 de jun. 2021.

CONSÓRCIO PONTE DO GUAÍBA CQG E EGT. 2018, Rio de Janeiro. **A nova ponte do Guaíba**. Disponível em: < <https://www.institutodeengenharia.org.br/site/wp-content/uploads/2018/11/Clique-e-veja-o-materia-t%C3%A9cnico-da-palestra.pdf> > Rio de Janeiro: Instituto de Engenharia, 2018.

DIAS, M. M. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: efeitos de longa duração**, 2013. 177 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2013.

ECOPONTE. 2020, Porto Alegre. **Especial: confirma o status atual e detalhes da obra da nova ponte do Guaíba**. Disponível em: < <https://gauchazh.clicrbs.com.br/porto-alegre/noticia/2018/12/especial-confirma-o-status-atual-e-detalhes-da-obra-da-novaponte-do-guaiba-cjpeeppm0juo01rxd2ih17fx.html> >. Acesso em: 06 de mai. 2020.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Guidance for good bridge design**. Bulletin 9, 2000.

HOFFMAN, I. S. **Simulação numérica em elementos finitos da construção em balanços sucessivos de uma ponte estaiada**. 2020. 204 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

JENSEN B. M. **Modelagem tridimensional em elementos finitos de túneis superficiais revestidos em concreto armado**. 2019. 150 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2019.

LAZZARI, B. M. **Análise estática, modal e dinâmica das etapas construtivas de uma ponte estaiada através do método dos elementos finitos**. 2020. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LAZZARI, P. M. **Simulação numérica das etapas construtivas de pontes estaiadas através do método dos elementos finitos**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto, v. 6: princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

LEONHARDT, F. **Procède de Construction par Cycles de Bétonage em Coffrage Fixe et Cycles de Poussage**. In: Annales de l'I.T.B.T.P., pp.46-65. 1973.

MENN, Christian. **Prestressed Concrete Bridge**. Traduzido por: Paul Gauvreau. 1a ed. Boston: Basel, 1990, 535p.

MASON, J. **Pontes em concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.,1977.

PALIGA, A. R. **Modelagem tridimensional de estruturas compostas por aduelas pré-moldadas de concreto com protensão externa, através do método dos Elementos Finitos**. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

PERLINGEIRO, M. S. P. L. **Modelo para a análise de estruturas de pontes segmentadas de concreto com protensão externa**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro.

PFEIL, W. **Concreto protendido**. 2 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.,1988.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. 4 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.,1990.

PIELSTICK, B. OFFREDI, L. **Durability survey of segmental concrete bridges**. 4 ed. ASBI, 2012.

PODOLNY, W. MULLER, J. M. **Construction and design of prestressed concrete segmental bridges**. New York: A Wiley-Interscience Publication,1982.

QUEVEDO, F. P. M. **Comportamento a longo prazo de túneis profundos revestidos com concreto: modelo em elementos finitos**. 2017. 210 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

ROMBACH, G. **Precast segmental box girder bridges with external prestressing – design and construction**. INSA Rennes Technical University of Hamburg-Harburg, Alemanha. Fev. 2002. 15p.

ROMBACH, G. SPECKER, A. **Precast segmental box girder bridges with external prestressing – design and construction**. FIB Kongress, Osaka, Japan. 6p.

SANTOS, M. F. L. O. **Procedimento adaptativo para controle de contra flechas durante a fase construtiva de estruturas em balanços sucessivos**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFPE, Recife.

SCHMITZ, R. J. **Estrutura mista aço-concreto: análise de ponte composta por vigas de alma cheia**. 2017. 214 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

SORIANO, H. L. **Método de Elementos Finitos em análise de estruturas**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 2003.

SOUZA, P. M. R. **Controle geométrico de tabuleiros de pontes construídas tramo a tramo com aduelas (médio e grande vão)**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia)

STUCCHI, F. R. 2019, Rio de Janeiro. **Palestra Técnica - Nova ponte do Guaíba**. Disponível em: < [https://www.youtube.com/watch?v=EXBCK3snK\\_Q](https://www.youtube.com/watch?v=EXBCK3snK_Q) > Acesso em jan. 2020.

TARRATACA, T. J. S. **Construção de pontes com aduelas pré-fabricadas**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

TASSIN, M. D. **Jean M. Muller: Bridges engineer with flair for the art form**. PCI Journal, v. 51, n.2, p.88-101, Mar-Abri. 2006.

**APÊNDICE A – *Scripts* modelagem Nova Ponte do Guaíba ANSYS  
APDL 21.2**



### A.1) Script modelagem Nova Ponte do Guaíba – definições iniciais:

```

*****!
!SCRIPT 01 - DEFINIÇÕES INICIAIS !
!OBJETIVO: MODELAGEM 3D DE UM DOS VÃOS DA NOVA PONTE DO GUAÍBA !
!LANÇAMENTO DO BALANÇO SUCESSIVO EIXO 04 LADO DIREITO !
!PROGRAMADOR: Gabriela Grützmacher !
!DATA: 10/09/2021 !
!STATUS: MODELO COM CASOS DE CARGA COMPLETOS !
!UNIDADES: kN, cm, dias, graus celsius !
*****!
!
!*****!
! 1. Inicializando o Ansys !
!*****!
FINISH ! Terminar qualquer processo anterior
/CLEAR,NOSTART ! Limpar o modelo
!
!*****!
! 1.1 Titulo da analise !
!*****!
!
/TITLE, 'MODELAGEM 3D LANCAMANETO BALANCO DIREITO DO EIXO 04 NOVA PONTE DO
GUAIBA'
/FILNAME,file,0 ! Define nome file.* para os arquivos
!
!*****!
! 2. Pré-Processamento !
!*****!
!/CWD,diretorio ! Define diretório de trabalho
/PREP7 ! Inicia módulo de pré-processamento
CSYS,0 ! Define sistema de coordenadas tridimensionais
globais
!
! Alterar a cor da área de trabalho
/RGB,INDEX,100,100,100,0
/RGB,INDEX,0,0,0,15
!
=====
! DETERMINAÇÃO DOS ELEMNTOS FINITOS UTILIZADOS
=====
!***** ELEMENTO FINITO*****
! ---> ELEMENTO PARA CONCRETO:
ET,1,SOLID186
!
KEYOPT,1,2,0 ! 0 - reduced integration, 1 - full integration
KEYOPT,1,3,0 ! 0 - structural solid, 1 - layered solid
KEYOPT,1,6,0 ! 0 - pure displacemnt, 1 - mixed u/p (e.x: usada para resolver
materiais hiperelásticos)
KEYOPT,1,10,0
!-----
! ---> ELEMENTO PARA ARMADURA ATIVA - CABOS DE PROTENSÃO
ET,2,MESH200 ! Define elemento MESCH200 para armadura ativa
KEYOPT,2,1,3 ! Define MESCH200 como elemento de linhas
!
!*****
! INDICADORES DO TIPO DE MODELO REOLÓGICO UTILIZADO PARA OS MATERIAIS
!*****
!
!- Para o concreto:

```

```

!
modcon=1          !Se modcon=1 (USERMAT); modcon=0 (Linear elástico)
!
!- Para armadura ativa:
!
modati=1          !Se modati=1 (modelo viscoelástico); modati=0 (Linear elástico)
!
!
!
=====
!*****
!      DETERMINA O MODELO REOLÓGICO PARA OS MATERIAIS
!*****
!
=====
!
=====
!      MODELO REOLÓGICO PARA OS ELEMENTOS DE CONCRETO
!
=====
!----- DESCRIÇÃO DOS MODELOS NA USERMAT -----
!
nmatadu=52        !Numero de materiais diferentes de concreto
!
*IF,modcon,EQ,1,then
!
=====
!----- CONCRETO DAS ADUELAS -----
!
=====
!
!OBS: MODELOS SEM FISSURAÇÃO
!
!---- Entrada de dados:
!
temperatura = 23      ! Temperatura média mínima POA [°C] média de temperatura medida durante
a construção da Ponte
!
!---- Dados comuns de todos os materiais:
!
! Características do cimento e agregados:
! FCK DO CONCRETO PARA AS ADUELAS E JUNTAS DE ACORDO COM O PROJETO
! fck = Resistência característica a compressão do concreto [kN/cm³] (Média dos valores obtidos em ensaios
de compressão axial)
!
!*DIM,fck,ARRAY,nmatadu          !Array contendo o fck do concreto
fck(1)=5.0          ! A02
fck(2)=5.0          ! JUNTA 01A
fck(3)=5.0          ! JUNTA 01B
fck(4)=5.0          ! A04
fck(5)=5.0          ! JUNTA 02A
fck(6)=5.0          ! JUNTA 02B
fck(7)=5.0          ! A06
fck(8)=5.0          ! JUNTA 03A
fck(9)=5.0          ! JUNTA 03B
fck(10)=5.0         ! A08
fck(11)=5.0         ! JUNTA 04A
fck(12)=5.0         ! JUNTA 04B
fck(13)=5.0         ! A10
fck(14)=5.0         ! JUNTA 05A
fck(15)=5.0         ! JUNTA 05B

```

fck(16)=5.0 ! A12  
 fck(17)=5.0 ! JUNTA 06A  
 fck(18)=5.0 ! JUNTA 06B  
 fck(19)=5.0 ! A14  
 fck(20)=6.0 ! JUNTA 07A  
 fck(21)=6.0 ! JUNTA 07B  
 fck(22)=5.0 ! A16  
 fck(23)=6.0 ! JUNTA 08A  
 fck(24)=6.0 ! JUNTA 08B  
 fck(25)=5.0 ! A18  
 fck(26)=6.0 ! JUNTA 09A  
 fck(27)=6.0 ! JUNTA 09B  
 fck(28)=5.0 ! A20  
 fck(29)=6.0 ! JUNTA 10A  
 fck(30)=6.0 ! JUNTA 10B  
 fck(31)=5.0 ! A22  
 fck(32)=5.0 ! JUNTA 11A  
 fck(33)=5.0 ! JUNTA 11B  
 fck(34)=5.0 ! A24  
 fck(35)=5.0 ! JUNTA 12A  
 fck(36)=5.0 ! JUNTA 12B  
 fck(37)=5.0 ! A26  
 fck(38)=5.0 ! JUNTA 13A  
 fck(39)=5.0 ! JUNTA 13B  
 fck(40)=5.0 ! A28  
 fck(41)=5.0 ! JUNTA 14A  
 fck(42)=5.0 ! JUNTA 14B  
 fck(43)=5.0 ! A30  
 fck(44)=5.0 ! JUNTA 15A  
 fck(45)=5.0 ! JUNTA 15B  
 fck(46)=5.0 ! A32  
 fck(47)=5.0 ! JUNTA 16A  
 fck(48)=5.0 ! JUNTA 16B  
 fck(49)=5.0 ! A34  
 fck(50)=5.0 ! JUNTA 17A  
 fck(51)=5.0 ! JUNTA 17B  
 fck(52)=5.0 ! A36  
 !  
 s = 0.20 ! [adm] coeficiente que depende do tipo de CIMENTO (FIB1990:  
 item 2.1.6.1 - eq2.1-54,p51)  
 nurev = 0.2 ! [adm] coeficiente de Poisson do concreto (FIB1990: item  
 2.1.4.3,p40), INDICADO COMO 0,2 PELA FIB 2010  
 rh = 78 ! [%] umidade relativa do ambiente para a região da Ponte  
 betasc = 8d0 ! [adm] coeficiente que depende do tipo de cimento (4 - SL, 5 - N  
 e R, 8 - RS)- Para a Ponte o cimento utilizado foi o CPV-RS  
 alpha = 1 ! [adm] efeito do tipo de cimento durante a cura  
 !  
 ! Geometria aduelas:  
 !hf - [cm] espessura fictícia (2Ac/u onde Ac - área da seção, u - perímetro em contato com a atmosfera)  
 (FIB1990: eq2.1-79,p55; eq2.1-66,p55)  
 !  
 \*DIM,hf,ARRAY,nmatadu ! Array contendo o fck do concreto  
 hf(1)=130.75 ! A02  
 hf(2)=130.75 ! JUNTA 01A  
 hf(3)=124.18 ! JUNTA 01B  
 hf(4)=124.18 ! A04  
 hf(5)=124.18 ! JUNTA 02A  
 hf(6)=120.3 ! JUNTA 02B  
 hf(7)=120.3 ! A06

```

hf(8)=120.3      ! JUNTA 03A
hf(9)=115.71    ! JUNTA 03B
hf(10)=115.7    ! A08
hf(11)=115.7    ! JUNTA 04A
hf(12)=102.98   ! JUNTA 04B
hf(13)=102.98   ! A10
hf(14)=102.98   ! JUNTA 05A
hf(15)=97.4     ! JUNTA 05B
hf(16)=97.4     ! A12
hf(17)=97.4     ! T JUNTA 06A
hf(18)=99.64    ! JUNTA 06B
hf(19)=99.64    ! A14
hf(20)=99.64    ! JUNTA 07A
hf(21)=103.5    ! JUNTA 07B
hf(22)=103.5    ! A16
hf(23)=103.5    ! JUNTA 08A
hf(24)=94.14    ! JUNTA 08B
hf(25)=94.14    ! A18
hf(26)=94.14    ! JUNTA 09A
hf(27)=84.7     ! JUNTA 09B
hf(28)=84.7     ! A20
hf(29)=84.7     ! JUNTA 10A
hf(30)=84.7     ! JUNTA 10B
hf(31)=84.7     ! A22
hf(32)=84.7     ! JUNTA 11A
hf(33)=84.7     ! JUNTA 11B
hf(34)=84.7     ! A24
hf(35)=84.7     ! JUNTA 12A
hf(36)=84.7     ! JUNTA 12B
hf(37)=84.7     ! A26
hf(38)=84.7     ! JUNTA 13A
hf(39)=84.7     ! JUNTA 13B
hf(40)=84.7     ! A28
hf(41)=84.7     ! JUNTA 14A
hf(42)=84.7     ! JUNTA 14B
hf(43)=84.7     ! A30
hf(44)=84.7     ! JUNTA 15A
hf(45)=84.7     ! JUNTA 15B
hf(46)=84.7     ! A32
hf(47)=84.7     ! JUNTA 16A
hf(48)=84.7     ! JUNTA 16B
hf(49)=84.7     ! A34
hf(50)=84.7     ! JUNTA 17A
hf(51)=84.7     ! JUNTA 17B
hf(52)=84.7     ! A36
!
! Parâmetros para modelos na USERMAT:
tinf = 3000      ! [dias] tempo final de ajuste da cadeia de kelvin
ndec = 10        ! [décadas] Nº. de décadas utilizado para calcula
ktime = 1        ! [dias] dia para fazer a saída de dados (ustatev.txt)
kelemid =2413    ! [un] identificação do elemento para saída de dados (ustatev.txt)
kkDomIntPt = 1   ! [un] identificação do ponto de integração para saída de dados
(ustatev.txt)
!
! Parâmetros para ativação/desativação de modelos reológicos na USERMAT:
ligafluencia =1  ! 1 - liga fluência, 0 - desliga fluência
ligaretracao =1 ! 1 - liga retração, 0 - desliga retração
ligafissura = 0 ! 1 - liga fissuração, 0 - desliga fissuração

