

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

**ANÁLISE ESTÁTICA, MODAL E DINÂMICA DAS ETAPAS
CONSTRUTIVAS DE UMA PONTE ESTAIADA ATRAVÉS DO
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Bruna Manica Lazzari

Porto Alegre
2020

BRUNA MANICA LAZZARI

**ANÁLISE ESTÁTICA, MODAL E DINÂMICA DAS ETAPAS
CONSTRUTIVAS DE UMA PONTE ESTAIADA ATRAVÉS DO
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

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

Porto Alegre
2020

CIP - Catalogação na Publicação

Lazzari, Bruna Manica
ANÁLISE ESTÁTICA, MODAL E DINÂMICA DAS ETAPAS
CONSTRUTIVAS DE UMA PONTE ESTAIADA ATRAVÉS DO MÉTODO
DOS ELEMENTOS FINITOS / Bruna Manica Lazzari. -- 2020.
276 f.
Orientadores: Américo Campos Filho, Inácio Benvegnu
Morsch.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2020.

1. Ponte estaiada. 2. Etapas construtivas. 3.
Análise não linear. 4. Análise dinâmica. 5. Método dos
elementos finitos. I. Campos Filho, Américo, orient.
II. Morsch, Inácio Benvegnu, orient. III. Título.

BRUNA MANICA LAZZARI

**ANÁLISE ESTÁTICA, MODAL E DINÂMICA DAS ETAPAS
CONSTRUTIVAS DE UMA PONTE ESTAIADA ATRAVÉS DO
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR 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.

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

Orientador

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

Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
PhD pela Concordia University, Canadá
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Acir Mércio Loredo-Souza (UFRGS)
Ph.D. pela University of Western Ontario, Canadá

Prof^a. Denise Bernaud Maghous (UFRGS)
Dr^a. pela École Nationale des Ponts et Chaussées, França

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

Prof^a. Tatiana Kuroiwa Ayvazyan (UFRGS)
Dr^a. pela Kyoto University, Japão

Dedico esta tese de doutorado, de coração, aos meus amados pais, Arduino (*in memoriam*) e Teresinha, e à minha querida irmã, Paula, por todo apoio, amor e carinho ♥.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus, por sempre ter me dado muita força e coragem, e não me deixando desistir deste grande sonho que é concluir este trabalho. Agradeço por Ele ter iluminado o meu caminho, colocando diante de mim pessoas especiais, as quais me ajudaram a conquistar mais esta importante etapa na minha vida.

Agradeço aos Professores Américo Campos Filho e Inácio Benvegno Morsh, por me acolherem como orientanda, pela constante motivação, pela paciência e disponibilidade para orientação, pelos conselhos e pela enorme contribuição técnica, que foram fundamentais durante a realização desta tese de doutorado. Sou extremamente grata por todos os ensinamentos transmitidos, desde a época da minha graduação na UFRGS, pela amizade construída ao longo destes anos de orientação, e hoje, no início da minha carreira como docente, levo vocês como fonte de inspiração.

Agradeço, de forma geral, a todos os professores do PPGE e do DECIV/UFRGS, através dos quais tive o privilégio de ter um ensino de qualidade, e pela convivência durante todo o período de graduação e pós-graduação. Agradeço de modo especial à Professora Tatiana Kuroiwa Ayvazyan, que posso dizer que foi a minha terceira orientadora, cujo seu conhecimento técnico e experiência em projeto foi de ampla ajuda neste trabalho, especialmente em relação às análises dinâmicas realizadas. Agradeço também ao professor Acir, por ter aberto as portas do LAC/UFRGS no início do desenvolvimento desta tese, e pela troca de ideias que foi importante na definição do tema de pesquisa.

Agradeço também aos colegas do PPGE e pela colaboração e constante ajuda, e destaco alguns que foram especiais nesta trajetória. Ao Igor Souza Hoffman, meu parceiro de trabalho da Ponte do Saber, que a cada reunião me contagiava com a sua motivação, e a quem sou grata não só pela ajuda com a modelagem no ANSYS, mas também pela amizade que tornou este período mais leve. Aos colegas Felipe Quevedo, Rebeca Schmitz, Betina Jensen e Bárbara Chagas por me fornecerem o seu material atualizado relacionado à customização do ANSYS e pela disponibilidade ao me auxiliarem sempre que surgiam dúvidas. Ao Miguel Aguirre pela generosidade e auxílio para o acesso aos computadores do CEMACOM de forma remota durante o período de pandemia.

Agradeço a toda minha família, em especial aos meus queridos pais Arduino (*in memoriam*) e Teresinha por terem sido os meus grandes incentivadores e sempre acreditado no meu potencial. Ao longo da minha vida vocês de alguma forma sempre estiveram ao meu lado, dando todo o suporte e amor incondicional, por isso agradeço por todas as dificuldades enfrentadas para conseguir me proporcionar uma educação de qualidade, e espero que este trabalho seja motivo de orgulho para vocês. A minha irmã Paula, agradeço de forma muito especial, pois o seu entusiasmo com a engenharia estrutural me fez seguir os seus passos e hoje tenho o maior orgulho de termos a mesma profissão. Obrigada não só por me mostrado a Engenharia, mas também pelo carinho, cuidado e atenção em todos os momentos da minha vida.

Agradeço a todas as pessoas que são especiais em minha vida. Ao Pedro, por me apoiar em todas as minhas decisões, pelo seu companheirismo e por todo o suporte emocional. Agradeço também a todos os meus queridos amigos, que sempre me apoiaram, contribuindo para os bons momentos de alegria e descontração.

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela oportunidade de estar participando de um curso de pós-graduação de excelência, e, ainda, pela boa estrutura de ensino e pesquisa proporcionada. Agradeço à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior e ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pelo suporte financeiro que permitiu a realização deste estudo.

Não é sobre chegar no topo do mundo e saber que venceu,
é sobre escalar e sentir que o caminho te fortaleceu.
É sobre ser abrigo e também ter morada em outros
corações, e assim ter amigos contigo em todas as
situações. A gente não pode ter tudo, qual seria a graça do
mundo se fosse assim? Por isso eu prefiro sorrisos e os
presentes que a vida trouxe para perto de mim.

Ana Vilela

RESUMO

LAZZARI, B. M. **Análise Estática, Modal e Dinâmica das Etapas Construtivas de uma Ponte Estaiada através do Método dos Elementos Finitos**. 2020. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O estudo de Pontes Estaiadas no Brasil é motivado pela sua crescente utilização no país e por apresentarem comportamento não linear e sensibilidade à sequência construtiva. Neste contexto, esta tese apresenta uma análise estática, modal e dinâmica a partir de um modelo tridimensional em elementos finitos que simula os estágios construtivos da Ponte do Saber, localizada no Rio de Janeiro, utilizando o *software* ANSYS. O objetivo foi simular uma análise progressiva, comparando o comportamento viscoelástico com fissuração para o concreto com o modelo elástico. Ao final das análises, pode-se notar que a negligência da consideração do comportamento viscoso do concreto provoca estimativas errôneas de forças de protensão nos estais, as quais podem levar a operações de reprotensão indesejáveis. A partir da configuração de equilíbrio das fases críticas de construção, foi incluída a ação do vento em escoamento turbulento atuando sobre o tabuleiro, com os históricos de velocidades gerados através do método do vento sintético de Franco (1993). De forma geral, as diferenças de força de protensão nos estais observadas entre os modelos resultaram em esforços de compressão mais elevados no tabuleiro representado por materiais com comportamento não linear, diminuindo a rigidez e conseqüentemente as frequências naturais da estrutura. Sendo assim, a consideração do efeito diferido no concreto, altera a resposta dinâmica da ponte em termos de tensões e deslocamentos, sendo importante a sua consideração para a verificação das seções transversais. Observou-se também que alguns estágios da montagem da ponte apresentam situações com maior risco de falha estrutural do que a análise considerando a ponte concluída, sendo essencial a previsão das fases construtivas na etapa de projeto. Por fim, pode-se dizer que a construção do modelo completo da estrutura torna-se fundamental para a correta determinação do plano de estaiamento, distribuição de tensões nos elementos, e resposta aos efeitos dinâmicos, uma vez que os resultados obtidos a partir desta análise se aproximaram dos valores estimados no projeto original e dos trabalhos de referência de Battista (2012), Gomes (2013) e Curi (2015).

Palavras-chave: Ponte estaiada. Etapas construtivas. Análise não linear. Análise dinâmica. Método dos elementos finitos. ANSYS.

ABSTRACT

LAZZARI, B. M. **Static, Modal and Dynamic Analysis of the Construction Stages of a Cable-stayed Bridge using the Finite Element Method**. 2020. Thesis (Doctorate in Civil Engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

The study of cable-stayed bridges in Brazil is motivated by their increasing use in the country and by their non-linear behavior and the sensitivity to the construction sequence. In this context, this thesis presents a static, modal and dynamic analysis based on a three-dimensional finite element model that simulates the constructive stages of Ponte do Saber, in Rio de Janeiro, using the ANSYS software. The objective was to simulate a forward analysis, comparing the viscoelastic behavior with cracking for concrete with the elastic model. At the end of the analysis, it can be noted that the negligence of considering the viscous behavior of the concrete causes erroneous estimates of initial prestressing forces applied to the stays, which can lead to undesirable prestressing operations. From the critical design phases, the action of wind forces in turbulent flow acting on deck was included, which speed histories were generated through the synthetic wind method, proposed by Franco (1993). In general, the differences in prestressing strength observed in the stays between the models resulted in higher compression efforts on the deck represented by materials with non-linear behavior, decreasing the stiffness and consequently the natural frequencies of the structure. Thus, the consideration of the deferred effect in the concrete, alters the dynamic response of the bridge in terms of stresses and displacements, being important its consideration for the verification of the cross sections. It was also observed that some construction stages present situations with a higher risk of structural failure than the analysis considering the completed bridge, being essential the forecast of the construction phases in the design stage. Finally, it can be said that the construction of the complete model of the structure becomes fundamental for the correct determination of the initial prestressing forces in the stays, the stress distribution in the elements, and the response to the dynamic effects, since the results obtained from this analysis approached to the values estimated in the original project and the reference papers of Battista (2012), Gomes (2013) and Curi (2015).

Key-words: Cable-stayed bridge. Construction stages. Non-linear analysis. Dynamic analysis. Finite element method. ANSYS.

LISTA DE SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSYS: *Analysis Systems Incorporated*
BISO: *Bilinear Isotropic Hardening*
DECIV: Departamento de Engenharia Civil
EPS: *Extratropical Pressure Systems*
FIB: *Fédération Internationale du Béton*
GDL: Grau de Liberdade
HDPE: *High Density Polyethylene*
LAC: Laboratório de Aerodinâmica das Construções
MEF: Método dos Elementos Finitos
PEAD: Polietileno de Alta Densidade
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

A_i : área de aço da seção transversal do estai
 R_i : reação no apoio da viga contínua
 F_i : força inicial no estai
 E : módulo de elasticidade do aço das cordoalhas que constituem o estai
 L_i : comprimento deformado do estai
 L_{0i} : comprimento indeformado do estai
 \bar{C} : amplitude arbitrária do deslocamento x
 T : período natural de vibração
 $P(t)$: vetor forças nodais
 F_a : força de arrasto

F_s : força de sustentação
 M_t : momento torsor
 \bar{U} : velocidade médio do fluxo
 C_a, C_s, C_m : coeficientes aerodinâmicos de arrasto, sustentação e momento, respectivamente
 S_1 : fator topográfico
 S_2 : fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno
 S_3 : fator estatístico
 U_k : velocidade característica do vento
 U_0 : velocidade básica do vento
 $U_t(h)$: velocidade médio do vento sobre t segundos num dado ponto da edificação, calculada por aproximações sucessivas.

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

g_i : peso próprio
 $p(t)$: força dinâmica
 p_0 : amplitude do carregamento
 k : matriz de rigidez
 m : matriz de massa
 c : matriz de amortecimento
 x : vetor deslocamento
 \dot{x} : vetor velocidade
 \ddot{x} : vetor aceleração
 f_S : força na mola
 f_I : força inercial
 f_D : força proporcional ao amortecimento
 \bar{s} : dependente da matriz de amortecimento c
 c_{cr} : coeficiente de amortecimento crítico
 f : frequência natural de vibração
 $x_c(t)$: solução transiente
 $x_p(t)$: solução permanente
 \bar{x}_j : autovetores
 a : amplitude modal
 $u(t)$: velocidade flutuante na direção do vento

$w(t)$: velocidade flutuante na direção perpendicular ao vento

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α_i : ângulo do estai com a viga de rigidez

σ : tensão máxima admissível de projeto no estai

ε_i : deformação específica

δ_i : deslocamento da aduela

ω : frequência angular natural

ω_D : frequência angular amortecida

ξ : fator de amortecimento viscoso

$\bar{\omega}$: frequência de excitação

θ : ângulo de fase

ω_j : autovalores

ϕ_i : autovetor normalizado

ϕ_i^T : transposição do autovetor normalizado

ρ : massa específica do ar (igual a 1,225 kg/m³)

α : ângulo de ataque do vento

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS	5
1.1.1 Objetivo principal	5
1.1.2 Objetivos secundários	5
1.2 LIMITAÇÕES	6
1.3 DELINEAMENTO DO PROJETO DE PESQUISA	6
2 PONTES ESTAIADAS	8
2.1 BREVE HISTÓRICO	8
2.2 COMPONENTES ESTRUTURAIS	10
2.2.1 Estais	10
2.2.2 Tabuleiro	12
2.2.3 Torre	14
2.3 MÉTODOS CONSTRUTIVOS	15
2.4 ASPECTOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL DE PONTES ESTAIADAS	16
2.4.1 Características da análise não linear de pontes estaiadas	18
2.4.2 Determinação das forças de serviço ideais nos estais	19
2.4.2.1 Método da viga contínua	19
2.4.2.2 Método do equilíbrio das forças (Chen et al., 2000)	20
2.4.2.3 Método da anulação dos deslocamentos (<i>Shape finding procedure</i>)	22
2.4.2.4 Método da otimização	22
2.4.3 Modelagem em elementos finitos	23
2.4.3.1 Processo de desmontagem (<i>backward analysis</i>)	24
2.4.3.2 Processo de montagem (<i>forward analysis</i>)	24
2.4.4 Recomendações normativas para o projeto de pontes estaiadas	25
3 VIBRAÇÕES EM PONTES SOB AÇÃO DINÂMICA DO VENTO	26
3.1 AÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURAS	26
3.2 AÇÃO DO VENTO SOBRE TABULEIRO DE PONTE	29
3.3 SIMULAÇÃO DO CARREGAMENTO DEVIDO AO VENTO	32
3.3.1 O fluxo de vento como um processo aleatório	33
3.3.2 O espectro de potência do vento	36
3.3.2.1 Função de auto-correlação	36

3.3.2.2 Método do equilíbrio das forças (Chen et al., 2000).....	38
3.3.2.3 Representação espectral do vento	40
3.3.3 O processo de vento sintético	41
3.3.3.1 Espectro das velocidades flutuantes.....	42
3.3.3.2 Espectro das pressões flutuantes	47
3.3.4 Ação estática	49
3.3.5 Forças aerodinâmicas devidas à turbulência	50
3.3.6 Recomendações da NBR 6123	52
4 MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS	54
4.1 CONCRETO	55
4.1.1 Comportamento diferido do concreto	57
4.1.2 Formulação para fluência e retração do CEB-FIP 1990	59
4.1.3 Teoria da solidificação para a fluência do concreto	60
4.1.4 Modelo reológico para o fator da fluência que depende da idade do carregamento	62
4.1.5 Concreto tracionado: modelo para fissuração	63
4.2 AÇO	66
5 ANÁLISE NUMÉRICA UTILIZANDO O SOFTWARE ANSYS	68
5.1 SOLUÇÃO DE PROBLEMAS NÃO LINEARES NO ANSYS	69
5.2 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS.....	73
5.2.1 Elemento finito sólido tridimensional SOLID186	73
5.2.2 Formulação reforço REINF264	74
5.2.3 Elemento finito unidimensional LINK180	75
5.2.3.1 Rigidez de Ernst.....	77
5.2.3.2 Modelagem numérica dos estais	79
5.2.4 Elemento de ativação e desativação (<i>Birth and Death elements</i>)	82
5.3 CUSTOMIZAÇÃO DO MODELO DO CONCRETO	83
5.4 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DO CONCRETO CUSTOMIZADO	89
5.5 MODELAGEM DO AÇO	93
5.6 ANÁLISE TRANSIENTE MODAL	95
5.6.1 Análise transiente	95
5.6.1.1 Método de integração no tempo para sistemas não lineares	96
5.6.1.2 Solução.....	99

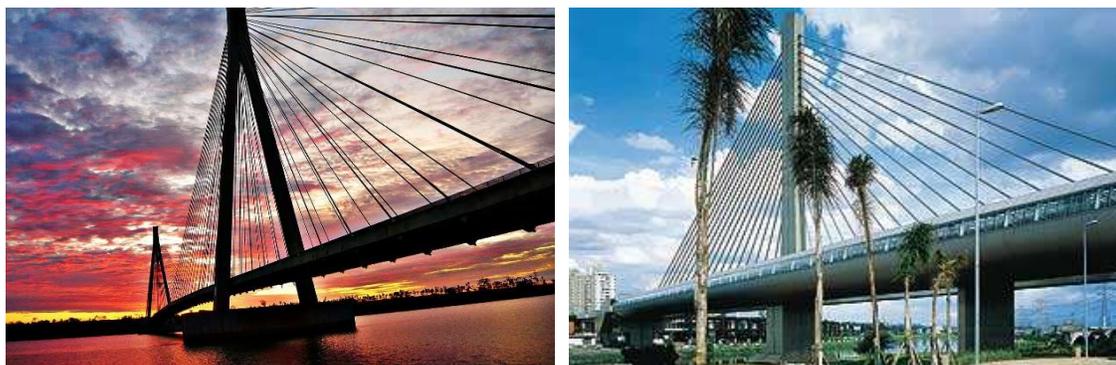
5.6.1.3 Amortecimento	99
5.6.2 Análise modal	100
5.6.3 Exemplo de análise modal sob tensões iniciais	104
6 MODELAGEM COMPUTACIONAL DA PONTE DO SABER	107
6.1 DETALHES DO PROJETO DA PONTE DO SABER.....	108
6.1.1 Características e propriedades do tabuleiro.....	109
6.1.2 Características e propriedades do pilone.....	110
6.1.3 Características e propriedades do sistema de estais	115
6.1.4 Detalhes das etapas de construção e do modelo de cálculo	117
6.2 MODELAGEM DA ESTRUTURA NO ANSYS	122
6.2.1 Modelagem do tabuleiro – SOLID186	125
6.2.2 Modelagem do pilone – SOLID186	128
6.2.3 Elementos de armadura aderente – REINF264	130
6.2.4 Modelagem dos estais – LINK180	132
6.2.5 Etapas de cálculo.....	133
6.3 METODOLOGIA DA ANÁLISE DINÂMICA.....	141
6.3.1 Espectro da componente longitudinal da turbulência.....	142
6.3.2 Espectro da componente vertical da turbulência.....	147
6.3.3 Carga de vento aplicada ao modelo.....	149
7 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DO SABER	157
7.1 MODELO REDUZIDO	158
7.1.1 Análise estática através do MEF	160
7.1.2 Análise modal através do MEF.....	181
7.1.3 Análise estática devida à ação do vento	188
7.1.4 Análise dinâmica através do MEF.....	190
7.2 MODELO COMPLETO.....	205
7.2.1 Análise estática através do MEF	205
7.2.2 Análise modal através do MEF.....	229
7.2.3 Análise dinâmica através do MEF.....	236
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	248
REFERÊNCIAS	252
APÊNDICE A	257

1 INTRODUÇÃO

Devido a sua principal função, que é a de transpor obstáculos, as pontes sempre foram um indicativo relevante para o progresso de uma civilização, auxiliando no crescimento do desenvolvimento social e econômico de uma região. Desta forma, as pontes tornaram-se objeto de estudo da engenharia em vários lugares do mundo, e em virtude da mais alta tecnologia aplicada, evoluíram bastante ao longo dos anos. Devido ao avanço de técnicas construtivas, ao surgimento de novos materiais empregados na construção civil e ao aprimoramento dos métodos numéricos, as pontes sofreram diversas alterações, tornando-se cada vez mais esbeltas.

Neste contexto, a utilização das pontes estaiadas se popularizou entre os projetistas, pois além da funcionalidade de vencer grandes vãos, e da possibilidade do uso de estruturas mais leves e econômicas, são uma alternativa interessante em termos de solução arquitetônica. No Brasil, este sistema começou a ser conhecido em 1978, com o projeto de ponte estaiada de Porto Alencastro, com 660 m de extensão, localizada sobre o Rio Paranaíba, na divisa entre Minas Gerais e Mato Grosso do Sul. Este projeto foi realizado numa parceria entre as empresas *Noronha Engenharia* e *Leonhardt & Andrà Consulting Engineers*. Porém, a primeira ponte estaiada a ser inaugurada no país foi a Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino (Ponte da Estação de Santo Amaro), em 2002, localizada sobre o Rio Pinheiros, em São Paulo (MACHADO, 2008). Na figura 1.1, são mostradas as respectivas pontes.

Figura 1.1 – Ponte de Porto Alencastro à esquerda, e Ponte Estação da Estação de Santo Amaro à direita



(fonte: WIKIPEDIA, 2018)

Atualmente há uma tendência crescente do uso desta solução estrutural em pontes nacionais (LOREDO-SOUZA; ROCHA, 2012). Dentre algumas das principais pontes, se destacam: a Ponte Newton Navarro, situada em Natal, com 448 m de vão livre; a Ponte Octávio Frias de Oliveira, em São Paulo, que apresenta duas pistas em curva conectadas ao mesmo mastro por um conjunto de estais cruzados; a Ponte Rio Negro, em Manaus, que, em extensão, é a maior ponte estaiada do Brasil, com 3,6 quilômetros; e a Ponte Anita Garibaldi, em Santa Catarina, que é a primeira ponte com um único plano de estais em curva do Brasil (figura 1.2).

Figura 1.2 – Exemplos de importantes projetos de pontes estaiadas brasileiras



(a) Ponte Newto Navarro (2007)



(b) Ponte Octávio Frias de Oliveira (2008)



(c) Ponte Rio Negro (2011)



(d) Ponte Anita Garibaldi (2015)

(fonte: WIKIPEDIA, 2018)

O projeto estrutural de uma ponte estaiada se mostra bastante complexo tanto do ponto de vista estrutural quanto construtivo, incluindo aspectos que não necessariamente são levados em conta em um projeto de uma ponte convencional. Conforme a *Fédération Internationale du Béton* (2000), as pontes estaiadas são classificadas dentro do grupo das estruturas de pontes especiais, pois apresentam maior dificuldade na elaboração do projeto, elevado grau de responsabilidade e riscos assumidos pelo engenheiro, sendo necessário também um rigoroso acompanhamento durante sua execução. Essa concepção estrutural, impõe fortes não linearidades à estrutura,

sendo que o pleno conhecimento do comportamento deste tipo de ponte na presença de cargas estáticas e dinâmicas, torna-se fundamental para um projeto seguro.

O boletim 65, do código modelo FIB 2010, ressalta que, em função da esbeltez dos componentes de pontes estaiadas em concreto armado e protendido, estas estruturas apresentam alta sensibilidade diante dos efeitos diferidos nos materiais, sendo que a modelagem matemática para a avaliação das fases construtivas, é uma preocupação central do projeto e execução desse tipo de estrutura. Uma das fases críticas, do ponto de vista de projeto, e onde são cometidos os maiores erros, é na determinação das forças iniciais a serem aplicadas nos estais; ou seja, o grande desafio é construir a ponte na geometria exata determinada pelo projeto arquitetônico e com as tensões ideais previstas para os estais. Essas dificuldades podem ser superadas através da correta simulação das diversas fases envolvidas na construção de uma ponte estaiada.

Em relação ao comportamento dinâmico de pontes estaiadas, no Brasil este não é um assunto tão explorado quanto em outros países. Na literatura nacional, existe um reduzido número de trabalhos que descrevem o comportamento das estruturas estaiadas submetidas a carregamentos dependentes do tempo. No entanto, o conhecimento do comportamento de uma estrutura flexível, perante os efeitos dinâmicos gerados pelo vento, pode ser de extrema relevância, especialmente durante a sua fase construtiva.

Com a evolução das estruturas, as representações matemáticas dos problemas passaram a ter soluções analíticas mais difíceis de serem resolvidas, pois o modelo matemático engloba as relações constitutivas dos materiais, as relações de equilíbrio e as relações de deslocamentos e de deformações. Para se obter as soluções de estruturas complexas, foram desenvolvidos métodos numéricos, que buscam uma solução aproximada com uma boa precisão, como é o caso do Método dos Elementos Finitos (MEF). O uso deste método, aliado à grande capacidade de processamento dos computadores atuais, têm possibilitado aos engenheiros simular o comportamento não linear destas estruturas, tais como o efeito catenária dos estais, o comportamento viga-coluna do tabuleiro, e o efeito de grandes deslocamentos.

Neste contexto, o presente trabalho consiste na criação de um modelo tridimensional em elementos finitos, utilizando o *software* ANSYS, apresentando uma análise das etapas construtivas de uma ponte estaiada real, cujas aduelas foram concretadas no local. A estrutura escolhida foi a Ponte do Saber, localizada no Rio de Janeiro, que foi concluída no ano de 2012.

Para este estudo, foi realizada a análise estática, modal e dinâmica das etapas de montagem desta ponte estaiada, utilizando os elementos de ativação e desativação (*Birth and Death elements*) do *software* ANSYS. O modelo reológico adotado para a consideração da fluência e da retração do concreto, foi o proposto pelo Comité Euro-International du Béton (1993): Código Modelo CEB-FIP 1990 (CEB-MC90), associado à teoria da solidificação de Bazant e Prasannan (1989a, 1989b). O comportamento do concreto à tração foi simulado de acordo com o sugerido por Hinton (1988), utilizando o modelo de colaboração do concreto entre fissuras (*tension stiffening*). Estes modelos foram introduzidos no ANSYS através da rotina USERMAT, disponível através da ferramenta de customização (*User Programmable Features – UPF*). A rotina USERMAT adotada neste trabalho teve como ponto de partida os códigos em linguagem Fortran 77, desenvolvidos por Quevedo (2017), Schmitz (2017) e Lazzari (2016).

Os casos de carga referentes à análise estática foram descritos segundo as informações disponíveis no projeto realizado pelo escritório *VGarambone Projetos e Consultoria*, bem como através dos dados presentes nos trabalhos de Gomes (2013) e de Cidade (2017). A partir da utilização do processo de montagem progressiva (*forward analysis*), foi possível considerar os efeitos dependentes do tempo de forma diferenciada para cada material. Os resultados obtidos através da análise estática foram comparados às medições realizadas durante as fases de construção da estrutura real, cujos valores são apresentados na dissertação de Gomes (2013); e às previsões do projeto estrutural desenvolvido por *VGarambone Projetos e Consultoria*.

O modelo de carregamento não determinístico, utilizado para simular o vento turbulento atuante sobre o tabuleiro de ponte investigado, foi o processo do vento sintético proposto por Franco (1993). A análise dinâmica foi realizada no domínio do tempo, em que as forças de vento foram aplicadas sobre o modelo em elementos finitos no ANSYS como funções variáveis, de acordo com a formulação proposta por Simiu e Scanlan (1996). Como para a estrutura em estudo não foram realizados ensaios em túnel de vento, para representar o sinal de velocidades flutuantes foram utilizados dois espectros teóricos de potência diferentes para as componentes na direção longitudinal e na direção vertical do vento, sendo respectivamente, o espectro de Harris e o espectro de Lumley e Panofsky. Os resultados obtidos a partir da análise modal e dinâmica realizada no *software* ANSYS foram comparados com os valores provenientes da análise dinâmica feita pelo escritório *Controllato – Projetos, Monitoração e Controle de Estruturas* (BATTISTA, 2012), e com aqueles descritos no trabalho de Curi (2015), ambos considerando o modelo estático inicial fornecido por Garambone (2012).

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

1.1.1 Objetivo principal

Esta tese de doutorado tem como objetivo principal a realização de uma análise estática, modal e dinâmica das etapas construtivas de uma ponte estaiada, cujo método de montagem foi realizado por avanços sucessivos, com concretagem dos elementos no local. Busca-se avaliar se a consideração dos efeitos dependentes do tempo, como os modelos reológicos para a fluência e retração do concreto, bem como a fissuração desse material, possui uma influência relevante no comportamento mecânico destas estruturas quando submetidas à ação de cargas estáticas e dinâmicas.

1.1.2 Objetivos secundários

Entre os objetivos secundários desta tese de doutorado, pode-se listar os seguintes itens:

- a) desenvolvimento de um modelo tridimensional da Ponte do Saber, utilizando o programa ANSYS, a partir do modelo geométrico proposto por Lazzari (2016);
- b) estudo de funcionalidades para análises de modelos parciais no *software* ANSYS, incluindo a utilização do método de ativação e desativação de elementos do ANSYS (*Birth and Death elements*);
- c) adaptação do modelo viscoelástico para o concreto desenvolvido inicialmente por Quevedo (2017) e Schmitz (2017);
- d) realização de uma análise modal das fases construtivas de uma ponte estaiada, a partir de uma configuração de equilíbrio inicial;
- e) desenvolvimento de uma análise dinâmica de fases críticas de projeto, através da simulação de uma carga de vento variável em função do tempo, sobre o tabuleiro da Ponte do Saber.

1.2 LIMITAÇÕES

Entre as limitações do trabalho pode-se destacar:

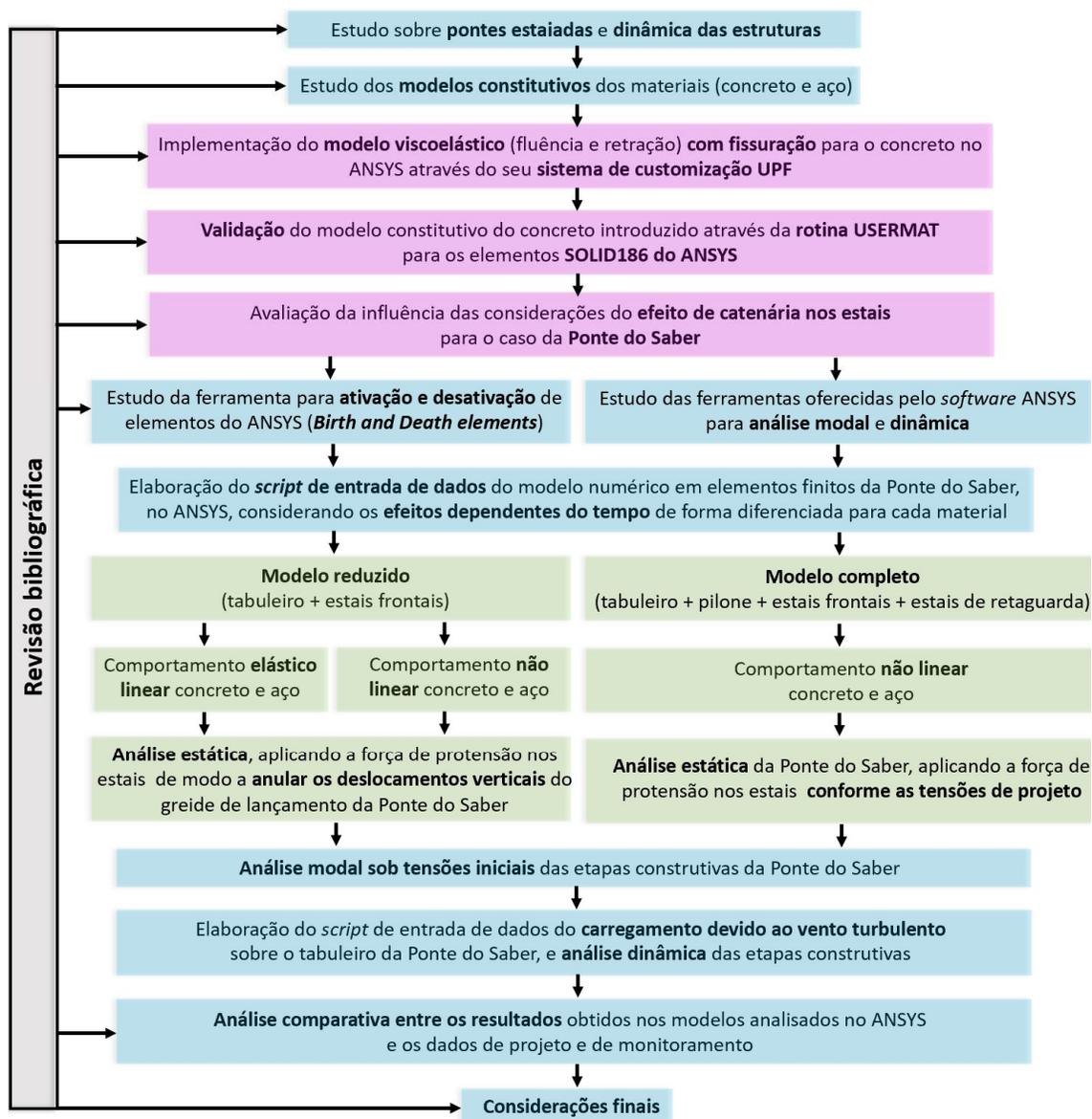
- a) nas análises realizadas, a temperatura ambiente foi considerada constante;
- b) na modelagem da geometria da Ponte do Saber, não foram considerados os elementos que compõem a infraestrutura da ponte (fundações); nem a representação detalhada dos dispositivos de ancoragem dos estais, em função da grande quantidade de elementos finitos que o modelo já reunia;
- c) a modelagem dos estais da Ponte do Saber foi realizada de forma simplificada através de elementos de barra, ao invés de considerar o efeito de catenária;
- d) os resultados apresentados nas análises dinâmicas foram baseados em coeficientes aerodinâmicos de uma seção transversal que se assemelha à aerodinâmica do tabuleiro da Ponte do Saber, pois para a estrutura em estudo não foram realizados ensaios em túnel de vento.