```

```

desligatempo=1000          ! Tempo final para desconsiderar as deformações por fluência (em
dias)
!
!
!-----
! Dados em ARRAY referentes as idades dos concretos, tempo de secagem idades de carregamento e idade
do concreto até a protensão
!----- Tempo de secagem - ts:
ts=7                      ! [dias] idade do concreto no inicio da secagem (FIB1990: eq2.1-74,p57)
!
!----- Tempos de início dos elementos de concreto - ti (em dias)
*DIM,ti,ARRAY,nmatadu    !Array contendo os tempos de ativação
!
ti(1)=0                   ! Tempo inicial A02
ti(2)=7                   ! Tempo inicial JUNTA 01A
ti(3)=7                   ! Tempo inicial JUNTA 01B
ti(4)=5                   ! Tempo inicial A04
ti(5)=13                  ! Tempo inicial JUNTA 02A
ti(6)=13                  ! Tempo inicial JUNTA 02B
ti(7)=12                  ! Tempo inicial A06
ti(8)=20                  ! Tempo inicial JUNTA 03A
ti(9)=20                  ! Tempo inicial JUNTA 03B
ti(10)=18                 ! Tempo inicial A08
ti(11)=25                 ! Tempo inicial JUNTA 04A
ti(12)=25                 ! Tempo inicial JUNTA 04B
ti(13)=22                 ! Tempo inicial A10
ti(14)=34                 ! Tempo inicial JUNTA 05A
ti(15)=34                 ! Tempo inicial JUNTA 05B
ti(16)=31                 ! Tempo inicial A12
ti(17)=39                 ! Tempo inicial JUNTA 06A
ti(18)=39                 ! Tempo inicial JUNTA 06B
ti(19)=38                 ! Tempo inicial A14
ti(20)=45                 ! Tempo inicial JUNTA 07A
ti(21)=45                 ! Tempo inicial JUNTA 07B
ti(22)=43                 ! Tempo inicial A16
ti(23)=48                 ! Tempo inicial JUNTA 08A
ti(24)=48                 ! Tempo inicial JUNTA 08B
ti(25)=47                 ! Tempo inicial A18
ti(26)=55                 ! Tempo inicial JUNTA 09A
ti(27)=55                 ! Tempo inicial JUNTA 09B
ti(28)=52                 ! Tempo inicial A20
ti(29)=60                 ! Tempo inicial JUNTA 10A
ti(30)=60                 ! Tempo inicial JUNTA 10B
ti(31)=57                 ! Tempo inicial A22
ti(32)=64                 ! Tempo inicial JUNTA 11A
ti(33)=64                 ! Tempo inicial JUNTA 11B
ti(34)=61                 ! Tempo inicial A24
ti(35)=69                 ! Tempo inicial JUNTA 12A
ti(36)=69                 ! Tempo inicial JUNTA 12B
ti(37)=67                 ! Tempo inicial A26
ti(38)=75                 ! Tempo inicial JUNTA 13A
ti(39)=75                 ! Tempo inicial JUNTA 13B
ti(40)=71                 ! Tempo inicial A28
ti(41)=82                 ! Tempo inicial JUNTA 14A
ti(42)=82                 ! Tempo inicial JUNTA 14B
ti(43)=77                 ! Tempo inicial A30
ti(44)=101                ! Tempo inicial JUNTA 15A
ti(45)=101                ! Tempo inicial JUNTA 15B
ti(46)=98                 ! Tempo inicial A32

```

```

ti(47)=105      ! Tempo inicial JUNTA 16A
ti(48)=105      ! Tempo inicial JUNTA 16B
ti(49)=103      ! Tempo inicial A34
ti(50)=110      ! Tempo inicial JUNTA 17A
ti(51)=110      ! Tempo inicial JUNTA 17B
ti(52)=108      ! Tempo inicial A36
!
!---- Tempos de aplicação de carregamento para fluência - t0 (em dias)
*DIM,t0,ARRAY,nmatadu  !Array contendo os tempos de carregamento
!
t0(1)=220        !A02
t0(2)=10         !J01A
t0(3)=10         !J01A
t0(4)=247        !A04
t0(5)=17         !J02A
t0(6)=17         !J02A
t0(7)=276        !A06
t0(8)=21         !J03A
t0(9)=21         !J03A
t0(10)=299       !A08
t0(11)=28        !J04A
t0(12)=28        !J04A
t0(13)=353       !A10
t0(14)=35        !J05A
t0(15)=35        !J05A
t0(16)=384       !A12
t0(17)=42        !J06A
t0(18)=42        !J06A
t0(19)=402       !A14
t0(20)=46        !J07A
t0(21)=46        !J07A
t0(22)=433       !A16
t0(23)=50        !J08A
t0(24)=50        !J08A
t0(25)=244       !A18
t0(26)=56        !J09A
t0(27)=56        !J09A
t0(28)=413       !A20
t0(29)=61        !J10A
t0(30)=61        !J10A
t0(31)=604       !A22
t0(32)=66        !J11A
t0(33)=66        !J11A
t0(34)=585       !A24
t0(35)=71        !J12A
t0(36)=71        !J12A
t0(37)=583       !A26
t0(38)=76        !J13A
t0(39)=76        !J13A
t0(40)=588       !A28
t0(41)=96        !J14A
t0(42)=96        !J14A
t0(43)=597       !A30
t0(44)=102       !J15A
t0(45)=102       !J15A
t0(46)=608       !A32
t0(47)=106       !J16A
t0(48)=106       !J16A

```

```

t0(49)=623          !A34
t0(50)=115         !J17A
t0(51)=115         !J17A
t0(52)=657         !A36
!
!---- Tempos de IÇAMENTO das aduelas pré-moldadas, contando o tempo da concretagem até o içamento
- 0 para JUNTAS
*DIM,txist,ARRAY,nmatadu   !Array contendo a idade das aduelas até a protensão
!
txist(1)=217        !A02
txist(2)=0          !JUNTA 01A
txist(3)=0          !JUNTA 01B
txist(4)=237        !A04
txist(5)=0          !JUNTA 02A
txist(6)=0          !JUNTA 02B
txist(7)=259        !A06
txist(8)=0          !JUNTA 03A
txist(9)=0          !JUNTA 03B
txist(10)=278       !A08
txist(11)=0         !JUNTA 04A
txist(12)=0         !JUNTA 04B
txist(13)=325       !A10
txist(14)=0         !JUNTA 05A
txist(15)=0         !JUNTA 05B
txist(16)=349       !A12
txist(17)=0         !JUNTA 06A
txist(18)=0         !JUNTA 06B
txist(19)=360       !A14
txist(20)=0         !JUNTA 07A
txist(21)=0         !JUNTA 07B
txist(22)=387       !A16
txist(23)=0         !JUNTA 08A
txist(24)=0         !JUNTA 08B
txist(25)=194       !A18
txist(26)=0         !JUNTA 09A
txist(27)=0         !JUNTA 09B
txist(28)=512       !A20
txist(29)=0         !JUNTA 10A
txist(30)=0         !JUNTA 10B
txist(31)=543       !A22
txist(32)=0         !JUNTA 11A
txist(33)=0         !JUNTA 11B
txist(34)=519       !A24
txist(35)=0         !JUNTA 12A
txist(36)=0         !JUNTA 12B
txist(37)=512       !A26
txist(38)=0         !JUNTA 13A
txist(39)=0         !JUNTA 13B
txist(40)=512       !A28
txist(41)=0         !JUNTA 14A
txist(42)=0         !JUNTA 14B
txist(43)=501       !A30
txist(44)=0         !JUNTA 15A
txist(45)=0         !JUNTA 15B
txist(46)=506       !A32
txist(47)=0         !JUNTA 16A
txist(48)=0         !JUNTA 16B
txist(49)=517       !A34
txist(50)=0         !JUNTA 16A

```

```

textist(51)=0          !JUNTA 16B
textist(52)=542       !A36
!-----
! GERANDO OS MATERIAIS NA USERMAT REFERENTES AO CONCRETO DAS ADUELAS
!
*DO,i,1,nmatadu,1
!
TB,USER,i,1,21
TBTEMP,1,0
TBDATA,1,ligafluencia,ligaretracao
TBDATA,3,ti(i)
TBDATA,4,ts,t0(i),tinf
TBDATA,7,fck(i),nurev
TBDATA,9,s,rh,hf(i),betasc,alpha
TBDATA,14,ndec
TBDATA,15,ctime,kelekid,kkDomIntPt
TBDATA,18,desligatempo
TBDATA,19,ligafissura
TBDATA,20,temperatura
TBDATA,21,textist(i)
TB,STATE,i,,650
!
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,i,,2.54E-8 !Peso próprio do concreto com base no CIB 1989
!
*ENDDO
!
*ELSEIF,modcon,EQ,0,then
!-----
!          CONCRETO ELÁSTICO LINEAR
!-----
! Definindo o material elástico do Ansys - Material #1 (MODELO DA PAULA LAZZARI,2016)
!
!---- Entrada de dados:
fck=5          ! Resistência característica a compressão do concreto [kN/cm³]
nurev          ! [adm] coeficiente de Poisson do concreto (FIB1990: item 2.1.4.3,p40), INDICADO
              ! COMO 0,2 PELA FIB 2010
!
fckmpa=5*10    ! fck do concreto em MPa
!
Ec = 1.2*21.5E3*(((fckmpa+8) /10)**(1D0/3D0))    ! Módulo de elasticidade médio dado pelo código
modelo FIB2010 (p.17) - considerando agregado graúdo = basalto
Ec=Ec*0.1     ! Módulo de elasticidade aos 28 dias [kN/cm2] considerando basalto (Artigo 74 FIB 2010
- 5.1.7.2)
!-----
*DO,i,1,nmatadu,1
!
MPTEMP,1,0          ! Define uma tabela de temperaturas
MPDATA,EX,i+1,,Ec  ! Módulo de elasticidade do concreto
MPDATA,PRXY,i+1,,nurev    ! Coeficiente de poisson do concreto
!
! Density
!
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,i+1,,2.54E-8 ! Massa específica do concreto armado
!
*ENDDO
!=====