1.3 DELINEAMENTO DA PESQUISA

As etapas desta tese de doutorado foram estabelecidas conforme o fluxograma representado na figura 1.3 e divididas em 8 capítulos. No **capítulo 1**, foram descritas as considerações iniciais sobre o tema, destacando os objetivos principais e secundários. Conforme observado na figura 1.3, a revisão bibliográfica sobre os parâmetros de projeto, aspectos construtivos e comportamento dinâmico de pontes estaiadas foi essencial para a evolução do trabalho, sendo apresentada nos **capítulos 2 e 3**. No **capítulo 4** são indicadas as formulações matemáticas para a definição dos modelos constitutivos dos materiais, tanto para o concreto quanto para o aço. No **capítulo 5** são apresentadas as características de funcionamento da rotina USERMAT e detalhes sobre a análise numérica utilizando o *software* ANSYS. O **capítulo 6** resume os detalhes do projeto da Ponte do Saber, bem como da modelagem computacional realizada no ANSYS. O **capítulo 7** apresenta os resultados da análise estática, juntamente com os valores registrados em obra, e com os dados fornecidos pelo escritório *VGarambone Projetos e Consultoria* (GARAMBONE, 2012), que realizou o projeto estrutural da ponte. Após esta etapa, prosseguiu-se para a análise modal sob tensões iniciais das etapas construtivas da

estrutura bem como da análise da resposta da ponte, quando submetida à ação dinâmica do vento. Estes resultados estão apresentados no capítulo 7, juntamente com os valores provenientes da análise dinâmica realizada pelo escritório *Controllato – Projetos, Monitoração e Controle de Estruturas* (BATTISTA, 2012), e dos dados descritos no trabalho de Curi (2015). Por último, no **capítulo 8**, foram feitas as considerações finais deste trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

Figura 1.3 – Fluxograma das etapas da pesquisa



(fonte: elaborada pela autora)

2 PONTES ESTAIADAS

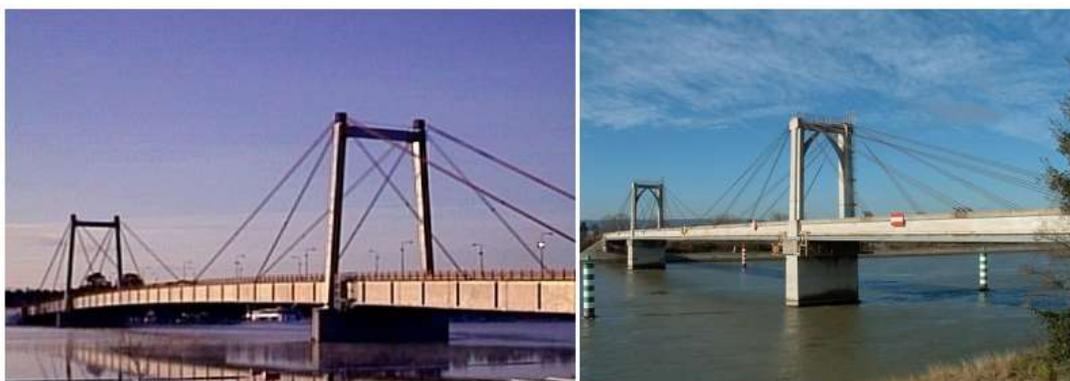
Neste capítulo é apresentado um breve histórico das pontes estaiadas, mostrando a evolução dos projetos ao longo do tempo, e também as características de seus elementos estruturais. São abordados também alguns aspectos teóricos relacionados à análise não linear destas estruturas.

2.1 BREVE HISTÓRICO

A ideia de sustentar um elemento, por meio de cabos ou correntes já vem sendo empregada há muito tempo. Alguns dados históricos e indícios arqueológicos indicam que os índios americanos já construíam passarelas pênséis de madeira e que as pontes pênséis de ferro já eram construídas em 65 D.C. nas montanhas do Tibet (WITTFOHT, 1984). O próprio Leonardo da Vinci, entre os séculos XV e XVI, já sugeria este tipo de estrutura em seus rabiscos.

O projeto das primeiras pontes estaiadas modernas envolvia a utilização de poucos estais e tabuleiros muito rígidos, como mostra a figura 2.1. Os estais eram posicionados somente onde deveriam existir pilares, o que implicava em cabos com muitas cordoalhas; dificuldades na concepção das ancoragens; problemas de concentração de tensões; e desvantagens em relação ao método construtivo, sendo necessário construir uma grande extensão de tabuleiro até que fosse alcançado o próximo ponto de fixação do estai (GRABOW, 2004).

Figura 2.1 – (a) Ponte Stromsund, Suécia; (b) Pont Donzère-Mondragon, França



(a)

(b)

(fonte: WIKIPEDIA, 2018)

O maior desenvolvimento destas estruturas ocorreu após a Segunda Guerra Mundial, quando estradas, cidades e pontes precisavam ser reconstruídas. O desenvolvimento da teoria de estabilidade de estruturas, juntamente com a melhoria dos processos de solda e da qualidade dos materiais, permitiu um importante avanço no desenvolvimento deste sistema estrutural (MEYER, 2011). Desta forma, as pontes estaiadas começaram a ser amplamente utilizadas, principalmente na Europa e na América do Norte, mostrando-se um sistema econômico, com estrutura mais leve e rigidez suficiente (MAZARIM, 2011).

A partir da década de 70, as propriedades físicas dos materiais passaram a ser utilizadas de forma mais racional e consciente; sendo observados avanços em função da experiência adquirida com o grande número de pontes executadas no período pós-guerra, e do desenvolvimento dos métodos de dimensionamento destas estruturas (MAZARIM, 2011). Atualmente, exceto por imposições específicas, a solução de poucos estais não é a mais usual, por ser anti-econômica. O menor espaçamento entre os pontos de ancoragem dos estais faz com que os mesmos tenham uma importância maior quanto ao recebimento do carregamento atuante no tabuleiro. Além disso, como a flexão longitudinal é reduzida através da introdução de um maior número de apoios intermediários (estais), o tabuleiro passa a ter uma geometria mais leve, contribuindo de forma significativa com o fator estético. Na figura 2.2 estão indicadas as duas pontes estaiadas que apresentam os maiores vãos atualmente; a *Russky Bridge*, localizada na Rússia, com vão de 1.104 m; e a *Sutong Bridge*, localizada na China, com vão de 1088 m.

Figura 2.2 – (a) Ponte Russky, Rússia; (b) Ponte Sutong, China



(a)

(b)

(fonte: WIKIPEDIA, 2018)

2.2 COMPONENTES ESTRUTURAIS

Conforme visto anteriormente, a superestrutura de uma ponte estaiada é composta por três elementos estruturais: os cabos de sustentação, denominados estais; a viga de rigidez, denominada tabuleiro; e a torre, que também pode ser chamada de pilone ou mastro. Nos itens a seguir, estes componentes serão detalhados, segundo Mazarim (2011), Gimsing e Georgakis (2012) e Walther *et al.* (1985) e será apresentada uma visão geral de projeto destas estruturas.

2.2.1 Estais

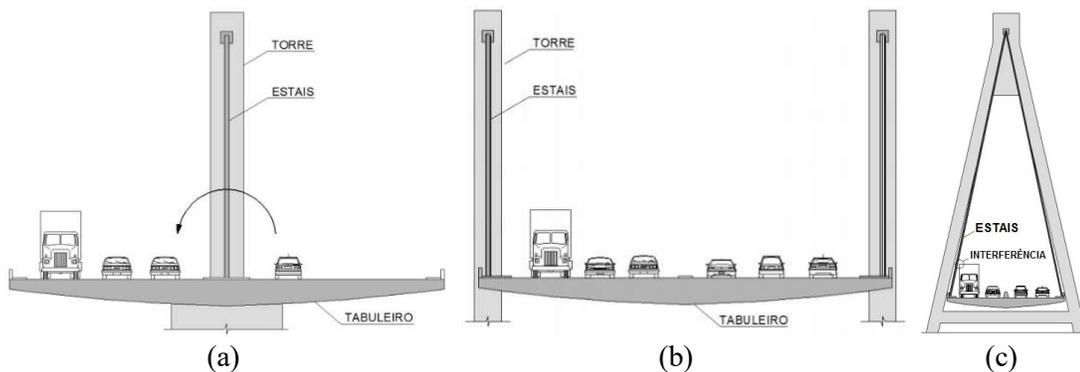
Os estais são formados por três componentes: elementos de tensionamento, sistemas de ancoragem e sistemas de proteção. Os elementos de tensionamento podem ser formados por um conjunto de barras ou de cordoalhas. Atualmente a utilização de cordoalhas é a solução mais adotada, as quais são compostas por um feixe de fios de aço, que são dispostos ao redor do núcleo central de forma helicoidal, com um passo uniforme, sendo o seu diâmetro obtido de acordo com a necessidade de projeto.

As ancoragens dos estais são responsáveis pela transferência de força do estai tensionado para os elementos estruturais onde este foi ancorado. Uma ancoragem regulável, ou ativa, possibilita o ajuste do comprimento do estai sem que isto implique em um movimento relativo entre as cordoalhas e a ancoragem (FIB, 2005). Já em uma ancoragem fixa, ou passiva, não é permitida a regulagem do comprimento do estai e nem o retensionamento dos mesmos. A escolha da extremidade do estai em que ficará cada tipo de ancoragem é feita pelo projetista, que deve considerar, entre outros aspectos, a existência de espaço suficiente na região da ancoragem regulável, para que seja possível a utilização de macacos hidráulicos de protensão.

A proteção mais utilizada nos estais, em um processo especial de fabricação, é o envolvimento da cordoalha por cera de petróleo e o recobrimento da mesma com os tubos de HDPE (*High Density Polyethylene*), também conhecido como PEAD (Polietileno de Alta Densidade). Estes tubos, além de promover a proteção contra a corrosão e agentes externos, incluindo os raios ultravioleta, também podem atender a exigências do projeto arquitetônico uma vez que as suas cores podem ser alteradas. Na região das ancoragens, os estais contam ainda com tubos anti-vandalismo, garantindo assim segurança contra eventuais danos nas partes mais vulneráveis. O desempenho estrutural de uma ponte estaiada depende, principalmente, da disposição dos

estais, os quais podem estar em uma superfície única centralizada no tabuleiro, em superfícies verticais paralelas laterais, ou em superfícies inclinadas laterais, conforme mostra a figura 2.3.

Figura 2.3 – Distribuição transversal dos cabos (a) plano vertical central único, (b) dois planos verticais, (c) dois planos inclinados



(fonte: MAZARIM, 2011)

As pontes com um plano central único de cabos apresentam como desvantagem estrutural os elevados esforços de torção, gerados principalmente por cargas dinâmicas e cargas acidentais assimétricas, e a necessidade de estais com maior diâmetro. A utilização de dois planos verticais de estais é benéfica para absorver os esforços de torção e, ainda, é extremamente útil quando o projeto prevê um número maior de faixas de rodagem. Já no sistema de dois planos inclinados de cabos, existe a possibilidade de interferência entre os estais e o gabarito da ponte, o que é mais comum em pontes de menor porte, onde os pilones são baixos.

Para as estruturas caracterizadas por sua assimetria longitudinal, ou seja, quando os vãos laterais e principais possuem comprimentos diferentes, é necessário incluir estais que auxiliarão diretamente na estabilidade global da estrutura, os quais são chamados de estais de retaguarda. De acordo com Walther *et al.* (1999), estes estais são elementos submetidos a elevadas tensões de tração, as quais são geradas principalmente pelo peso próprio do tabuleiro, já que a sua função é transmitir uma considerável parcela do peso da estrutura para os blocos de ancoragem, garantindo que o sistema permaneça em equilíbrio. A Ponte Assut de l'Or, apresentada na figura 2.4, é um exemplo de estrutura estaiada assimétrica, que possui estais de retaguarda para auxiliar no equilíbrio longitudinal.

Figura 2.4 – Ponte com estais de retaguarda: Assut de l'Or, Valência, Espanha

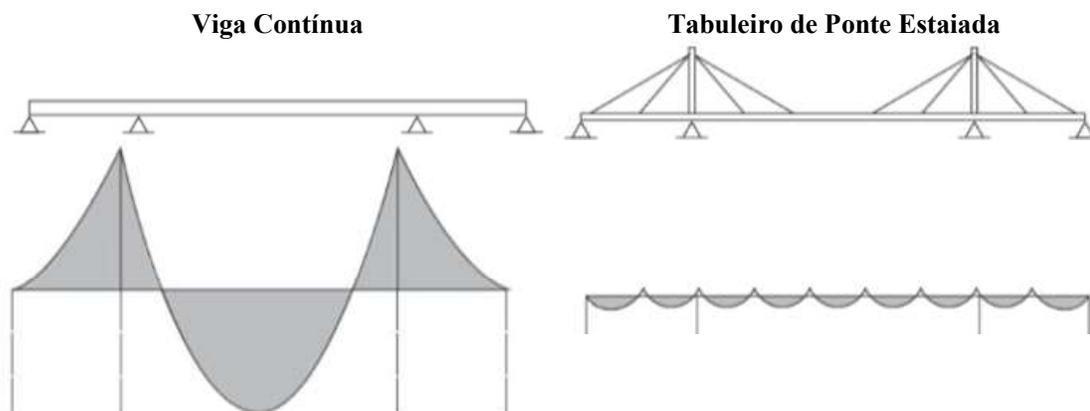


(fonte: WIKIPEDIA, 2020)

2.2.2 Tabuleiro

O tabuleiro, também conhecido como viga de rigidez, é um termo associado ao conjunto de lajes e vigas de uma ponte. Em função das suas dimensões, são responsáveis por grande parcela do peso próprio total da estrutura, sendo o elemento que está sujeito a maior parte das ações externas (GIMSING; GEORGAKIS, 2012). A sua função é transmitir os esforços atuantes sobre ele para o sistema de cabos, que funcionam como apoios intermediários; ou seja, a presença de estais contribui significativamente para a redução dos momentos fletores no tabuleiro quando a estrutura é comparada, por exemplo, com uma viga contínua (figura 2.5).

Figura 2.5 – Diagramas de momentos fletores

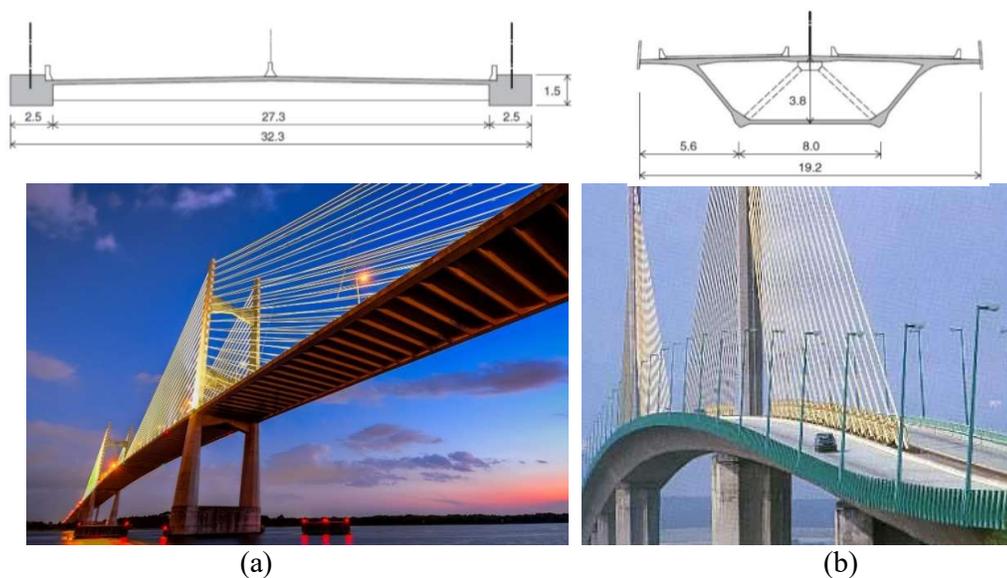


(fonte: adaptada de GIMSING; GEORGAKIS, 2012)

Além disso, como nas pontes estaiadas os cabos são dispostos de modo inclinado, o tensionamento aplicado aos estais, resulta em esforços compressivos no tabuleiro, durante o processo de construção e na estrutura finalizada. Os esforços de compressão no tabuleiro, em geral aumentam conforme aproxima-se do pilone, sendo que a inclinação dos cabos exerce influência direta sobre o acréscimo de tensões de compressão.

A seção transversal do tabuleiro de uma ponte estaiada pode ser somente em concreto armado, somente em aço, ou possuir estrutura mista. A escolha do material leva em consideração o sistema estrutural, o método construtivo e o custo total da obra. Neste item serão analisadas as particularidades somente da alternativa em concreto armado, por ter sido a solução utilizada no projeto analisado. Em relação ao tipo de seção transversal, duas soluções geométricas são mais empregadas: a seção celular ou a seção com duas longarinas laterais, como mostra a figura 2.6. Neste caso, a definição da seção transversal está ligada à disposição dos estais ao longo do tabuleiro: para seções abertas, a rigidez à torção é conferida pela distribuição dos estais em dois planos; já as seções fechadas possuem rigidez à torção elevada, podendo ser empregado um plano único centrado de estais

Figura 2.6 – Diferentes seções de tabuleiro: (a) Ponte Napoleon Broward (1989), Estados Unidos; (b) Ponte de Brotonne (1977), França



(fonte: WIKIPEDIA, 2018)

2.2.3 Torre

As torres, também chamadas de pilones ou mastros, têm por principal função transmitir às fundações as cargas originadas pelo sistema de cabos. Segundo Svensson (2011), o fato das torres estarem submetidas predominantemente à esforços de compressão, gerados pelo peso próprio e pela componente vertical dos estais, podem conduzir a instabilidades causadas pelo efeito de flambagem em seções de aço. Desta forma, é comum, nestes elementos, a utilização de seções caixão em concreto armado, com elevadas espessuras das paredes.

O sistema de distribuição dos cabos ao longo da torre é outro fator determinante para a escolha da concepção estrutural do pilone. O comportamento mecânico deste elemento torna-se mais eficiente quando há o equilíbrio entre as componentes horizontais das forças nos estais dos vãos principais e os cabos de retaguarda, pois deste modo minimiza-se o momento fletor longitudinal atuante na base da torre (TORNERI, 2002). O fato da aparência estética das pontes estaiadas dependerem em grande parte da geometria das torres tem levado muitos projetistas a buscar novas formas arquitetônicas. Enquanto esses elementos podem ter formatos bastante originais, eles, usualmente, resultam em um incremento significativo no custo total da obra. Como exemplo dessa tendência, está a Ponte Alamillo, em Sevilla, que não tem nenhum estai lateral e a estabilidade é parcialmente fornecida pelo contrapeso de concreto do pilone inclinado (figura 2.7(a)). Já a Ponte Erasmus, em Rotterdam (figura 2.7(b)), apresenta apenas dois estais laterais no topo de um pilone não retilíneo, que apresenta um formato muito singular.

Figura 2.7 – Exemplos de torres inclinadas: (a) Ponte Alamillo (1992), Espanha; (b) Ponte Erasmus (1996), Holanda



(a)



(b)

(fonte: WIKIPEDIA, 2018)

2.3 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Conforme a metodologia de construção adotada, a concepção estrutural de uma ponte estaiada pode ser alterada de forma significativa. Entre os principais sistemas construtivos utilizados, destacam-se o processo de **escoramento direto**, recomendado quando a ponte está localizada em região de baixo gabarito, com solo com boa capacidade resistente; a técnica de **rotação em planta do tabuleiro**, que embora pouco utilizada, torna-se interessante no caso de viadutos ortogonais a grandes autoestradas; o método dos **lançamentos progressivos**, o qual requer tabuleiros muito rígidos ou elevado número de apoios provisórios para que o tabuleiro montado nas margens da obra seja empurrado sobre os apoios até a posição final; e por fim, a metodologia dos **balanços sucessivos**, que por ser a metodologia construtiva mais popular aplicada em estruturas de pontes estaiadas modernas, será abordada com mais detalhes a seguir.

A principal vantagem da utilização do sistema construtivo por balanços sucessivos, é a ausência de escoramentos; o que possibilita transpor vales profundos e vias de tráfego intenso. Segundo Ferraz (2001), nesta técnica, o tabuleiro das pontes estaiadas em concreto pode ser executado a partir de segmentos pré-moldados ou moldados no local, denominados aduelas. Estas aduelas vão sendo executadas sobre o obstáculo a ser vencido, através do uso de formas deslizantes, as quais são escoradas nos trechos já construídos. No caso das aduelas concretadas no local, o próximo trecho só é executado quando o concreto da aduela anterior apresentar a resistência necessária para suportar o seu peso próprio e o da aduela seguinte. A figura 2.8 mostra dois exemplos de construção por balanços sucessivos, ambos no estado de São Paulo.

Figura 2.8 – Exemplos construção por balanços sucessivos: (a) Ponte Octávio Frias de Oliveira; (b) Viaduto Linha 13-Jade



(a)



(b)

(fonte: WIKIPEDIA, 2020)

Como nas pontes estaiadas, a ancoragem dos cabos no tabuleiro garante apoios extras à estrutura, a utilização do método dos balanços sucessivos durante as etapas construtivas permite a redução dos custos e do tempo necessário para a conclusão da obra, sendo por este motivo o método de montagem mais adequado (WANG *et al.*, 2004). Por outro lado, é sabido que ao longo das etapas intermediárias a estrutura apresenta-se menos estável quando comparada à ponte finalizada, o que indica a importância de avaliação do seu comportamento durante o período em que ainda está incompleta. Desta forma, a análise de cada fase de construção é extremamente importante e deve ser realizada de forma criteriosa, uma vez que, dependendo do método de construção utilizado, o sistema estrutural pode mudar significativamente, chegando, às vezes, a resultar em esforços mais críticos do que na fase final da obra.

2.4 ASPECTOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL DE PONTES ESTAIADAS

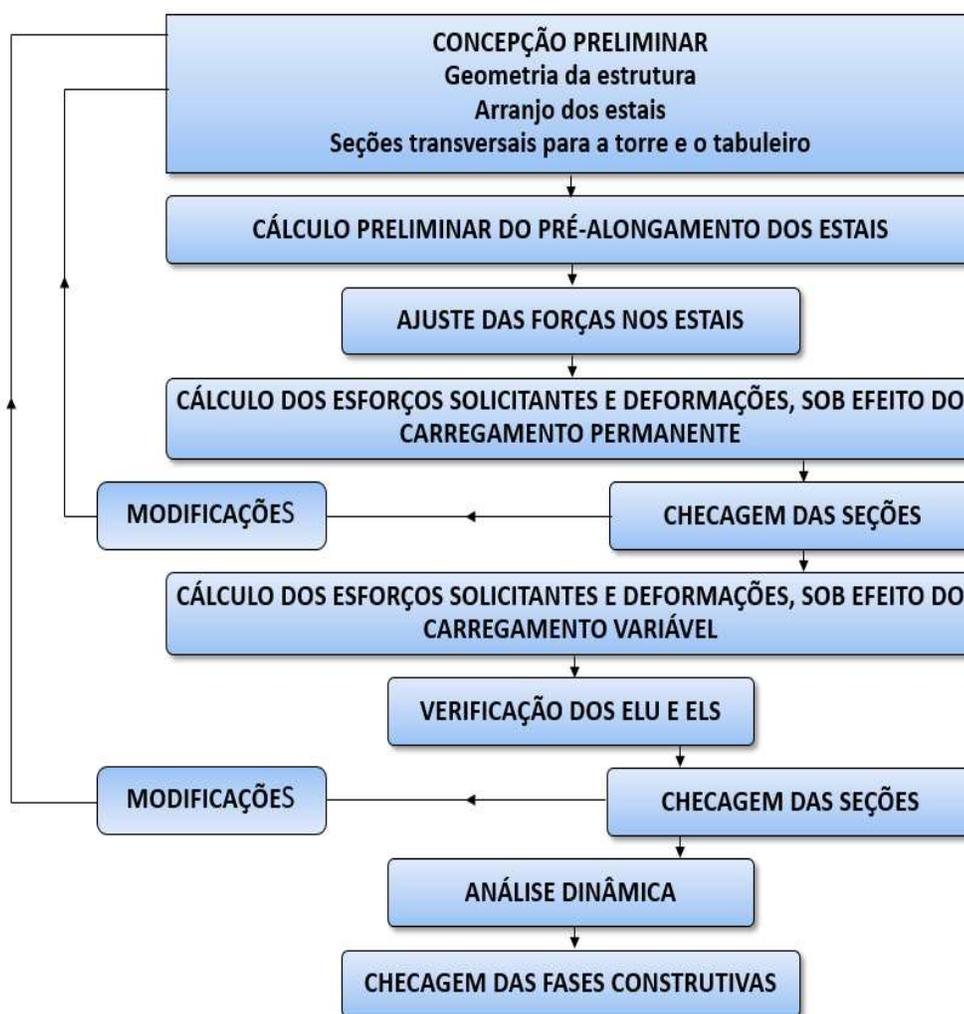
A **análise preliminar** de uma ponte estaiada, costuma representar a estrutura real, de forma simplificada, assumindo-se inicialmente que as propriedades dos materiais não variam. Da mesma forma, as equações de equilíbrio são formuladas para a geometria indeformada, isto é, para a configuração de referência inicial da estrutura. Admite-se, também, que os deslocamentos são tão pequenos, que seus efeitos sobre o equilíbrio são insignificantes. Entretanto, quando esse processo é finalizado, devido ao fato dessas pontes serem muito esbeltas, o resultado obtido é uma estrutura deformada, onde as equações de equilíbrio não estão satisfeitas porque foram respeitadas apenas na posição indeformada. Sendo assim, quanto maior a flexibilidade da estrutura, maior é o erro provocado por essa aproximação. A **análise não linear** visa, então, melhorar a simulação numérica do comportamento destas estruturas. O objetivo principal é aumentar a qualidade do modelo estrutural, proporcionando ao engenheiro mais confiança na previsão do desempenho do sistema projetado. Nesta modelagem, cabe ao profissional definir quais são as principais fontes de não linearidade do problema, e de que forma elas devem ser consideradas e representadas. Nos itens seguintes, são abordados com maiores detalhes alguns aspectos relevantes para a análise estrutural não linear de uma ponte estaiada em concreto.

Outra questão a ser considerada é em relação à **determinação das forças de protensão nos estais**, as quais são calculadas de modo que os momentos fletores atuantes na viga de rigidez e no pilone sejam reduzidos. O objetivo é que o pilone e o tabuleiro trabalhem basicamente à

compressão, e desta forma seja possível reduzir os efeitos de segunda ordem, como por exemplo as deformações provocadas por flexão. Desta forma, o projetista estima as forças iniciais que devem ser aplicadas aos cabos, sendo este dimensionamento realizado através de processos de análise dos estágios construtivos e baseado nas premissas escolhidas em projeto. Os processos para obtenção dos valores ideais de força de protensão nos estais serão apresentados a seguir.

Atualmente as análises das etapas construtivas podem ser realizadas de duas formas: uma **retroativa** (desmontagem ou *backward analysis*), que segue o sentido inverso ao do processo de execução, e outra **progressiva** (montagem ou *forward analysis*). O fluxograma da figura 2.9 apresenta de forma simplificada as etapas do projeto de uma ponte estaiada.

Figura 2.9 – Fluxograma simplificado das etapas de projeto de uma ponte estaiada



(fonte: adaptada de WALTHER *et al.*, 1985)

2.4.1 Características da análise não linear de pontes estaiadas

Quando uma estrutura é submetida a um determinado carregamento, a mesma sofre deslocamentos em seus nós, e em decorrência disto, novos esforços podem surgir. Quando esse deslocamento é pequeno, esses esforços adicionais são irrelevantes. No caso de estruturas esbeltas, os deslocamentos decorrentes do carregamento são consideráveis, podendo gerar esforços de segunda ordem nos elementos. Desta forma, torna-se importante a realização de uma análise não linear, em que a matriz de rigidez geométrica de cada elemento deve ser alterada de forma iterativa, sendo dependente do carregamento aplicado e da variação dos deslocamentos dos nós da estrutura. No caso das pontes estaiadas, segundo Granata (2012), entre as não linearidades presentes no problema é possível destacar:

- a) efeito de catenária dos estais. Os estais apresentam um caso de não-linearidade especial, o qual é abordado com detalhes no capítulo 5 deste trabalho;
- b) comportamento viga-coluna do tabuleiro, que ocorre devido à adição de esforços compressivos provenientes da protensão dos estais (efeito P-delta);
- c) efeito de grandes deslocamentos nos elementos estruturais, pois os processos de execução de pontes estaiadas produzem constantes alterações geométricas e conduzem ao surgimento de esforços causados pelos efeitos de excentricidades nos elementos sujeitos a solicitações de compressão. Este fato pode ser observado especialmente nos pilones, cujos efeitos de segunda ordem podem ser amplificados caso ocorra a redução de rigidez do elemento devido à fissuração;
- d) efeito interativo entre o conjunto tabuleiro-estais-pilone, pois em função da geometria e das conexões entre os membros estruturais que compõem as pontes estaiadas, o comportamento estrutural local de cada membro afeta diretamente o comportamento dos membros vizinhos. Ou seja, existe uma interdependência dos esforços entre cada um destes elementos estruturais (KIM *et al.*, 2017).

Além dos fatores destacados, as estruturas de concreto também apresentam deformações que se desenvolvem ao longo do tempo. Essas deformações se devem aos efeitos provocados pela fluência e retração presentes no concreto e, em menor intensidade, à relaxação do aço ativo. A consideração desses efeitos na análise das etapas construtivas é importante para garantir que a

geometria final da obra fique dentro do planejado e que a mesma não apresente deslocamentos excessivos.

Em alguns programas, como no caso do SAP2000, a análise não linear geométrica é efetuada de forma iterativa, através do processo P-delta. Em relação à análise não linear física, as normas e códigos apresentam simplificações que podem ser aplicadas de acordo com alguns parâmetros da estrutura. Essas simplificações consistem em reduzir a rigidez de determinados elementos de forma a simular os efeitos da fissuração em estruturas de concreto. A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta uma forma simplificada para a consideração destes efeitos, e define que a rigidez das lajes, das vigas e dos pilares pode ser reduzida, respectivamente, até 30%, 40% e 80% da rigidez da seção bruta de concreto.

O programa ANSYS, por exemplo, considera os efeitos de grandes deformações em estruturas através da opção *Large Deflection* do comando NLGEOM. Para a modelagem da ponte estaiada deste trabalho, este comando foi utilizado em conjunto com os elementos de ativação e desativação do ANSYS, sendo a solução do sistema de equações não lineares realizada através do método de Newton-Raphson. Em relação à consideração da não linearidade física e dos efeitos reológicos do concreto, o *software* ANSYS permite que os modelos constitutivos para os materiais sejam implementados pelo usuário a partir da sua ferramenta de customização UPF. A formulação utilizada no ANSYS está apresentada nos capítulos 4 e 5 deste estudo.

2.4.2 Determinação das forças de serviço ideais nos estais

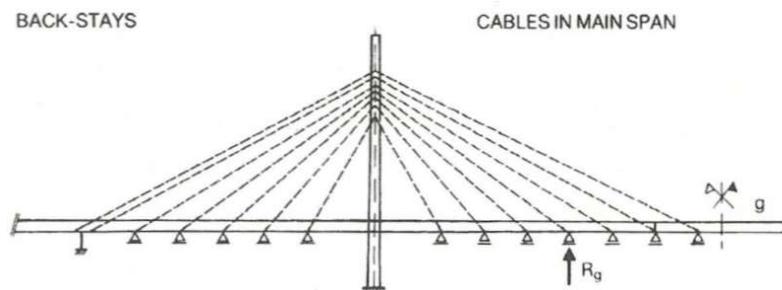
Segundo Almeida (2017), a determinação das forças de serviço nos estais é um dos pontos principais no projeto de pontes estaiadas, pois uma escolha adequada destas forças conduz a melhores distribuições de esforços nos elementos estruturais, o que implica na economia de materiais. Nos itens a seguir são apresentados os principais métodos utilizados em projeto.

2.4.2.1 Método da viga contínua

Esse é o método mais simplificado, utilizado apenas para o pré-dimensionamento dos estais. Num primeiro momento deve ser feita uma estimativa do número de cabos e da configuração geométrica dos mesmos. De posse disto, segundo Walther *et al.* (1999), pode-se desenvolver

um modelo estrutural tornando os nós indeslocáveis nos pontos de ancoragem dos estais. Desta forma, obtém-se um modelo de viga contínua sobre suportes rígidos (figura 2.10).

Figura 2.10 – Esquema do método da viga contínua para pré-dimensionamento dos estais de uma ponte estaiada



(fonte: adaptada de WALTHER *et al.*, 1999)

Uma análise estática linear é então realizada, considerando as cargas permanentes para obtenção das reações de apoio. Essas reações são decompostas na direção do estai, sendo as suas componentes axiais utilizadas para o cálculo da seção transversal de cada estai. O cálculo da área da seção transversal do cabo (A_i) é feito de acordo com a equação 2.1.

$$A_i = \frac{R_i}{\text{sen}(\alpha_i) \cdot \sigma} \quad (\text{equação 2.1})$$

Onde:

R_i : reação no apoio da viga contínua [kN];

α_i : ângulo do estai com a viga de rigidez [°];

σ : tensão máxima admissível de projeto no estai [kN/cm²].

No caso dos estais de retaguarda, a força de protensão é calculada de forma a anular o deslocamento no topo do pilone ou para minimizar os momentos fletores e esforços cortantes em sua base. No entanto, este procedimento de cálculo não conduz a uma boa distribuição de esforços nos elementos (estais, tabuleiro e pilone), pois não leva em consideração os deslocamentos que ocorrem durante a sequência de montagem da estrutura.

2.4.2.2 Método do equilíbrio das forças (Chen *et al.*, 2000)

Neste método, apresentado por Chen *et al.* (2000), busca-se determinar as forças nos estais que produzam uma distribuição de momentos fletores no tabuleiro próxima à distribuição de uma

viga contínua com apoios rígidos na posição das ancoragens dos cabos. Sendo assim, na primeira fase, os estais são considerados como forças externas aplicadas nos pontos de ancoragem do tabuleiro. O modelo desenvolvido inicialmente (etapa 1) é composto por elementos de barras, com as características geométricas do tabuleiro e apoios rígidos nos pontos de ancoragem dos cabos. São selecionadas determinadas seções no tabuleiro para servirem de controle no ajuste dos momentos fletores. O peso próprio e a protensão de etapas construtivas são aplicados. Os momentos fletores nas seções de controle obtidos nessa análise são tomados como momentos fletores alvo e armazenados em um vetor $\{M^0\}$.

Em seguida, é desenvolvido um segundo modelo geométrico para a estrutura (etapa 2), em que é feita a retirada dos apoios rígidos e adicionados os estais e o pilone. O objetivo dessa etapa é determinar os momentos fletores nas seções de controle causados por uma força unitária em um determinado cabo, os quais são designados coeficientes de influência. Desta forma, esses coeficientes de influência são armazenados em uma matriz $[m]$ e, considerando que o modelo esteja em equilíbrio, é possível aplicar a equação 2.2.

$$\{M^0\} = [m]\{T\} + \{M^d\} \quad (\text{equação 2.2})$$

Onde:

$\{M^0\}$: vetor momentos fletores alvo;

$[m]$: matriz de influência;

$\{T\}$: vetor de forças nos estais;

$\{M^d\}$: vetor dos esforços de peso próprio no modelo da etapa 2.

Com a determinação do vetor de forças nos estais $\{T\}$ passa-se para a etapa seguinte (etapa 3), em que o mesmo modelo é carregado com as forças da etapa anterior, somadas com as cargas permanentes. Como os momentos fletores obtidos na análise desse terceiro modelo não são iguais aos momentos fletores alvo, uma série de ajustes nas forças dos cabos são feitas por meio de um processo iterativo, até que se atinja a convergência.

A vantagem desse método é que ele permite uma expansão para contemplar a análise das fases construtivas, sendo que os efeitos não lineares também podem ser levados em consideração. Nesse caso, os resultados da análise dos diversos casos de carregamento, tanto de peso próprio quanto unitários, em todos os modelos parciais referentes a cada etapa, devem ser acumulados adequadamente para cada ponto de discretização.

2.4.2.3 Método da anulação dos deslocamentos (*Shape finding procedure*)

Neste método, apresentado em Wang *et al.* (1993), as forças nos estais são determinadas de modo a anular os deslocamentos no tabuleiro gerados pelo peso próprio e sobrecarga permanente. Desta forma, quando a estrutura é finalizada, a mesma se encontra exatamente na posição definida pelo projeto geométrico. O procedimento de cálculo consiste em realizar uma análise da estrutura, considerando o carregamento de peso próprio do tabuleiro, inicialmente sem incluir os esforços de pré-alongamento dos cabos. Uma vez realizada essa primeira análise, os esforços obtidos nos estais são armazenados para serem posteriormente aplicados em uma nova análise da estrutura. Sendo assim, são realizadas sucessivas iterações até que os deslocamentos nos pontos de controle do tabuleiro se aproximem de zero.

2.4.2.4 Método da otimização

O método da otimização é caracterizado por buscar dimensões e forças nos estais que minimizem a quantidade de material a ser utilizado na construção da estrutura. Para isto, está baseado na ideia de distribuir os esforços ao longo da estrutura da maneira mais equitativa possível, a fim de minimizar a energia elástica sob cargas permanentes. Segundo Han e Yan (2000), em uma ponte estaiada, omitindo-se as deformações por cortante, a energia de deformação elástica pode ser representada pela equação 2.3.

$$U = \frac{1}{2} \cdot \int_0^L \frac{M^2}{EI} dx + \frac{1}{2} \cdot \int_0^L \frac{N^2}{EA} dx \quad (\text{equação 2.3})$$

Onde:

U : energia de deformação elástica total ao longo de toda a estrutura;

L : comprimento da estrutura;

EI : rigidez à flexão das vigas e pilares;

EA : rigidez axial das vigas e pilares.

As expressões que relacionam os esforços e os deslocamentos na estrutura com as forças nos cabos estão apresentadas nas equações 2.4 e 2.5.

$$\{M\} = \{M_D\} + \{M_P\} = \{M_D\} + [S_M]\{P_0\} \quad (\text{equação 2.4})$$

$$\{N\} = \{N_D\} + \{N_P\} = \{N_D\} + [S_N]\{P_0\} \quad (\text{equação 2.5})$$

Onde:

$\{M_D\}, \{N_D\}$: vetor momentos fletores e esforços normais devidos à carga permanente;
 $\{M_P\}, \{N_P\}$: vetor momentos fletores e esforços normais devidos à força nos estais;
 $[S_M], [S_N]$: matriz de influência de momentos fletores e esforços normais;
 $\{P_0\}$: vetor de forças nos estais.

A equação 2.3 pode ser representada por uma formulação discreta e, para minimizar a energia elástica pode-se derivar a função energia pelas forças nos estais e igualar a zero (expressão 2.6).

$$\frac{\partial U}{\partial P_0} = 0 \quad (\text{equação 2.6})$$

A solução dessa equação deve atender algumas condições, como as tensões e deslocamentos limites nos elementos e as forças de trabalho dos estais. Embora o método da otimização apresente maior rigor matemático, sua implementação é complexa, não apresentando diferenças significativas em relação aos outros métodos (HAN; YAN, 2000).

2.4.3 Modelagem em elementos finitos

Atualmente, o método mais utilizado para a análise de pontes estaiadas é o método dos elementos finitos, o qual fornece uma idealização conveniente da estrutura e é particularmente eficaz quando utilizado em análises computacionais. Entre as vantagens da utilização deste método estão a capacidade de representação de estruturas com geometrias complexas, a possibilidade de consideração de todos os aspectos não lineares inerentes a esta tipologia de obra de arte especial, incluindo a consideração dos diferentes modelos constitutivos para os materiais e a possibilidade de realização de uma análise dinâmica em profundidade.

Na etapa de projeto, a análise estática e dinâmica de pontes estaiadas pode ser realizada ao longo das suas fases construtivas com o uso de modelos parciais em elementos finitos. Neste contexto, dois métodos de análise computacional podem ser utilizados: os processos de montagem (*forward analysis*) e desmontagem (*backward analysis*) (WANG *et al*, 2004). O objetivo desta análise parcial da estrutura é reduzir o número de correções nas tensões dos estais, e conseqüentemente, minimizar os custos atrelados ao processo executivo destas obras.

2.4.3.1 Processo de desmontagem (*backward analysis*)

Segundo Almeida (2017), a análise de pontes estaiadas geralmente é iniciada pelo processo de desmontagem (*backward analysis*). Nesta metodologia, proposta inicialmente por Behin (1990) e Behin e Murray (1992), a estrutura é modelada em sua forma completa. Com os deslocamentos obtidos no tabuleiro e no pilone, são definidas as forças de protensão em todos os estais, para que os deslocamentos nos elementos da estrutura finalizada sejam minimizados.

Com os resultados do modelo completo obtidos, realiza-se uma análise reversa da estrutura, no sentido contrário ao processo de execução da ponte. Sendo assim, pode ser desenvolvida uma análise de cada etapa construtiva, simuladas considerando a introdução destas cargas no sentido oposto ao sentido real. Cada etapa construtiva da ponte é então considerada como uma nova estrutura, sendo aplicados ou retirados os carregamentos referentes à movimentação dos equipamentos utilizados durante a construção, ao peso próprio dos elementos estruturais, e às tensões determinadas para cada estai a partir do modelo da estrutura completa. À medida que ocorre a desmontagem da estrutura, é possível verificar se a geometria da estrutura em cada fase está sendo atendida, bem como determinar as forças iniciais a serem aplicadas nos estais.

Este procedimento de análise é suficiente para a determinação do plano de estaiamento no caso de estruturas com comportamento linear. Porém, em estruturas que apresentam grandes deslocamentos e efeitos de segunda ordem consideráveis, os modelos criados em sequência devem levar em consideração os deslocamentos nodais da etapa anterior para que os efeitos de segunda ordem de todos os carregamentos sejam atualizados. Além disso, os efeitos dependentes do tempo, como a fluência e a retração do concreto, bem como qualquer inconformidade apresentada durante a obra, tais como erros de locação e variações no módulo de elasticidade do concreto, não podem ser incluídas na análise e nem corrigidas pontualmente para adequação com os dados de campo (WANG *et al*, 2004; GRANATA *et al*, 2012).

2.4.3.2 Processo de montagem (*forward analysis*)

No processo de montagem (*forward analysis*), a análise das estruturas parciais é realizada conforme a sequência real de construção da ponte, sendo os carregamentos aplicados no sentido correto. Ao longo das simulações numéricas, é possível armazenar os resultados de tensões, deformações e as configurações deformadas correspondentes às análises anteriores, as quais são atualizadas com a adição de cada trecho subsequente. Desta forma, pode-se prever a

evolução das tensões e deformações nos estais, pilone e tabuleiro; e os deslocamentos previstos ao longo da construção da estrutura (KIM *et al.*, 2017).

A dificuldade encontrada no processo de montagem é em relação à determinação das forças iniciais nos estais, as quais podem ser obtidas, por exemplo, a partir do processo de desmontagem realizado previamente. Outra alternativa seria determinar quais são as tensões necessárias nos estais para que o tabuleiro seja mantido na posição de projeto para cada fase construtiva, uma vez que, durante toda a montagem da ponte, as configurações geométricas e as solicitações internas dos seus elementos estruturais são atualizadas. O método de análise dos avanços sucessivos possui como vantagens a possibilidade de simular os efeitos reológicos nos materiais, já que as simulações computacionais obedecem ao procedimento real de execução da ponte. Entretanto, como a determinação dos esforços necessários em cada estai é realizada durante cada etapa das análises parciais, esta metodologia torna-se mais lenta, quando comparada ao processo de desmontagem (GRANATA *et al.*, 2012).

2.4.4 Recomendações normativas para o projeto de pontes estaiadas

Durante as fases de projeto e análises das etapas construtivas de pontes estaiadas os seguintes critérios normativos são considerados:

- a) Segundo o EUROCODE 2 (2004), as tensões de compressão nos elementos de concreto em estado de serviço não devem exceder 45% da tensão característica à compressão do concreto no tempo t , para que seja mantido o comportamento linear de fluência. De forma análoga, o Código Modelo CEB-FIP 1990 estabelece que a formulação apresentada para a previsão das deformações por fluência é válida se o estado tridimensional de tensões de compressão no concreto não exceder 40% da resistência característica média do concreto à compressão;
- b) Segundo a NBR 7187 (ABNT, 2019), as tensões de projeto nos estais são limitadas a 45% da tensão de tração característica das cordoalhas que compõem o estai. Este critério é estabelecido pois, conforme Gimsing e Georgakis (2012), a relaxação nos estais aceleram significativamente quando as tensões permanentes nos cabos excedem 50% da tensão de tração.

3 VIBRAÇÕES EM PONTES SOB AÇÃO DINÂMICA DO VENTO

Estruturas flexíveis e pouco amortecidas, como é o caso das pontes estaiadas e suspensas, geralmente são mais suscetíveis aos efeitos dinâmicos causados pela turbulência do vento, especialmente ao longo do tabuleiro. Dependendo das características da ação do vento, esses efeitos podem gerar respostas significativamente maiores do que as originadas por uma análise estática. Embora a amplitude das vibrações devido à turbulência do vento não costume levar a ponte a um estado crítico de estabilidade, as mesmas podem ocasionar sérios danos à estrutura, desconforto humano e fadiga precoce dos elementos.

O projeto de estruturas correntes, costuma ser baseado nos critérios normativos de dimensionamento, os quais quase sempre se concentram na ação de cargas estáticas, para a verificação da resistência dos elementos estruturais em ELU; ou para verificação de deslocamentos em ELS. Ainda que a análise estática seja suficiente para um grande número de tipologias estruturais, qualquer estrutura é caracterizada por um sistema físico dinâmico, com frequências e modos naturais de vibração próprios. Cabe ao projetista julgar a necessidade de uma análise dinâmica ser efetuada em função das características estruturais, e da existência de uma variação do carregamento externo em relação ao tempo.

A fim de avaliar a possibilidade de ocorrência de uma condição desfavorável de ressonância, em algumas estruturas buscam-se apenas as características dinâmicas básicas. Nestes casos, é necessário o conhecimento das frequências dominantes de excitação do carregamento externo para que seja possível realizar uma comparação com as frequências naturais da estrutura a ser analisada. Diante disto, este capítulo é dedicado ao estudo das vibrações induzidas pela turbulência do vento em pontes, caracterizadas principalmente por oscilações no modo de vibração vertical e lateral do tabuleiro. Tendo como objetivo a análise dinâmica de uma estrutura existente, o capítulo também apresenta a formulação das forças de vento turbulento.

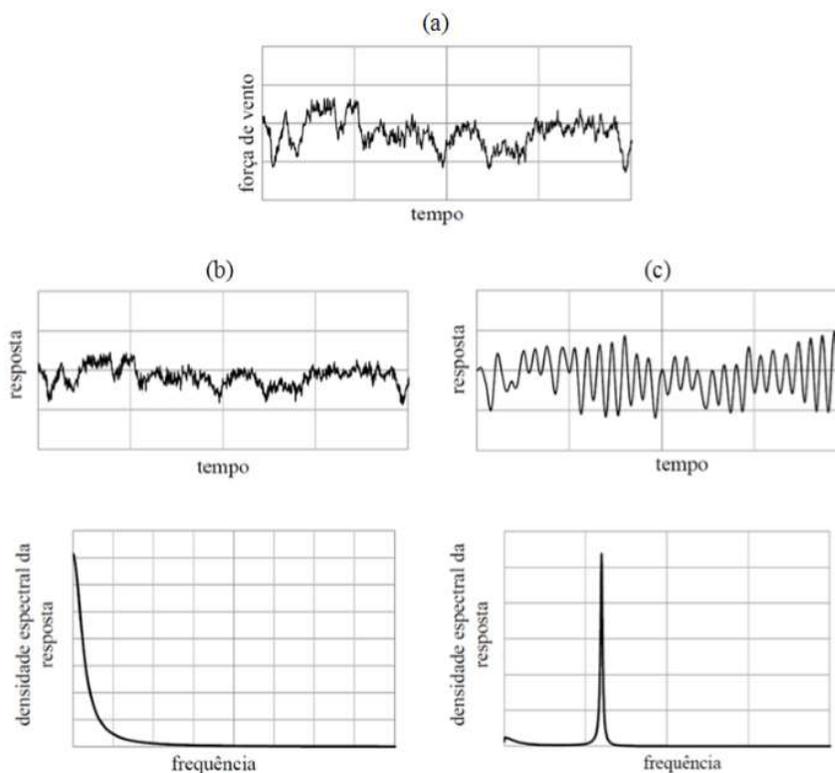
3.1 AÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURAS

O vento constitui uma ação dinâmica importante que age sobre as estruturas. É caracterizado por apresentar flutuações de velocidade ao longo do tempo, sendo que as maiores amplitudes

estão associadas a baixas frequências. Conforme o texto da NBR 6123 (ABNT, 1988), em edificações com período fundamental igual ou inferior a 1 segundo, a influência da resposta flutuante do vento é pequena, ou seja, depende apenas dos valores instantâneos da ação. Entretanto, em edificações com período fundamental superior a 1 segundo, a resposta flutuante na direção do vento médio pode ser importante e, conseqüentemente, provocar ressonância.

A figura 3.1(a) apresenta um registro de vento turbulento. Observa-se que a resposta da estrutura tipo (b) é quase estática, enquanto que a resposta da estrutura tipo (c) apresenta a parcela ressonante e sub-ressonante. Em geral, considera-se que as estruturas que apresentem frequências fundamentais acima de 1 Hz não ficam sujeitas à ação dinâmica do vento. Contudo, isto também depende das taxas de amortecimento estrutural, originadas dos materiais constituintes da estrutura e do atrito nas ligações; e do amortecimento aerodinâmico, associado a alterações na velocidade relativa do ar em relação às oscilações da estrutura em torno da posição deformada média. Neste trabalho o amortecimento aerodinâmico foi desprezado.

Figura 3.1 – (a) Ação de vento turbulento; (b) Resposta estrutural quase estática; (c) Resposta estrutural dinâmica

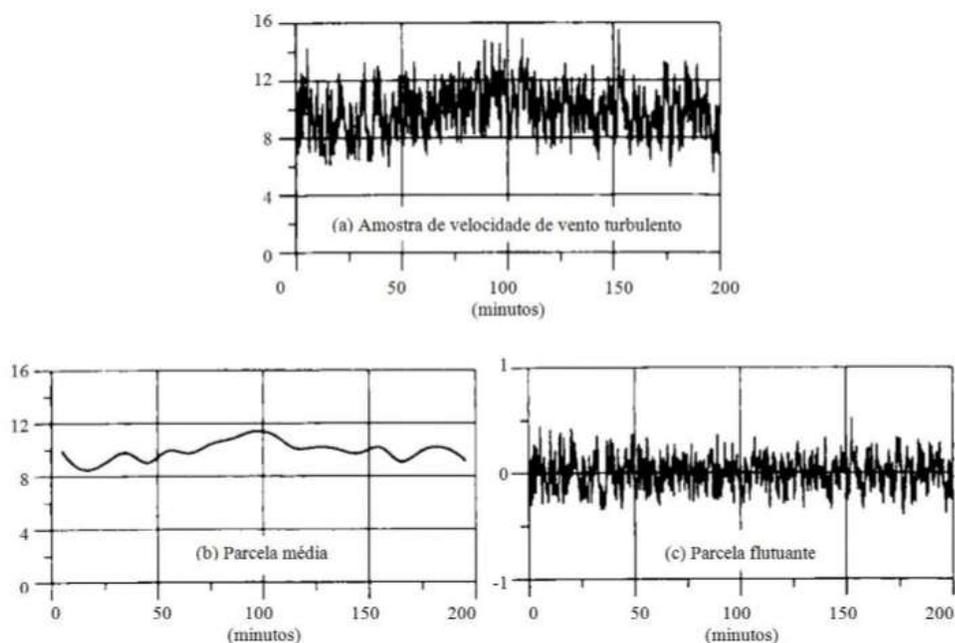


(fonte: adaptada de CARDOSO JUNIOR, 2011)

Segundo Blessmann (2005), a ação do vento é composta por uma parcela constante, caracterizada pela velocidade média, e por uma parcela flutuante (rajadas), cuja velocidade varia em torno da velocidade média. Admite-se que a velocidade média se mantém constante durante um intervalo de tempo de 10 min ou mais, produzindo nas edificações efeitos estáticos. Por sua vez, as flutuações da velocidade ocorrem numa sequência aleatória de frequências e intensidades e podem induzir em estruturas muito flexíveis, oscilações importantes na direção da velocidade média. A resposta dinâmica total de uma estrutura submetida às cargas de vento, é igual à superposição das respostas média e flutuante.

Um registro típico de velocidade de vento turbulento, medido por um anemômetro, pode ser observado na figura 3.2(a). Este sinal pode ser interpretado em duas componentes independentes: uma parcela de velocidade média (3.2 (b)) e outra de velocidade flutuante (3.2 (c)). A interação do vento com a superfície rugosa da Terra origina as flutuações da velocidade ao longo do tempo. O atrito com o terreno dá origem aos turbilhões, com dimensões da ordem de milímetros a centenas de metros, sendo que a superposição destes turbilhões, em um intervalo de tempo suficientemente longo (de 10 min, por exemplo), origina o sinal da componente flutuante registrado pelo anemômetro.

Figura 3.2 – (a) Sinal registrado de velocidade de vento turbulento; (b) Parcela de velocidade média; (c) Parcela de velocidade flutuante

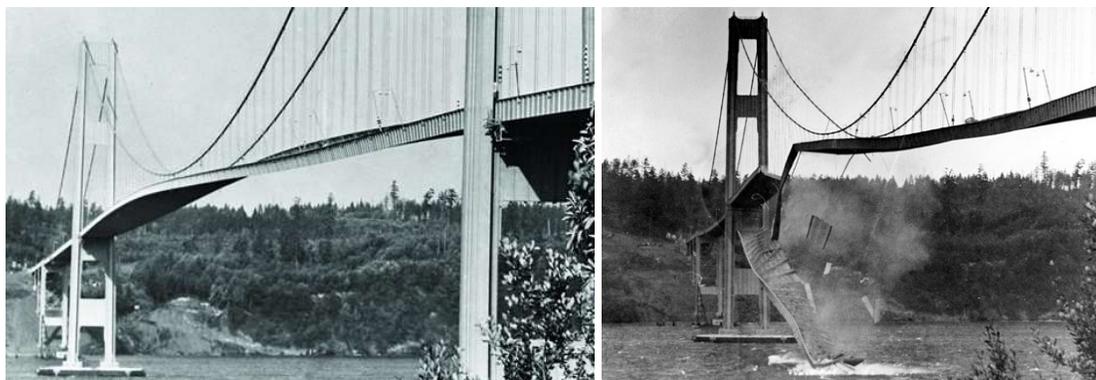


(fonte: adaptada de DYRBYE; HANSEN, 1997)

3.2 AÇÃO DE VENTO SOBRE TABULEIRO DE PONTE

O projeto de novas pontes estaiadas, suspensas ou pontes de grandes vãos é realizado tendo-se presente que a ação dinâmica do vento provoca efeitos importantes na estrutura, e, portanto, os mesmos não devem ser negligenciados. Entretanto, estes efeitos foram por muito tempo desconhecidos para a engenharia estrutural, causando problemas e colapsos em várias estruturas na Europa e nos Estados Unidos. Em 1940, o acidente da ponte de Tacoma Narrows (figura 3.3), que numa rara oportunidade foi registrado em filme, atraiu a atenção dos pesquisadores da época, e definiu um marco para o estudo do comportamento dinâmico de pontes. Desde a sua abertura, que ocorreu meses antes do seu colapso, a superestrutura já apresentava oscilações verticais significativas e, por isso, estava em constante monitoramento pela Universidade de Washington. Na figura 3.3, à esquerda, é possível observar a grande amplitude de deslocamentos, num modo de torção.

Figura 3.3 – Oscilações (esquerda) e colapso (direita) da ponte de Tacoma Narrows (Estados Unidos, 1940)



(fonte: WIKIPEDIA, 2018)

Os inúmeros estudos realizados por comissões científicas após este acontecimento, concluíram que a seção transversal do tabuleiro utilizado na Ponte de Tacoma Narrows era bastante desfavorável do ponto de vista aerodinâmico, o que fazia com que o fenômeno de instabilidade denominado *flutter* fosse facilmente ativado. Desta forma, a oscilação do modo vertical ocorria simultaneamente ao modo de torção, gerando um mecanismo de auto-excitação na estrutura. Em função deste acidente, a consideração das ações dinâmicas passou a ser uma etapa indispensável no projeto de pontes. Os objetivos dessa análise se resumem em garantir um maior grau de segurança contra o colapso, e prevenir quaisquer amplitudes de oscilações que

possam ocasionar desconforto humano e problemas para utilização continuada da ponte, além de evitar a fadiga precoce de elementos estruturais, das ligações e das ancoragens dos cabos. Nos projetos atuais, verifica-se a tendência de se construírem pontes mais leves e de maiores vãos, o que impulsiona a pesquisa no desenvolvimento de métodos de análise cada vez mais refinados para que, ainda na fase de projeto, os possíveis problemas aerodinâmicos possam ser afastados.

Hoje em dia diversos tipos de problemas devidos à ação de vento em tabuleiros de pontes de grandes vãos são conhecidos. Estes efeitos ocorrem nos estágios de operação e principalmente durante as etapas construtivas das pontes, devido à maior flexibilidade da estrutura, nesta fase ainda incompleta. Os problemas mais frequentemente encontrados em tabuleiros, conforme ASCE (1987), estão citados e descritos a seguir.

- a) Divergência torsional: acréscimo quase-estático da rotação de torção do tabuleiro com ocorrência de instabilidade para uma determinada velocidade crítica do vento;
- b) Vibração induzida por vorticidade: ocorrência de vibração devido à ressonância com o desprendimento de vórtices alternados na esteira do fluxo;
- c) *Flutter* ou Drapejamento: oscilação com amplitudes crescentes devido às forças de vento dependentes do próprio movimento do tabuleiro, para uma velocidade crítica.
- d) *Buffeting* ou Martelamento: vibração causada pela turbulência natural do vento.

Os quatro problemas citados referem-se à aerodinâmica de perfis não aerodinâmicos, ou seja, perfis em que ocorre separação do fluxo de sua superfície, e para os quais não há descrição matemática do fluxo à sua volta. Desta forma, para a definição, quantificação e solução dos problemas indicados, é necessário fazer uma combinação entre os métodos teóricos e os métodos experimentais. No presente trabalho serão abordadas as vibrações induzidas pela turbulência, caracterizadas pela amplificação dinâmica dos deslocamentos da estrutura sob excitação das forças de vento. A representação física deste fenômeno se baseia em métodos teóricos, para quantificação das ações, e utiliza dados experimentais disponíveis na literatura.

Além do tabuleiro, outros elementos estruturais de uma ponte, tais como torres, pilares e cabos, estão sujeitos à ação do vento. Entretanto, os efeitos dinâmicos causados pela ação de vento sobre cada um desses elementos, não serão considerados aqui.

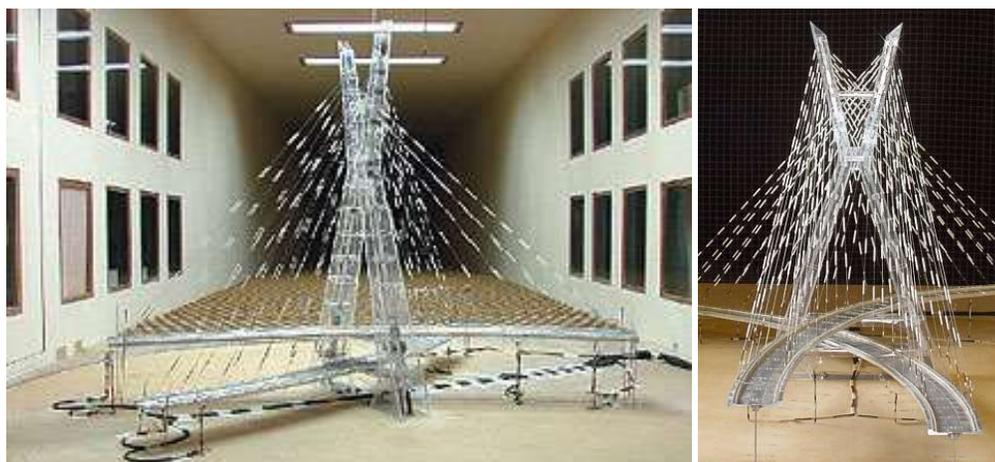
Segundo Pfeil (1993), a análise de problemas que envolvam o comportamento dinâmico das pontes é tradicionalmente realizada através de modelos matemáticos simplificados, ou através da utilização do método dos elementos finitos. De toda forma, qualquer análise depende de dados obtidos experimentalmente através de ensaios de modelos reduzidos em túneis de vento, uma vez que as seções transversais dos tabuleiros de pontes possuem cantos vivos. Isto ocorre, pois ao contrário da aerodinâmica de perfis como o da asa de avião, no qual não há descolamento de fluxo, não é ainda possível se descrever, teoricamente, as forças devidas a um fluxo de vento em torno de um perfil não aerodinâmico. Desta maneira, os ensaios de modelos reduzidos em túnel de vento são indispensáveis a qualquer análise de ação de vento em pontes.

Em um ensaio no túnel de vento, para melhor observar a interação fluido-estrutura, pode-se construir um modelo reduzido tridimensional completo, incluindo a modelagem do tabuleiro, cabos e torre, em que todas as grandezas geométricas e físicas (massa, rigidez e amortecimento) envolvidas no problema devem respeitar a Teoria de Semelhança. Desta forma, nos ensaios com vento turbulento, em que a topografia também é modelada, é possível estudar o comportamento dinâmico da ponte, obtendo-se dados como a média quadrática e o desvio padrão das respostas em termos de deslocamentos e acelerações, assim como seus valores máximos. Entretanto, modelos seccionais costumam ser preferíveis em função do alto custo e largo prazo de tempo para fabricação e ensaio de um modelo completo.

O modelo seccional, por sua vez, tem por finalidade simular uma faixa do tabuleiro em escala geométrica, sendo construído um módulo rígido apoiado em molas nas extremidades. Neste modelo, a rigidez e a massa não são necessariamente representadas, mas as frequências fundamentais sim. Desta forma as dificuldades na modelagem discutidas para o modelo completo ficam eliminadas. Entre os dados a serem obtidos de um ensaio seccional estão os coeficientes aerodinâmicos, dos coeficientes aeroelásticos, e do número de Strouhal.

A figura 3.4 apresenta um exemplo de modelo reduzido aeroelástico da ponte estaiada Octávio Frias de Oliveira, localizada em São Paulo. A figura 3.5 mostra dois exemplos de modelo seccional das pontes estaiadas sobre o Rio Guamá, localizada em Belém; e sobre o Rio Negro, localizada em Manaus. Todos estes exemplos foram ensaiados no Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LAC-UFRGS), que é referência nacional e internacional nesta área.

Figura 3.4 – Modelo reduzido tridimensional da Ponte Octávio Frias de Oliveira



(fonte: TÉCHNE, 2010)

Figura 3.5 – Modelo seccional das pontes estaiadas sobre o Rio Guamá (esquerda) e sobre o Rio Negro (direita)



(fonte: LAC, 2018)

A partir dos coeficientes aerodinâmicos e aeroelásticos, o estudo da estabilidade e do comportamento dinâmico de uma ponte sob ação de vento pode ser desenvolvido teoricamente. Os próximos itens tratam da descrição matemática das forças aerodinâmicas associadas ao fenômeno de vibração induzida por turbulência do vento em tabuleiros de pontes.

3.3 SIMULAÇÃO DO CARREGAMENTO DEVIDO AO VENTO

Conforme comentado anteriormente, as diferenças de temperatura produzidas pela radiação de calor, gerada pelo aquecimento da superfície da terra de forma não uniforme, induzem a

formação de gradientes de pressão. Como o ar tende a se deslocar das áreas de alta pressão para áreas de baixa pressão, esta diferença de pressão origina o fenômeno denominado vento. Como o comportamento deste fenômeno é instável, o vento varia de forma aleatória, sendo possível descrevê-lo somente em termos estatísticos. Neste sentido, a partir de técnicas computacionais é possível gerar históricos e dados completos de vento com características estatísticas bastante semelhantes às do vento real. Para este trabalho, a geração do histórico de carregamento foi realizada a partir de um processo do vento sintético proposto por Franco (1993). Este método consiste na elaboração de séries de carregamento compostas pela superposição de componentes harmônicos de fases aleatoriamente escolhidos. Nos itens a seguir serão abordados aspectos estatísticos importantes para esta consideração, e também uma descrição detalhada do método.

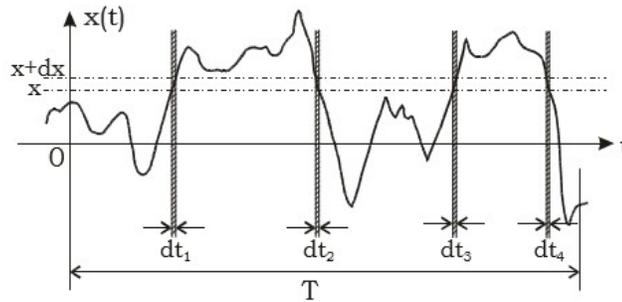
3.3.1 O fluxo de vento como um processo aleatório

Como comentado, os efeitos do vento em estruturas podem ser considerados a partir da velocidade média e de flutuações em torno desta média. A velocidade média é determinada para intervalos de tempo entre 10 min e 1 h e as flutuações são obtidas como médias para pequenos intervalos de tempo, sendo denominadas rajadas. As rajadas de vento atingem as estruturas em uma sequência aleatória de frequências e de intensidades. Turbilhões pequenos, de ação local e desordenada, dão origem às rajadas mais violentas. Neste caso, forças de alta frequência e baixa intensidade são geradas, apresentando pequena influência no comportamento global da estrutura. Por outro lado, turbilhões de dimensões que envolvam toda a estrutura geram forças de baixa frequência, que podem estar em fase ao longo de toda a estrutura.

Esta característica aleatória da formação de turbilhões impede o tratamento determinístico das velocidades do vento, ou seja, não é possível definir relações matemáticas explícitas para representar este fenômeno físico. Desta forma, não é possível prever um valor exato em certo instante de tempo a partir de medições meteorológicas, devendo ser utilizada a teoria da probabilidade e de médias estatísticas.