```



```

! FIM DA INTRODUÇÃO DOS MATERIAIS REFERENTES AO CONCRETO NA USERMAT
=====
!
*ENDIF
!
! FIM DO LANÇAMENTO DOS MATERIAIS REFERENTES AOS ELEMENTOS DE CONCRETO
SOLI186
!
=====
! MODELO REOLÓGICO PARA OS ELEMENTOS DE ARMADURA ATIVA REINF264
=====
!
!-----!
! PARÂMETROS ARMADURA ATIVA !
!-----!
!
! MATERIAL = CABOS PROTENSÃO AÇO CP190-RB
!
NMATARM = 18 ! Número de diferentes materiais para a armadura de protensão
!
! PARÂMETROS DO MATERIAL
!
ES = 20000 ! Módulo de Elasticidade (kN/cm2)
nu = 0.3 ! Coeficiente de Poisson
!
FY = 170 ! Tensão de escoamento do aço (kN/cm2)
ESD = ES/100 ! Módulo e elasticidade para deformações plásticas
!
!----- MODELO VISCOELÁSTICO -----
!
TB, PRONY, i+52,, 5, BULK
tbdata,1,213.0573/ES,1
tbdata,3,119.9676/ES,10
tbdata,5,225.7512/ES,100
tbdata,7,734.3380/ES,1000
tbdata,9,18648.9850/ES,10E30
!tbdata,1,783.7063, 1, 389.7563, 10, 386.9543 , 100, 1008.9645, 1000, 17297.9416
!
!*ENDDO
*ELSE
!
TB, PRONY, i+52,, 5, BULK
tbdata,1,291.2493/ES,1
tbdata,3,163.9957/ES,10
tbdata,5,308.6018/ES,100
tbdata,7,1003.8400/ES,1000
tbdata,9,18153.1627/ES,10E30
!tbdata,1,1310.5150, 1, 651.7511, 10, 647.0657, 100, 1687.1921, 1000, 15481.6135
!
!*ENDDO
*ENDIF
!
*ELSEIF,modati,EQ,0,then
!
!----- MODELO LINEAR ELÁSTICO -----
!
MPTMP,,,,,,,,,
MPTMP,1,0 ! Define propriedades elásticas para o material da armadura ativa
MPDATA,EX,i+52,,ES

```

```
MPDATA,NUXY,i+52,,nu
!  
*ENDDO  
!  
*ENDIF  
!  
*ENDDO  
!*****  
!           FIM DA INTRODUÇÃO DOS MODELOS REOLÓGICOS DOS MATERIAIS  
!*****
```

## A.2) Script modelagem da aduelas de concreto – descrição da primeira aduela, denominada A02:

```

!*****!
! ADUELA PRÉ-MOLDADA INICIAL - A02 !
! VOLUMES: 1 - 31 e KEYPOINTS: 1 - 248 !
!*****!
!
/PREP7
!
! PARÂMETROS PARA A GEOMETRIA
DY=685.5 ! Altura do ponto inicial central da aduela na vista 01
DX01=568 ! Distância longitudinal da vista 01 da aduela até o eixo do P4 (ponto 0,0)
DX02=1276 ! Distância longitudinal da vista 02 da aduela até o eixo do P4 (ponto 0,0)
!
! VOLUME 1 (KEYPOINTS: 1-8):
! (VALORES DA COORDENADA Z SÃO VARIÁVEIS E REPRESENTAM O COMPRIMENTO
TRANSVERSAL DA ADUELA)
!
K,1,DX01,DY,0,
K,2,DX01,DY-26.4,0,
K,3,DX01,DY-26.4,-30,
K,4,DX01,DY,-30,
K,5,DX02,DY,0,
K,6,DX02,DY-26.4,0,
K,7,DX02,DY-26.4,-30,
K,8,DX02,DY,-30,
!
V,1,2,3,4,5,6,7,8
!
! VOLUME 2 (KEYPOINTS: 9-16):
!
K,9,DX01,DY,-30,
K,10,DX01,DY-26.4,-30,
K,11,DX01,DY-26.4,-187.8,
K,12,DX01,DY-1.3,-187.8,
K,13,DX02,DY,-30,
K,14,DX02,DY-26.4,-30,
K,15,DX02,DY-26.4,-187.8,
K,16,DX02,DY-1.3,-187.8,
!
V,9,10,11,12,13,14,15,16
!
! VOLUME 3 (KEYPOINTS: 17-24):
!
K,17,DX01,DY-1.3,-187.8,
K,18,DX01,DY-26.4,-187.8,
K,19,DX01,DY-36.6,-198,
K,20,DX01,DY-1.5,-198,
K,21,DX02,DY-1.3,-187.8,
K,22,DX02,DY-26.4,-187.8,
K,23,DX02,DY-36.6,-198,
K,24,DX02,DY-1.5,-198,
!
V,17,18,19,20,21,22,23,24
!
! VOLUME 4 (KEYPOINTS: 25-32):
!
K,25,DX01,DY-1.5,-198,
K,26,DX01,DY-36.6,-198,

```

K,27,DX01,DY-36.6,-259,  
 K,28,DX01,DY-2.8,-259,  
 K,29,DX02,DY-1.5,-198,  
 K,30,DX02,DY-36.6,-198,  
 K,31,DX02,DY-36.6,-259,  
 K,32,DX02,DY-2.8,-259,  
 !  
 V,25,26,27,28,29,30,31,32  
 !  
 ! VOLUME 5 (KEYPOINTS: 33-40):  
 !  
 K,33,DX01,DY-2.8,-259,  
 K,34,DX01,DY-36.6,-259,  
 K,35,DX01,DY-36.6,-295,  
 K,36,DX01,DY-3.5,-295,  
 K,37,DX02,DY-2.8,-259,  
 K,38,DX02,DY-36.6,-259,  
 K,39,DX02,DY-36.6,-295,  
 K,40,DX02,DY-3.5,-295,  
 !  
 V,33,34,35,36,37,38,39,40  
 !  
 ! VOLUME 6 (KEYPOINTS: 41-48):  
 !  
 K,41,DX01,DY-36.6,-259,  
 K,42,DX01,DY-66.5,-262.4,  
 K,43,DX01,DY-70.3,-295,  
 K,44,DX01,DY-36.6,-295,  
 K,45,DX02,DY-36.6,-259,  
 K,46,DX02,DY-66.5,-262.4,  
 K,47,DX02,DY-70.3,-295,  
 K,48,DX02,DY-36.6,-295,  
 !  
 V,41,42,43,44,45,46,47,48  
 !  
 ! VOLUME 7 (KEYPOINTS: 49-56):  
 !  
 K,49,DX01,DY-3.5,-295,  
 K,50,DX01,DY-36.6,-295,  
 K,51,DX01,DY-36.6,-315,  
 K,52,DX01,DY-10.4,-315,  
 K,53,DX02,DY-3.5,-295,  
 K,54,DX02,DY-36.6,-295,  
 K,55,DX02,DY-36.6,-315,  
 K,56,DX02,DY-10.4,-315,  
 !  
 V,49,50,51,52,53,54,55,56  
 !  
 ! VOLUME 8 (KEYPOINTS: 57-64):  
 !  
 K,57,DX01,DY-36.6,-295,  
 K,58,DX01,DY-70.3,-295,  
 K,59,DX01,DY-72.6,-315,  
 K,60,DX01,DY-36.6,-315,  
 K,61,DX02,DY-36.6,-295,  
 K,62,DX02,DY-70.3,-295,  
 K,63,DX02,DY-72.6,-315,  
 K,64,DX02,DY-36.6,-315,

!  
V,57,58,59,60,61,62,63,64  
!  
! VOLUME 9 (KEYPOINTS: 65-72):  
!  
K,65,DX01,DY-10.4,-315,  
K,66,DX01,DY-36.6,-315,  
K,67,DX01,DY-36.6,-340,  
K,68,DX01,DY-10.9,-340,  
K,69,DX02,DY-10.4,-315,  
K,70,DX02,DY-36.6,-315,  
K,71,DX02,DY-36.6,-340,  
K,72,DX02,DY-10.9,-340,  
!  
V,65,66,67,68,69,70,71,72  
!  
! VOLUME 10 (KEYPOINTS: 73-80):  
!  
K,73,DX01,DY-36.6,-315,  
K,74,DX01,DY-72.6,-315,  
K,75,DX01,DY-75.5,-340,  
K,76,DX01,DY-36.6,-340,  
K,77,DX02,DY-36.6,-315,  
K,78,DX02,DY-72.6,-315  
K,79,DX02,DY-75.5,-340,  
K,80,DX02,DY-36.6,-340,  
!  
V,73,74,75,76,77,78,79,80  
!  
! VOLUME 11 (KEYPOINTS: 81-88):  
!  
K,81,DX01,DY-10.9,-340,  
K,82,DX01,DY-36.6,-340,  
K,83,DX01,DY-35.9,-350,  
K,84,DX01,DY-11.1,-350,  
K,85,DX02,DY-10.9,-340,  
K,86,DX02,DY-36.6,-340,  
K,87,DX02,DY-35.9,-350,  
K,88,DX02,DY-11.1,-350,  
!  
V,81,82,83,84,85,86,87,88  
!  
! VOLUME 12 (KEYPOINTS: 89-96):  
!  
K,89,DX01,DY-36.6,-340,  
K,90,DX01,DY-75.5,-340,  
K,91,DX01,DY-86.7,-350,  
K,92,DX01,DY-35.9,-350,  
K,93,DX02,DY-36.6,-340,  
K,94,DX02,DY-75.5,-340,  
K,95,DX02,DY-86.7,-350,  
K,96,DX02,DY-35.9,-350,  
!  
V,89,90,91,92,93,94,95,96  
!  
! VOLUME 13 (KEYPOINTS: 97-104):  
!  
K,97,DX01,DY-11.1,-350,  
K,98,DX01,DY-35.9,-350,

K,99,DX01,DY-33.7,-382.5,  
K,100,DX01,DY-11.8,-382.5,  
K,101,DX02,DY-11.1,-350,  
K,102,DX02,DY-35.9,-350,  
K,103,DX02,DY-33.7,-382.5,  
K,104,DX02,DY-11.8,-382.5,  
!  
V,97,98,99,100,101,102,103,104  
!  
! VOLUME 14 (KEYPOINTS: 105-112):  
!  
K,105,DX01,DY-11.8,-382.5,  
K,106,DX01,DY-33.7,-382.5,  
K,107,DX01,DY-31.5,-415,  
K,108,DX01,DY-12.5,-415,  
K,109,DX02,DY-11.8,-382.5,  
K,110,DX02,DY-33.7,-382.5,  
K,111,DX02,DY-31.5,-415,  
K,112,DX02,DY-12.5,-415,  
!  
V,105,106,107,108,109,110,111,112  
!  
! VOLUME 15 (KEYPOINTS: 113-120):  
!  
K,113,DX01,DY-35.9,-350,  
K,114,DX01,DY-86.7,-350,  
K,115,DX01,DY-86.7,-382.5,  
K,116,DX01,DY-33.7,-382.5,  
K,117,DX02,DY-35.9,-350,  
K,118,DX02,DY-86.7,-350,  
K,119,DX02,DY-86.7,-382.5,  
K,120,DX02,DY-33.7,-382.5,  
!  
V,113,114,115,116,117,118,119,120  
!  
! VOLUME 16 (KEYPOINTS: 121-128):  
!  
K,121,DX01,DY-33.7,-382.5,  
K,122,DX01,DY-86.7,-382.5,  
K,123,DX01,DY-86.7,-415,  
K,124,DX01,DY-31.5,-415,  
K,125,DX02,DY-33.7,-382.5,  
K,126,DX02,DY-86.7,-382.5,  
K,127,DX02,DY-86.7,-415,  
K,128,DX02,DY-31.5,-415,  
!  
V,121,122,123,124,125,126,127,128  
!  
! VOLUME 17 (KEYPOINTS: 129-136):  
!  
K,129,DX01,DY-31.5,-415,  
K,130,DX01,DY-86.7,-415,  
K,131,DX01,DY-86.7,-445,  
K,132,DX01,DY-31.5,-445,  
K,133,DX02,DY-31.5,-415,  
K,134,DX02,DY-86.7,-415,  
K,135,DX02,DY-86.7,-445,  
K,136,DX02,DY-31.5,-445,

!  
V,129,130,131,132,133,134,135,136  
!  
! VOLUME 18 (KEYPOINTS: 137-144):  
!  
K,137,DX01,DY-86.7,-350,  
K,138,DX01,DY-119.5,-350,  
K,139,DX01,DY-119.5,-382.5,  
K,140,DX01,DY-86.7,-382.5,  
K,141,DX02,DY-86.7,-350,  
K,142,DX02,DY-119.5,-350,  
K,143,DX02,DY-119.5,-382.5,  
K,144,DX02,DY-86.7,-382.5,  
!  
V,137,138,139,140,141,142,143,144  
!  
! VOLUME 19 (KEYPOINTS: 145-152):  
!  
K,145,DX01,DY-86.7,-382.5,  
K,146,DX01,DY-119.5,-382.5,  
K,147,DX01,DY-119.5,-415,  
K,148,DX01,DY-86.7,-415,  
K,149,DX02,DY-86.7,-382.5,  
K,150,DX02,DY-119.5,-382.5,  
K,151,DX02,DY-119.5,-415,  
K,152,DX02,DY-86.7,-415,  
!  
V,145,146,147,148,149,150,151,152  
!  
!VOLUME 20 (KEYPOINTS: 153-160):  
!  
K,153,DX01,DY-86.7,-415,  
K,154,DX01,DY-119.5,-415,  
K,155,DX01,DY-116.5,-445,  
K,156,DX01,DY-86.7,-445,  
K,157,DX02,DY-86.7,-415,  
K,158,DX02,DY-119.5,-415,  
K,159,DX02,DY-116.5,-445,  
K,160,DX02,DY-86.7,-445,  
!  
V,153,154,155,156,157,158,159,160  
!  
!VOLUME 21 (KEYPOINTS: 161-168):  
!  
K,161,DX01,DY-119.5,-382.5,  
K,162,DX01,DY-287,-382.5,  
K,163,DX01,DY-287,-415,  
K,164,DX01,DY-119.5,-415,  
K,165,DX02,DY-119.5,-382.5,  
K,166,DX02,DY-287,-382.5,  
K,167,DX02,DY-287,-415,  
K,168,DX02,DY-119.5,-415,  
!  
V,161,162,163,164,165,166,167,168  
!  
!VOLUME 22 (KEYPOINTS: 169-176):  
!  
K,169,DX01,DY-119.5,-350,  
K,170,DX01,DY-287,-350,