A figura 3.6 apresenta uma certa variável aleatória $x(t)$, para a qual serão definidos parâmetros estatísticos simples. A função de densidade de probabilidade de primeira ordem ($p(x)$) (equação 3.1) é definida como a fração total de tempo em que o valor da função $x(t)$ está dentro do intervalo $x \leq x(t) \leq x + dx$.

Figura 3.6 – Histórico de um processo aleatório



(fonte: LAZANHA, 2003)

$$p(x) = \frac{(dt_1 + dt_2 + dt_3 + dt_4)}{T} = \frac{\sum dt}{T} \quad (\text{equação 3.1})$$

O valor médio de $x(t)$, em um intervalo de tempo T ($E[x]$), pode ser relacionado com a altura de um retângulo de base T . Esta altura é obtida a partir da área do retângulo, contida sob a curva de $x(t)$, conforme apresenta a equação 3.2.

$$E[x]T = \int_0^T x(t)dt \quad (\text{equação 3.2})$$

Através da introdução da função de densidade de probabilidade ($p(x)$), pode-se obter a definição fundamental do valor médio ($E[x]$), através da equação 3.3.

$$E[x] = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot p(x)dx = m \quad (\text{equação 3.3})$$

O valor quadrado médio de x ($E[x^2]$), é definido pela equação 3.4 e o valor RMS vale a raiz quadrada do valor quadrado médio ($\sqrt{E[x^2]}$).

$$E[x^2] = \int_0^T x^2(t) \frac{dt}{T} \quad (\text{equação 3.4})$$

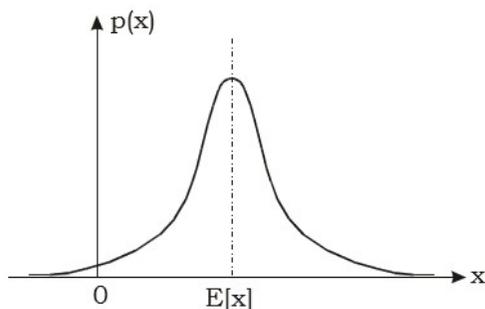
Finalmente, o desvio padrão de x , usualmente representado por σ , e a variância σ^2 , podem ser definidos pela equação 3.5.

$$\sigma^2(x) = E[x^2] - (E[x])^2 \quad (\text{equação 3.5})$$

Segundo Newland (1993), um aspecto interessante de se observar é que vários casos de vibrações aleatórias, que ocorrem naturalmente, possuem uma distribuição de probabilidades

similar ao formato de um sino, conforme apresenta a figura 3.7. O formato desta função é dado pela equação 3.6, a qual define uma distribuição normal ou de Gauss.

Figura 3.7 – Densidade de probabilidade para uma distribuição normal

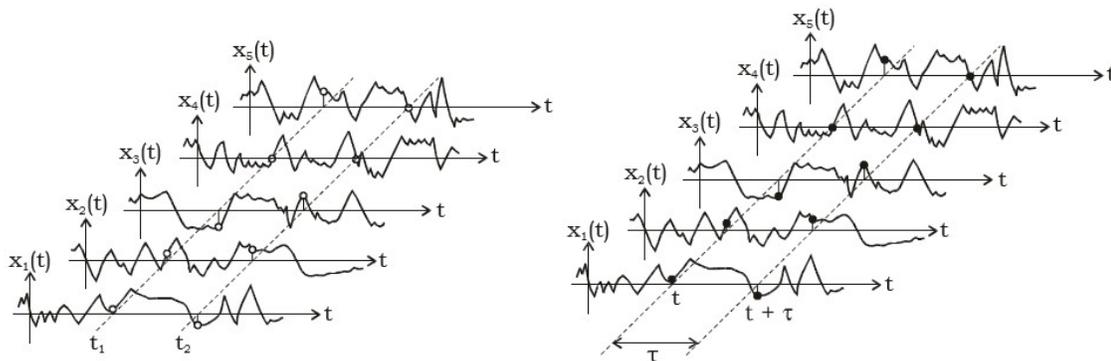


(fonte: NEWLAND, 1993)

$$p(x) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma}} e^{-\frac{(x-E[x])^2}{2 \cdot \sigma^2}} \quad (\text{equação 3.6})$$

Após resumidas as medidas estatísticas usuais, é possível compreender as hipóteses básicas assumidas para a parcela flutuante do vento. Pode-se dizer que um processo aleatório é constituído por infinitos históricos temporais, sendo que cada histórico pode ser considerado como uma amostra. Como na prática não se dispõe de infinitas séries de análises, assume-se que o número de históricos disponível representa o fenômeno em questão. As propriedades estatísticas para um conjunto de históricos podem ser obtidas examinando-se várias séries temporais, como por exemplo $x_1(t)$, $x_2(t)$, $x_3(t)$, $x_4(t)$ e $x_5(t)$, apresentadas na figura 3.8.

Figura 3.8 – Exemplo de séries temporais diversas



(fonte: adaptado de BLESSMANN, 2005)

Assim, a partir da determinação dos valores de um certo número de funções para o instante t_1 , a função de densidade de probabilidade para x em t_1 pode ser obtida. Um processo similar pode ser adotado para o instante t_2 . Sendo assim, em um processo Gaussiano aleatório, todas as funções de probabilidade, obtidas em todos os instantes, são representadas por distribuições normais segundo a equação 3.6.

Segundo Blessmann (2005), um processo aleatório é estacionário se as distribuições de probabilidade, obtidas ao longo dos históricos, não dependem do tempo absoluto considerado. Este processo é observado quando os parâmetros estatísticos (média, variância, auto-correlação), determinados sobre a totalidade dos registros possíveis, não variam para qualquer deslocamento da origem dos tempos. Pode-se dizer ainda que um processo aleatório estacionário é chamado de ergódico se as propriedades estatísticas adotadas para uma única série temporal são iguais às obtidas ao longo de todos os históricos disponíveis. Ou seja, basta uma única amostra (série temporal) para descrever o fenômeno, pois os parâmetros estatísticos se repetem (BLESSMANN, 2005). Sendo assim, uma hipótese simplificativa é a de que as flutuações em torno do fluxo médio do vento constituem um processo aleatório ergódico. Esta hipótese é admitida nos casos da prática nos quais é analisado um registro no tempo do fenômeno em estudo, considerando-o como representativo de todos os registros possíveis.

3.3.2 O espectro de potência do vento

Uma metodologia interessante para o estudo probabilístico da turbulência do vento é analisar o fluxo de vento através de espectros de potência. Um espectro de potência relaciona a distribuição de energia em função da frequência considerada, e para a sua definição matemática, é necessário conhecer os conceitos da função de auto-correlação e de transformadas de Fourier.

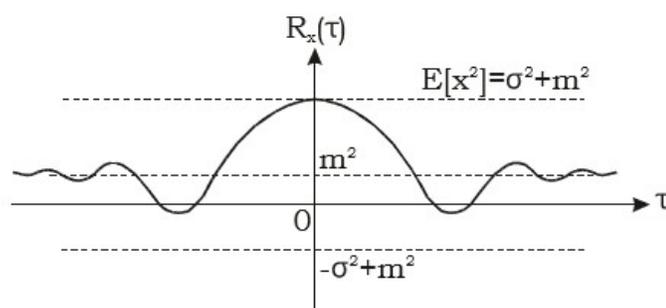
3.3.2.1 Função de auto-correlação

Para um processo aleatório $x(t)$ a função de auto-correlação ($R_x(\tau)$) é definida como o valor médio do produto entre dois valores da série histórica, distantes de um intervalo de tempo (τ), como pode ser observado na figura 3.8. Esta função pode ser expressa pela equação 3.7.

$$R_x(\tau) = E[x(t) \cdot x(t + \tau)] \quad (\text{equação 3.7})$$

Caso o processo seja ergódico, e, conseqüentemente, estacionário, o valor de $R_x(\tau)$ pode ser obtido por meio de uma única série temporal. Neste caso $R_x(\tau)$ varia apenas em função do intervalo de tempo τ , e não depende do tempo absoluto t . Quando se examina a função de auto-correlação, podem ser observadas algumas propriedades importantes para a compreensão do processo. Todas as propriedades que serão apresentadas a seguir podem ser observadas em um gráfico típico de uma função de auto-correlação, conforme indica a figura 3.9.

Figura 3.9 – Curva típica da função auto-correlação para um processo estacionário



(fonte: LAZANHA, 2003)

Por exemplo, observando-se a figura 3.9 e operando-se a equação 3.7 é possível demonstrar que, para um processo estacionário, os valores assumidos pela função de auto-correlação estão restritos a um intervalo bem definido, conforme mostra a equação 3.8.

$$-\sigma^2 + m^2 \leq R_x(\tau) \leq \sigma^2 + m^2 \quad (\text{equação 3.8})$$

Considerando agora um intervalo de tempo igual a zero ($\tau = 0$), o valor da função de auto-correlação iguala-se ao valor quadrado médio de x , definido pela equação 3.9.

$$R_x(\tau = 0) = E[x^2] \quad (\text{equação 3.9})$$

Já para intervalos de tempo muito grandes ($\tau \rightarrow \infty$), não existe uma relação coerente entre os dois valores $x(t)$ e $x(t+\tau)$ e o processo é denominado não correlacionado. Nesse caso, é possível demonstrar que:

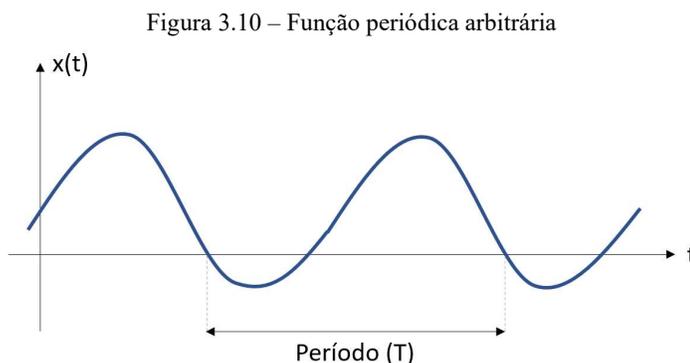
$$R_x(\tau \rightarrow \infty) = m^2 \quad (\text{equação 3.10})$$

Por fim, como em um processo estacionário, $R_x(\tau)$ depende apenas do intervalo de tempo τ , tem-se a equação 3.11, podendo-se afirmar que $R_x(\tau)$ é uma função par.

$$R_x(\tau) = E[x(t) \cdot x(t + \tau)] = E[x(t) \cdot x(t - \tau)] = R_x(-\tau) \quad (\text{equação 3.11})$$

3.3.2.2 Análise de Fourier

A fim de apresentar a definição do processo do vento sintético, inicialmente é necessário compreender os conceitos envolvidos na análise de Fourier. Este conceito será apresentado a partir de uma função periódica qualquer, como mostra a figura 3.10.



(fonte: elaborada pela autora)

Uma função periódica pode ser obtida pela superposição de componentes harmônicos a partir de uma análise no domínio da frequência. Essa ideia fundamental não foi totalmente aceita por matemáticos como Euler, d'Alembert e Lagrange, durante um grande período de tempo. Atualmente, entretanto, não restam dúvidas de que uma função periódica pode ser expressa por uma série trigonométrica infinita (Série de Fourier), conforme apresenta a equação 3.12.

$$x(t) = a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} \left(a_k \cdot \cos \frac{2 \cdot \pi \cdot k \cdot t}{T} + b_k \cdot \text{sen} \frac{2 \cdot \pi \cdot k \cdot t}{T} \right) \quad (\text{equação 3.12})$$

Nesta equação, a_0 , a_k e b_k são os coeficientes de Fourier descritos por:

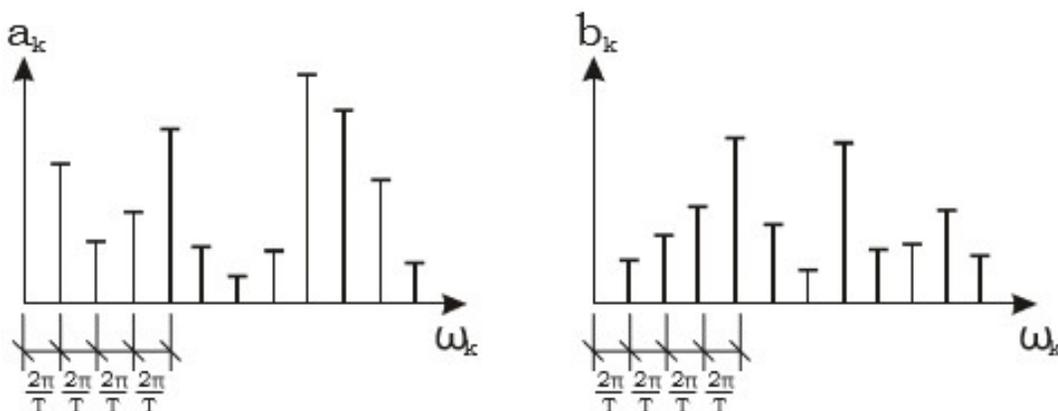
$$a_0 = \frac{1}{T} \cdot \int_{-T/2}^{T/2} x(t) dt \quad (\text{equação 3.13})$$

$$a_k = \frac{2}{T} \cdot \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \cdot \cos \frac{2 \cdot \pi \cdot k \cdot t}{T} dt; \quad k \geq 1 \quad (\text{equação 3.14})$$

$$b_k = \frac{2}{T} \cdot \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \cdot \text{sen} \frac{2 \cdot \pi \cdot k \cdot t}{T} dt; \quad k \geq 1 \quad (\text{equação 3.15})$$

A expressão 3.12 mostra que a Série de Fourier representa uma função periódica como uma soma de componentes senoidais, com frequências múltiplas da fundamental e com distintos ângulos de fase. Através do ajuste da posição do intervalo de análise, e com o coeficiente a_0 assumindo o valor nulo, pode-se obter uma amostra com média igual a zero. Os coeficientes a_k e b_k são, geralmente, todos diferentes e seus valores podem ser representados graficamente como mostrado na figura 3.11.

Figura 3.11 – Representação gráfica dos coeficientes de Fourier



(fonte: LAZANHA, 2003)

Como pode ser observado na figura 3.11, o espaçamento entre os harmônicos adjacentes é representado pela equação 3.16.

$$\Delta\omega = \frac{2 \cdot \pi}{T} \quad (\text{equação 3.16})$$

Considerando-se que $T \rightarrow \infty$, pode-se submeter uma função não-periódica a uma análise de Fourier. Neste caso, a Série de Fourier é transformada em uma integral e os coeficientes são representados por funções contínuas de frequência, chamadas de transformadas de Fourier.

Desta forma, em um histórico de média igual a zero, as equações 3.12 à 3.15 geram a expressão da integral de Fourier, apresentada na equação 3.17.

$$x(t) = 2 \int_0^{\infty} A(\omega) \cos(\omega t) d\omega + 2 \int_0^{\infty} B(\omega) \text{sen}(\omega t) d\omega \quad (\text{equação 3.17})$$

Os termos $A(\omega)$ e $B(\omega)$ são os componentes da transformada de Fourier e podem ser representados, respectivamente, pelas equações 3.18 e 3.19.

$$A(\omega) = \frac{1}{2 \cdot \pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot \cos(\omega t) dt \quad (\text{equação 3.18})$$

$$B(\omega) = \frac{1}{2 \cdot \pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot \text{sen}(\omega t) dt \quad (\text{equação 3.19})$$

Para o tratamento de processos estatísticos, as equações 3.17, 3.18 e 3.19 costumam ser representadas na forma complexa, definindo-se $X(\omega)$ conforme a equação 3.20. Desta forma, pode-se obter o par de transformadas de Fourier definido pelas equações 3.21 e 3.22.

$$X(\omega) = A(\omega) - B(\omega) \quad (\text{equação 3.20})$$

$$X(\omega) = \frac{1}{2 \cdot \pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot e^{-i\omega t} dt \quad (\text{equação 3.21})$$

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega) \cdot e^{-i\omega t} d\omega \quad (\text{equação 3.22})$$

3.3.2.3 Representação espectral do vento

Segundo Blessmann (2005), considerando-se um histórico temporal de velocidades do vento qualquer, através da equação 3.7, apresentada anteriormente, pode-se obter a função de auto-correlação. A função de densidade espectral pode ser representada como a transformada de Fourier da função de auto-correlação, como mostra a equação 3.23.

$$S_x(\omega) = \frac{1}{2 \cdot \pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau) \cdot e^{-i\omega \tau} d\tau \quad (\text{equação 3.23})$$

Conforme observado anteriormente, quando $\tau = 0$, o valor da função de auto-correlação iguala-se ao valor quadrado médio de x ($E[x^2]$), e, portanto, pode também ser representado pela área sob o gráfico de $S_x(\omega)$, como mostra a equação 3.24.

$$R_x(\tau = 0) = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega = E[x^2] \quad (\text{equação 3.24})$$

Outra característica importante de $S_x(\omega)$, que merece destaque, é quando a função de densidade espectral é representada na forma complexa, em que pode-se demonstrar que o termo $B(\omega)$ é igual a zero e portanto é válida a equação 3.25.

$$S_x(\omega) = A(\omega) \quad (\text{equação 3.25})$$

A densidade espectral da velocidade do vento também pode ser representada em função da frequência f , tendo como unidade (velocidade)²/Hz. Multiplicando a densidade espectral $S(f)$ pela frequência da rajada f , o resultado é dado em (velocidade)² ou pelo sistema internacional de unidades como (m/s)². Inicialmente este valor era normalizado dividindo-o pelo quadrado da velocidade média na altura de observação ($f.S(f)/\bar{U}_{(z)}^2$). Posteriormente passou a ser mais utilizada a variância como elemento de normalização ($f.S(f)/\sigma^2$) no eixo das ordenadas.

O eixo das abscissas em geral representa o número de ondas em ciclos por metro ($f/\bar{U}_{(z)}$). Mas se a função $f.S(f)$ for plotada versus o logaritmo da frequência f , a área sob a curva entre duas frequências será proporcional à energia total, isto é, à variância. Mesmo utilizando $f.S(f)/\sigma^2$ como ordenada, as áreas permanecem proporcionais à energia nos respectivos intervalos de frequência, embora não se possa mais comparar a energia de espectros com variâncias diferentes diretamente pela área.

3.3.3 O processo de vento sintético

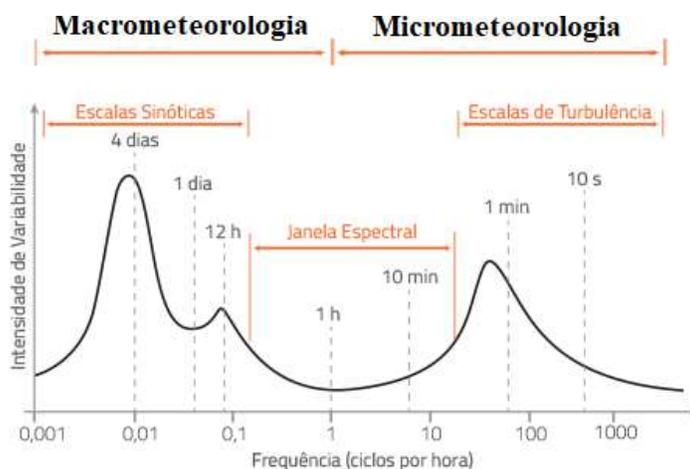
Neste item é apresentada uma técnica para a análise dinâmica do vento em estruturas, em que o sistema estrutural é excitado por um número de funções harmônicas consistentes, a partir de um dado espectro de vento. O processo do vento sintético, proposto por Franco (1993), segue as premissas adotadas pela literatura técnica, e pressupõe a divisão do carregamento de vento na direção do fluxo em uma parcela flutuante e em uma parcela média. Segundo este método,

a parcela média é aplicada estaticamente à estrutura, e a parcela flutuante, por sua vez, é dividida em uma série de componentes harmônicos de fases aleatórias. Segundo Franco (1993), devem ser adotados ao menos 11 componentes harmônicos, sendo que um deles deve possuir frequência ressonante com a da estrutura. As frequências dos demais componentes são, então, definidas como múltiplos ou submúltiplos desta frequência de referência, e a amplitude de cada um dos harmônicos pode ser obtida a partir do espectro de potência do vento.

3.3.3.1 Espectro das velocidades flutuantes

A figura 3.12 reproduz o espectro da componente longitudinal da velocidade do vento, determinado por Van der Hoven a 100 m de altura, em Brookhaven, Long Island, USA, incluindo flutuações que vão de um ciclo por ano a um ciclo por segundo. No que diz respeito a aplicações na construção civil, esse espectro pode ser dividido em duas partes bem distintas: região da macrometeorologia e região da micrometeorologia.

Figura 3.12 – Idealização do espectro da velocidade longitudinal do vento a 100 m de altura



(fonte: adaptado de COOK, 1985)

As flutuações de velocidade com períodos superiores a uma hora estão contidas na região da macrometeorologia e, em virtude de sua lentidão, causam alterações somente na velocidade média do vento. Já as flutuações de velocidade em períodos inferiores a uma hora, fazem parte da micrometeorologia, região onde surgem as rajadas de vento. As flutuações de velocidade mais importantes situam-se entre dez minutos e um segundo, aproximadamente. A altura desse pico depende da velocidade do vento, pois a energia cinética contida na turbulência é

aproximadamente proporcional ao quadrado da velocidade média do vento. Sendo assim, em ventos de alta velocidade esse pico será mais alto que em ventos de baixa velocidade.

Dentro do espectro de potência das velocidades $S(z, f)$, o qual é função da altura z e da frequência f , a faixa micrometeorológica foi por muito tempo objeto de pesquisa de diversos autores. A potência dW , associada ao intervalo de frequência fundamental df , é expressa pela equação 3.26.

$$dW = S(z, f)df \quad (\text{equação 3.26})$$

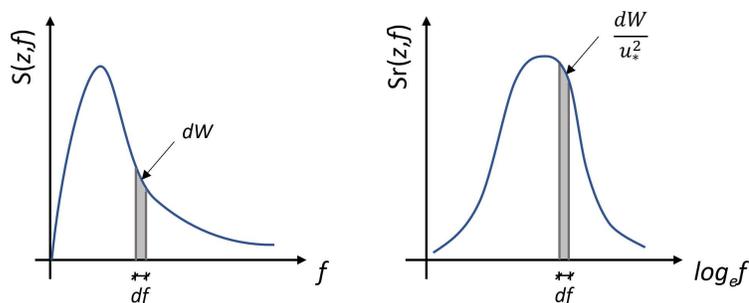
O espectro reduzido de potência ($S_r(z, f)$), torna-se conveniente quando é adotada uma escala logarítmica para as frequências, conforme mostra a equação 3.27. Neste caso, utiliza-se o valor de u_* , que é a velocidade de fricção, a qual é função da rugosidade terrestre. Desta forma, o espectro reduzido de potência, representado em escala logarítmica é dado pela equação 3.28.

$$S_r(z, f)df = \frac{f \cdot S(z, f)}{u_*^2} \quad (\text{equação 3.27})$$

$$S_r(z, f)d(\log_e f) = \frac{f \cdot S(z, f)}{u_*^2} \cdot \frac{1}{f} df = \frac{dW}{u_*^2} \quad (\text{equação 3.28})$$

A figura 3.13 resume as expressões 3.26 a 3.28, apresentando o espectro de potência das velocidades do vento $S(z, f)$; e o espectro reduzido de potência $S_r(z, f)$. É possível observar que, por integração, pode-se obter a potência associada a um intervalo de frequência escolhido.

Figura 3.13 – Espectro de potência das velocidades do vento $S(z, f)$; e espectro reduzido de potência $S_r(z, f)$



(fonte: adaptado de FRANCO, 1993)

É importante ressaltar que a velocidade do vento costuma ser escrita com base num sistema cartesiano, em três componentes x , y e z . A componente na direção do escoamento (direção

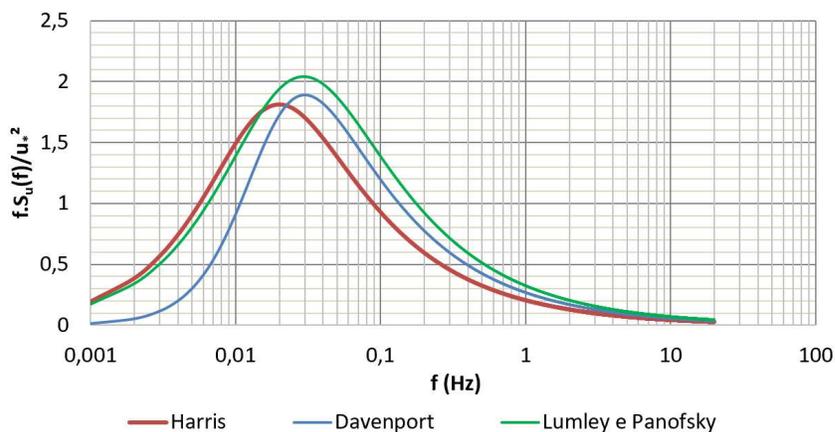
longitudinal x) é decomposta em duas parcelas: um valor médio \bar{U} , função apenas da altura e aproximadamente constante ao longo do tempo, e outro flutuante u . Nas demais direções atuam as componentes flutuantes v e w . Inicialmente, os primeiros autores a proporem um espectro de potência para o vento desconsideraram a sua dependência da altura z . Diversas expressões empíricas foram então propostas para o espectro de potência reduzido como uma função da frequência f e da velocidade média do vento \bar{U}_{10} (para $z = 10\text{ m}$), em terreno aberto. O quadro 3.1 resume algumas das expressões propostas para as funções de densidade espectral de potência $S_u(f)$ (na direção longitudinal do vento), as quais são comparadas na figura 3.14.

Quadro 3.1 – Espectros teóricos de potência $S_u(f)$ na direção longitudinal do vento, independentes da altura z da estrutura

AUTOR	FUNÇÃO DE DENSIDADE ESPECTRAL
Davenport	$\frac{f \cdot S_u(f)}{u_*^2} = 4 \cdot \frac{x_1^2}{(1 + x_1^2)^{4/3}}; \quad x_1 = \frac{1200 \cdot f}{\bar{U}_{10}}$ (equação 3.29)
Lumley e Panofsky	$\frac{f \cdot S_u(f)}{u_*^2} = 4 \cdot \frac{x_1}{(1 + x_1^{5/3})}; \quad x_1 = \frac{900 \cdot f}{\bar{U}_{10}}$ (equação 3.30)
Harris	$\frac{f \cdot S_u(f)}{u_*^2} = 4 \cdot \frac{x_1}{(2 + x_1^2)^{5/6}}; \quad x_1 = \frac{1800 \cdot f}{\bar{U}_{10}}$ (equação 3.31)

(fonte: adaptado de FRANCO, 1993)

Figura 3.14 – Espectros teórico de potência $S_u(f)$ na direção longitudinal do vento, independentes da altura z da estrutura



(fonte: elaborada pela autora)

Vale chamar atenção de que o espectro de Davenport não representa bem os valores obtidos em baixas frequências e não considera a influência da cota z . No entanto, a expressão indicada tem sido utilizada largamente por ser de fácil integração. Além disso, segundo Blessmann (1995), esta expressão está validada para uma variedade de terrenos e para as frequências de interesse na engenharia estrutural, sendo inclusive adotada pelo Código Nacional de Construção do Canadá. Por questões de simplificação e a favor da segurança, a equação de Davenport utilizada na norma canadense foi ligeiramente modificada, conforme apresenta a equação 3.32.

$$\frac{f \cdot S_u(f)}{u_*^2} = 4 \cdot \frac{x_1^2}{(1 + x_1^2)^{4/3}}; \quad x_1 = \frac{1220 \cdot f}{\bar{U}_{10}} \quad (\text{equação 3.32})$$

Todos os espectros teóricos apresentados até aqui são representações razoáveis dos dados experimentais disponíveis. Mais recentemente, outros autores aprimoraram estas aproximações e mostraram que o espectro de velocidades depende também da altura z da estrutura. O quadro 3.2 resume algumas expressões propostas para as funções de densidade espectral de potência $S_u(f)$, entre as quais destaca-se o espectro ESDU (*Engineering Sciences Data Unit*, 1974), que é utilizado pela norma europeia EN 1991-1-4.

Quadro 3.2 – Espectros teóricos de potência $S_u(f)$ na direção longitudinal do vento, dependentes da altura z da estrutura

AUTOR	FUNÇÃO DE DENSIDADE ESPECTRAL
Von Karmán	$\frac{f \cdot S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4 \cdot x_1}{(1 + 70,78 \cdot x_1^2)^{5/6}}; \quad x_1(z) = \frac{f \cdot L_{11}(z)}{\bar{U}_{(z)}} \quad (\text{equação 3.33})$
Kaimal	$\frac{f \cdot S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{\left(\frac{100}{3}\right) \cdot y_1}{(1 + 50 \cdot y_1)^{5/3}}; \quad y_1(z) = \frac{f \cdot z}{\bar{U}_{(z)}} \quad (\text{equação 3.34})$
ESDU	$\frac{f \cdot S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(f, z)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(f, z))^{5/3}}; \quad f_L(f, z) = \frac{f \cdot L(z)}{\bar{U}_{(z)}} \quad (\text{equação 3.35})$

(fonte: BLESSMANN, 2013)

Os valores de $L_{11}(z)$ e $L(z)$ são fornecidos, respectivamente, pelas equações 3.36 e 3.37.

$$L_{11}(z) = 25. (z - z_d)^{0,35}. z_0^{-0,063} \quad (\text{equação 3.36})$$

$$L(z) = 300. \left(\frac{z}{200}\right)^{0,67+0,05.\ln(z_0)} \quad (\text{equação 3.37})$$

Nas direções y e z , os espectros das componentes da turbulência não têm sido tão estudados como o da componente longitudinal. Entretanto, indica-se ainda, a partir do quadro 3.3, as funções de densidade espectral $S_v(f)$ e $S_w(f)$ nas outras duas direções de flutuação.

Quadro 3.3 – Espectros teóricos de potência $S_v(f)$ e $S_w(f)$, respectivamente na direção lateral e vertical do vento, dependentes da altura z da estrutura

AUTOR	FUNÇÃO DE DENSIDADE ESPECTRAL
Von Karmán	$\frac{f \cdot S_v(f)}{\sigma_v^2} = \frac{4 \cdot x_2 [1 + 188,4(2 \cdot x_2)^2]}{[1 + 70,78(2 \cdot x_2)^2]^{11/6}}; \quad x_2(z) = \frac{f \cdot L_{21}(z)}{\bar{U}(z)}$ (equação 3.38)
	$\frac{f \cdot S_w(f)}{\sigma_w^2} = \frac{4 \cdot x_3 [1 + 188,4(2 \cdot x_3)^2]}{[1 + 70,78(2 \cdot x_3)^2]^{11/6}}; \quad x_3(z) = \frac{f \cdot L_{31}(z)}{\bar{U}(z)}$ (equação 3.39)
Kaimal	$\frac{f \cdot S_v(f)}{\sigma_v^2} = \frac{0,164 \cdot y_2}{[1 + 0,164 \cdot y_2^{5/3}]}; \quad y_2(z) = 37,7 \cdot y_1$ (equação 3.40)
	$\frac{f \cdot S_w(f)}{\sigma_w^2} = \frac{0,164 \cdot y_3}{[1 + 0,164 \cdot y_3^{5/3}]}; \quad y_3(z) = 10,4 \cdot y_1$ (equação 3.41)
ESDU	$\frac{f \cdot S_v(f)}{\sigma_v^2} = \frac{4 \cdot x_2 (1 + 755 \cdot x_2^2)}{(1 + 283 \cdot x_2^2)^{11/6}}; \quad x_2(z) = \frac{f \cdot L_{21}(z)}{\bar{U}(z)}$ (equação 3.42)
	$\frac{f \cdot S_w(f)}{\sigma_w^2} = \frac{4 \cdot x_3 (1 + 755 \cdot x_3^2)}{(1 + 283 \cdot x_3^2)^{11/6}}; \quad x_3(z) = \frac{f \cdot L_{31}(z)}{\bar{U}(z)}$ (equação 3.43)

(fonte: BLESSMANN, 2013)

Sendo os valores de $L_{21}(z)$ e $L_{31}(z)$, iguais respectivamente às equações 3.44 e 3.45.

$$L_{21}(z) = 5,1. (z - z_d)^{0,48}. z_0^{-0,086} \quad (\text{equação 3.44})$$

$$L_{31}(z) = 0,35. (z - z_d) \quad (\text{equação 3.45})$$

3.3.3.2 Espectro das pressões flutuantes

O espectro cruzado de pressões atuantes em uma das faces da estrutura pode ser representado com suficiente precisão, como uma função do espectro de velocidades, como mostra a equação 3.46 (SIMIU; SCANLAN, 1996). Nesta equação, as constantes ρ e c são, respectivamente, a densidade do ar e o coeficiente aerodinâmico.

$$S_{p'}(z, f) = (\rho \cdot c \cdot \bar{U}_{(z)})^2 \cdot S(z, f) \quad (\text{equação 3.46})$$

A pressão flutuante $p'(t)$ constitui um processo aleatório, ergódico, gaussiano de média zero; podendo ser representada, conforme visto anteriormente, por uma integral de Fourier. Utilizando os termos de Fourier em um plano complexo e as frequências em Hz, a equação 3.17 pode ser escrita como sugere a equação 3.47.

$$p'(t) = \int_{-\infty}^{\infty} C(f) \cdot \cos[2 \cdot \pi \cdot f \cdot t - \theta(f)] df \quad (\text{equação 3.47})$$

Onde:

$$C(f) = \sqrt{A^2(f) + B^2(f)} \quad (\text{equação 3.48})$$

$$\theta(f) = \tan^{-1} \left(\frac{B(f)}{A(f)} \right) \quad (\text{equação 3.49})$$

$$A(f) = \int_{-\infty}^{\infty} p'(t) \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t) dt \quad (\text{equação 3.50})$$

$$B(f) = \int_{-\infty}^{\infty} p'(t) \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t) dt \quad (\text{equação 3.51})$$

Para um processo cuja média é igual a zero, como é o caso da parcela flutuante do vento, a partir da equação 3.5 pode-se demonstrar que o valor quadrado médio de p assume o mesmo valor da variância, assim:

$$E[p'^2] = \sigma^2(p') = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} p'^2(t) dt \quad (\text{equação 3.52})$$

Aplicando-se a uma função não-periódica para a qual exista a integral de Fourier, a equação 3.52 assume a seguinte forma:

$$\sigma^2(p') = \frac{2}{T} \int_0^{\infty} C^2(f) df \quad (\text{equação 3.53})$$

Conforme Simiu e Scanlan (1996), quando $T \rightarrow \infty$, a variância ou o valor quadrado médio podem ser escritos de acordo com a equação 3.54.

$$\sigma^2(p') = \int_0^{\infty} S(f) df \quad (\text{equação 3.54})$$

A partir das equações 3.52 a 3.54 comprova-se que a frequência corresponde a uma contribuição elementar para o valor quadrado médio, e este consiste na área sob a curva de $S(f)$. Desta forma, cada frequência é associada a uma contribuição para a avaliação da parcela flutuante do vento, o que se torna uma propriedade interessante para o processo do vento sintético.

Por simplificação, é conveniente adotar um número finito n de funções harmônicas, sendo um mínimo de 11 componentes, para aproximar a representação de $p'(t)$. As funções devem ser escolhidas de modo que os valores de frequências adotados contendam o intervalo de interesse. A rotina computacional criada aqui é válida para até 21 funções, selecionando uma destas para possuir frequência ressonante com o primeiro modo de vibração da estrutura. As frequências dos outros componentes harmônicos são múltiplas da frequência de referência por um fator dois. Assim pode-se reescrever a equação 3.47 conforme as equações 3.55 a 3.57.

$$p'(t) \cong \sum_{k=1}^n C_k \cos \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_k r_k} \cdot t - \theta_k \right) \quad (\text{equação 3.55})$$

$$C_k = \sqrt{2 \cdot \int_{(k)} S(f) df} \quad (\text{equação 3.56})$$

$$r_k = 2^{k-r} \quad (\text{equação 3.57})$$

O valor de r é o número do harmônico cuja frequência coincide com a frequência do primeiro modo de vibração livre da estrutura, e T_r é o período associado a este harmônico.

Em seguida é feita a integração da função de densidade espectral em cada um dos n intervalos de frequência pré-determinados, sendo obtidos os valores de C_k . Esta operação também pode ser realizada utilizando-se o espectro natural $S(f)$ e uma escala natural de frequências, observando a manutenção da mesma proporção entre as áreas, através da utilização do espectro reduzido $S_r(f)$ associado a uma escala logarítmica de frequências. Por fim, a amplitude de cada um dos harmônicos pode ser escrita conforme a equação 3.58. Desta forma, pode-se concluir que a construção das séries de carregamentos para a geração dos históricos de carga baseia-se na superposição dos componentes harmônicos com ângulos de fases indeterminados; ou seja, os ângulos de fase representam a componente aleatória do processo.

$$p'_k = \frac{C_k}{\sum_{k=1}^m C_k} \cdot p' = c_k p' \quad (\text{equação 3.58})$$

3.3.4 Ação estática

Segundo Pfeil (1993), a força devida à ação estática de vento é usualmente escrita em termos de suas componentes na direção do vento (força de arrasto F_a) e perpendicular ao vento (força de sustentação F_s). As componentes de forças e o momento M_t são expressos por:

$$F_a = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B l C_a \quad (\text{equação 3.59})$$

$$F_s = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B l C_s \quad (\text{equação 3.60})$$

$$M_t = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B^2 l C_m \quad (\text{equação 3.61})$$

Onde:

ρ : massa específica do ar (igual a 1,225 kg/m³);

\bar{U} : velocidade médio do fluxo;

B: largura do tabuleiro;

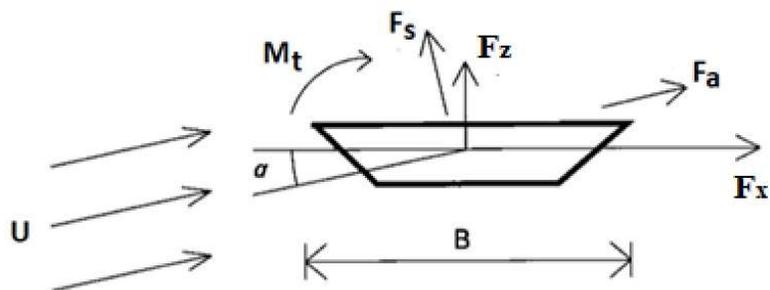
l: comprimento do trecho;

α : ângulo de ataque;

C_a, C_s, C_m : coeficientes aerodinâmicos de arrasto, sustentação e momento, respectivamente.

Os coeficientes aerodinâmicos C_a , C_s e C_m são parâmetros que descrevem a perturbação do fluxo de ar causada pela geometria da seção transversal do tabuleiro. Estes coeficientes são obtidos através de ensaios em modelos reduzidos seccionais em repouso para diversos valores de ângulo de ataque, definido no sentido aerodinâmico conforme ilustrado na figura 3.15.

Figura 3.15 – Definição das forças de acordo com o sentido aerodinâmico

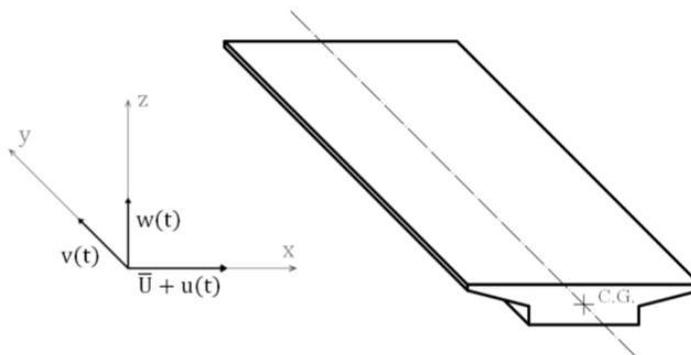


(fonte: adaptada de PFEIL, 1993)

3.3.5 Forças aerodinâmicas devidas à turbulência

As forças de vento devidas à turbulência referem-se à turbulência existente no vento natural, isto é, a turbulência atmosférica, e não à turbulência na esteira do fluxo. Além disso, as forças estão relacionadas às superfícies planas com rugosidade uniforme, de tal modo que o fluxo pode ser considerado horizontal e homogêneo. Sendo assim, o vetor velocidade de vento é escrito em três componentes, orientadas segundo os eixos cartesianos (figura 3.16).

Figura 3.16 – Sistema de coordenadas para a formulação das forças de vento sobre o tabuleiro



(fonte: CURI, 2018)

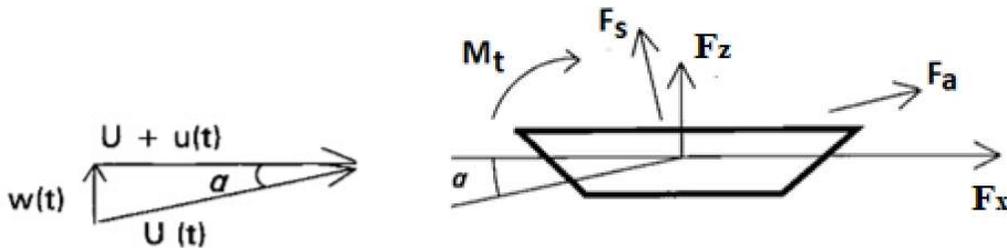
Os efeitos da componente flutuante v (na direção y) costumam ser desconsiderados na análise da superestrutura, embora sejam importantes na determinação das forças atuantes sobre as torres de pontes estaiadas e suspensas. Assim, com base nestas condições são desenvolvidas as expressões para as forças aerodinâmicas devidas às flutuações u e w da velocidade do vento. A figura 3.17 ilustra uma seção de tabuleiro de ponte sob ação das componentes de velocidade de vento $u(t)$ e $w(t)$. Considerando um modelo plano, as forças nas direções z e x podem ser escritas como:

$$F_x = F_a \cos \alpha - F_s \sin \alpha \quad (\text{equação 3.62})$$

$$F_z = F_a \sin \alpha + F_s \cos \alpha \quad (\text{equação 3.63})$$

Em que F_a e F_s são expressas pelas equações 3.59 e 3.60.

Figura 3.17 – Forças em tabuleiro de ponte



(fonte: adaptada de PFEIL, 1993)

Conforme Simiu e Scanlan (1996), expandindo as forças F_x e F_z em séries de Taylor em torno de uma configuração de equilíbrio (em geral $\alpha = 0$), desprezando os termos quadráticos $u(t)$ e $w(t)$ e aproximando o ângulo α por $w(t)/\bar{U}$, as expressões para as forças aerodinâmicas devidas às flutuações $u(t)$ e $w(t)$ da velocidade do vento são desenvolvidas conforme segue.

$$F_x(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B l \left[2C_a \frac{u(t)}{\bar{U}} + \left(\frac{\partial C_a}{\partial \alpha} - C_s \right) \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \quad (\text{equação 3.64})$$

$$F_z(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B l \left[2C_s \frac{u(t)}{\bar{U}} + \left(\frac{\partial C_s}{\partial \alpha} - C_a \right) \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \quad (\text{equação 3.65})$$

Para o momento utiliza-se a seguinte expressão:

$$M_y(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B^2 l \left[2C_m \frac{u(t)}{\bar{U}} + \frac{\partial C_m}{\partial \alpha} \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \quad (\text{equação 3.66})$$

Admite-se, portanto, que as forças aerodinâmicas devidas ao vento turbulento consistem na superposição das forças de auto-excitação, funções da velocidade média \bar{U} , e das forças devidas às componentes flutuantes da velocidade $u(t)$ e $w(t)$. Assim, as forças podem ser escritas em termos das componentes na direção do vento $F_a(t)$, e na direção perpendicular ao vento $F_s(t)$, além do momento em torno do eixo y $M_t(t)$:

$$F_a(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B l \left[C_a + 2C_a \frac{u(t)}{\bar{U}} + \left(\frac{\partial C_a}{\partial \alpha} - C_s \right) \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \quad (\text{equação 3.67})$$

$$F_s(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B l \left[C_s + 2C_s \frac{u(t)}{\bar{U}} + \left(\frac{\partial C_s}{\partial \alpha} - C_a \right) \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \quad (\text{equação 3.68})$$

$$M_t(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B^2 l \left[C_m + 2C_m \frac{u(t)}{\bar{U}} + \frac{\partial C_m}{\partial \alpha} \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \quad (\text{equação 3.69})$$

3.3.6 Recomendações da NBR 6123

A norma brasileira de vento NBR 6123 apresenta dois procedimentos distintos para a determinação das forças de vento sobre as estruturas. O primeiro deles, descrito no item 4 da norma, considera que a estrutura responde estaticamente; enquanto o segundo, apresentado no item 9, prevê uma resposta dinâmica devida à turbulência. Entretanto, o procedimento descrito no item 9 é de formulação restrita a estruturas verticais engastadas na base, não sendo aplicável ao objeto de estudo deste trabalho.

Desta forma, considerando que a estrutura terá uma resposta quase estática à ação do vento, o item 4 da NBR 6123 apresenta os passos necessários para a determinação da força de arrasto F_a . A velocidade média do vento é calculada para um certo intervalo de tempo que depende das dimensões da estrutura e das rajadas a serem consideradas.

A norma brasileira indica que a velocidade básica do vento é determinada em função da localização da construção da edificação dentro do território brasileiro. A velocidade básica do vento (U_0) é referente a uma média de medições de velocidades de uma rajada de 3 s, excedida em média a cada 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano, classificado pela categoria II, realizadas em 49 pontos de amostragem espalhados pelo território nacional.

Para o cálculo da velocidade característica do vento (U_k) é necessária a determinação dos seguintes fatores: fator topográfico S_1 , fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno S_2 , e fator estatístico S_3 . Os valores destes fatores são encontrados no Anexo A da referida norma. Desta forma, o valor da velocidade do vento é corrigido através da seguinte equação:

$$U_k = U_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{equação 3.70})$$

A norma ainda recomenda que o fator S_2 e o intervalo de tempo sejam estimados de acordo com o Anexo A, por aproximações sucessivas, caso a maior dimensão frontal da estrutura supere 80 m:

$$S_2(h) = b F_{r,II} \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (\text{equação 3.71})$$

$$U_t(h) = U_0 S_1 S_2(h) S_3 \quad (\text{equação 3.72})$$

$$t = \frac{7,5L}{U_t(h)} \quad (\text{equação 3.73})$$

Onde:

L : maior dimensão da superfície frontal da edificação;

$U_t(h)$: velocidade médio do vento sobre t segundos num dado ponto da edificação, calculada por aproximações sucessivas.

Os parâmetros b , p e $F_{r,II}$ são retirados da Tabela 21 da NBR 6123 e servem para corrigir o valor da velocidade básica U_0 (medida sobre 3 segundos e categoria II) para outros intervalos de tempo e categorias de terreno. Finalmente, a força de arrasto (na direção do vento) é calculada segundo:

$$F_a = \frac{1}{2} \rho C_a U_k^2 A \quad (\text{equação 3.74})$$

Onde:

ρ : massa específica do ar (igual a 1,225 kg/m³);

C_a : coeficiente de arrasto;

U_k : velocidade característica do vento;

A : área frontal efetiva.

4 MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS

Para analisar o comportamento de uma estrutura, é essencial conhecer as equações constitutivas dos materiais que a compõem, as quais são formadas por expressões que relacionam as tensões, as deformações e o tempo (CAMPOS FILHO, 2003). Estas expressões são estudadas por um ramo da Mecânica dos Materiais chamado de reologia, sendo definidas por três comportamentos básicos: o elástico, o plástico e o viscoso.

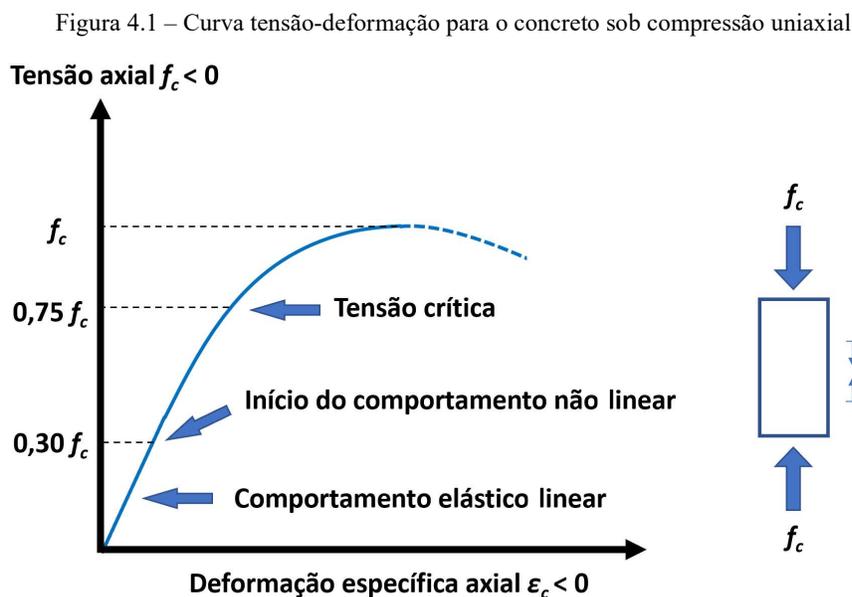
O comportamento elástico dos materiais constitui o fator fundamental da teoria da elasticidade, a qual foi elaborada entre os séculos XVII e XVIII pelos cientistas R. Hooke, J. Bernoulli, L. Euler e A. Coulomb, entre outros (AWRUCH *et al.*, 2018). Materiais representados por um modelo reológico **elástico**, caracterizam-se por apresentar deformações imediatas, as quais aparecem simultaneamente com as tensões correspondentes. Além disso, quando as tensões permanecem constantes, o diagrama tensão-deformação de um material elástico não apresenta variação de deformações; e em caso de descarregamento, quando as tensões correspondentes são anuladas, as deformações desaparecem integralmente. No caso do modelo reológico **plástico**, as deformações também são imediatas, porém a descarga do material não apresenta a característica de reversibilidade das deformações, e, desta forma, ao serem anuladas as tensões correspondentes, surge uma deformação residual no material. Já os materiais definidos pelo modelo reológico **viscoso**, apresentam propriedades referentes ao aparecimento de deformações não-imediatas. Neste caso, as deformações não aparecem de forma simultânea com as tensões; e também não permanecem constantes ao longo do tempo.

No entanto, materiais reais são caracterizados por uma combinação entre estes três modelos básicos, originando os modelos conjugados. Os materiais **elastoplásticos**, por exemplo, se deformam elasticamente até atingirem a tensão de escoamento, e após isso, passam a apresentar comportamento plástico. Nos **viscoelásticos**, a deformação evolui com o tempo sob uma tensão constante, enquanto nos **viscoplásticos**, além de evoluir ao longo do tempo, há também o surgimento de deformações irreversíveis. Neste capítulo são apresentados os modelos constitutivos que foram adotados para representar o comportamento do concreto e do aço utilizado para a armadura ativa e passiva da ponte estudada.

4.1 CONCRETO

O concreto pode ser idealizado como um sistema de duas fases: uma matriz, formada pela pasta de cimento endurecida, envolvendo um conjunto de partículas de agregado. Mesmo antes da aplicação de cargas externas à estrutura, este material já apresenta microfissuras, causadas por segregação, retração ou efeitos térmicos. À medida que o carregamento vai sendo aplicado, estas microfissuras tendem a aumentar de tamanho e de quantidade, especialmente na interface da pasta de cimento e dos agregados, o que contribui para o seu comportamento não linear.

Em ensaios de compressão uniaxial, para um carregamento instantâneo, é possível observar três estágios na curva tensão-deformação do concreto, conforme ilustrado na figura 4.1. Para tensões de compressão até 30% da resistência à compressão uniaxial (f_c), as eventuais microfissuras existentes no concreto antes de entrar em carga, permanecem inalteradas. Isso significa que a energia interna disponível é menor que a energia necessária para a criação de novas microfissuras e que o material apresenta um comportamento que pode ser aproximado por um modelo elástico linear.



(fonte: adaptado de Código Modelo *fib* 2010, 2012)

Conforme Chen (2007), para tensões de compressão entre $0,3f_c$ e $0,75f_c$, as microfissuras junto aos agregados começam a se estender gradualmente até ligarem-se através da matriz, tornando

o comportamento não linear mais evidente. Quando a tensão de compressão excede $0,75f_c$ (tensão crítica), as microfissuras continuam a propagar-se, mesmo se for mantido constante o carregamento, ou seja, a energia interna disponível é maior que a necessária para formar novas microfissuras e o sistema torna-se instável. A partir deste instante, o comportamento do concreto torna-se bastante não linear, até atingir a tensão de ruptura, quando o material perde a capacidade de resistir a novos incrementos de tensões.

Em ensaios de tração uniaxial, para um carregamento instantâneo, observam-se algumas diferenças importantes em relação ao comportamento de compressão uniaxial, tais como o limite de elasticidade linear, que geralmente fica entre 60% e 80% da resistência à tração (f_t). A partir deste limite, as microfissuras começam a aumentar rapidamente de tamanho. Desta forma, observa-se um comportamento próximo ao elástico linear até a ruptura, e após isso a necessidade de consideração da resistência do concreto entre as fissuras.

Para carregamentos aplicados ao longo do tempo, observa-se ainda que, mesmo para tensões constantes, as deformações no concreto continuam evoluindo, caracterizando assim o seu comportamento viscoso. Além disso, o concreto tende a diminuir de volume e a ganhar resistência ao longo do tempo, ainda que na ausência de carga. Este comportamento se deve principalmente à composição heterogênea do concreto, onde coexistem as fases sólida (cimento e agregado), líquida (água) e gasosa (ar aprisionado) cujas reações químicas influenciadas pela temperatura, difusão de água no interior da peça e trocas de água com o ambiente ocorrem ao longo do tempo. Essas deformações diferidas do concreto, possuem grande influência no comportamento estrutural uma vez que podem apresentar uma ordem de grandeza equivalente às deformações instantâneas, geradas por níveis usuais de tensão.

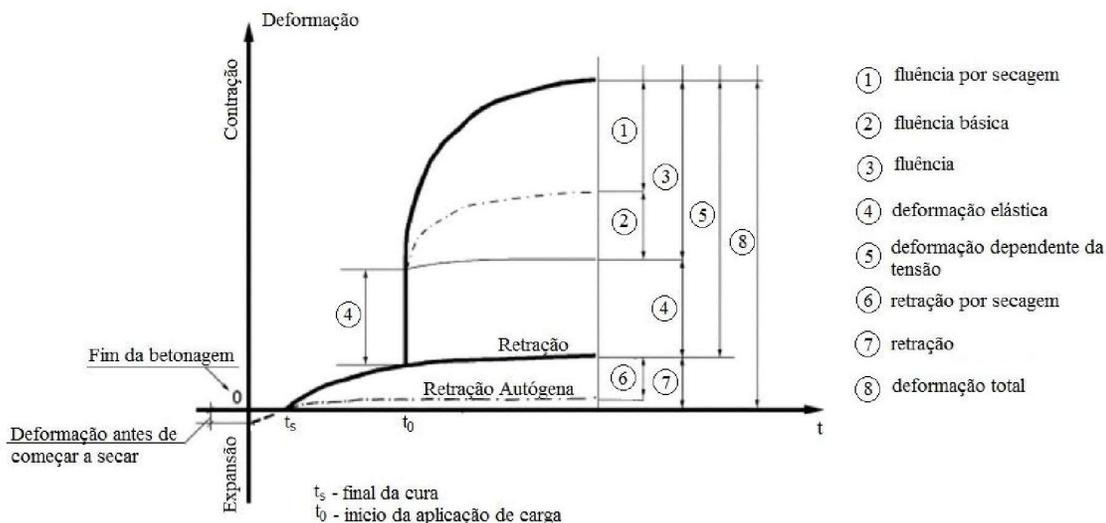
Desta forma, pode-se afirmar que o concreto é definido como um material que apresenta o comportamento combinado de três tipos de modelos reológicos básicos: elástico, plástico e viscoso. A escolha de qual categoria de modelos seguir está vinculada basicamente ao tipo de problema a ser analisado, e ao custo computacional envolvido em cada um deles. Para situações que envolvem baixas cargas de compressão e a avaliação das tensões e deformações ao longo do tempo, como é o caso do estudo das etapas construtivas da ponte estaiada analisada neste trabalho, é possível representar o comportamento do concreto com um modelo **viscoelástico com fissuração**. Sendo assim, as deformações instantâneas provêm do modelo elástico, aparecendo de forma simultânea às tensões correspondentes, sem variar ao longo do tempo. Já

as deformações não imediatas, provêm do modelo viscoso, aparecendo com o passar do tempo, a medida em que o material é submetido a um certo carregamento. As expressões utilizadas para gerar as equações constitutivas que representam o comportamento do concreto estão apresentadas nos itens a seguir.

4.1.1 Comportamento diferido do concreto

O comportamento do concreto diferido pode ser caracterizado pelos fenômenos de fluência (*creep*) e retração (*shrinkage*). A principal diferença entre estes fenômenos é que a fluência é dependente do carregamento e a retração não. A figura 4.2 apresenta a evolução das deformações ao longo do tempo em um espécime de concreto curado até t_s submetido a uma tensão de compressão constante aplicada a partir de t_0 .

Figura 4.2 – Deformação por fluência e retração com tensão de compressão constante a partir de t_0



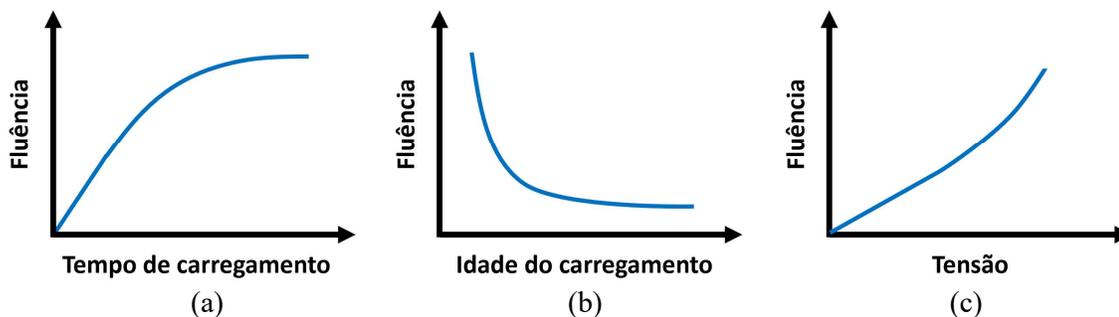
(fonte: adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2005 *apud* QUEVEDO, 2017)

A **fluência**, também chamada de deformação lenta, é caracterizada pelo aumento contínuo e gradual das deformações quando o material está sob tensão. Essa deformação é dividida em fluência básica, que ocorre sem a troca de água com o meio externo; e fluência por secagem, que ocorre quando existe troca de água com o meio ambiente, sendo dependente da umidade relativa e da exposição da peça.

Já a **retração** independe da tensão aplicada ao material, e é caracterizada pela redução do volume devido à perda gradual de água. Essa deformação é dividida em retração autógena, consequência da remoção da água dos poros capilares pela hidratação do cimento; e retração por secagem, também chamada de retração hidráulica, que ocorre devido a troca de água com o meio ambiente. Como a retração é associada à redução de volume, uma vez que a peça está impedida de reduzir, esse fenômeno induz tensões de tração internas que podem ocasionar fissuração.

Muitos dos fatores que influenciam nas deformações por fluência também estão relacionados com a retração. O fenômeno da fluência pode se manifestar com diferentes intensidades e formas de desenvolvimento, sendo dependente, principalmente, da relação água/cimento, da composição do concreto, do tipo de cimento, da umidade relativa do ar, da temperatura do ambiente, da exposição da peça ao ambiente e das condições de cura. A figura 4.3 apresenta os gráficos com a relação de alguns desses fatores com a fluência.

Figura 4.3 – Relação entre a fluência e os fatores que a afetam: (a) tempo de carregamento; (b) idade de carregamento; (c) tensão



(fonte: adaptado de BYFORS, 1980)

A figura 4.3(a), mostra que o efeito da fluência tende a ser estabilizado conforme o tempo do carregamento avança. Na figura 4.3(b) observa-se que quanto maior a idade do concreto no instante de aplicação da carga, menor é a sua deformação por fluência. A partir da figura 4.3(b), pode-se concluir que a fluência apresenta um regime linear quando os níveis de tensões são baixos, porém, acima de um determinado limite de tensão, a fluência deixa de ter essa relação proporcional com a tensão. Para os modelos de previsão da deformação ao longo do tempo, este fato torna-se particularmente importante, já que o princípio da superposição dos efeitos pode ser considerado caso o limite de tensão seja respeitado.

O modelo utilizado neste trabalho para a previsão das deformações por fluência e retração foi o proposto pelo Comité Euro-International du Béton (1993): Código Modelo CEB-FIP 1990 (CEB-MC90). A vantagem deste modelo é que o mesmo é compatível com a teoria da solidificação de Bazant e Prasannan (1989a, 1989b) pois ambos separam o fator do coeficiente de fluência que depende do envelhecimento (idade do concreto) do fator de fluência que depende do tempo de aplicação da carga (idade da carga). A formulação mais atual da Fédération Internationale du Béton (2010), não propõe esta separação, e conforme verificação realizada por Schmitz (2017), a associação da formulação de Bazant e Prasannan e do Código Modelo *fib* 2010 não permite que sejam considerados os efeitos de sobreposição de cargas de forma correta, gerando perda de precisão nos resultados.

Desta forma, o modelo apresentado pelo Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993) e a teoria da solidificação de Bazant e Prasannan (1989a, 1989b) permitem modelar de forma eficiente os casos em que há um histórico de tensões variáveis, uma vez que o algoritmo incremental de solução utiliza o modelo reológico de Kelvin generalizado com parâmetros independentes da idade do concreto.

4.1.2 Formulação para fluência e retração do CEB-FIP 1990

As premissas para a utilização do modelo apresentado no Código Modelo CEB-FIP 1990 para fluência e retração do concreto, é que o mesmo é válido para materiais com resistência característica entre 12 MPa e 80 MPa, sujeitos a uma tensão de compressão média menor do que 40% da resistência média do concreto, expostos a uma umidade relativa acima de 40% e com a média de temperatura entre 5 °C e 30 °C.

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

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

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, 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;

$\varepsilon_{cn}(t) = \varepsilon_{cs}(t_0) + \varepsilon_{cT}(t)$: deformação independente da tensão.

A deformação total é composta, então, por uma parcela que depende da tensão, correspondente a deformação inicial (instantânea) elástica linear e à deformação por fluência; e outra parcela que independe da tensão, formada pela deformação por retração e deformação térmica. Neste caso, a deformação referente a variação de temperatura $\varepsilon_{cT}(t)$ não foi considerada, pois adotou-se a hipótese de que a temperatura é constante ao longo da análise. Portanto, neste trabalho, apenas a deformação por retração foi considerada como deformação independente da tensão. A formulação completa dos termos presentes na equação 4.1 estão apresentados no Comité Euro-International de Béton (1993).

4.1.3 Teoria da solidificação para a fluência do concreto

Conforme exposto anteriormente, a retração ocorre de forma independente da tensão aplicada, já a deformação lenta (fluência) é diretamente influenciada pela idade do concreto no momento de aplicação da tensão. Bazant e Prasannan (1989a, 1989b) propuseram um modelo físico que afirma que o envelhecimento relacionado à fluência do concreto está ligado apenas à alteração do volume de concreto solidificado $v(t)$ ao longo do tempo, tornando-o um fator separado da idade da carga. Dessa forma, o envelhecimento do concreto é expresso por uma função $v(t)$, ao passo que as outras propriedades do material não dependem da sua idade e se mantêm constantes ao longo do tempo.

Para tanto, esses autores separaram a deformação por fluência em duas parcelas, a viscoelástica e a viscosa. O objetivo desta divisão é o de aproximar o efeito da fluência em relação a idade do carregamento. A parcela viscoelástica ε_v está relacionada com o volume de concreto já

solidificado $v(t)$ e com um coeficiente de fluência dependente da idade de carregamento $\phi(t-t_0)$. Já a parcela viscosa ε_f depende da fração de cimento hidratado $h(t)$ e do coeficiente $\psi(t-t_0)$, que varia também em função da idade do carregamento. Assim, a deformação total no concreto, dada pela equação 4.2, é obtida através da soma das parcelas elástica, viscoelástica, viscosa e devido à retração, como ilustra a figura 4.4 com o modelo completo esquematizado para o concreto.

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

Sendo:

σ : tensão constante atuante no concreto;

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

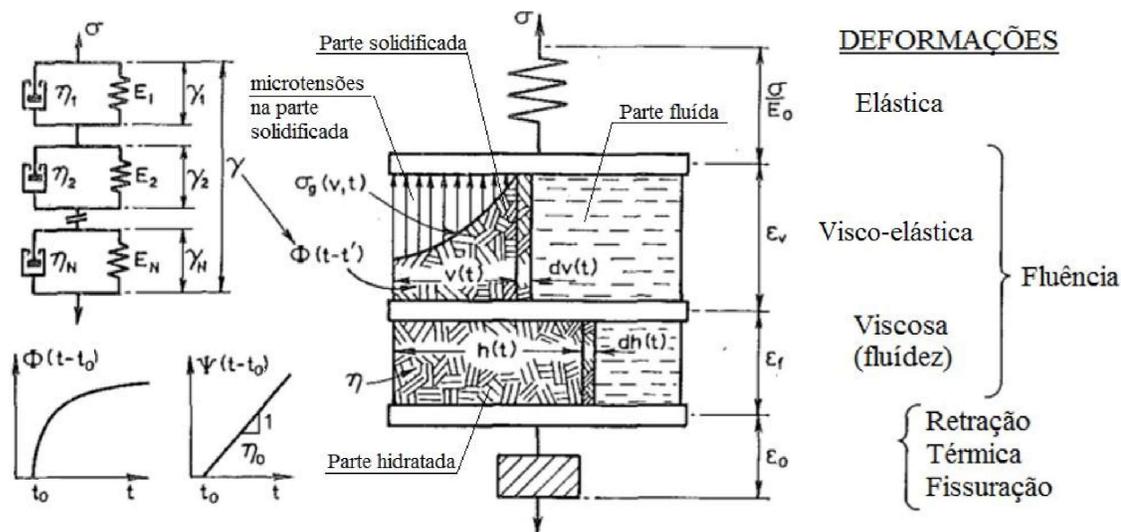
t : idade do concreto;

ε_v : parcela viscoelástica da deformação por fluência;

ε_f : parcela viscosa (fluidez) da deformação por fluência;

ε_0 : deformação que independe da tensão (retração, térmica e por fissuração).