K,171,DX01,DY-287,-382.5,  
 K,172,DX01,DY-119.5,-382.5,  
 K,173,DX02,DY-119.5,-350,  
 K,174,DX02,DY-287,-350,  
 K,175,DX02,DY-287,-382.5,  
 K,176,DX02,DY-119.5,-382.5,  
 !  
 V,169,170,171,172,173,174,175,176  
 !  
 !VOLUME 23 (KEYPOINTS: 177-184):  
 !  
 K,177,DX01,DY-287,-382.5,  
 K,178,DX01,DY-343.1,-397.5,  
 K,179,DX01,DY-343.1,-445,  
 K,180,DX01,DY-287,-415,  
 K,181,DX02,DY-287,-382.5,  
 K,182,DX02,DY-343.1,-397.5,  
 K,183,DX02,DY-343.1,-445,  
 K,184,DX02,DY-287,-415,  
 !  
 V,177,178,179,180,181,182,183,184  
 !  
 !VOLUME 24 (KEYPOINTS: 185-192):  
 !  
 K,185,DX01,DY-287,-350,  
 K,186,DX01,DY-343.1,-350,  
 K,187,DX01,DY-343.1,-397.5,  
 K,188,DX01,DY-287,-382.5,  
 K,189,DX02,DY-287,-350,  
 K,190,DX02,DY-343.1,-350,  
 K,191,DX02,DY-343.1,-397.5,  
 K,192,DX02,DY-287,-382.5,  
 !  
 V,185,186,187,188,189,190,191,192  
 !  
 !VOLUME 25 (KEYPOINTS: 193-200):  
 !  
 K,193,DX01,DY-343.1,-397.5,  
 K,194,DX01,DY-646.3,-382.5,  
 K,195,DX01,DY-646.3,-415,  
 K,196,DX01,DY-343.1,-445,  
 K,197,DX02,DY-343.1,-397.5,  
 K,198,DX02,DY-560,-382.5,  
 K,199,DX02,DY-560,-415,  
 K,200,DX02,DY-343.1,-445,  
 !  
 V,193,194,195,196,197,198,199,200  
 !  
 !VOLUME 26 (KEYPOINTS: 201-208):  
 !  
 K,201,DX01,DY-343.1,-350,  
 K,202,DX01,DY-646.3,-350,  
 K,203,DX01,DY-646.3,-382.5,  
 K,204,DX01,DY-343.1,-397.5,  
 K,205,DX02,DY-343.1,-350,  
 K,206,DX02,DY-560,-350,  
 K,207,DX02,DY-560,-382.5,  
 K,208,DX02,DY-343.1,-397.5,



!  
V,201,202,203,204,205,206,207,208  
!  
!VOLUME 27 (KEYPOINTS: 209-216):  
!  
K,209,DX01,DY-646.3,-382.5,  
K,210,DX01,DY-763.6,-382.5,  
K,211,DX01,DY-763.6,-415,  
K,212,DX01,DY-646.3,-415,  
K,213,DX02,DY-560,-382.5,  
K,214,DX02,DY-659.4,-382.5,  
K,215,DX02,DY-659.4,-415,  
K,216,DX02,DY-560,-415,  
!  
V,209,210,211,212,213,214,215,216  
!  
!VOLUME 28 (KEYPOINTS: 217-224):  
!  
K,217,DX01,DY-646.3,-350,  
K,218,DX01,DY-763.6,-350,  
K,219,DX01,DY-763.6,-382.5,  
K,220,DX01,DY-646.3,-382.5,  
K,221,DX02,DY-560,-350,  
K,222,DX02,DY-659.4,-350,  
K,223,DX02,DY-659.4,-382.5,  
K,224,DX02,DY-560,-382.5,  
!  
V,217,218,219,220,221,222,223,224  
!  
!VOLUME 29 (KEYPOINTS: 225-232):  
!  
K,225,DX01,DY-646.3,-240,  
K,226,DX01,DY-763.6,-240,  
K,227,DX01,DY-763.6,-350,  
K,228,DX01,DY-646.3,-350,  
K,229,DX02,DY-560,-240,  
K,230,DX02,DY-659.4,-240,  
K,231,DX02,DY-659.4,-350,  
K,232,DX02,DY-560,-350,  
!  
V,225,226,227,228,229,230,231,232  
!  
!VOLUME 30 (KEYPOINTS: 233-240):  
!  
K,233,DX01,DY-646.3,-210,  
K,234,DX01,DY-763.6,-210,  
K,235,DX01,DY-763.6,-240,  
K,236,DX01,DY-646.3,-240,  
K,237,DX02,DY-560,-210,  
K,238,DX02,DY-659.4,-210,  
K,239,DX02,DY-659.4,-240,  
K,240,DX02,DY-560,-240,  
!  
V,233,234,235,236,237,238,239,240  
!  
!VOLUME 31 (KEYPOINTS: 241-248):  
!  
K,241,DX01,DY-646.3,0,  
K,242,DX01,DY-763.6,0,

K,243,DX01,DY-763.6,-210,  
K,244,DX01,DY-646.3,-210,  
K,245,DX02,DY-560,0,  
K,246,DX02,DY-659.4,0,  
K,247,DX02,DY-659.4,-210,  
K,248,DX02,DY-560,-210,  
!  
V,241,242,243,244,245,246,247,248

### A.3) Script malha das aduelas de concreto – descrição da malha para o volume 1 da primeira aduela, denominada A02:

```

-----
!
!                       GERANDO AS MALHAS DE ELEMENTOS FINITOS           !
!                       MESH CONCRETO                                     !
!
-----
!
!
!                       ADUELA INICIAL
!                       VOLUMES: 1 - 31 e LINHAS: 1 - 372
!
-----
!
DXSEC = 35                                ! Número fixo de divisões em x das aduelas- comprimento
longitudinal da aduela no tabuleiro
!
! VOLUME 1
! Especifica as características dos elementos 3D:
!
TYPE, 1                                    ! Elemento tipo a ser aplicada a malha
MAT, 1                                     ! Número do material a ser aplicada a malha
REAL, 1                                    ! Real constant
!
! x
LESIZE,5,,DXSEC,,,,1                      !seleciona barra 5 e divide em 10 partes
LESIZE,7,,DXSEC,,,,1
LESIZE,9,,DXSEC,,,,1
LESIZE,11,,DXSEC,,,,1
!
! z
LESIZE,2,,1,,,,1
LESIZE,4,,1,,,,1
LESIZE,8,,1,,,,1
LESIZE,12,,1,,,,1
!
! y
LESIZE,1,,1,,,,1
LESIZE,3,,1,,,,1
LESIZE,6,,1,,,,1
LESIZE,10,,1,,,,1
!
! Malha:
MSHAPE,0,3D                               ! Define problema 3D e define elemento hexaedro
MSHKEY,1                                  ! Define malha mapeada
VMESH,1                                    !Aplica a mesh 1

```

#### A.4) Script modelagem armadura de protensão – até descrição da modelagem da primeira armadura do modelo, denominada C25:

```

!-----!
!  VARIÁVEIS DA ÁREA DOS CABOS DE PROTENSÃO  !
!-----!
!
AC25= 25.74          ! Área (cm²) Cabo C25 - 18 fi 15.2mm
AC24= AC25          ! Área (cm²) Cabo C24 - 18 fi 15.2mm
AC23= AC25          ! Área (cm²) Cabo C23 - 18 fi 15.2mm
AC22= AC25          ! Área (cm²) Cabo C22 - 18 fi 15.2mm
AC21= AC25          ! Área (cm²) Cabo C21 - 18 fi 15.2mm
AC20= AC25          ! Área (cm²) Cabo C20 - 18 fi 15.2mm
AC19= AC25          ! Área (cm²) Cabo C19 - 18 fi 15.2mm
AC18= AC25          ! Área (cm²) Cabo C18 - 18 fi 15.2mm
AC17= AC25          ! Área (cm²) Cabo C17 - 18 fi 15.2mm
AC16= 38.61         ! Área (cm²) Cabo C16 - 27 fi 15.2mm
AC15= AC16          ! Área (cm²) Cabo C15 - 27 fi 15.2mm
AC14= AC16          ! Área (cm²) Cabo C14 - 27 fi 15.2mm
AC13= AC16          ! Área (cm²) Cabo C13 - 27 fi 15.2mm
AC12= AC16          ! Área (cm²) Cabo C12 - 27 fi 15.2mm
AC11= AC16          ! Área (cm²) Cabo C11 - 27 fi 15.2mm
AC10= 31.46         ! Área (cm²) Cabo C10 - 22 fi 15.2mm
AC09= AC10          ! Área (cm²) Cabo C09 - 22 fi 15.2mm
AC08= AC10          ! Área (cm²) Cabo C08 - 22 fi 15.2mm
!
! Áreas calculadas com base nas áreas comerciais das bainhas multiplicadas pelo número de bainhas
! definidas no projeto
!-----!
!  VARIÁVEIS DA TENSÃO DOS CABOS DE PROTENSÃO  !
!-----!
!
DC25= 134.869852    ! TENSÃO aplicada no Cabo C25 com base na força aplicada = 3471.55
kN, conforme projeto
DC24= DC25          ! TENSÃO aplicada no Cabo C24 com base na força aplicada = 3471.55
kN, conforme projeto
DC23= DC25          ! TENSÃO aplicada no Cabo C23 com base na força aplicada = 3471.55
kN, conforme projeto
DC22= DC25          ! TENSÃO aplicada no Cabo C22 com base na força aplicada = 3471.55
kN, conforme projeto
DC21= DC25          ! TENSÃO aplicada no Cabo C21 com base na força aplicada = 3471.55
kN, conforme projeto
DC20= DC25          ! TENSÃO aplicada no Cabo C20 com base na força aplicada = 3471.55
kN, conforme projeto
DC19= DC25          ! TENSÃO aplicada no Cabo C19 com base na força aplicada = 3471.55
kN, conforme projeto
DC18= DC25          ! TENSÃO aplicada no Cabo C18 com base na força aplicada = 3471.55
kN, conforme projeto
DC17= DC25          ! TENSÃO aplicada no Cabo C17 com base na força aplicada = 3471.55
kN, conforme projeto
DC16= 134.869982    ! TENSÃO aplicada no Cabo C16 com base na força aplicada = 5207.33
kN, conforme projeto
DC15= DC16          ! TENSÃO aplicada no Cabo C15 com base na força aplicada = 5207.33
kN, conforme projeto
DC14= DC16          ! TENSÃO aplicada no Cabo C14 com base na força aplicada = 5207.33
kN, conforme projeto
DC13= DC16          ! TENSÃO aplicada no Cabo C13 com base na força aplicada = 5207.33
kN, conforme projeto

```

```

DC12= DC16          ! TENSÃO aplicada no Cabo C12 com base na força aplicada = 5207.33
kN, conforme projeto
DC11= DC16          ! TENSÃO aplicada no Cabo C11 com base na força aplicada = 5207.33
kN, conforme projeto
DC10= 153.365226    ! TENSÃO aplicada no Cabo C10 com base na força aplicada = 4824.87
kN, conforme projeto
DC09= DC10          ! TENSÃO aplicada no Cabo C09 com base na força aplicada = 4824.87
kN, conforme projeto
DC08= DC10          ! TENSÃO aplicada no Cabo C28 com base na força aplicada = 4824.87
kN, conforme projeto
!
!
!*****!
!*****!
! 2. MODELAGEM DAS ARMADURA ATIVA - CABOS DE PROTENSÃO ADERENTES - FAZ A
MALHA          !
!
!*****!
!*****!
!
!*****!
! 2.1 CABO C25 - PROTENDE ADUELA A02          !
!*****!
!
! 2.1.1 SEÇÃO TRANSVERSAL DA ARMADURA
!
SECTYPE,1,rein,discrete          ! Define seção 1 para C25, seção do tipo reforço, tipo reforço
discreto onde as fibras do reforço possuem orientação arbitraria modelada individualmente
SECDATA,53,AC25,MESH          ! Define ID material da fibra, área da seção do reforço (no caso
do cabo), localização da fibra de reforço = mesh (quando a seção é referenciada por um elemento
MESCH200)
SECCONTROL,0,0          ! Complementa propriedades da seção padrão para Reforço,
comportamento do reforço:          (0)tensão e compressão, (0) retém o material do elemento base no
espaço ocupado pelas fibras, especifica o estado de tensão do reforço (0) estado uniaxial-stress
!
NUMSTR,LINE,100000          ! Inicia a numeração das linhas da protensão interna superior em
100000
!
! 4.1.2 LANÇAMENTO DA GEOMETRIA CABO C25
! PARAMETROS PARA A GEOMETRIA:
DYC=685.5          ! Altura do ponto inicial central da aduela na vista 01
DXC01=568          ! Distância longitudinal da vista 01 da aduela até o eixo do P4
(ponto 0,0)
DXC02=1276          ! Distância longitudinal da vista 02 da aduela até o eixo do P4
(ponto 0,0)
!
! LANÇA GEOMETRIA:
k,100000,DXC01,DYC-63.6,-382.5          ! Posiciona os keypoints para geração da linha do cabo de protensão.
coordenada X, Y e Z
k,100001,DXC02,DYC-63.6,-382.5
LSTR,100000,100001          ! Define uma linha entre os keypoints
LSEL,S,loc,y,DYC-63.6          ! Seleciona linha, localiza centro da coordenada y
LSEL,r,loc,z,-382.5          ! Seleciona novamente linha, localiza centro da coordenada z
CM,C25,LINE          ! Nomeia a linha como cabo C25
!
! 4.1.3 DEFINE A MALHA
TYPE,2          ! Define MESH Elemento Tipo ET 2 (MESH200)
MAT,53          ! Material 53
REAL, 0