Figura 4.4 – Modelo de representação do concreto



(fonte: adaptado de BAZANT; PRASANNAN, 1989a *apud* QUEVEDO, 2017)

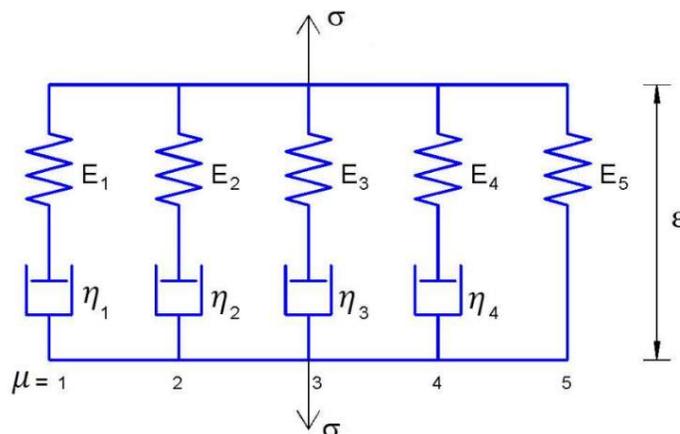
A descrição das leis que governam as parcelas de deformações por fluência, propostas por Bazant e Prasanna (1989a), bem como a sua compatibilização com a formulação do Código Modelo CEB-FIP 1990 (1993) estão apresentadas em Quevedo (2017).

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

Segundo Creus (1986), os modelos viscoelásticos podem ser representados com uma boa aproximação, a partir da união de dois elementos reológicos básicos: elementos elásticos (molas) e elementos viscosos (amortecedores). O elemento de mola apresenta uma resposta instantânea e totalmente reversível às cargas e deformações aplicadas. Já o amortecedor apresenta uma taxa de resposta proporcional à força ou deformação aplicada. Estes elementos podem ser associados de diversas maneiras, dentre as quais as mais conhecidas são as cadeias de Maxwell (em série) e de Kelvin (em paralelo).

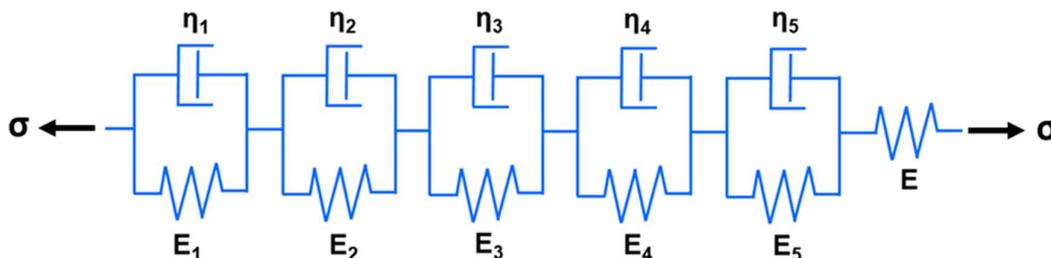
Uma melhor aproximação do comportamento viscoelástico do concreto pode ser obtida utilizando-se modelos combinados, com um determinado número de molas e de amortecedores associados em série ou em paralelo, chamados de modelos generalizados. Os modelos reológicos mais utilizados para o concreto são os modelos generalizados de Maxwell e Kelvin, conforme representam as figuras 4.5 e 4.6.

Figura 4.5 – Modelo de Maxwell generalizado: compreende uma associação em paralelo de uma mola com diversos modelos de Maxwell



(fonte: LAZZARI, 2016)

Figura 4.6 – Modelo de Kelvin generalizado: compreende uma associação em série de diversos elementos de Kelvin



(fonte: LAZZARI, 2016)

Para estruturas de concreto, a representação da deformação diferida do material, pode ser realizada por ambos modelos. Entretanto, sem a decomposição proposta na teoria da solidificação de Bazant e Prasannan (1989a), os dois modelos acabam sendo dependentes do envelhecimento do concreto. Desta forma, a utilização da cadeia de Maxwell sempre foi preferida em relação à cadeia de Kelvin, devido à diferença nas ordens das equações diferenciais que as descrevem: a de Maxwell é de primeira ordem, enquanto a de Kelvin é de segunda ordem. O uso da teoria da solidificação permite, no entanto, que apenas o fator que independe do envelhecimento do concreto seja ajustado, o que torna os demais parâmetros constantes e, com isso, a cadeia de Kelvin mais atrativa (BAZANT; PRASANNAN, 1989b).

A descrição do modelo reológico de Kelvin generalizado, e a formulação para o ajuste dos seus parâmetros estão apresentados em Quevedo (2017). Após o ajuste dos parâmetros da cadeia de Kelvin é realizada a sua introdução no algoritmo incremental que resolve a solução numérica. O algoritmo utilizado neste trabalho é baseado nos modelos desenvolvidos por Quevedo (2017); Schmitz (2017) e Jensen (2019), os quais utilizaram o algoritmo proposto por Bazant e Prasannan (1989b). Este algoritmo, que está apresentado com detalhes em Quevedo (2017), foi desenvolvido admitindo a isotropia do material, e que a tensão varia linearmente em cada passo de tempo, gerando soluções exatas das equações diferenciais neste pequeno intervalo de tempo.

4.1.5 Concreto tracionado: modelo para fissuração

O comportamento do concreto é caracterizado por possuir uma resistência ao esforço de tração inferior à resistência ao esforço de compressão. Este fato faz com que o material sofra fissuração mesmo para baixos níveis de tensão, provocando um comportamento não linear que influencia

no desempenho carga x deslocamento de estruturas de concreto armado e protendido. Sendo assim, a consideração deste efeito torna-se de fundamental importância para a análise estática e dinâmica das etapas construtivas de uma ponte estaiada, a fim de se obter resultados mais precisos, e um melhor entendimento sobre a distribuição dos esforços.

Neste trabalho, o modelo que representa o concreto sob tração é o sugerido por Hinton (1988), o qual considera o concreto um material elástico linear até a fissuração, e após isso, utiliza o modelo de fissuras distribuídas. Durante o processo de fissuração, a malha de elementos finitos não sofre alteração, sendo a consideração deste efeito aplicada através das alterações das propriedades do material, devido ao dano. Este modelo de fissuração é descrito por um critério de fissuração, por uma regra de colaboração do concreto entre fissuras e por um modelo para a transferência das tensões de corte.

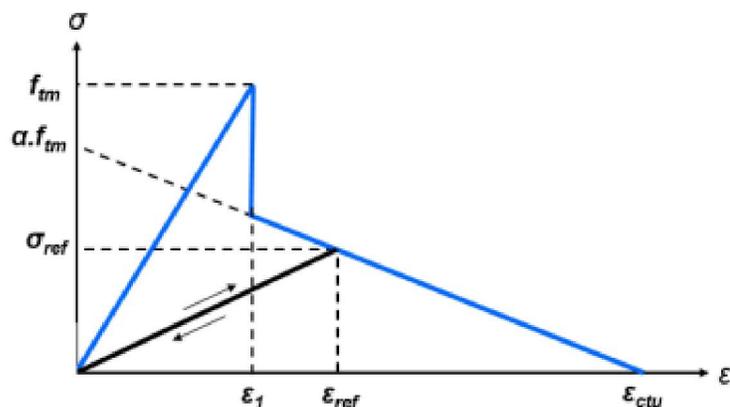
Para o modelo de fissuras distribuídas, é necessário atualizar a relação tensão-deformação, alterando-se as propriedades do material. O critério de fissuração é baseado na verificação da tensão dos pontos de integração dos elementos, para avaliar se a superfície de ruptura foi atingida em cada iteração. Neste trabalho, o critério de ruptura utilizado foi o proposto por Ottosen (1977), o qual é adotado pelo Código Modelo da *fib* 2010 (2012). Uma vez atendido o critério de ruptura, para que ocorra a fissuração no concreto, conforme indica o boletim nº 156 do CEB (1983), a tensão principal de tração σ_1 deve atingir ou superar metade do valor da resistência média à tração do concreto (f_{ctm}). Para um ponto fissurado, o concreto que inicialmente é considerado isotrópico, torna-se ortotrópico e admite-se que a fissura tenha se formado num plano ortogonal à tensão principal de tração σ_1 . Sendo assim, os módulos de elasticidade longitudinal e transversal são reduzidos nessa direção, além de desprezado o efeito de Poisson (HINTON, 1988).

Segundo Hinton (1988), os primeiros estudos realizados utilizando a análise numérica em elementos de concreto, admitiam que o concreto sob tração era um material elástico frágil, ou seja, quando ocorria uma fissura, a tensão normal àquela fissura era imediatamente zerada. Posteriormente se observou que o efeito da aderência entre o concreto e as barras de aço contribui ativamente para a rigidez total das estruturas, permitindo que o concreto entre fissuras continue resistindo aos esforços de tração, suportando um determinado nível de tensão.

Este fenômeno é conhecido por enrijecimento à tração, ou *tension stiffening*. Para considerá-lo na análise numérica pode-se alterar o comportamento do concreto ou do aço. Neste trabalho,

utilizou-se a opção adotada por Hinton (1988), que sugere a modificação da curva tensão-deformação do concreto tracionado, de modo a introduzir um ramo descendente suave após a fissuração do concreto. Isso faz com que o comportamento do concreto tracionado seja considerado linear com amolecimento, conforme ilustra a figura 4.7

Figura 4.7 – Curva tensão-deformação para o concreto tracionado



(fonte: HINTON 1988 *apud* LAZZARI, 2016)

Em geral, as primeiras fissuras que surgem no concreto sob tração, são perpendiculares à direção da máxima tensão principal de tração σ_1 . Porém, em função de mudanças no carregamento ou até mesmo por não linearidades na estrutura, as direções principais se modificam, produzindo deslocamentos relativos das faces da fissura, os quais originam o surgimento de tensões de corte.

No concreto, a capacidade de transferência das tensões de corte após a fissuração depende das condições locais, sendo inversamente proporcional ao aumento da abertura da fissura. Esta transferência de esforços verticais é realizada através de dois mecanismos, conhecidos como engrenamento dos agregados e efeito de pino da armadura. Desta forma, os fenômenos ligados às características dos materiais, como a granulometria e o tipo dos agregados, o diâmetro das barras de armadura e a posição relativa da armadura em relação ao plano da fissura vão influenciar diretamente na capacidade de transferência das tensões de corte.

Como estes mecanismos mencionados não podem ser incluídos diretamente no modelo de fissuras distribuídas, neste trabalho, faz-se uma aproximação adotada por Hinton (1988), que consiste em utilizar um valor reduzido para o módulo de elasticidade transversal do concreto,

correspondente ao plano fissurado. Desta forma, multiplica-se o módulo de deformação por corte do concreto não fissurado G_0 (equação 4.3) por um fator redutor β_f , calculado pela equação 4.4, em que E_c é o módulo de elasticidade transversal do concreto, ν é o coeficiente de Poisson e ε_t é a deformação de tração fictícia perpendicular à fissura.

$$G_0 = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad (\text{equação 4.3})$$

$$\beta_f = 1 - \left(\frac{\varepsilon_t}{0,005} \right)^{0,3} \quad (\text{equação 4.4})$$

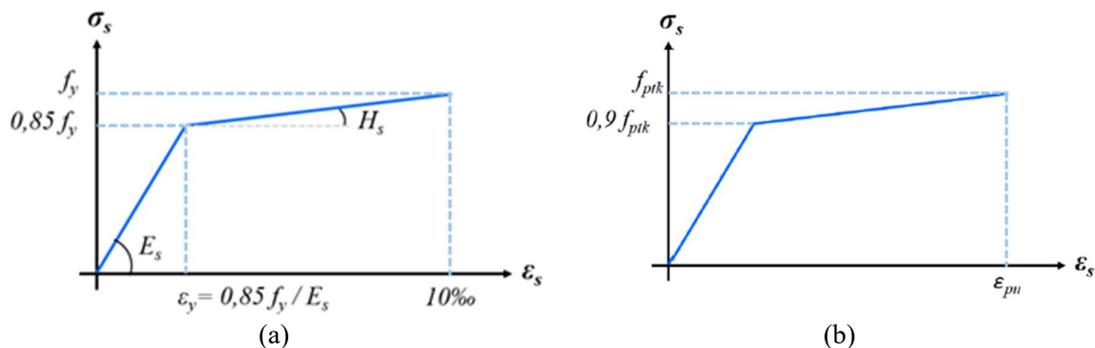
4.2 AÇO

Neste trabalho foi utilizado um modelo uniaxial para representar o comportamento das armaduras passivas e ativas, considerando que estas barras resistam apenas a esforços axiais. Ao material utilizado para representar as **armaduras passivas** foi atribuído um comportamento **elastoplástico com endurecimento linear** a partir de 0,85 da tensão de escoamento. Para este material foi considerado o mesmo comportamento em tração e compressão. A representação deste modelo é dada por um diagrama tensão-deformação bilinear, conforme apresenta a figura 4.8(a). Como parâmetro de endurecimento foi utilizado o valor fornecido pela expressão 4.5.

$$H_s = \frac{0,15 \cdot f_y}{10\%_0 - \frac{0,85 \cdot f_y}{E_s}} \quad (4.5)$$

Para as **armaduras ativas**, o material tem um comportamento **elástico linear** até atingir 90% do valor da tensão de ruptura f_{ptk} . Após atingido este valor, apresenta um comportamento com **endurecimento linear**, conforme apresentado na figura 4.8(b).

Figura 4.8 – Modelo elastoplástico com endurecimento linear: (a) para as armaduras passivas; (b) para as armaduras ativas



(fonte: LAZZARI, 2016)

Quando uma deformação é mantida constante em uma armadura protendida, a tensão diminui com o tempo, verificando-se o comportamento conhecido como **relaxação**. O efeito da relaxação, que é um fenômeno viscoelástico da mesma natureza da fluência no concreto, pode gerar uma perda de tensão significativa ao longo do tempo, caso a armadura protendida esteja submetida a elevadas tensões.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a relaxação de fios, cordoalhas e barras protendidas, para tensões variando entre $0,5 f_{ptk}$ a $0,8 f_{ptk}$, obtida após 1000 horas de ensaio realizado a uma temperatura controlada de $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Ψ_{1000}), conforme descreve a NBR 7484 (ABNT, 2009), não pode ultrapassar os valores definidos pelo quadro 4.1.

Analisando o quadro 4.1, pode-se observar que se a cordoalha, fio ou barra estiver submetida a uma tensão de tração inferior a 50% da tensão de ruptura f_{ptk} , o efeito da relaxação torna-se desprezível. Desta forma, como as tensões no aço dos estais em condição de serviço ficam limitadas a 45% da tensão de ruptura f_{ptk} , conforme recomendação da Fédération Internationale du Béton (2005), o efeito da relaxação neste material não foi considerado neste estudo.

Quadro 4.1 – Valores de Ψ_{1000} para cordoalhas, fios e barras, segundo a NBR 6118

σ_{p0}	CORDOALHAS		FIOS		BARRAS
	RN	RB	RN	RB	
$0,5 f_{ptk}$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$0,6 f_{ptk}$	3,5 %	1,3 %	2,5 %	1,0 %	1,5 %
$0,7 f_{ptk}$	7,0 %	2,5 %	5,0 %	2,0 %	4,0 %
$0,8 f_{ptk}$	12,0 %	3,5 %	8,5 %	3,0 %	7,0 %

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

(fonte: ABNT, 2014)

5 ANÁLISE NUMÉRICA UTILIZANDO O *SOFTWARE* ANSYS

As simulações numéricas realizadas ao longo deste trabalho, foram baseadas no método dos elementos finitos, de modo a analisar o comportamento não linear dos materiais concreto e aço, que, em geral, são considerados de forma simplificada em práticas de projeto. Para tanto, foi utilizado o programa em elementos finitos ANSYS (*Analysis Systems Incorporated*), o qual é um *software* que vem sendo cada vez mais empregado, tanto no meio profissional quanto no acadêmico, pois fornece uma interface amigável ao mesmo tempo em que torna a programação interna mais acessível.

O programa ANSYS possui uma linguagem chamada APDL (*ANSYS Parametric Design Language*) a qual permite estruturar o problema em arquivo de texto (*scripts*), e, portanto, um maior controle do usuário sobre a simulação numérica. Esta ferramenta possibilita a criação de variáveis, o uso de estruturas de controle (DO, IF, ...) e a execução das mais diversas funções de pré e pós-processamento. A plataforma ANSYS oferece ainda opções diversificadas para a escolha de elementos finitos e de modelos constitutivos de materiais, além de possuir o recurso de ativação e desativação dos elementos, o qual foi de extrema importância para simular o processo de construção da ponte analisada nesta tese. Além destes elementos finitos e modelos constitutivos pré-definidos internamente no programa principal, o sistema disponibiliza também uma ferramenta de customização, a qual possui recursos programáveis em Fortran 77 que permitem, por exemplo, a introdução de novos modelos de materiais. De forma complementar, o excelente menu de ajuda com a sintaxe dos comandos APDL e manuais descritivos da teoria, bem como o acesso ao suporte e à licença de uso, fornecida pelo laboratório CEMACOM-PPGEC/UFRGS, contribuíram para a escolha desse *software* para a realização das simulações numéricas deste trabalho.

A seguir são apresentadas as informações sobre o funcionamento do *software* ANSYS em problemas não lineares e os detalhes dos elementos finitos utilizados para a modelagem computacional, além de algumas informações sobre a customização do material através da rotina USERMAT. Apresentam-se ainda alguns testes iniciais que serviram como base para a posterior simulação numérica apresentada nos próximos capítulos.

5.1 SOLUÇÃO DE PROBLEMAS NÃO LINEARES NO ANSYS

O método dos elementos finitos, aplicado a um modelo estrutural, tem como objetivo dividir um meio contínuo em elementos discretos, cujo comportamento individual seja conhecido, formando assim uma malha de elementos. A solução da equação 5.1 permite que, a partir do cálculo dos deslocamentos nodais, sejam fornecidas as tensões e deformações no interior dos elementos e as reações nos pontos de apoio.

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

Sendo:

$[K]$: 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 o problema possui alguma não linearidade, ou seja, quando a matriz de coeficientes $[K]$ se altera dependendo do nível da carga ou do tempo, a equação 5.1 é dita não linear. Nestes casos, a aplicação do método dos elementos finitos resulta na montagem de um sistema de equações não lineares, que deve ser resolvido a partir de um método numérico. A solução deste sistema pode ser realizada pelo ANSYS através do método de Newton-Raphson, o qual constitui-se em um processo iterativo de convergência bastante eficaz. Sua formulação, baseada em Bathe (1996), consiste em aplicar as expressões 5.2 e 5.3.

$$[K_i^T]\{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\} \quad (\text{equação 5.2})$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad (\text{equação 5.3})$$

Sendo:

$\{\Delta u_i\}$: vetor de incrementos de deslocamentos nodais na iteração atual i ;

$\{F_i^{nr}\}$: vetor de forças internas, correspondente ao vetor de forças restauradoras, na iteração atual i ;

$\{F^a\} - \{F_i^{nr}\} = \{R_i\}$: vetor de carga desbalanceado, ou resíduo, para a iteração atual i ;

$[K_i^T]$: matriz de rigidez tangente na iteração atual i ;

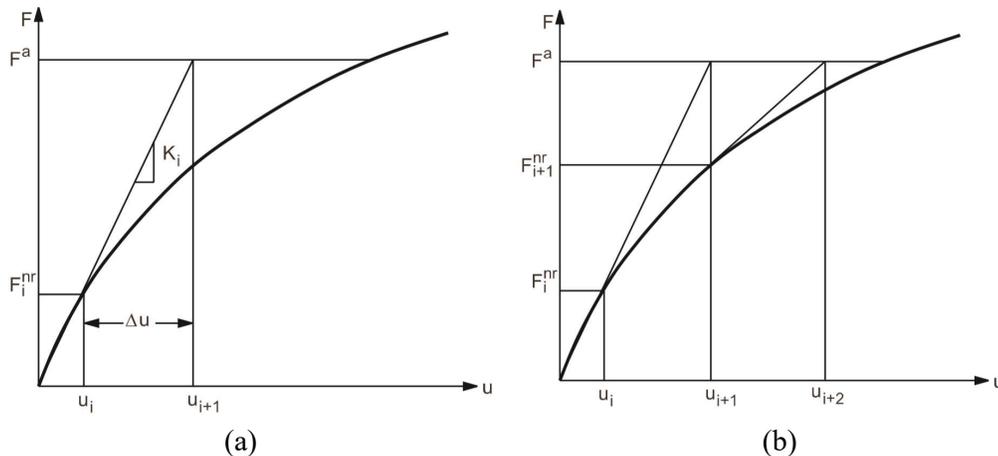
$\{u_{i+1}\}$: vetor contendo o valor das incógnitas dos nós para a próxima iteração $i+1$;

$\{u_i\}$: vetor incógnita dos nós para a iteração atual i .

A figura 5.1 mostra o método de Newton-Raphson aplicado em uma iteração e na iteração seguinte. O algoritmo deste processo pode ser simplificado nos seguintes passos (ANSYS, 2013):

1. Para a primeira iteração, assume-se $\{u_0\} = \{0\}$. Para as aproximações seguintes, utiliza-se o deslocamento da solução que convergiu no último passo;
2. Calcula a matriz tangente atualizada $[K_i^T]$ e o vetor de forças internas $\{F_i^{nr}\}$, a partir do deslocamento obtido no passo 1 $\{u_i\}$;
3. A partir da equação 5.2, calcula $\{\Delta u_i\}$;
4. Aplicando-se a equação 5.3, adiciona $\{\Delta u_i\}$ ao vetor de incógnitas $\{u_i\}$ para obter a próxima iteração $\{u_{i+1}\}$;
5. Repete os passos 2 a 4 até que a convergência seja obtida, ou seja, o resíduo fique abaixo de uma determinada tolerância.

Figura 5.1 – Método de Newton-Raphson: (a) primeira iteração; (b) próxima iteração



(fonte: adaptado de ANSYS, 2013)

Caso o processo de solução exija que alguns passos intermediários estejam em equilíbrio, como ocorre em uma análise incremental, onde o vetor de cargas final é aplicado em etapas e/ou as propriedades dos materiais são atualizadas em incrementos de tempo, é necessário adicionar

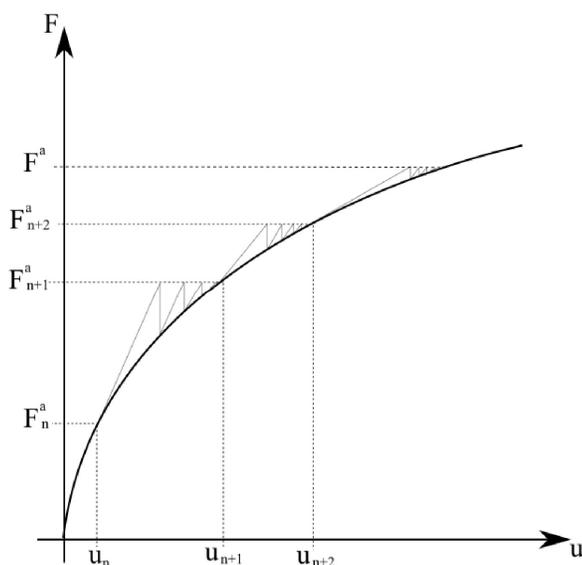
mais um índice nas expressões 5.2 e 5.3. Estas expressões passam a ser representadas conforme mostram as equações 5.4 e 5.5; onde n representa o sub-passo de incremento de carga ou tempo e i a iteração de equilíbrio.

$$[K^T]_{n,i} \{\Delta u\}_{n,i} = \{F^a\}_n - \{F^{nr}\}_{n,i} \quad (\text{equação 5.4})$$

$$\{u\}_{n,i+1} = \{u\}_{n,i} + \{\Delta u\}_{n,i} \quad (\text{equação 5.5})$$

Neste caso, os valores de $\{u\}_{n,0}$, $[K^T]_{n,0}$ e $\{F^{nr}\}_{n,0}$ utilizados no começo do processo em cada incremento n de carga ou tempo são iguais a solução convergente anterior $n-1$, conforme ilustra a figura 5.2.

Figura 5.2 – Ilustração do método de Newton-Raphson com etapas intermediárias de equilíbrio



(fonte: adaptado de ANSYS, 2013 *apud* QUEVEDO, 2017)

O controle destas iterações, no ANSYS, pode ser feito pelo comando DELTIM, utilizado para especificar o tamanho do sub-passo; ou através do comando NSUBST, que especifica o número de divisões do incremento de carga ou de tempo. Além disso, o ANSYS possui o comando

AUTOTS, que oferece a opção de definir automaticamente mais sub-passos, quando as tentativas de convergência nas iterações de equilíbrio são esgotadas. Para cada incremento de carga ou de tempo as iterações de equilíbrio continuam até que a convergência seja atingida ou o limite máximo de iterações seja alcançado, o qual pode ser controlado através do comando NEQIT.

Conforme mostram as equações 5.6 e 5.7, os vetores de carga desbalanceado (ou resíduo) e de incremento dos deslocamentos nodais são utilizados para verificar a convergência durante as iterações de equilíbrio.

$$\|\{R\}_i\| < \varepsilon_R R_{REF} \quad (\text{equação 5.6})$$

$$\|\{\Delta u\}_i\| < \varepsilon_u u_{REF} \quad (\text{equação 5.7})$$

Onde:

$\|\{R\}_i\|$: norma do resíduo da iteração de equilíbrio i ;

$\|\{\Delta u\}_i\|$: norma do vetor de incremento de deslocamentos da iteração de equilíbrio i ;

ε_R : tolerância para o resíduo que por padrão é 0,5%;

R_{REF} : valor de referência para o resíduo, que por padrão é o maior entre $\|\{F^a\}_n\|$ ou 0,01;

ε_u : tolerância para deslocamentos, que por padrão é assumido como 5%;

u_{REF} : valor de referência para deslocamentos, que por padrão é $\|\{u\}_i\|$.

O usuário do ANSYS pode também controlar a convergência do método de Newton-Raphson através de uma série de formulações a partir do comando NROPT. Este comando disponibiliza quatro alternativas quanto a atualização da matriz de rigidez durante o processo. Neste trabalho utilizou-se o método de Newton-Raphson Completo (*Full*), em que a matriz de rigidez é atualizada a cada iteração. Além disso, quando se trabalha com problemas mal condicionados, seja pela forma pobre dos elementos ou por uma grande diferenciação nas propriedades dos materiais em diferentes regiões do modelo, é recomendável utilizar a opção SPARSE, através do comando EQSLV. Esta solução do sistema pode ser aplicada a matrizes simétricas e não

simétricas de valor real ou complexo, podendo ser utilizada em análises não lineares, como é o caso deste trabalho (ANSYS, 2013).

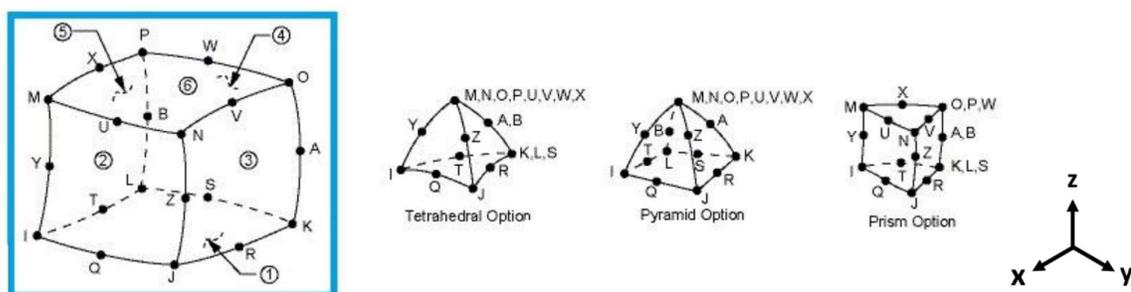
5.2 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

O ANSYS possui em sua biblioteca uma série de elementos finitos cuja escolha depende do tipo de problema a ser analisado, esforço computacional envolvido e função estrutural. Cada elemento possui uma série de particularidades e possibilidades de configuração. Nos itens 5.2.1 a 5.2.4 são apresentadas as características dos elementos finitos utilizados para a representação dos elementos em aço e concreto da ponte analisada.

5.2.1 Elemento finito sólido tridimensional SOLID186

O SOLID186, é um elemento quadrático tridimensional, com três graus de liberdade por nó (translação segundo os eixos X, Y e Z). Este elemento é composto por 20 nós, distribuídos conforme apresenta a figura 5.3, podendo apresentar além do formato hexaédrico, utilizado neste estudo, diversas outras configurações.

Figura 5.3 – Elemento SOLID186



(fonte: ANSYS, 2013)

O SOLID186 foi escolhido para a modelagem das peças em concreto por obter bons resultados, sem a necessidade de grande discretização da malha, além de possuir compatibilidade com o elemento REINF264, fundamental para a representação do concreto com armadura incorporada. Além disso, este elemento finito é compatível com a rotina USERMAT, e com o

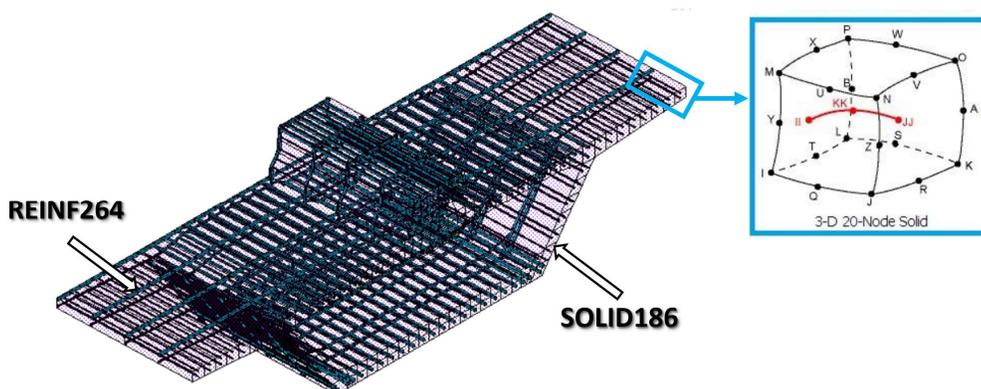
processo de ativação e desativação de elementos, o qual foi utilizado durante as soluções dos casos de carga da simulação das etapas construtivas da ponte estaiada. Como configurações do elemento foram utilizadas a formulação clássica de deslocamento puro (*pure displacement*) e a opção de integração completa (*full integration*).

5.2.2 Elemento de reforço REINF264

Em estruturas de concreto armado, as barras de armadura podem ser modeladas de três formas: discreta, distribuída ou incorporada. A armadura discreta é representada por elementos unidimensionais do tipo treliça, apresentando a limitação da malha de elementos de concreto em função da distribuição da armadura. A armadura distribuída é composta por um modelo de discretização em camadas, o que gera uma menor precisão nos dados de esforços nas armaduras. Já a armadura incorporada é representada por uma linha de material mais rígido no interior de um elemento de concreto, considerando a aderência perfeita entre os dois materiais.

Neste trabalho, optou-se por representar as barras de armadura com o modelo incorporado, tendo em vista a possibilidade de se adotar posições arbitrárias para o aço no interior do elemento base, não exigindo um maior refinamento da malha de elementos de concreto. No *software* ANSYS, o elemento indicado para simular as fibras de reforço é o elemento REINF264. O elemento REINF264 pode ser utilizado juntamente com elementos de viga (*beam*), elementos de casca (*shell*) ou elementos sólidos (*solid*). A figura 5.4 apresenta a compatibilidade deste elemento com o elemento sólido tridimensional hexaédrico de 20 nós.

Figura 5.4 – Compatibilidade do elemento REINF264 com o elemento SOLID186



(fonte: elaborada pela autora)

O elemento REINF264 permite modelar cada fibra de reforço de forma isolada, como uma barra que resiste exclusivamente a esforços axiais, de tração ou de compressão. Com base nisto, este elemento foi adotado para a representação das armaduras passivas longitudinais e transversais utilizadas no tabuleiro (figura 5.4) e no pilone da ponte estudada. As configurações relativas aos graus de liberdade e deslocamentos do elemento REINF264, são idênticas às do elemento base (SOLID186), resultando, para este caso, em três graus de liberdade por nó, com consideração de aderência perfeita entre o concreto e o aço.

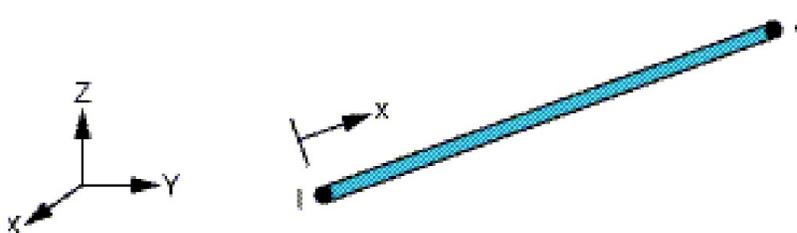
A adição do elemento REINF264 pode ser feita através da indicação das coordenadas relativas dos elementos base, sendo dependente da disposição da malha destes elementos no modelo computacional. Em Lazzari (2016), estão apresentados alguns exemplos de implementação do elemento de reforço através do *script* de entrada de dados. Este procedimento foi utilizado na primeira fase deste trabalho, referente ao lançamento das armaduras do tabuleiro da ponte. Porém, como o sistema dificulta o processo de automatização da geração das malhas, para o lançamento das armaduras do pilone, foi utilizada uma nova funcionalidade, disponibilizada nas versões mais recentes do ANSYS, através do uso de elementos guia MESH200. Os elementos MESH200 são somente elementos de malha, ou seja, determinam a posição dos elementos de reforço de forma independente da malha de elementos base e não contribuem diretamente para a solução do problema. O procedimento para a introdução dos elementos de reforço, tendo como base o método da malha independente (*mesh-independent method*), consiste, inicialmente, na criação dos elementos que servirão de base para o reforço, neste caso a malha de elementos SOLID186. Em seguida devem ser desenhadas as linhas que representam a posição de cada armadura passiva no modelo. Após isso, essas linhas são discretizadas em elementos MESH200, sendo estes representados por elementos de barra com suas respectivas áreas de seção transversal e materiais associados. Para a criação do reforço, devem ser selecionados tanto os elementos base quanto os elementos MESH200, seguido pelo comando EREINF. Sendo assim, o ANSYS identifica onde os elementos MESH200 estão cruzando com os elementos base, criando elementos REINF264 nestas posições (BENINCÁ, 2019).