```

```
ESYS, 0  
SECTNUM,1  
!  
CMSEL,S,C25  
LESIZE,ALL,,1  
LMESH,ALL  
!
```

! Seção 1 para C25

! Selecciona componentes da linha

! Define o tamanho da malha com um elemento apenas

! Aplica a malha na linha seleccionada

### A.5) Script aplica tensão armadura de protensão e transforma elementos MESH200 em REINF264 – para cabo C25:

```

!*****!
!           APLICAÇÃO DAS TENSÕES NOS CABOS DE PROTENSÃO
!
!
*****!
*****!
!
!*****!
!  APLICAÇÃO TENSÃO NO CABO C25
!*****!
!
INISTATE,SET,DTYPE,STRE           ! Altera o comando INISTATE para a aplicação de deslocamento
inicial
INISTATE,SET,NODE,1               ! Altera o comando INISTATE para aplicação nos nós
ESEL,S,MAT,,53                   ! Seleciona elementos definidos com o material 53
CMSEL,S,C25                       ! Seleciona elementos da componente do cabo C26
NSLE                              ! Dos elementos, são selecionados os nós
INISTATE,DEFINE,,,,DC25,,,,      ! Aplica TENSÃO inicial em todos os nós da seleção (MESH200)
!
!*****!
!*****!
!           TRANSFORMA ELEMENTOS MESCH200 EM REINF264 DENTRO DO ELEMENTO BASE
!
!*****!
!*****!
!
!*****!
!           CABO C25
!*****!
!
ESEL,S,TYPE,,1                   ! Seleciona elementos tipo SOLID186 (CONCRETO)
ESEL,A,MAT,,53                   ! Adiciona à seleção os elementos do material 53
EREINF                           ! Transforma elementos MESCH200 em REINF264 dentro
dos elementos de concreto
ESEL,S,ENAME,,REINF264          ! Seleciona elementos do tipo REINF264
CM,CC25,ELEM                     ! Transforma seleção em componente
!

```

**A.6) Script condições de contorno:**

```

!*****
*****!
!   CONDIÇÃO DE CONTORNO
!*****
*****!
!
NSEL,S,LOC,Z,0           !Seleciona os nós cuja as coordenadas z = 0
D,ALL,UZ,0              !Restringe o deslocamento em Z nos nós selecionados
NSEL,S,LOC,X,568        !Seleciona os nós cuja as coordenadas x = 568
!(início da aduela V02 - superfície de contato com a aduela de disparo)
D,ALL,UX,0              !Restringe o deslocamento em X nos nós selecionados
D,ALL,UY,0              !Restringe o deslocamento em Y nos nós selecionados
D,ALL,UZ,0              !Restringe o deslocamento em Y nos nós selecionados
FINISH

```



**A.7) Script grupo de elementos do concreto – mostra nomeação da primeira aduela A02:**

```

=====!
! SELECIONA OS ELEMENTOS DE CADA ADUELA E JUNTAS E NOMEIA !
=====!

! COMPRIMENTOS EM cm
ALLSEL,ALL
!-----
! 1.1 ADUELA A02
!-----
! Comprimento Longitudinal no tabuleiro:
DXINCA02=568           ! Cota longitudinal do início da aduela A02
DXFINA02=1276         ! Cota longitudinal do final da aduela A02
!
ESEL,S,cent,x,DXINCA02,DXFINA02
ESEL,U,MAT,,53           ! Da seleção, são removidos os MATERIAIS da armadura
ativa que passam por A02
ESEL,U,MAT,,54
ESEL,U,MAT,,55
ESEL,U,MAT,,56
ESEL,U,MAT,,57
ESEL,U,MAT,,58
ESEL,U,MAT,,59
ESEL,U,MAT,,60
ESEL,U,MAT,,61
ESEL,U,MAT,,62
ESEL,U,MAT,,63
ESEL,U,MAT,,64
ESEL,U,MAT,,65
ESEL,U,MAT,,66
ESEL,U,MAT,,67
ESEL,U,MAT,,68
ESEL,U,MAT,,69
ESEL,U,MAT,,70
CM,A02,ELEM           ! Transforma seleção em componente - ADUELA 02 = A02

```

**A.8) Script casos de carga – mostra até etapa de carga n° 7 (içamento aduela A04):**

```

/SOLU
!
!*****
*****!
! 1. CASOS DE CARGA !
!*****
***** *!
!
!=====!
!          CASO DE CARGA 01: ATIVA ADUELA 02          !
!=====!
ANTYPE,STATIC,NEW ! Especifica o tipo de análise e o status de
reinicialização, análise estática, nova análise.
! ----> Parâmetros a serem salvos
OUTRES,ALL,ALL ! Salva os últimos resultados a nível de elemento
OUTRES,SVAR,ALL ! Salva o vetor USTATEV
!
! ----> Parâmetros para a análise não linear
PSCONTROL,SOLU,ON ! Liga e desliga processamento paralelo
NROPT,FULL,,ON ! Analise não-linear por NR completo
NLGEOM,ON ! Liga grandes deformações
SOLCONTROL,ON ! O ANSYS controla os parâmetros de NR
NCNV,2,,,, ! Se a solução de NR não convergir não fecha o programa
NEQIT,50 ! Número de equações de equilíbrio adotada para critério de
convergência
ERESX,NO ! Transfere os valores dos pto.Gauss para os nós sem majoração
ESTIF,1.0E-12 ! Specifies the matrix multiplier for deactivated elements
!
! ----> Critério de convergência
CNVTOL,F,,0.01,2,0.01 ! Critério de convergência em resíduo de forças com tolerância
de 1%
!
! ----> Número de substeps
AUTOTS,ON
!NSUBST
DELTIM,1,1,1 ! Define o dtime para todas etapas de carga
TIME,1
!
! ----> DESATIVAR TODOS OS ELEMENTOS
ESEL,ALL
EKILL,ALL
!
! ----> ATIVAR ELEMENTOS PARA A ANÁLISE - A02
!
CMSEL,S,A02,ELEM ! Ativa Aduela 02 - A02
EALIVE,ALL ! Reativa elementos selecionados
ESEL,S,LIVE ! Seleciona o elemento
EPLT
!
ALLSEL,ALL
!
SOLVE
SAVE
FINISH
!=====!
!          CASO DE CARGA 02: INCREMENTO DE TEMPO = 3 DIAS          !
!=====!

```

```

!
/SOLU
!
ANTYPE,STATIC,RESTART           ! Especifica o tipo de análise e o status de reinicialização,
análise estática, reanálise.
!
! ----> Parâmetros a serem salvos
!
OUTRES,ALL,ALL                   ! Salva os últimos resultados a nível de elemento
OUTRES,SVAR,ALL                 ! Salva o vetor USTATEV
!
! ----> Parâmetros para a análise não linear
PSCONTROL,SOLU,ON              ! Liga e desliga processamento paralelo
NROPT,FULL,,ON                 ! Analise não-linear por NR completo
NLGEOM,ON                       ! Liga grandes deformações
SOLCONTROL,ON                  ! O ANSYS controla os parâmetros de NR
NCNV,2,,,,                     ! Se a solução de NR não convergir não fecha o programa
NEQIT,50                        ! Número de equações de equilíbrio adotada para critério
de convergência
ERESX,NO                        ! Transfere os valores dos pto.Gauss para os nós sem
majoração
ESTIF,1.0E-12                  ! Specifies the matrix multiplier for deactivated elements
!
! ----> Critério de convergência
CNVTOL,F,,0.01,2,0.01         ! Critério de convergência em resíduo de forças com tolerância
de 1%
! ----> Número de substeps
AUTOTS,ON
DELTIM,1,1,1
! Define o dtime para todas etapas de carga
TIME,3
!
! ----> DESATIVAR TODOS OS ELEMENTOS
ESEL,ALL
EKILL,ALL
!
! ----> ATIVAR ELEMENTOS PARA A ANÁLISE
CMSEL,S,A02,ELEM               ! Ativa Aduela 02 - A02
EALIVE,ALL                     ! Reativa elementos selecionados
ESEL,S,LIVE                     ! Seleciona o elemento
EPLOT
!
ALLSEL,ALL
!
SOLVE
SAVE
FINISH
!
!=====!
!   CASO DE CARGA 03: ATIVA PROTENSÃO CC25 + PP A02   !
!=====!
!
/SOLU
!
ANTYPE,STATIC,RESTART           ! Especifica o tipo de análise e o status de reinicialização,
análise estática, reanálise.
!
! ----> Parâmetros a serem salvos
OUTRES,ALL,ALL                 ! Salva os últimos resultados a nível de elemento

```

```

OUTRES,SVAR,ALL          ! Salva o vetor USTATEV
!
! ----> Parâmetros para a análise não linear
PSCONTROL,SOLU,ON       ! Liga e desliga processamento paralelo
NROPT,FULL,,ON         ! Analise não-linear por NR completo
NLGEOM,ON              ! Liga grandes deformações
SOLCONTROL,ON          ! O ANSYS controla os parâmetros de NR
NCNV,2,,,,            ! Se a solução de NR não convergir não fecha o programa
NEQIT,50               ! Número de equações de equilíbrio adotada para critério de
convergência
ERESX,NO               ! Transfere os valores dos pts.Gauss para os nós sem majoração
ESTIF,1.0E-12          ! Specifies the matrix multiplier for deactivated elements
!
! ----> Critério de convergência
CNVTOL,F,,0.01,2,0.01 ! Critério de convergência em redíduo de forças com tolerância
de 1%
!
! ----> Número de substeps
AUTOTS,ON
!NSUBST
DELTIM,0.02,0.02,0.02
!
! Define o dtme para todas etapas de carga
TIME,3.2
!
! ----> DESATIVAR TODOS OS ELEMENTOS
ESEL,ALL
EKILL,ALL
!
! ----> ATIVAR ELEMENTOS PARA A ANÁLISE
CMSEL,S,A02,ELEM       ! Ativa Aduela 02 - A02
CMSEL,A,CC25,ELEM     ! Ativa Cabo CC25
EALIVE,ALL            ! Reativa elementos selecionados
ESEL,S,LIVE           ! Seleciona o elemento
EPLT
!
ALLSEL,ALL
!
!-----> Aplica PP A02
CMACEL,A02,0,981,0    ! Aplica aceleração da gravidade em Y global em kN
ALLSEL,ALL
!
SOLVE
SAVE
FINISH
!=====!
!   CASO DE CARGA 04: INCREMENTO DE TEMPO =1 DIA   !
!=====!
!
/SOLU
!
ANTYPE,STATIC,RESTART ! Especifica o tipo de análise e o status de reinicialização,
análise estática, reanálise.
!
! ----> Parâmetros a serem salvos
OUTRES,ALL,ALL        ! Salva os últimos resultados a nível de elemento
OUTRES,SVAR,ALL      ! Salva o vetor USTATEV
!