5.2.3 Elemento finito unidimensional LINK180

O elemento LINK180, representado pela figura 5.5, é um elemento unidimensional de dois nós e três graus de liberdade em cada nó (translação segundo os eixos X, Y e Z). Para adicionar as

propriedades geométricas neste elemento, podem ser criadas constantes reais (*real constants*) na entrada de dados do próprio elemento, ou utilizar os comandos SECTYPE e SECDATA. Além disso, apresenta a possibilidade de funcionamento apenas quando o cabo estiver solicitado à tração (*tension only*), apenas quando estiver solicitado à compressão (*compression only*), ou ainda a opção padrão do ANSYS, que permite o funcionamento do elemento quando tracionado ou comprimido (*tension and compression*). Este elemento foi utilizado nas análises realizadas neste trabalho para representar os estais.

Figura 5.5 – Elemento LINK180



(fonte: ANSYS, 2013)

Um estai é caracterizado por ter a sua forma geométrica equivalente a um cabo suspenso, ou seja, não possui rigidez à flexão e está submetido a um carregamento distribuído ao longo de seu comprimento (peso próprio). Sendo assim, a rigidez do estai, juntamente com a sua variação de geometria, caracteriza um comportamento não linear geométrico, o que torna a análise deste elemento mais complexa.

Com base em uma revisão bibliográfica feita na literatura técnica, foi possível observar que existem diversas propostas para que a solução deste problema seja realizada de forma aproximada. Uma alternativa para modelar o comportamento não linear dos estais, é representar cada cabo, no modelo numérico, como um único elemento de barra, porém corrigindo a rigidez do estai por meio da utilização de um módulo de elasticidade idealizado (rigidez de Ernst). Uma segunda abordagem consiste em dividir cada estai em vários segmentos de barra, de modo que o incremento do deslocamento na extremidade de um estai implique também em uma variação na flecha deste cabo. No intuito de entender as diferenças envolvidas entre a resposta do modelo numérico para os estais discretizados como elementos únicos de barra ou como um conjunto de elementos de barra, são apresentados os itens a seguir.

5.2.3.1 Rigidez de Ernst

A rigidez de uma ponte estaiada é dependente, em grande parte, da rigidez à tração dos estais. A rigidez de um estai, por sua vez, é definida por uma série de parâmetros, tais como o seu comprimento e a força pré-instalada, também conhecida como pré-alongamento. Dessa forma, pode-se afirmar que os estais apresentam um comportamento não linear geométrico, uma vez que a sua rigidez perante o restante da estrutura varia de acordo com os parâmetros dos estais.

Em seu artigo, Ernst (1965) apresenta uma solução simples para a determinação da rigidez tangente do estai, através da sua representação como um elemento linear idealizado, posicionado na corda do cabo. Como essa rigidez axial varia de acordo com a tensão de trabalho no estai, é necessário efetuar um processo iterativo para atingir a força resultante. Em uma análise não linear aproximada, um procedimento numérico simplificado seria adotar, durante o processo incremental, um valor de módulo de elasticidade variável para este elemento. Sendo assim, em cada fase da análise, a rigidez do estai seria corrigida em função da força variável aplicada no cabo, de forma que a rigidez axial proposta por Ernst seria equivalente a uma rigidez tangente de um estai, para um determinado estado de forças em equilíbrio da estrutura.

Segundo Ernst (1965), para que a posição de equilíbrio do cabo seja obtida, é necessário representá-lo na forma de uma catenária, já que ele não possui rigidez à flexão. Essa forma depende do peso específico do aço, da área da seção transversal, do comprimento e do módulo de elasticidade do estai, além do valor da força aplicada em suas extremidades. A expressão para determinar o módulo de elasticidade tangente idealizado E_i , ou módulo de Ernst, de um cabo com projeção horizontal V , tracionado sob tensão σ , e com módulo de elasticidade E_e é:

$$E_i = \frac{E_e}{1 + (\gamma \cdot V)^2 \frac{E_e}{12 \cdot \sigma^3}} \quad (\text{equação 5.8})$$

Onde:

V : projeção horizontal do cabo;

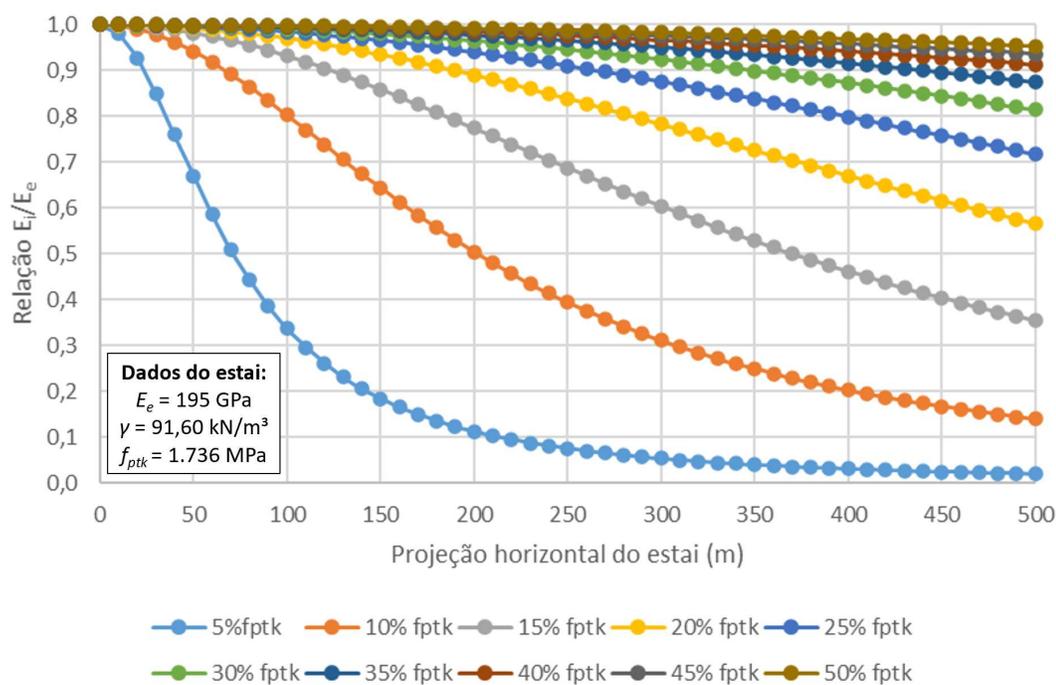
σ : tensão normal no aço;

γ : peso específico aparente do aço (com consideração das cargas adicionais do cabo);

E_e : módulo de elasticidade do material.

Em Walther *et al.* (1999), foram traçadas curvas variando a relação entre o módulo de elasticidade tangente idealizado E_i e o módulo de elasticidade do aço E_e , em função do comprimento da projeção horizontal do estai. Como os valores utilizados para o traçado dessas curvas são obsoletos em comparação com os da atualidade, o gráfico proposto por Walther *et al.* (1999) foi atualizado, levando em consideração os materiais utilizados na Ponte do Saber. Desta forma, foram traçadas novas curvas, conforme mostrado na figura 5.6, para um aço com uma designação não normalizada, CP177-RB, que corresponde a uma resistência característica de ruptura f_{ptk} de 1.736 MPa, módulo de elasticidade E_e de 195 GPa, e peso específico aparente γ de 91,60 kN/m³. O peso específico do aço foi aumentado de forma fictícia para levar em conta além do peso específico das cordoalhas, também os elementos adicionais do cabo como os tubos de PEAD e a cera contida nas cordoalhas.

Figura 5.6 – Diagramas com a relação entre a projeção horizontal do estai e a razão E_i/E_e , em função da tensão atuante no estai dada como fração da tensão de ruptura f_{ptk} do mesmo



(fonte: adaptada de WALTHER *et al.*, 1999)

A partir dos gráficos apresentados na figura 5.6 confirma-se a maior influência do peso próprio do material, quanto maior for o comprimento do cabo. Além disso, para um mesmo valor de projeção horizontal de um cabo, quanto mais elevada for a tensão no aço, mais o módulo de elasticidade tangente idealizado E_i se aproxima do módulo de elasticidade do aço do estai E_e .

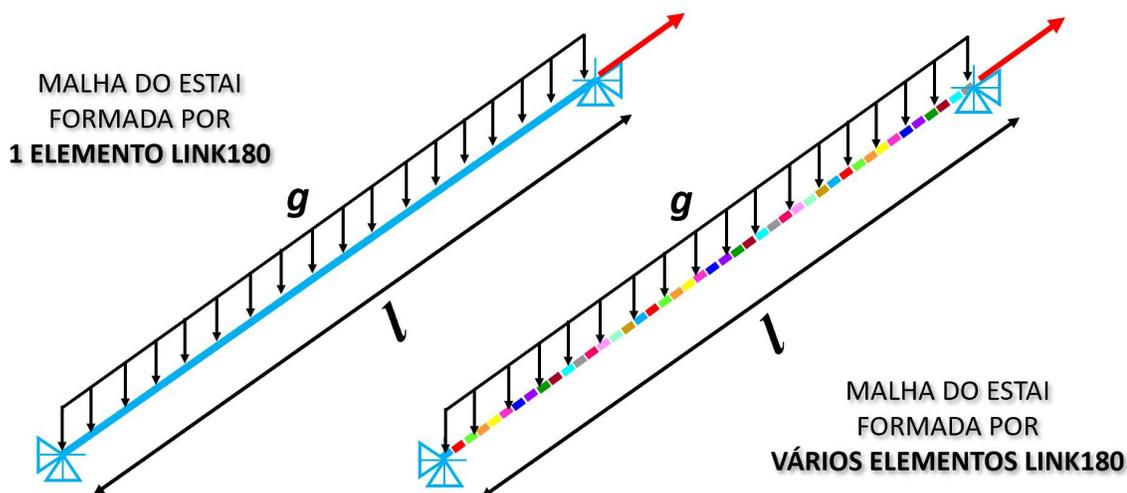
Atualmente, os critérios de projeto limitam a tensão máxima em um estai de uma ponte estaiada sob ação de todas as cargas no Estado Limite de Serviço (ELS) a 45% da resistência característica à ruptura do aço. Em geral, nos projetos de pontes estaiadas, as tensões nos estais correspondem a uma faixa entre 35% a 45% da tensão última do aço do estai. Sendo assim, adotando-se como exemplo a pior situação da ponte estaiada em estudo, através da análise do estai com a maior projeção horizontal (estai T18), a qual equivale a 184 metros; pode-se observar que, sob valores usuais de forças nos estais (35% a 45% da tensão última do aço, conforme verificação realizada na simulação numérica das etapas construtivas da Ponte do Saber), chega-se a uma relação E_i/E_e compreendida entre 98% e 100%. Sendo assim, para as análises realizadas neste trabalho, o módulo de elasticidade utilizado na modelagem do material constituinte do estai foi considerado constante e igual a 195 GPa.

5.2.3.2 Modelagem numérica dos estais

Em programas de análise estrutural, baseados no método dos elementos finitos, os estais podem ser modelados como um único elemento de barra, ou como uma série de elementos de barra discretizados ao longo do comprimento do cabo. Adotando-se este segundo modelo de malha, é possível considerar, em uma análise não linear geométrica, o efeito do peso próprio sobre a distribuição de tensões no estai, ao longo do processo de carregamento da estrutura. Entretanto, quanto menor for o comprimento do cabo, os resultados das análises comparativas entre estes dois modelos de malha, em geral, não apresentam diferenças significativas, mostrando que, nestes casos, é plausível o uso de elementos únicos de barra para representação dos estais. Almeida (2017) e Toledo (2014) mostram em seus trabalhos que, embora os elementos de barra representem uma forma linear não realista aos estais, na faixa de tensão em que estes trabalham, a discrepância de resultados entre as duas possibilidades de modelagem é praticamente nula, de forma que representá-los como uma barra não traz perda de precisão ao modelo computacional.

Para auxiliar na escolha do tipo de modelagem a ser utilizada nos estais da ponte analisada neste trabalho, foi realizado um estudo comparativo, através do *software* ANSYS, considerando duas diferentes configurações de malha para um mesmo estai, variando-se também o comprimento total (l) deste elemento. Na figura 5.7, são apresentados os dois modelos de malha inseridos no programa ANSYS, através da utilização do elemento unidimensional LINK180, considerando o seu funcionamento apenas sob tração (*tension only*).

Figura 5.7 – Modelos de malha de elementos LINK180 utilizados para representar um estai no *software* ANSYS

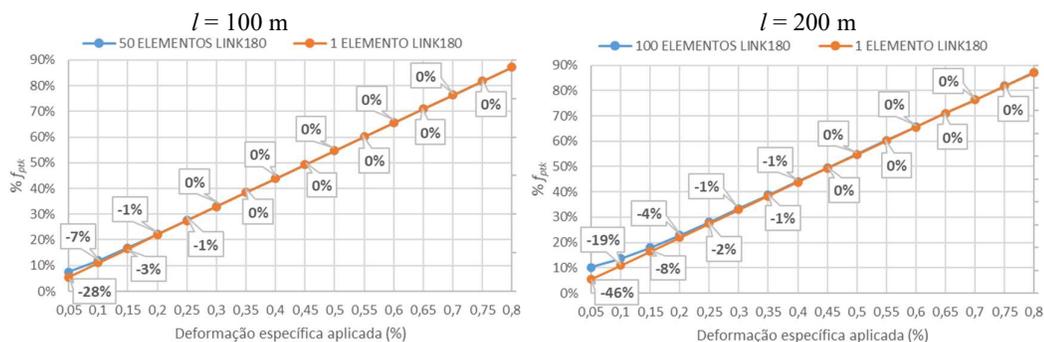


(fonte: elaborada pela autora)

O estai de referência escolhido para a realização destas análises foi o estai T18 da Ponte do Saber, o qual é formado por um aço CP177-RB, que corresponde a uma resistência característica de ruptura f_{ptk} de 1.736 MPa, módulo de elasticidade de 195 GPa, e peso específico aparente de 91,60 kN/m³. A área da seção transversal deste estai corresponde a 82,5 cm², sendo constituído por 55 cordoalhas de 15,7 mm de diâmetro externo. O comprimento da corda deste estai é o maior entre os estais da ponte estaiada em estudo, sendo $l = 200$ m, com 184 m de projeção horizontal e 78,38 m de projeção vertical. Como condições de contorno, foram restringidas as translações nas direções dos eixos X, Y e Z nas duas extremidades do cabo. Nas análises realizadas em ambos modelos apresentados, os carregamentos considerados foram o peso próprio dos elementos (g), através da consideração da densidade do material; e a aplicação de uma carga em uma das extremidades do cabo em forma de deslocamentos impostos, simulando incrementos de deformação equivalentes a 0,05% na direção do estai.

A figura 5.8 apresenta os gráficos comparativos entre a análise do estai de referência ($l = 200$ m), e outro com a metade do seu comprimento ($l = 100$ m). Nestes gráficos está indicada a relação entre os deslocamentos aplicados nas extremidades dos cabos, traduzidos em deformações específicas (eixo das abscissas); e as forças axiais obtidas em cada modelo, representadas pela tensão em relação a tensão de ruptura do estai ($\% f_{ptk}$) (eixo das ordenadas).

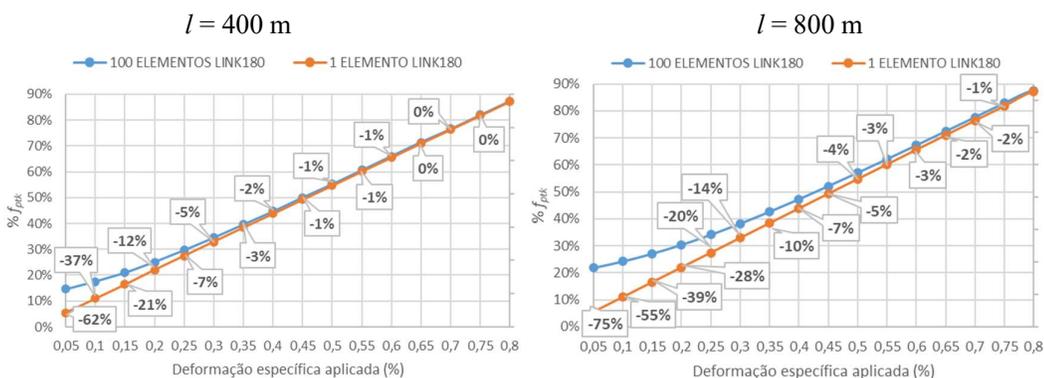
Figura 5.8 – Gráficos da relação entre as deformações específicas aplicadas e as tensões resultantes nos estais para os dois modelos de malha analisados para os comprimentos de 100 m e 200 m de cabo



(fonte: elaborada pela autora)

Nos gráficos da figura 5.8, pode-se observar também as diferenças percentuais obtidas entre as tensões resultantes em cada modelo de estai analisado. É possível notar que, sob valores usuais de forças nos estais (em geral, os estais de pontes estaiadas, estão submetidos a elevados níveis de tração, trabalhando com pré-alongamentos da ordem de 2‰), as diferenças obtidas entre os modelos de malha não são significativas para os dois comprimentos de cabos simulados. Observa-se que, para baixos níveis de tensões nos estais (inferiores a 15% de f_{ptk}), os resultados para os dois modelos começam a apresentar uma diferença mais acentuada (superior a 10%). A figura 5.9 apresenta esta mesma análise, porém para comprimentos de cabos iguais a 2 e 4 vezes o comprimento do estai de referência (T18). A partir desta segunda análise pode-se comprovar a influência do comprimento do estai na divergência entre os resultados obtidos, pois quanto maior for o comprimento do estai, mais significativo será o efeito de catenária no cabo.

Figura 5.9 – Gráficos da relação entre as deformações específicas aplicadas e as tensões resultantes nos estais para os dois modelos de malha analisados para os comprimentos de 400 m e 800 m de cabo



(fonte: elaborada pela autora)

Para o caso em estudo, como o vão estaiado da ponte possui cabos com comprimento máximo de 200 m, tendo em vista os valores usuais de forças atuantes nos estais (35% a 45% da tensão última do aço), a simplificação do uso de um único elemento de barra para modelagem de cada estai é adequada. Esta simplificação reduz de forma significativa o esforço computacional exigido para a análise da estrutura completa, uma vez que a discretização do estai em diversos elementos, adiciona mais graus de liberdade a serem solucionados nos processos iterativos, o que exige também um maior número de passos de carga para a convergência do modelo. Estes resultados estão de acordo com o que foi exposto por Toledo (2014) e Almeida (2017), os quais relataram que, na faixa de trabalho dos estais, a diferença entre a resposta de um modelo com elemento de barra e de um modelo com elemento de cabo é praticamente inexistente. Os autores concluem que esta diferença é relevante apenas quando o cabo está pouco tracionado.

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

O recurso de ativação e desativação de elementos (*Birth and Death elements*), disponível no *software* ANSYS, é de grande utilidade quando se deseja analisar as etapas construtivas de uma determinada estrutura. Desta forma, 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. No presente trabalho, esta ferramenta foi fundamental para analisar as etapas construtivas da ponte estaiada estudada, pois os elementos utilizados para representar as aduelas do tabuleiro, os segmentos do pilone e os estais puderam ser ativados em diferentes idades, compatíveis com as idades de construção da estrutura. Além disso, é importante destacar que nem todos os elementos e tipos de soluções disponíveis no ANSYS são compatíveis com a utilização deste recurso, de forma que neste estudo, a escolha dos mesmos também foi realizada com base neste critério.

A ferramenta *Birth and Death elements*, permite então, que seja realizada a ativação ou desativação de elemento finitos, para etapas de carga específicas durante a análise. Quando se faz a desativação de um ou de vários elementos (*Death*), a qual pode ser executada a partir da seleção dos elementos desejados, seguido pelo comando EKILL; estes elementos não são efetivamente removidos do modelo. O que ocorre, na realidade, é que as respectivas rigidezes de cada elemento são multiplicadas por um fator de redução relevante, tornando estes elementos inativos. O fator de multiplicação da rigidez padrão do *software* ANSYS é definido pelo valor

de $1E-6$, porém este número pode ser controlado pelo usuário através do comando ESTIF. Quando um elemento é desativado, as propriedades deste, como massa, amortecimento, calor específico, tensão e outros efeitos são zerados pelo programa. As cargas de elemento associadas aos elementos desativados também são zeradas no vetor de cargas, no entanto, elas continuam aparecendo na lista de carregamentos atuantes nos elementos.

De forma semelhante, para fazer a ativação de um ou de vários elementos (*Alive*), em primeiro lugar deve ser realizada a desativação dos elementos previamente selecionados. Em seguida, pode-se adicionar novamente estes elementos ao modelo, através do comando de ativação EALIVE. Quando estes elementos são reativados, a sua rigidez, massa e carga atuante, que foram definidas nos dados de entrada da análise, retornam aos seus valores originais.

Quando os elementos são reativados, não há registro de histórico de deformação nos mesmos; isto é, um elemento reativado é geralmente livre de tensão residual. Caso os efeitos de grandes deformações não sejam ativados (NLGEOM, OFF), os elementos são reativados em sua configuração geométrica originalmente especificada. Desta forma, pode-se concluir que os efeitos de grandes deformações, devem ser incluídos nas análises de faseamento construtivo de pontes em balanços sucessivos, a fim de que os elementos que formam a aduela seguinte da sequência construtiva sejam ativados junto à posição deformada da aduela ativada em uma etapa anterior. Sendo assim, os resultados numéricos obtidos a partir desta análise não linear geométrica são capazes de traduzir o que ocorre na construção de forma mais aproximada.

5.3 CUSTOMIZAÇÃO DO MODELO DO CONCRETO

O ANSYS possui uma série de recursos programáveis que permitem ao usuário escrever suas rotinas, adaptando o programa às necessidades da análise. Os recursos de customização, compreendem a criação de novos elementos; a modificação de elementos existentes; a customização do comportamento de um material e de elementos de contato (QUEVEDO, 2017).

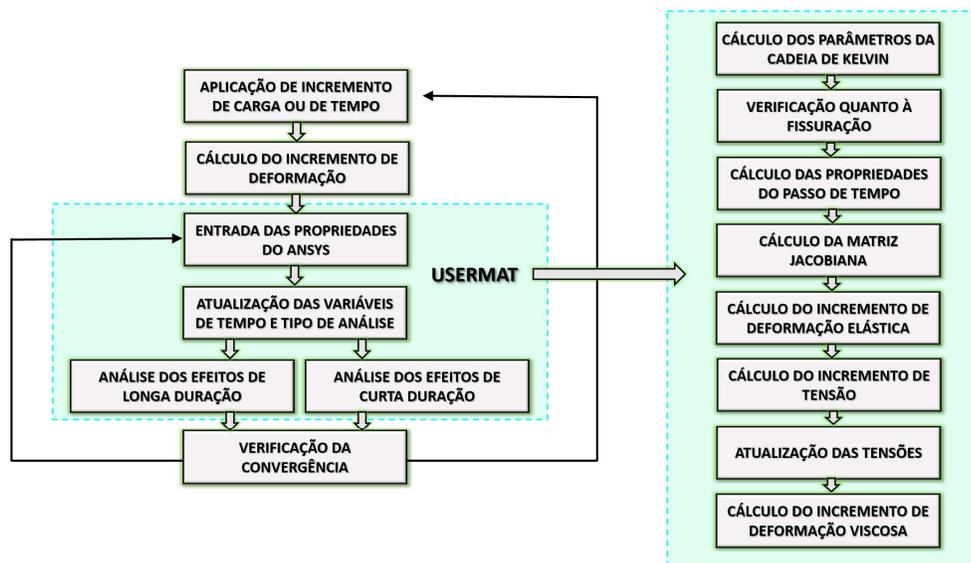
Cada um desses recursos dispõe de uma série de sub-rotinas programadas em Fortran 77 que o usuário pode acessar, alterar, compilar e associar ao programa principal. Nesse trabalho, para implementar o comportamento viscoelástico do concreto, bem como a verificação da fissuração para o concreto tracionado, conforme as formulações descritas anteriormente, foi utilizado o

recurso de customização referente ao comportamento do material. Dentre as várias sub-rotinas relacionadas ao comportamento do material, foi utilizada a USERMAT. Esse algoritmo permite que o usuário interfira na lei de comportamento do material, inserindo novas equações constitutivas, de acordo com as necessidades de projeto. Para que esta rotina esteja disponível para modificações, deve-se instalar o ANSYS, ativando o item *ANSYS Customization Files*. O procedimento para linkagem entre a USERMAT e o programa principal está descrito de forma detalhada em Lazzari (2016).

Para o caso do concreto utilizado na modelagem da ponte deste trabalho, o modelo do material foi inserido dentro da sub-rotina USERMAT3D, a qual é chamada pelo programa principal quando o problema possui mais de 4 componentes de tensão, como em problemas tridimensionais, de estado plano de deformações e axissimétricos. Além disso, o programa disponibiliza outras três sub-rotinas internas (USERMATPS, USERMATBM, USERMAT1D), as quais são escolhidas conforme o número de componentes de deformação ou tensão e das dimensões envolvidas no problema (1D, 2D ou 3D).

Para as análises não lineares, cuja solução adotada é o método de Newton Raphson, o *software* ANSYS divide as etapas de carga em *substeps* (sub-passos). Estes carregamentos são transformados em incrementos de deformações pelo programa principal, e servirão como dados de entrada na rotina USERMAT, a qual é chamada para cada iteração de equilíbrio. Com base nos modelos reológicos programados pelo usuário, a função desta rotina é atualizar as tensões nos elementos para cada ponto de integração, calculando os resíduos de deformações provenientes de cada iteração de equilíbrio. Quando esse equilíbrio é satisfeito, as tensões, deformações e variáveis de estado (dimensionadas no vetor *ustatev*) são atualizadas, passando-se assim para o próximo *substep*. Esse processo segue até que não haja convergência ou termine o último passo de tempo ou de carga (QUEVEDO, 2017; SCHMITZ, 2017). O funcionamento da USERMAT no ANSYS, para cada caso de carga no processo de análise não linear, é ilustrado de forma esquemática através do fluxograma da figura 5.10. Nesta imagem pode-se observar que a consideração da fluência e da retração do concreto corresponde à análise dos efeitos de longa duração; já a verificação e consideração da fissuração está inserida dentro da análise dos efeitos de curta duração.

Figura 5.10 – Fluxograma do funcionamento da USERMAT no ANSYS



(fonte: adaptado de SCHMITZ, 2017)

A determinação das deformações que evoluem com o avanço do tempo, é realizada pelo processo iterativo dentro da USERMAT. De forma mais específica, o primeiro passo constitui-se em incluir as variáveis de entrada do usuário, relacionadas ao comportamento do concreto. Neste contexto, o usuário é livre para criar quantas variáveis forem necessárias. No presente trabalho, o *array prop*, definido na USERMAT, foi dimensionado contendo 20 constantes para o material. A figura 5.11 apresenta a entrada de dados para o modelo do concreto customizado.

Figura 5.11 – Entrada de dados para o modelo do concreto customizado na USERMAT

```

!*****!
! 3.2 Material concreto !
!*****!
! NÚMERO DO MATERIAL !
! Materi|l Model from the Customer !
! !
! ↓ !
TB,USER,1,1,20 ← QUANTIDADE DE DADOS DE ENTRADA
TBTEMP,1.0
TBDATA,1,ligafiuencia,ligaretracao
TBDATA,3,ti
TBDATA,4,ts,t0,tinf
TBDATA,7,fck,nurev
TBDATA,9,s,rh,hf,betasc,alpha
TBDATA,14,ndec
TBDATA,15,ktime,kelemid,kkDomIntPt
TBDATA,18,desligatempo
TBDATA,19,ligafissura
TBDATA,20,temperatura
TB,STATE,1,650 ← TAMANHO DO ARRAY DO VETOR
! USTATEV NA USERMAT !
!*****!
  
```

(fonte: elaborada pela autora)

De acordo com a figura 5.11, o *array prop* é dimensionado através do comando TB, USER (que define a quantidade *nprop* de propriedades) e os valores das propriedades são atribuídos através do comando TB, DATA. A descrição das 20 variáveis de entrada definidas na USERMAT está apresentada no quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Descrição das variáveis de entrada de dados para o concreto no definidas na USERMAT

Nome da variável	Descrição
<i>fck</i>	Resistência característica do concreto em compressão [kN/cm ²]
<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 ambiente [%]
<i>hf</i>	Espessura fictícia [cm]
<i>ti</i>	Tempo considerado para o início do concreto na análise numérica [dias] A idade do material dada por $tmat = time - ti$
<i>ts</i>	Idade do concreto no início da secagem [dias]
<i>t0</i>	Idade do concreto no início da aplicação do carregamento [dias]
<i>time</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>kkDomInPt</i>	Identificação do ponto de integração para a saída de dados
<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>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>desligatempo</i>	Tempo máximo em dias para considerar o efeito de fluência no concreto
<i>temperatura</i>	Média de temperatura medida durante a construção da Ponte do Saber

(fonte: elaborado pela autora)

O quadro 5.1 e a figura 5.11 mostram que um aspecto importante para o funcionamento da USERMAT é a definição dos tempos de ativação e as idades dos materiais. Neste sentido, o ANSYS possui uma variável *time*, a qual é compartilhada entre o *script* de entrada de dados e a USERMAT, representando o tempo da análise em dias. Para cada segmento da ponte estudada foi definido um instante inicial (*ti*), ou seja, a idade em que o elemento foi ativado no ANSYS. A idade dos materiais pode então ser determinada utilizando-se a variável de estado *tmat* ($tmat = time - ti$), a qual é calculada no interior da USERMAT.

Os fenômenos de retração e de fluência, possuem, respectivamente, o tempo de secagem (*ts*) e o tempo em que o elemento entra em carga (*t0*). Dessa forma, o fenômeno da retração inicia

quando $time > t_i$, ou seja, no instante em que o concreto foi iniciado, porém considerando ts nas expressões. Já o fenômeno da fluência inicia quando $tmat > t0$, ou seja, a partir do momento em que o elemento entra em carga. Além disso, foi criada ainda uma variável de entrada *desligatempo*, a fim de desconsiderar os efeitos relacionados ao tempo no concreto a partir de um determinado instante (*time*). Esta condição foi utilizada nas análises transientes da ponte estaiada, a qual está submetida a um carregamento de vento de curta duração. Desta forma, quando $time > desligatempo$, a análise dos efeitos de longa duração não está sendo considerada, sendo incluído a partir deste instante de tempo somente o modelo de fissuração para o concreto.

Após a definição dos dados de entrada, a próxima etapa de cálculo na USERMAT constitui-se na determinação dos parâmetros do modelo de Kelvin. Esta etapa é realizada somente na primeira iteração, pois no modelo adotado para este trabalho (Código Modelo CEB-FIP 1990), o fator de envelhecimento do cimento pode ser isolado pela função $V(t)$, sendo considerados, portanto, apenas o primeiro e o último tempo inseridos pelo usuário. O cálculo do módulo de elasticidade equivalente é realizado a fim de considerar o efeito do tempo para a composição da matriz constitutiva, a qual será utilizada para atualizar as tensões no processo iterativo.

Sendo assim, o cálculo do incremento de tensão é realizado a partir da parcela de deformação elástica $\{\Delta\varepsilon_e\}$, a qual é obtida considerando o incremento de deformação total $\{\Delta\varepsilon\}$, gerado a partir do processo iterativo de Newton-Raphson, descontando a parcela viscosa $\{\Delta\varepsilon_v\}$, que é calculada no *substep* anterior. É importante ressaltar que a USERMAT trabalha apenas com tensões e deformações e o processo iterativo de Newton-Raphson com forças e deslocamentos.

O incremento de tensão é então calculado a partir da matriz constitutiva $[D]$ e do incremento de deformação elástica $\{\Delta\varepsilon_e\}$, sendo as tensões do vetor *stress* do ANSYS imediatamente atualizadas. Quando a convergência é alcançada, calcula-se o incremento de deformação viscoelástica total $\{\Delta\varepsilon_v\}$, o qual é definido pela soma da deformação viscoelástica de cada unidade da cadeia de Kelvin. Portanto, este procedimento realizado dentro da rotina USERMAT, tem como objetivo atualizar as tensões e a matriz Jacobiana $\partial\Delta\sigma_{ij}/\partial\Delta\varepsilon_{ij}$ utilizada no processo iterativo. O roteiro desta análise está resumido a seguir:

1. cálculo do incremento de deformação viscosa: $\{\Delta\varepsilon_v\}$;
2. atualização do incremento de deformação elástica: $\{\Delta\varepsilon_e\} = \{\Delta\varepsilon\} - \{\Delta\varepsilon_v\}$, sendo $\{\Delta\varepsilon\}$ o incremento de deformação total fornecido pelo ANSYS através do vetor *dStrain*, e $\{\Delta\varepsilon_v\}$ a parcela viscosa calculada na iteração anterior

3. cálculo da matriz constitutiva: $[D]$;
4. cálculo do incremento de tensão: $\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon_e\}$;
5. atualização da matriz Jacobiana $\partial\Delta\sigma_{ij}/\partial\Delta\varepsilon_{ij}$;
6. atualização das variáveis de estado e as tensões que o programa principal utilizará para verificar a convergência: $\{\sigma\}_{i+1} = \{\sigma\}_i + \{\Delta\sigma\}$;
7. verificação da convergência no programa principal. Se os limites de erros forem satisfeitos, atualizam-se as tensões, deformações e variáveis de estado para cada ponto de integração dos elementos, e passa-se para o próximo *substep*. Caso a convergência não ocorra, o programa continua fazendo as iterações de equilíbrio e repetindo os passos de (1) à (6).