```

```

! ----> Parâmetros para a análise não linear
PSCONTROL,SOLU,ON          ! Liga e desliga processamento paralelo
NROPT,FULL,,ON            ! Analise não-linear por NR completo
NLGEOM,ON                  ! Liga grandes deformações
SOLCONTROL,ON             ! O ANSYS controla os parâmetros de NR
NCNV,2,,,,                ! Se a solução de NR não cnvergir não fecha o programa
NEQIT,50                   ! Número de equações de equilíbrio adotada para critério
de convergência
ERESX,NO                   ! Transfere os valores dos pto.Gauss para os nós sem majoração
ESTIF,1.0E-12              ! Specifies the matrix multiplier for deactivated elements
!
! ----> Critério de convergência
CNVTOL,F,,0.01,2,0.01     ! Critério de convergência em redíduo de forças com tolerância de
1%
!
! ----> Número de substeps
AUTOTS,ON
DELTIM,1,1,1

! Define o dtime para todas etapas de carga
TIME,4
!
! ----> DESATIVAR TODOS OS ELEMENTOS
ESEL,ALL
EKILL,ALL
!
! ----> ATIVAR ELEMENTOS PARA A ANÁLISE
CMSEL,S,A02,ELEM           ! Ativa Aduela 02 - A02
CMSEL,A,CC25,ELEM         ! Ativa Cabo CC25
EALIVE,ALL                 ! Reativa elementos selecionados
ESEL,S,LIVE                ! Seleciona o elemento
EPLOT
!
ALLSEL,ALL
!
SOLVE
SAVE
FINISH
!
!=====!
!      CASO DE CARGA 05: PP TRELIÇA EM A02      !
!=====!
/SOLU
!
ANTYPE,STATIC,RESTART     ! Especifica o tipo de análise e o statuas de reinicialização,
análise estática,reanálise.
!
! ----> Parâmetros a serem salvos
OUTRES,ALL,ALL            ! Salva os últimos resultados a nível de elemento
OUTRES,SVAR,ALL           ! Salva o vetor USTATEV
!
! ----> Parâmetros para a análise não linear
PSCONTROL,SOLU,ON          ! Liga e desliga processamento paralelo
NROPT,FULL,,ON            ! Analise não-linear por NR completo
NLGEOM,ON                  ! Liga grandes deformações
SOLCONTROL,ON             ! O ANSYS controla os parâmetros de NR
NCNV,2,,,,                ! Se a solução de NR não cnvergir não fecha o programa
NEQIT,50                   ! Número de equações de equilíbrio adotada para critério de
convergência

```

```

ERESX,NO
ESTIF,1.0E-12
!
! ----> Critério de convergência
CNVTOL,F,,0.01,2,0.01
de 1%
!CNVTOL,U,-1
!
! ----> Número de substeps
AUTOTS,ON
!NSUBST
DELTIM,0.01,0.01,0.01

! Define o dtime para todas etapas de carga
TIME,4.1
!
! ----> DESATIVAR TODOS OS ELEMENTOS
ESEL,ALL
EKILL,ALL
!
! ----> ATIVAR ELEMENTOS PARA A ANÁLISE
CMSEL,S,A02,ELEM
CMSEL,A,CC25,ELEM
EALIVE,ALL
ESEL,S,LIVE
EPLOT
!
ALLSEL,ALL
!
!-----APLICA PP TRELIÇA EM A02
! -> Seleciona as áreas:
FLST,5,2,5,ORDE,2
FITEM,5,77
FITEM,5,83
ASEL,S, , P51X
SFA,ALL,,PRES,0.006286397
na área 73 e 83 da A02
!
ALLSEL,ALL
SOLVE
SAVE
FINISH
!
!=====!
!      CASO DE CARGA 06: INCREMENTO DE TEMPO =1 DIA      !
!=====!
!
/SOLU
!
ANTYPE,STATIC,RESTART
análise estática, reanálise.
!
! ----> Parâmetros a serem salvos
!
!OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,ALL
OUTRES,SVAR,ALL

```

! Transfere os valores dos ptos.Gauss para os nós sem majoração  
! Specifies the matrix multiplier for deactivated elements

! Critério de convergência em resíduo de forças com tolerância de 1%

! Desconsidera o critério de convergência de deslocamento

! Ativa Aduela 02 - A02

! Ativa Cabo CC25

! Reativa elementos selecionados

! Seleciona o elemento

! Pressão kN/cm<sup>2</sup> causada pela metade do peso da treliça na área 73 e 83 da A02

! Especifica o tipo de análise e o status de reinicialização, análise estática, reanálise.

! Salva os últimos resultados a nível de elemento

! Salva o vetor USTATEV

```

!
! ----> Parâmetros para a análise não linear
PSCONTROL,SOLU,ON      ! Liga e desliga processamento paralelo
NROPT,FULL,,ON        ! Analise não-linear por NR completo
NLGEOM,ON             ! Liga grandes deformações
SOLCONTROL,ON         ! O ANSYS controla os parâmetros de NR
NCNV,2,,             ! Se a solução de NR não convergir não fecha o programa
NEQIT,50              ! Número de equações de equilíbrio adotada para critério de
convergência
ERESX,NO              ! Transfere os valores dos ptos.Gauss para os nós sem
majoração
ESTIF,1.0E-12        ! Specifies the matrix multiplier for deactivated elements
!
! ----> Critério de convergência
CNVTOL,F,,0.01,2,0.01 ! Critério de convergência em resíduo de forças com tolerância
de 1%
!CNVTOL,U,-1         ! Desconsidera o critério de convergência de deslocamento
!
! ----> Número de substeps
AUTOTS,ON
DELTIM,1,1,1
! Define o dtme para todas etapas de carga
TIME,5
!
! ----> DESATIVAR TODOS OS ELEMENTOS
ESEL,ALL
EKILL,ALL
!
! ----> ATIVAR ELEMENTOS PARA A ANÁLISE
CMSEL,S,A02,ELEM      ! Ativa Aduela 02 - A02
CMSEL,A,CC25,ELEM     ! Ativa Cabo CC25
EALIVE,ALL           ! Reativa elementos selecionados
ESEL,S,LIVE          ! Seleciona o elemento
EPLOT
!
ALLSEL,ALL
!
SOLVE
SAVE
FINISH
!
!=====!
! CASO DE CARGA 07: PP IÇAMENTO DE A04 + PP TRELIÇA SOBRE A02 + ATIVA A04 !
!=====!
!
/SOLU
!
ANTYPE,STATIC,RESTART ! Especifica o tipo de análise e o status de reinicialização,
análise estática, reanálise.
!
! ----> Parâmetros a serem salvos
OUTRES,ALL,ALL       ! Salva os últimos resultados a nível de elemento
OUTRES,SVAR,ALL      ! Salva o vetor USTATEV
!
! ----> Parâmetros para a análise não linear
PSCONTROL,SOLU,ON    ! Liga e desliga processamento paralelo
NROPT,FULL,,ON      ! Analise não-linear por NR completo
NLGEOM,ON           ! Liga grandes deformações

```

```

SOLCONTROL,ON          ! O ANSYS controla os parâmetros de NR
NCNV,2,,,,            ! Se a solução de NR não convergir não fecha o programa
NEQIT,50              ! Número de equações de equilíbrio adotada para critério
de convergência
ERESX,NO              ! Transfere os valores dos pts.Gauss para os nós sem majoração
ESTIF,1.0E-12         ! Specifies the matrix multiplier for deactivated elements
!
! ----> Critério de convergência
CNVTOL,F,,0.01,2,0.01 ! Critério de convergência em resíduo de forças com tolerância
de 1%
!
! ----> Número de substeps
AUTOTS,ON
!NSUBST
DELTIM,0.02,0.02,0.02
! Define o dtime para todas etapas de carga
TIME,5.2
!
! ----> DESATIVAR TODOS OS ELEMENTOS
ESEL,ALL
EKILL,ALL
!
! ----> ATIVAR ELEMENTOS PARA A ANÁLISE
CMSEL,S,A02,ELEM      ! Ativa Aduela 02 - A02
CMSEL,A,CC25,ELEM    ! Ativa Cabo CC25
CMSEL,A,A04,ELEM     ! Ativa Aduela 04 - A04
EALIVE,ALL           ! Reativa elementos selecionados
ESEL,S,LIVE          ! Seleciona o elemento
EPLT
!
ALLSEL,ALL
!-----> APLICA PP A04 em A02
! -> Seleciona as áreas:
FLST,5,2,5,ORDE,2
FITEM,5,77
FITEM,5,83
ASEL,S, , ,P51X
SFA,ALL,,PRES,0.01644603 ! Pressão causada pela metade do peso da treliça + PP içamento de A04
na área 77 e 83 da A02
!
ALLSEL,ALL
!
SOLVE
SAVE
FINISH
!

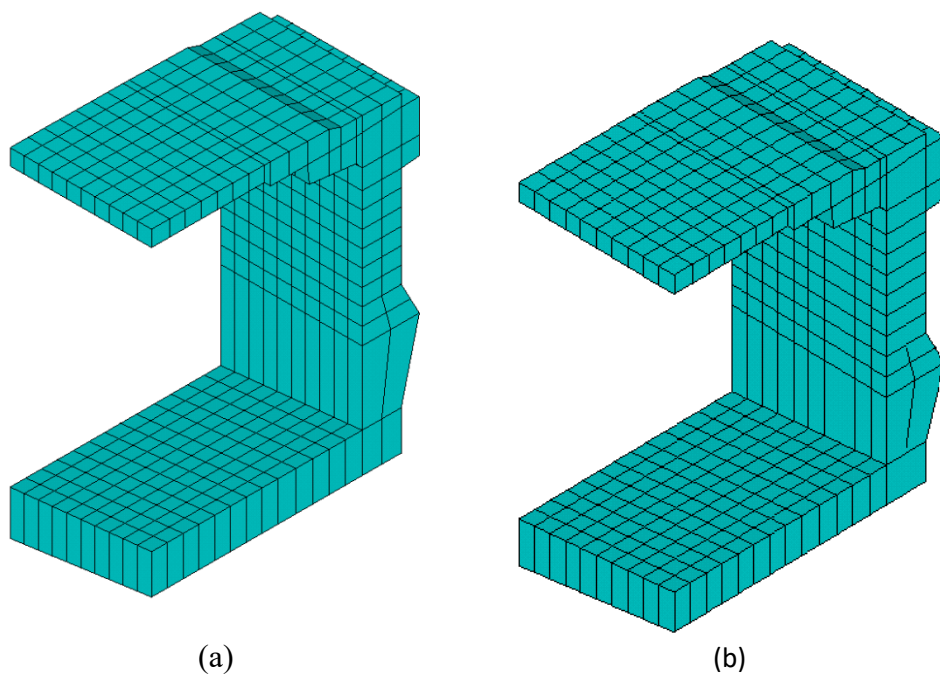
```



## **APÊNDICE B – Malhas das aduelas A10 até A36 no ANSYS APDL**

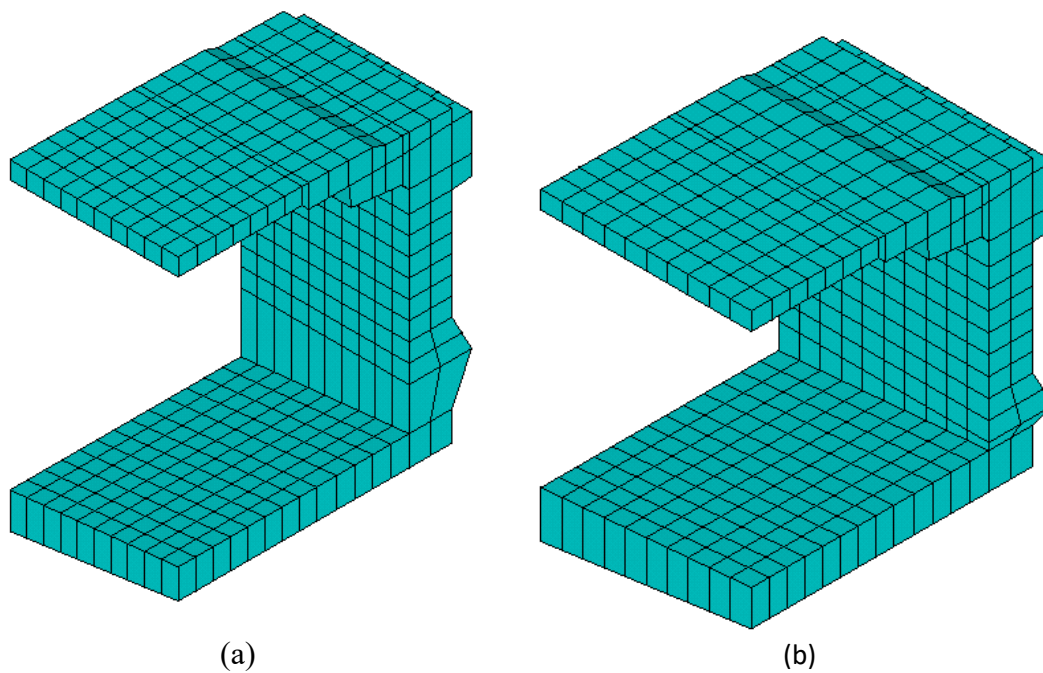
### **21.2**

Figura B.1 – Malha em elementos finitos: (a) aduela A10; (b) aduela A12



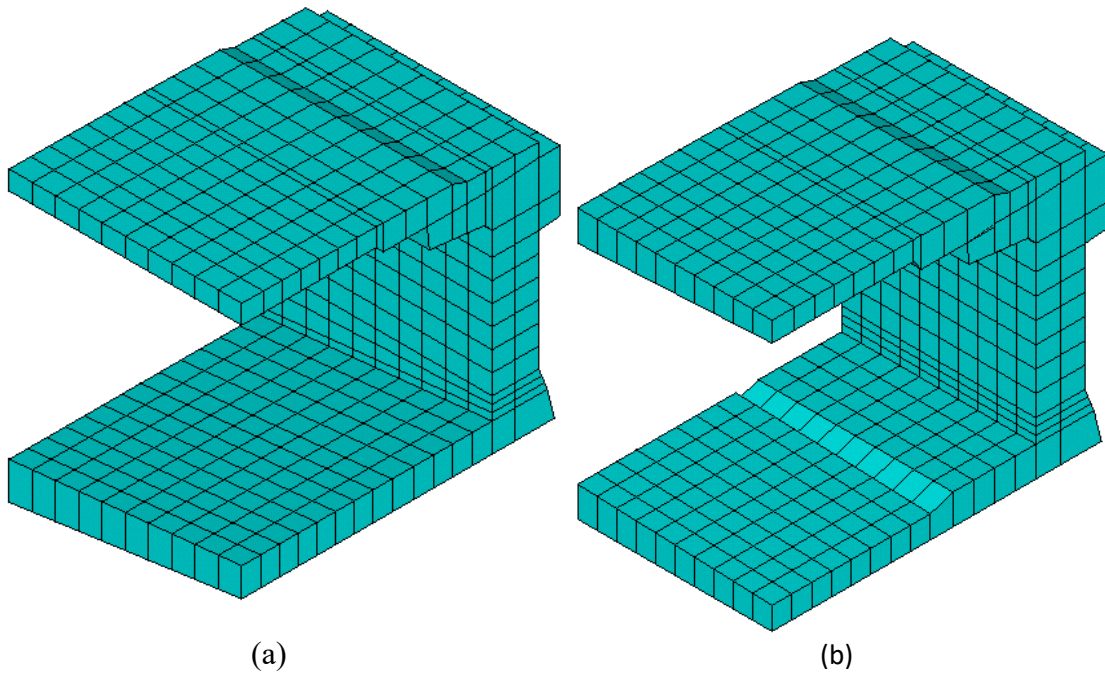
(fonte: elaborada pela autora)

Figura B.2 – Malha em elementos finitos: (a) aduela A14; (b) aduela A16



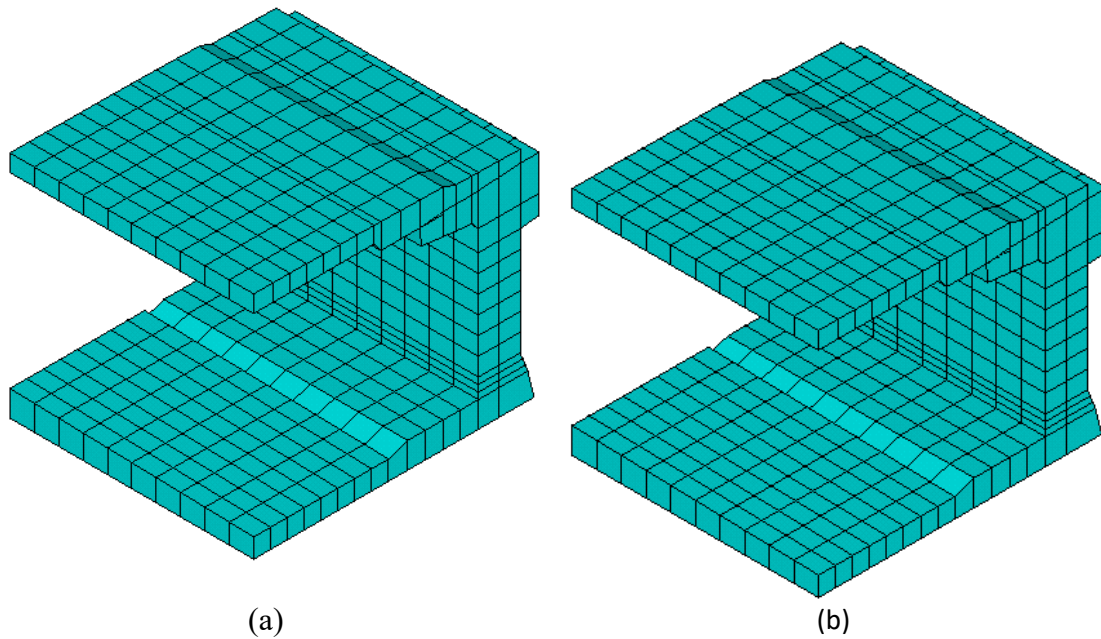
(fonte: elaborada pela autora)

Figura B.3 – Malha em elementos finitos: (a) aduela A18; (b) aduela A20



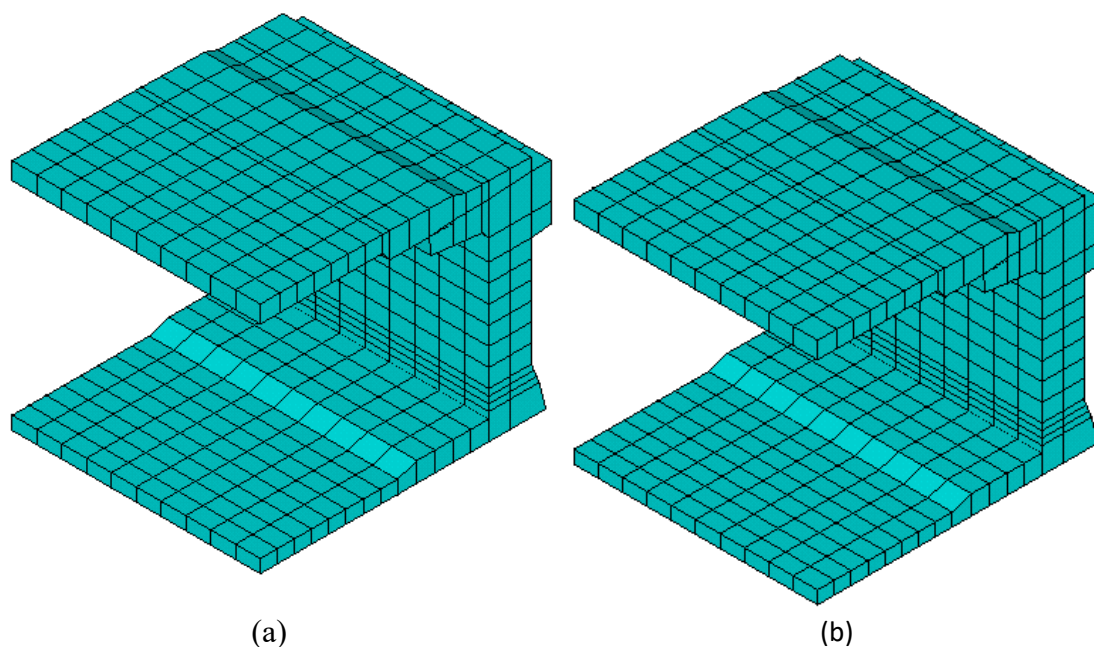
(fonte: elaborada pela autora)

Figura B.4 – Malha em elementos finitos: (a) aduela A22; (b) aduela A24



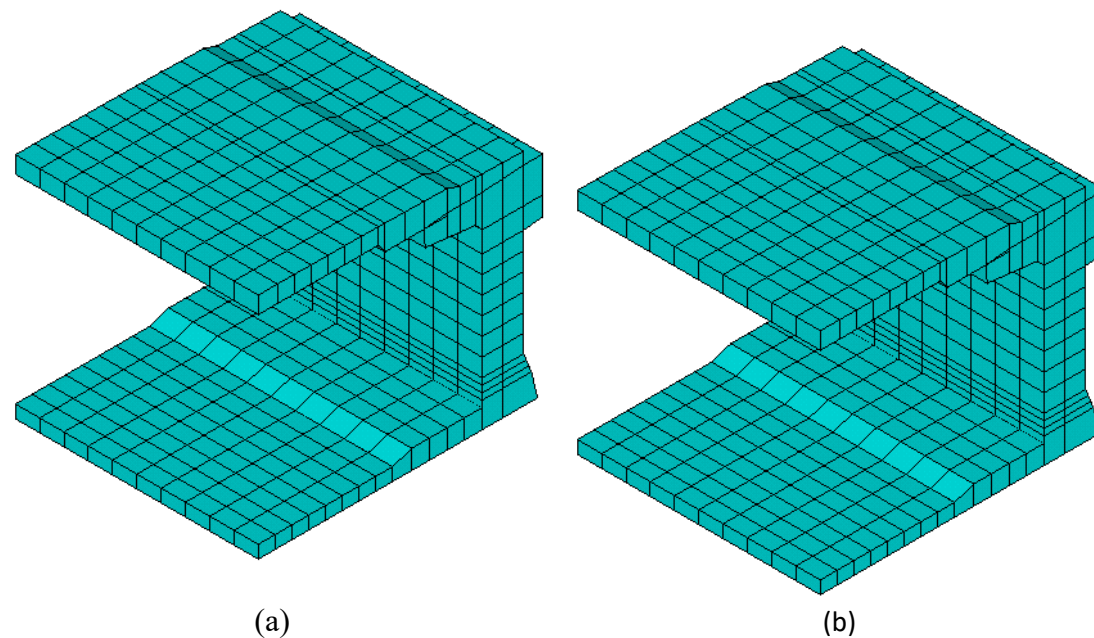
(fonte: elaborada pela autora)

Figura B.5 – Malha em elementos finitos: (a) aduela A26; (b) aduela A28



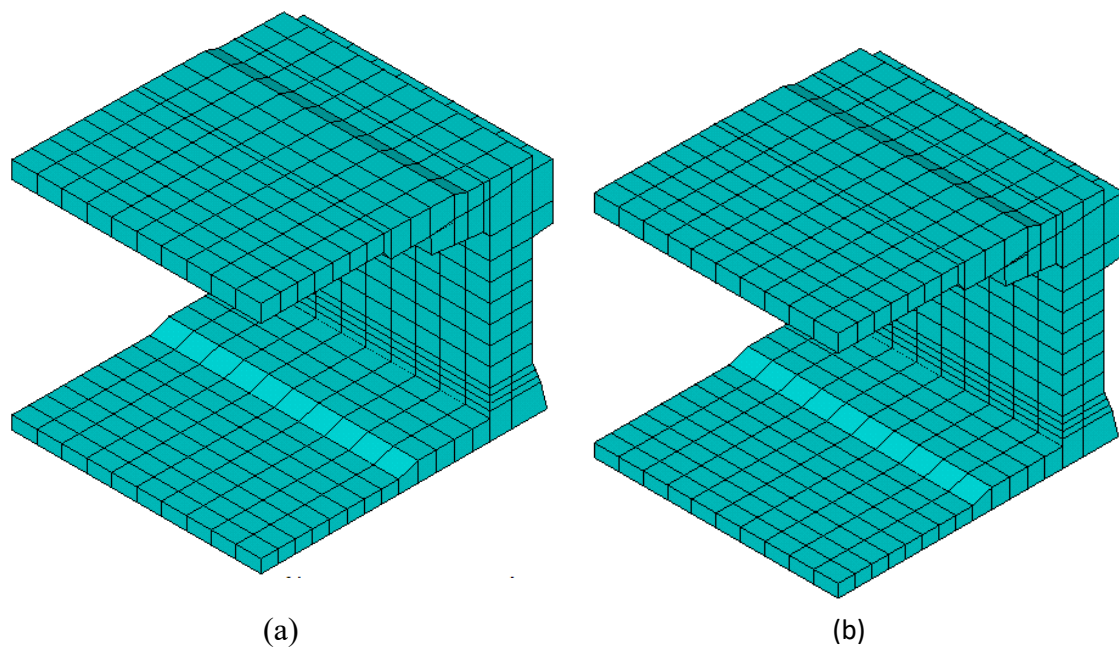
(fonte: elaborada pela autora)

Figura B.6 – Malha em elementos finitos: (a) aduela A30; (b) aduela A32



(fonte: elaborada pela autora)

Figura B.7 – Malha em elementos finitos: (a) aduela A34; (b) aduela A36



(fonte: elaborada pela autora)

**APÊNDICE C – Etapas construtivas para construção do balanço,  
baseado na execução real da construção no Nova Ponte do Guaíba**

Figura C.1 – Apresentação das etapas construtivas para a construção do balanço da Nova Ponte do Guaíba

ADUELA	ETAPAS DE CARGA	PASSOS DE CARGA - DESCRIÇÃO DA EXECUÇÃO DO BALANÇO SUCESSIVO DIREITO	DATAS CONFORME EXECUÇÃO	TIME ANSYS
A02	1	<b>Ativa aduela A02</b>	28/09/2018	0
	2	Incremento de tempo = 3 dias	01/10/2018	3
	3	Protensão A02 - ativa CABO CC25 + PP A02	01/10/2018	3,2
	4	Incremento de tempo = 1 dia	02/10/2018	4
	5	Avanço treliça: PP = 29,5 tf na A02	02/10/2018	4,1
	6	Incremento de tempo = 1 dia	03/10/2018	5
	7	Içamento A04: PP A04 em A02 - <b>Ativa aduela A04</b>	03/10/2018	5,2
A04	8	Incremento de tempo = 1 dia	04/10/2018	6
	9	Incremento de tempo = 1 dia	05/10/2018	7
	10	Ativa J01A e J01B - concretagem da junta: PP JUNTA em A02	05/10/2018	7,2
	11	Incremento de tempo = 3 dias	08/10/2018	10
	12	Protensão A04 - ativa CABO CC24 + PP A04 + PP JUNTA 01 em A04 (Tirar o PP A04 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A02)	08/10/2018	10,2
	13	Avanço treliça: PP = 29,5 tf na A04 (Tirar PP TRELIÇA da A02)	08/10/2018	10,3
	14	Incremento de tempo = 2 dias	10/10/2018	12
15	Içamento A06: PP A06 em A04 - <b>Ativa aduela A06</b>	10/10/2018	12,2	
A06	16	Incremento de tempo = 1 dia	11/10/2018	13
	17	Ativa J02A e J02B - concretagem da junta: PP JUNTA em A04	11/10/2018	13,2
	18	Incremento de tempo = 4 dias	15/10/2018	17
	19	Protensão A06 - ativa CABO CC23 + PP A06 + PP JUNTA 03 em A06 (Tirar PP A06 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A04)	15/10/2018	17,2
	20	Incremento de tempo = 1 dia	16/10/2018	18
	21	Avanço treliça: PP = 29,5 tf na A06 (Tirar PP TRELIÇA da A04)	16/10/2018	18,1
	22	Içamento A08: PP A08 em A06 - <b>Ativa aduela A08</b>	16/10/2018	18,2
A08	23	Incremento de tempo = 1 dia	17/10/2018	19
	24	Incremento de tempo = 1 dia	18/10/2018	20
	25	Ativa J03A e J03B - concretagem da junta: PP JUNTA em A06	18/10/2018	20,2
	26	Incremento de tempo = 1 dia	19/10/2018	21
	27	Protensão A08 - ativa CABO CC22 + PP A08 + PP JUNTA 03 em A08 (Tirar o PP A08 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A06)	19/10/2018	21,2
	28	Avanço treliça: PP = 29,5 tf na A08 (Tirar PP TRELIÇA da A06)	19/10/2018	21,3
	29	Incremento de tempo = 1 dia	20/10/2018	22
30	Içamento de A10: PP A10 em A08 - <b>Ativa aduela A10</b>	20/10/2018	22,1	
A10	31	Incremento de tempo = 2 dias	22/10/2018	24
	32	Incremento de tempo = 1 dia	23/10/2018	25



	33	Ativa J04A e J04B - concretagem da junta: PP JUNTA em A08	23/10/2018	25,2
	34	Incremento de tempo = 3 dias	26/10/2018	28
	35	Protensão A10 - ativa CABO CC21 + PP A10 + PP JUNTA 04 em A10 (Tirar o PP A10 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A08)	26/10/2018	28,2
	36	Avanço treliça: PP= 29,5 tf na A10 (Tirar PP TRELIÇA da A08)	26/10/2018	28,3
	37	Incremento de tempo = 3 dias	29/10/2018	31
	38	Içamento de A12: PP A12 em A10 - <b>Ativa aduela A12</b>	29/10/2018	31,1
A12	39	Incremento de tempo = 1 dia	30/10/2018	32
	40	Incremento de tempo = 2 dias	01/11/2018	34
	41	Ativa J05A e J05B - concretagem da junta: PP JUNTA em A10	01/11/2018	34,2
	42	Incremento de tempo = 1 dia	02/11/2018	35
	43	Protensão A12 - ativa CABO CC20 + PP A12 + PP JUNTA em A12 (Tirar o PP A12 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A10)	02/11/2018	35,2
	44	Incremento de tempo = 1 dia	03/11/2018	36
	45	Avanço treliça PP = 29,5 tf na A12 (Tirar PP TRELIÇA da A10)	03/11/2018	36,1
	46	Incremento de tempo = 2 dias	05/11/2018	38
47	Içamento de A14: PP A14 em A12 - <b>Ativa aduela 14</b>	05/11/2018	38,1	
A14	48	Incremento de tempo = 1 dia	06/11/2018	39
	49	Ativa J06A e J06B - concretagem da junta: PP JUNTA em A12	06/11/2018	39,2
	50	Incremento de tempo = 3 dias	09/11/2018	42
	51	Protensão A14 - ativa CABO CC19 + PP A14 + PP JUNTA em A12 ( Tirar o PP A14 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A12)	09/11/2018	42,2
	52	Avanço treliça PP = 29,5 tf na A14 (Tirar PP TRELIÇA da A12)	09/11/2018	42,3
	53	Incremento de tempo = 1 dia	10/11/2018	43
	54	Içamento de A16: PP A16 em A14- <b>Ativa aduela A16</b>	10/11/2018	43,1
A16	55	Incremento de tempo = 2 dias	12/11/2018	45
	56	Ativa J07A e J07B - concretagem da junta: PP JUNTA em A14	12/11/2018	45,2
	57	Incremento de tempo = 1 dia	13/11/2018	46
	58	Protensão A16 - ativa CABO CC18 + PP A16 + PP JUNTA em A16. (Tirar o PP A16 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A14)	13/11/2018	46,2
	59	Avanço treliça PP = 29,5 tf na A16 (Tirar PP TRELIÇA da A14)	13/11/2018	46,3
	60	Incremento de tempo = 1 dia	14/11/2018	47
	61	Içamento de A18: PP A18 na A16 - <b>Ativa aduela A18</b>	14/11/2018	47,1
A18	62	Incremento de tempo = 1 dia	15/11/2018	48



	63	Ativa J08A e J08B - concretagem da junta: PP JUNTA em A16	15/11/2018	48,2
	64	Incremento de tempo = 2 dias	17/11/2018	50
	65	Protensão A18 - ativa CABO CC17 + PP A18 + PP JUNTA em A18. (Tirar o PP A18 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A16)	17/11/2018	50,2
	66	Incremento de tempo = 2 dias	19/11/2018	52
	67	Avanço treliça PP = 29,5 tf na A18 (Tirar PP TRELIÇA da A16)	19/11/2018	52,1
	68	Içamento de A20: PP A20 em A18. <b>Ativa aduela A20</b>	19/11/2018	52,2
<b>A20</b>	69	Incremento de tempo = 1 dia	20/11/2018	53
	70	Incremento de tempo = 2 dias	22/11/2018	55
	71	Ativa J09A e J09B - concretagem da junta: PP JUNTA em A18	22/11/2018	55,2
	72	Incremento de tempo = 1 dia	23/11/2018	56
	73	Protensão A20 - ativa CABO CC16 + PP A20 + PP JUNTA em A20 (Tirar o PP A20 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A18)	23/11/2018	56,2
	74	Avanço treliça PP = 29,5 tf na A20 (Tirar PP TRELIÇA da A18)	23/11/2018	56,3
	75	Incremento de tempo = 1 dia	24/11/2018	57
	76	Içamento de A22: PP A22 em A20. <b>Ativa aduela A22</b>	24/11/2018	57,1
<b>A22</b>	77	Incremento de tempo = 2 dias	26/11/2018	59
	78	Incremento de tempo = 1 dia	27/11/2018	60
	79	Ativa J10A e J10B - concretagem da junta: PP JUNTA em A20	27/11/2018	60,2
	80	Incremento de tempo = 1 dia	28/11/2018	61
	81	Protensão A22 - ativa CABO CC15 + PP A22 + PP JUNTA em A22 (Tirar o PP A22 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A20)	28/11/2018	61,2
	82	Avanço treliça PP = 29,5 tf na A22 (Tirar PP TRELIÇA da A20)	28/11/2018	61,3
	83	Içamento de A24: PP A24 em A22. <b>Ativa Aduela 24</b>	28/11/2018	61,4
<b>A24</b>	84	Incremento de tempo = 2 dias	30/11/2018	63
	85	Incremento de tempo = 1 dia	01/12/2018	64
	86	Ativa J11A e J11B - concretagem da junta: PP JUNTA em A22	01/12/2018	64,2
	87	Incremento de tempo = 2 dias	03/12/2018	66
	88	Protensão A24 - ativa CABO CC14 + PP A24 + PP JUNTA em A24 (Tirar o PP A24 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A22)	03/12/2018	66,2
	89	Avanço treliça PP = 29,5 tf na A24 (Tirar PP TRELIÇA da A22)	03/12/2018	66,3
	90	Incremento de tempo = 1 dia	04/12/2018	67
	91	Içamento de A26: PP A26 em A24. <b>Ativa Aduela A26</b>	04/12/2018	67,1
<b>A26</b>	92	Incremento de tempo = 1 dia	05/12/2018	68
	93	Incremento de tempo = 1 dia	06/12/2018	69

	94	Ativa J12A e J12B - concretagem da junta: PP JUNTA em A24	06/12/2018	69,2
	95	Incremento de tempo = 2 dias	08/12/2018	71
	96	Protensão A26 - ativa CABO CC13 + PP A26 + PP JUNTA em A26 (Tirar o PP A26 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A24)	08/12/2018	71,2
	97	Avanço treliça PP = 29,5 tf na A26 (Tirar PP TRELIÇA da A24)	08/12/2018	71,3
	98	Içamento de A28: PP A28 em A26. <b>Ativa Aduela A28</b>	08/12/2018	71,4
<b>A28</b>	99	Incremento de tempo = 3 dias	11/12/2018	74
	100	Incremento de tempo = 1 dia	12/12/2018	75
	101	Ativa J13A e J13B - concretagem da junta: PP JUNTA em A26	12/12/2018	75,2
	102	Incremento de tempo = 1 dia	13/12/2018	76
	103	Protensão A28 - ativa CABO CC12 + PP A28 + PP JUNTA em A28 (tirar o PP A28 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A26)	13/12/2018	76,2
	104	Incremento de tempo = 1 dia	14/12/2018	77
	105	Avanço treliça PP = 29,5 tf na A28 (Tirar PP TRELIÇA da A26)	14/12/2018	77,1
	106	Içamento de A30: PP A30 em A28. <b>Ativa Aduela A30</b>	14/12/2018	77,2
<b>A30</b>	107	Incremento de tempo = 3 dias	17/12/2018	80
	108	Incremento de tempo = 2 dias	19/12/2018	82
	109	Ativa J14A e J14B - concretagem da junta: PP JUNTA em A28	19/12/2018	82,2
	110	Incremento de tempo = 14 dias	02/01/2019	96
	111	Protensão A30 - ativa CABO CC11 + PP A30 + PP JUNTA em A30 (Tirar o PP A30 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A28)	02/01/2019	96,2
	112	Incremento de tempo = 1 dia	03/01/2019	97
	113	Avanço treliça PP = 29,5 tf na A30 (Tirar PP TRELIÇA da A28)	03/01/2019	97,1
	114	Incremento de tempo = 1 dia	04/01/2019	98
	115	Içamento de A32: PP da A32 em A30. <b>Ativa Aduela A32</b>	04/01/2019	98,1
<b>A32</b>	116	Incremento de tempo = 3 dias	07/01/2019	101
	117	Ativa J15A e J15B - concretagem da junta: PP JUNTA em A30	07/01/2019	101,2
	118	Incremento de tempo = 1 dia	08/01/2019	102
	119	Protensão A32 - ativa CABO CC10 + PP A32 + PP JUNTA em A32 (Tirar o PP A32 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A30)	08/01/2019	102,2
	120	Avanço treliça PP = 29,5 tf em A32 (Tirar PP TRELIÇA da A30)	08/01/2019	102,3
	121	Incremento de tempo = 1 dia	09/01/2019	103
	122	Içamento de A34: PP da A34 em A32 - <b>Ativa Aduela A34</b>	09/01/2019	103,1
<b>A34</b>	123	Incremento de tempo = 1 dia	10/01/2019	104

	124	Incremento de tempo = 1 dia	11/01/2019	105
	125	Ativa J16A e J16B - concretagem da junta: PP JUNTA em A32	11/01/2019	105,2
	126	Incremento de tempo = 1 dia	12/01/2019	106
	127	Protensão A34 - ativa CABO CC09 + PP A34 + PP JUNTA em A34 (Tirar o PP A34 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A32)	12/01/2019	106,2
	128	Avanço treliça PP = 29,5 tf em A34 (Tirar PP TRELIÇA da A32)	12/01/2019	106,3
	129	Incremento de tempo = 2 dias	14/01/2019	108
	130	Içamento de A36: PP da A36 em A34 - <b>Ativa Aduela A36</b>	14/01/2019	108,1
<b>A36</b>	131	Incremento de tempo = 2 dias	16/01/2019	110
	132	Ativa J17A e J17B - concretagem da junta: PP JUNTA em A34	16/01/2019	110,2
	133	Incremento de tempo = 5 dias	21/01/2019	115
	134	Protensão A36 - ativa cabo CC08 + PP A36 + PP JUNTA em A36 (Tirar o PP A36 e da JUNTA das áreas da posição da TRELIÇA na A34)	21/01/2019	115,2