A verificação quanto à fissuração dos pontos de integração de Gauss dos elementos finitos analisados é realizada através das tensões atualizadas, calculadas no passo 6. Se o ponto de integração estiver fissurado, o modelo entra na curva de amolecimento para a atualização das tensões no referido ponto de integração. Além disso, a partir do instante em que o ponto está fissurado, o efeito de Poisson é desprezado, e a deformação viscosa é desconsiderada.

Nas análises feitas neste trabalho, a verificação quanto à fissuração do concreto foi incluída no modelo a partir dos 7 dias após a ativação de cada material ($t_{mat} = 7$ dias). Esta premissa foi adotada, uma vez que, no instante da ativação das aduelas, existia a transferência de tensões na região da união entre a aduela anterior e a aduela recém ativada. Desta forma, como este concreto novo ainda não havia desenvolvido resistência suficiente, caso o modelo de fissuração fosse incluído juntamente com a data correspondente ao início do material, ocorriam problemas de convergência do modelo já no primeiro incremento de tempo após a ativação dos elementos.

De modo geral, em se tratando da programação no ANSYS, não é recomendável a utilização de blocos COMMON para o armazenamento das variáveis que não são salvas automaticamente pelo programa. Esse tipo de declaração deve ser evitado pois traz problemas junto à paralelização do ANSYS, uma vez que vários processos paralelos podem acessar e sobrescrever esse espaço na memória simultaneamente. Como alternativa para armazenamento de dados entre *substeps*, podem ser utilizadas variáveis de estado *ustatev*. Essas variáveis armazenam os valores na iteração de equilíbrio, para cada elemento e ponto de integração de Gauss analisado. Contudo, para que a variável *ustatev* esteja dimensionada, é necessário declarar seu tamanho no *script* através do comando TB, STATE durante a atribuição do material (figura 5.11). Neste trabalho, foram eliminados todos os blocos de variáveis COMMON nas rotinas de fissuração, sendo o vetor *ustatev* dimensionado para 650 posições. Desta forma, com a atualização da rotina

USERMAT foi possível considerar o processamento paralelo durante as soluções numéricas, contribuindo para a redução do tempo necessário para a análise estrutural.

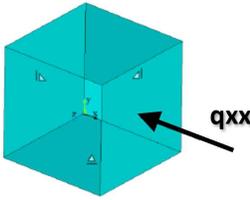
5.4 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DO CONCRETO CUSTOMIZADO

Neste trabalho, o modelo viscoelástico adotado na rotina USERMAT seguiu o desenvolvido por Quevedo (2017). Em seu estudo Quevedo (2017) apresenta testes de compressão uniaxiais, utilizando o elemento finito SOLID185, um elemento tridimensional com oito nós. Com o objetivo de verificar se o princípio da superposição dos efeitos, proposto por Bazant e Prasannan (1989), está sendo considerado de forma correta, estes testes foram reproduzidos utilizando o elemento finito SOLID186. Esta validação inicial é importante para verificar se a programação da USERMAT está funcionando independente do elemento empregado.

Para isso, foram comparados os resultados analíticos obtidos pela formulação do Código Modelo CEB-FIP 1990 com o resultado do modelo implementado no ANSYS, através da rotina USERMAT. O modelo analisado é formado por um único elemento finito tridimensional, de dimensões 1x1x1 cm, com deslocamentos impedidos nas três faces contíguas à origem. Os dados de entrada para o material utilizado nas análises, constam no quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Dados para o concreto das simulações numéricas dos ensaios de compressão uniaxial

PARÂMETRO	SÍMBOLO	VALOR
Resistência característica à compressão	f_{ck}	4 kN/cm ²
Coefficiente que dependente do tipo de concreto	s	0,25
Coefficiente de Poisson	ν_{urev}	0,20
Umidade relativa do ambiente	RH	70%
Espessura fictícia	h_f	54,54 cm
Idade do concreto no final da cura	t_s	7 dias
Coefficiente que dependente do tipo de cimento	β_{tasc}	5
Coefficiente que dependente do tipo de cura do cimento	α	1

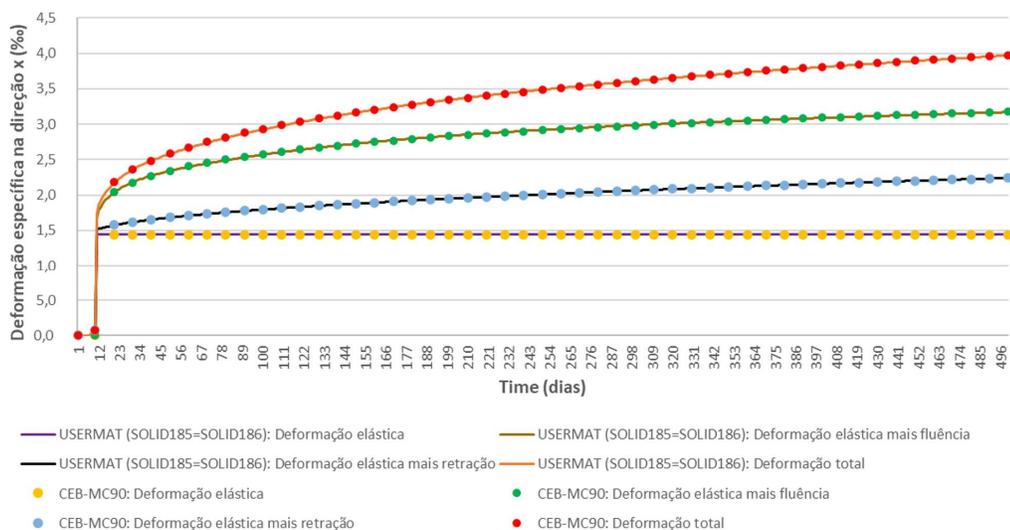


(fonte: elaborado pela autora)

No primeiro teste foi aplicada uma carga constante (q_{xx}) de 5 MPa de compressão; e no segundo teste, um carregamento equivalente a 15 MPa foi aplicado em três etapas de carga de 5 MPa de compressão aos 10, 50 e 75 dias. Os resultados destes testes comparativos são apresentados,

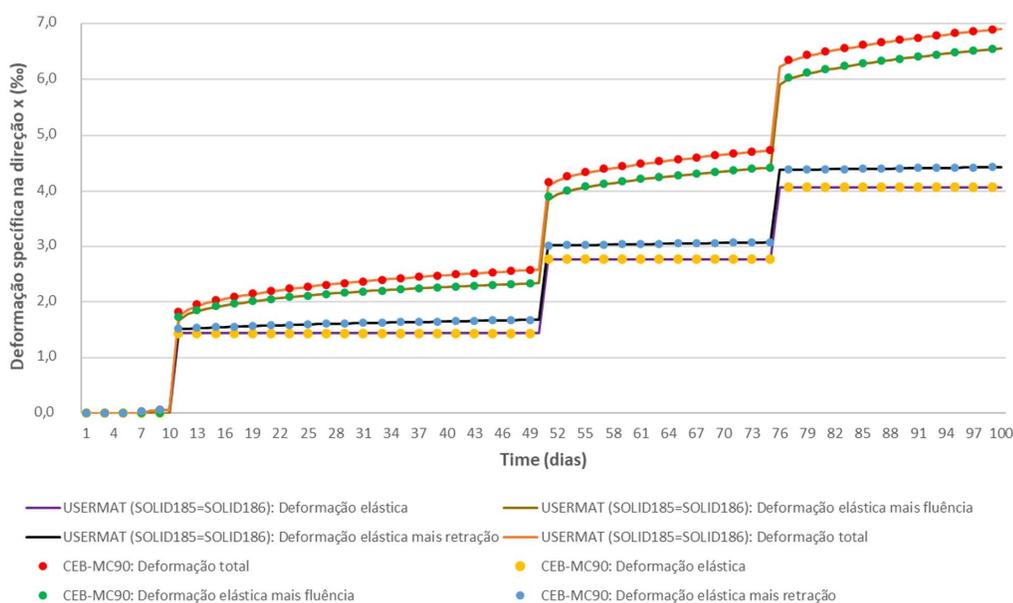
respectivamente, nas figuras 5.12 e 5.13. Analisando a evolução das deformações com o tempo, calculadas para estes dois casos, pode-se notar que a formulação do Código Modelo CEB-FIP 1990 (CEB-MC90) conseguiu ser reproduzida pela teoria da solidificação de Bazant & Prasannan (1989a, 1989b).

Figura 5.12 – Teste modelo concreto: carga constante de 5MPa aplicada aos 10 dias



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.13 – Teste modelo concreto: carga variável de 5MPa aplicada aos 10, 50 e 75 dias

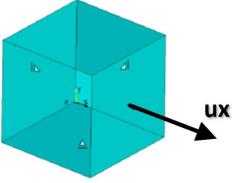


(fonte: elaborada pela autora)

Neste estudo, o modelo adotado para a fissuração do concreto através do uso da rotina USERMAT foi baseado nas rotinas desenvolvidas por Jensen (2019), Schmitz (2017), Lazzari (2016) e Lazzari (2015). A verificação do comportamento do concreto à tração foi realizada através de simulações não lineares, com base no método de Newton-Raphson, em um modelo simplificado de cubo de concreto, discretizado em um elemento SOLID186. O quadro 5.3 apresenta o modelo em elementos finitos considerado para as análises numéricas, sendo a geometria e condições de contorno iguais àquelas adotadas no teste de compressão uniaxial. Neste caso, optou-se pela aplicação de um incremento de deslocamento (ux) provocando tração na direção x até a fissuração. Os dados introduzidos no *script* APDL para os testes do concreto tracionado estão descritos também no quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Dados para o concreto das simulações numéricas dos ensaios de tração uniaxial

PARÂMETRO	SÍMBOLO	VALOR
Resistência característica à compressão	f_{ck}	6,5 kN/cm ²
Coefficiente que depende do tipo de concreto	s	0,25
Coefficiente de Poisson	ν	0,20
Umidade relativa do ambiente	RH	79%
Espessura fictícia	h_f	0,5 cm
Coefficiente que depende do tipo de cimento	β_{tasc}	5
Coefficiente que depende do tipo de cura do cimento	α	1



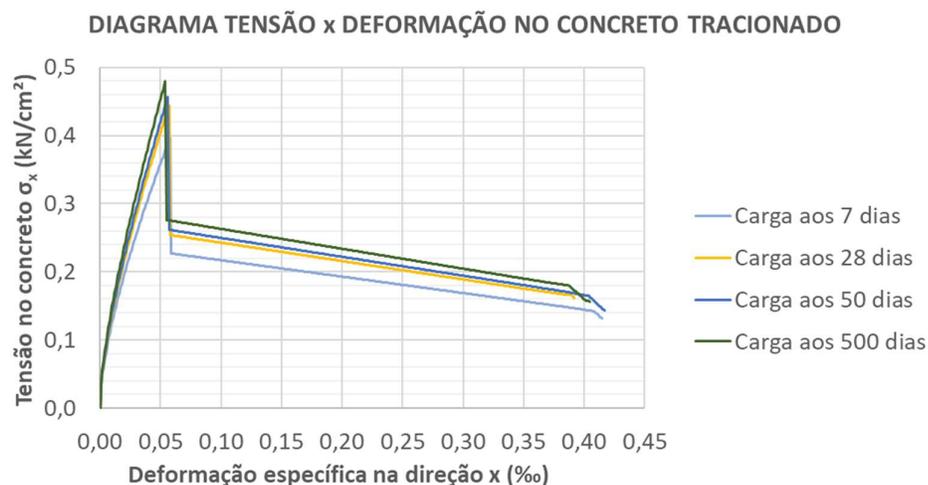
(fonte: elaborado pela autora)

A fim de verificar se a evolução da resistência à tração do concreto estava sendo atualizada corretamente ao longo do tempo, as análises numéricas foram realizadas considerando o carregamento aplicado em diferentes idades do material. A figura 5.14 apresenta os resultados dos diagramas tensão-deformação obtidos a partir dos testes realizados no ANSYS, com a implementação da USERMAT.

A partir da figura 5.14 pode-se perceber que, quanto maior a idade do concreto no instante do carregamento, maior é a sua resistência à tração, uma vez que os valores de tensão no início da fissuração tornam-se sistematicamente maiores. Além disso, é possível observar a maior inclinação da reta tangente, referente ao trecho que antecede a fissuração, para idades de carregamento maiores. Este comportamento é esperado, pois o modelo implementado através da USERMAT atualiza os valores do módulo de elasticidade do concreto com o avanço do

tempo das análises, com o objetivo de simular o efeito de ganho de resistência e de rigidez das peças de concreto.

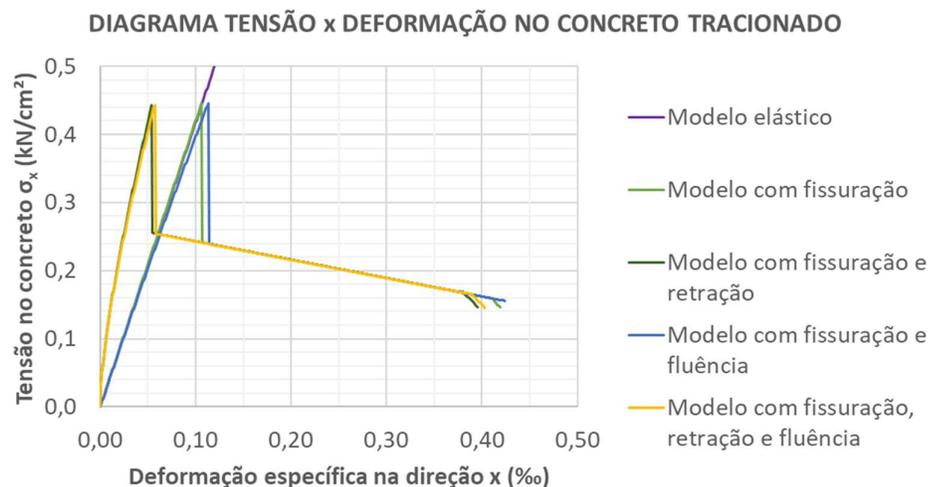
Figura 5.14 – Resultado das tensões e deformações no concreto tracionado para diferentes idades de carregamento



(fonte: elaborada pela autora)

Foram realizadas ainda simulações para o concreto tracionado, considerando a influência dos efeitos de deformação devido aos fenômenos de fluência e retração. A figura 5.15 mostra os gráficos de tensão-deformação para o cubo de concreto considerando a união do modelo viscoelástico e de fissuração.

Figura 5.15 – Resultado das tensões e deformações no concreto tracionado considerado o modelo de fissuração, fluência e retração



(fonte: elaborada pela autora)

Os resultados apresentados na figura 5.15 mostram que o fenômeno da retração translada a curva tensão-deformação para a esquerda. Este efeito pode ser explicado, pois a retração induz o surgimento de tensões de tração nas peças de concreto, que são adicionadas às solicitações de tração provenientes do carregamento externo. Além disso, pode-se notar que após o ponto de integração atingir as tensões de início de fissuração o efeito das deformações viscosas é desconsiderado, mantendo-se somente o comportamento referente a regra de amolecimento do concreto tracionado.

5.5 MODELAGEM DO AÇO

Conforme visto no capítulo de modelos constitutivos para a armadura, sabe-se que, em uma estrutura de concreto, as barras de aço resistem, fundamentalmente, a esforços axiais. Neste trabalho, para as barras que representam o comportamento dos estais e da armadura passiva, foi utilizado o modelo elastoplástico bilinear com endurecimento isotrópico BISO (*Bilinear Isotropic Hardening*), disponível na biblioteca do ANSYS.

A figura 5.16 apresenta um exemplo de entrada de dados no *script*, em linguagem APDL, para o modelo reológico considerado, bem como o gráfico tensão-deformação referente ao aço utilizado para armadura ativa. A partir deste modelo, deve-se fornecer o valor do coeficiente de Poisson do material (ν); a inclinação inicial da curva tensão-deformação, ou seja, o valor do módulo de elasticidade do material (ES3); a tensão de escoamento (FY3); e o módulo tangente (ES33), que define a função de endurecimento do material.

Figura 5.16 – Entrada de dados e gráfico tensão-deformação para o modelo elastoplástico bilinear com endurecimento isotrópico do aço para armadura ativa



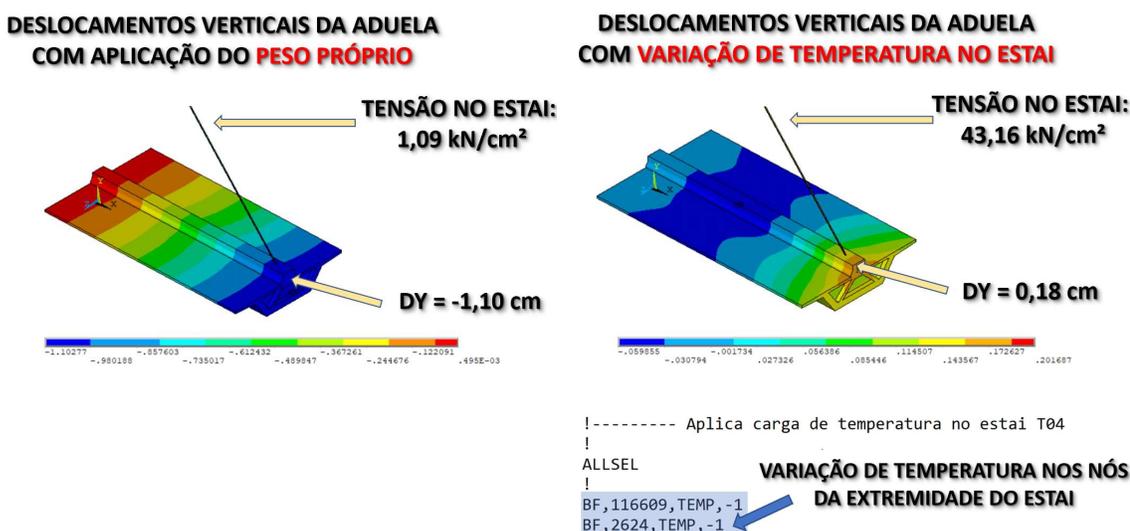
(fonte: elaborada pela autora)

Neste trabalho, o coeficiente de dilatação térmica α (MP, ALPX) foi incluído na entrada de dados da armadura ativa para permitir a simulação da aplicação da força de protensão através da introdução de um carregamento de variação de temperatura. O objetivo foi impor esforços de tração nestes elementos, a partir das restrições impostas pelo pilone e pelo tabuleiro durante o processo de contração dos estais. Sendo assim, o valor da variação de temperatura a ser introduzida nestes nós deve ser tal que produza o esforço axial nos estais suficiente para que as aduelas recém ativadas retornem para a sua posição original durante o processo construtivo da ponte. Sendo l_0 o comprimento inicial do estai, é sabido que uma variação de temperatura ΔT provoca uma mudança de comprimento no elemento Δl conforme indica a equação 5.9.

$$\Delta l = l_0 \alpha \Delta T \quad (\text{equação 5.9})$$

A figura 5.17 apresenta um exemplo de entrada de dados no *script*, em linguagem APDL do ANSYS, referente à aplicação da variação de temperatura nos nós de extremidade de um estai da ponte analisada. Nesta imagem pode-se observar que a variação de temperatura de 1°C (protensão do estai) provocou um deslocamento vertical de 1,28 cm na extremidade da aduela. Além disso é possível notar o acréscimo de tensão que ocorre no estai no instante da protensão.

Figura 5.17 – Aplicação da protensão através da variação de temperatura no estai



(fonte: elaborada pela autora)

5.6 ANÁLISE TRANSIENTE E MODAL

5.6.1 Análise transiente

A análise transiente, também conhecida como análise do histórico do tempo, é utilizada para determinar a resposta de uma estrutura, em termos de deslocamentos, velocidades, acelerações, tensões e deformações nodais, sob a ação de qualquer carga dependente do tempo, seja ela estática, transiente ou harmônica. No *software* ANSYS, a principal diferença entre a análise estática (*Static Analysis*) e a análise transiente (*Transient Analysis*), atribuídas respectivamente através dos comandos (ANTYPE, STATIC) e (ANTYPE, TRANS), é que no caso da análise transiente, os efeitos de inércia e de amortecimento são importantes, podendo ser levados em consideração através da ativação dos efeitos de integração no tempo.

Para os problemas de dinâmica estrutural, a discretização espacial do princípio dos trabalhos virtuais, utilizando o método dos elementos finitos, fornece a equação geral do movimento, dada pelo sistema de equações diferenciais ordinárias (equação 5.10).

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + \{F^i(t)\} = \{F^a(t)\} \quad (\text{equação 5.10})$$

Onde:

[M]: matriz de massa;

[C]: matriz de amortecimento;

$\{\ddot{u}(t)\}$: vetor contendo as acelerações nodais de todos os nós de cada elemento;

$\{\dot{u}(t)\}$: vetor contendo as velocidades nodais de todos os nós de cada elemento;

$\{F^i(t)\}$: vetor de forças internas nodais de todos os nós de cada elemento;

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

Para cada incremento de tempo t , essas equações podem ser consideradas como um conjunto de equações de equilíbrio estáticas, que também levam em consideração as forças de inércia ($[M]\{\ddot{u}\}$) e as forças de amortecimento ($[C]\{\dot{u}\}$). Em problemas estáticos, este procedimento resulta em um sistema de equações algébricas que pode ser facilmente resolvido com o auxílio de técnicas computacionais. Já em problemas dinâmicos, esta discretização resulta um sistema

de equações diferenciais ordinárias do movimento, que requerem o uso de uma técnica computacional apropriada e de métodos numéricos adequados de integração no tempo.

A resolução da equação geral do movimento (equação 5.10) via métodos numéricos pode ser realizada através da técnica de superposição modal, ou de métodos de integração direta, que se classificam em métodos explícitos e implícitos. Os métodos implícitos possuem essencialmente duas vantagens quando comparados com os métodos explícitos: elevada exatidão e estabilidade numérica melhorada. Na biblioteca do *software* ANSYS, estão disponíveis três métodos numéricos de solução da equação geral do movimento, que estão descritos a seguir:

- a) Método de integração no tempo da diferença central (*Central difference time integration method*): utilizado apenas para análises transientes explícitas;
- b) Método de integração no tempo de Newmark (*Newmark time integration method*): utilizado para as análises transientes implícitas. Este método é o *default* do programa, podendo também ser definido pela configuração TINTOPT=NMK, aplicada junto ao comando TRNOPT. É o algoritmo indicado para análise determinista de sistemas estruturais com comportamento não linear, submetidos à carregamentos prescritos;
- c) Método de integração no tempo HHT (*HHT time integration method*): utilizado também para análises transientes implícitas. Esse método é uma extensão do método de integração de Newmark e é definido pela configuração TINTOPT=HHT, aplicada junto ao comando TRNOPT.

Os problemas da dinâmica estrutural, relacionados ao comportamento mecânico governado pela equação diferencial 5.10, podem ser classificados em duas classes: lineares e não lineares. A solução do método de integração no tempo utilizada pelo *software* ANSYS, é brevemente abordada nos itens que seguem.

5.6.1.1 Método de integração no tempo para sistemas não lineares

O procedimento para realizar uma análise transiente não linear é semelhante ao usado para uma análise estática não linear, ou seja, o programa executa as iterações de equilíbrio para cada etapa de carregamento. Desta forma, em problemas não lineares, as forças internas não são diretamente proporcionais aos deslocamentos nodais e a matriz de rigidez global passa a ser dependente dos deslocamentos atuais. Sendo assim, a resolução deste sistema de equações não lineares fica condicionada ao uso de um método numérico. Conforme visto anteriormente neste capítulo, o método utilizado neste trabalho foi o de Newton-Raphson.

Para a aplicação do método de integração no tempo em associação com o algoritmo iterativo de Newton-Raphson, o método de Newmark assume que, no instante t_{n+1} , a equação de movimento apresentada na equação 5.10 pode ser reescrita como:

$$[M]\{\ddot{u}\}_{n+1} + [C]\{\dot{u}\}_{n+1} + \{F_{n+1}^i(\{u\}_{n+1})\} = \{F^a\}_{n+1} \quad (\text{equação 5.11})$$

Nota-se que $\{F_{n+1}^i(\{u\}_{n+1})\}$ é dependente do vetor de deslocamentos nodais $\{u\}_{n+1}$ no tempo t_{n+1} . Além da equação 5.11, o método de integração no tempo Newmark exige que os deslocamentos e as velocidades sejam atualizados conforme já demonstrado pelas equações 5.12 e 5.13.

$$\{\dot{u}\}_{n+1} = \{\dot{u}\}_n + [(1 - \delta)\{\ddot{u}\}_n + \delta\{\ddot{u}\}_{n+1}]\Delta t \quad (\text{equação 5.12})$$

$$\{u\}_{n+1} = \{u\}_n + \{\dot{u}\}_n\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{u}\}_n + \alpha\{\ddot{u}\}_{n+1} \right] \Delta t^2 \quad (\text{equação 5.13})$$

Onde:

α, δ : parâmetros de integração de Newmark;

$\{\ddot{u}\}_n$: vetor de acelerações nodais $\{\ddot{u}(t_n)\}$ no tempo t_n ;

$\{\dot{u}\}_n$: vetor de velocidades nodais $\{\dot{u}(t_n)\}$ no tempo t_n ;

$\{u\}_n$: vetor de deslocamentos nodais $\{u(t_n)\}$ no tempo t_n .

Assim, a família de algoritmos de integração no tempo de Newmark pode ser determinada pelos parâmetros de integração de Newmark (α e δ). O esquema de integração de Newmark consiste, portanto, nas três equações diferenciais apresentadas nas equações 5.11, 5.12 e 5.13, sendo que as três incógnitas $\{\ddot{u}\}_{n+1}$, $\{\dot{u}\}_{n+1}$ e $\{u\}_{n+1}$ podem ser calculadas numericamente a partir dos valores de $\{\ddot{u}\}_n$, $\{\dot{u}\}_n$, e $\{u\}_n$ já conhecidos.

Introduzindo o vetor residual $\{R(\{u\}_{n+1})\}_{n+1}$, a equação 5.11 pode então ser escrita conforme mostra a equação 5.14.

$$\begin{aligned} & \{R(\{u\}_{n+1})\}_{n+1} \\ &= \{F^a\}_{n+1} - \{F^i(\{u\}_{n+1})\}_{n+1} - [M]\{\ddot{u}\}_{n+1} \\ & \quad - [C]\{\dot{u}(t)\} \end{aligned} \quad (\text{equação 5.14})$$

É importante observar que o operador de integração no tempo fornecido tanto na equação 5.11 quanto na equação 5.14 representa um sistema não linear de equações algébricas simultâneas. Uma forma linearizada do operador de integração no tempo pode ser obtida pelo método Newton-Raphson através da expressão 5.15.

$$\{R(\{u^k\}_{n+1})\}_{n+1} + \frac{\partial \{R(\{u^k\}_{n+1})\}_{n+1}}{\partial \{u^i\}_{n+1}} \{\Delta u^k\}_{n+1} = \{0\} \quad (\text{equação 5.15})$$

Onde:

$\{u^k\}_{n+1}$: valor de $\{u\}_{n+1}$ na k-ésima iteração;

$\{\Delta u^k\}_{n+1}$: incremento de deslocamento na k-ésima iteração;

$\{R(\{u^k\}_{n+1})\}_{n+1} = \{F^a\}_{n+1} - \{F^i(\{u^k\}_{n+1})\}_{n+1} - [M]\{\ddot{u}\}_{n+1} - [C]\{\dot{u}(t)\}$.

A partir da equação 5.15, pode-se obter a equação 5.16.

$$[(a_0[M] + a_1[C]) + [K^T(\{u^k\}_{n+1})]_{n+1}]\{\Delta u^k\}_{n+1} = \{R(\{u^k\}_{n+1})\}_{n+1} \quad (\text{equação 5.16})$$

Onde $[K^T(\{u^k\}_{n+1})]$ é matriz de rigidez tangente no tempo t_{n+1} ; e os valores de a_0 e a_1 são indicados na equação 5.17.

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} ; a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \quad (\text{equação 5.17})$$

Para problemas de dinâmica estrutural não linear, o programa ANSYS também permite que o usuário insira o fator de decaimento de amplitude γ ou os parâmetros de integração de Newmark (α e δ) a partir do comando TINTP.

5.6.1.2 Solução

No ANSYS, a solução pelo método de Newmark pode ser realizada de duas formas: pelo método completo (*Full Solution Method*) ou pelo método da superposição modal (*Mode Superposition*). Como o método da superposição modal não pode ser utilizado em conjunto com uma análise não linear, neste estudo foi adotado o método completo, definido pelo comando (TRNOPT, FULL), cujos detalhes estão descritos a seguir.

Entre as vantagens de se utilizar o método completo estão que o mesmo trabalha com as matrizes completas do sistema para calcular a resposta transiente da estrutura, e desta forma, não envolve nenhuma aproximação da matriz de massa. Além disso, aceita todos os tipos de carregamento tais como forças nodais, deslocamentos impostos, cargas de superfície e cargas de temperatura; permitindo também a inclusão de todos os tipos de não linearidades: físicas e geométricas. Entretanto, a principal desvantagem é o maior esforço computacional envolvido.

Para a aplicação do método de Newmark, os valores de $\{u\}_0$, $\{\dot{u}\}_0$, e $\{\ddot{u}\}_0$, correspondentes ao início da análise transiente, devem ser conhecidos. Quando estas condições iniciais são diferentes de zero, estes valores devem ser inseridos diretamente na entrada de dados da análise, a partir dos comandos IC, ou efetuando-se uma análise preliminar.

5.6.1.3 Amortecimento

O amortecimento é o processo pelo qual a energia do movimento vibratório é dissipada. A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida caso os seus valores sejam obtidos através de ensaios experimentais. No entanto, segundo Chopra

(2007), a realização destes ensaios muitas vezes demanda tempo e custo, que na maioria dos casos é muito elevado.

No *software* ANSYS, a consideração do amortecimento no sistema estrutural pode ser feita de várias formas. Porém, quando se realiza uma *Full Transient Analysis*, ou seja, uma análise no domínio do tempo, que permite incluir as não linearidades do problema, o único comando compatível é o *Alpha and Beta Damping*, isto é, o amortecimento de Rayleigh. A matriz de amortecimento de Rayleigh, considera a contribuição da matriz de massa [M] e da matriz de rigidez [K], através das constantes α e β , como mostra a equação 5.18.

$$[C] = \alpha[M] + \beta\{K\} \quad (\text{equação 5.18})$$

A taxa de amortecimento para um modo de vibração particular pode ser dada pela equação 5.19. Nesta equação, ω_i representa a frequência angular para o modo i ; e α e β são conhecidas como as constantes de amortecimento de Rayleigh, sendo os seus valores determinados de modo a satisfazer esta relação.

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (\text{equação 5.19})$$

Isolando os parâmetros α e β da equação 5.19, para as duas frequências mais importantes adotadas como referência (ω_1 , ω_2), é possível descobrir os valores destas variáveis. No programa ANSYS as constantes α e β , são fornecidas por meio dos comandos ALPHAD e BETAD, respectivamente.

5.6.2 Análise modal

Através da análise modal, é possível determinar as características de vibração de uma estrutura, tais como as frequências naturais e os seus respectivos modos de vibração. Estes parâmetros são importantes para o projeto de estruturas submetidas a cargas dinâmicas, podendo servir

como ponto de partida para a realização de análises mais detalhadas, como as análises transientes, harmônicas ou espectrais.

No *software* ANSYS, este tipo de análise pode ser realizado a partir do comando (ANTYPE, MODAL). A equação de movimento para um sistema não amortecido e sob vibrações livres, expressa em notação matricial, é dada pela equação 5.20.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (\text{equação 5.20})$$

Para um sistema linear, as vibrações livres serão harmônicas da forma:

$$\{u\} = \{\phi\}_i \cos \omega_i t \quad (\text{equação 5.21})$$

Onde:

$\{\phi\}_i$: autovetor representando a forma modal da i -ésima frequência natural;

ω_i : i -ésima frequência angular natural (radianos por unidade de tempo);

t : tempo.

Desta forma, a equação 5.20 torna-se:

$$(-\omega_i^2 [M] + [K])\{\phi\}_i = \{0\} \quad (\text{equação 5.22})$$

Essa igualdade é satisfeita se $\{\phi\}_i = \{0\}$ ou se o determinante de $([K] - \omega^2 [M])$ for zero. A primeira opção de solução é trivial e, portanto, não é de interesse. Assim, a segunda opção fornece a solução descrita pela equação 5.23.

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (\text{equação 5.23})$$

Esse é um problema de autovalor que pode ser resolvido para até n valores de ω (autovalores) e n autovetores $\{\phi\}_i$ que satisfazem a equação 5.22, em que n é o número de graus de liberdade.

O programa ANSYS possui uma série de métodos de extração de autovalores e de autovetores, que incluem: *Block Lanczos*, *PCG Lanczos*, *Supernode Method*, *Unsymmetric Method*, *Damped Method* e *QR Damped Method*; os quais podem ser selecionados a partir dos comandos MODOPT e BUCOPT. O problema de autovalores e de autovetores que precisa ser resolvido para a análise modal possui a seguinte forma:

$$[K]\{\phi\}_i = \lambda_i[M]\{\phi\}_i \quad (\text{equação 5.24})$$

Onde:

[K]: matriz de rigidez;

$\{\phi\}_i$: autovetor;

λ_i : autovalor;

[M]: matriz de massa.

Entre as soluções disponíveis no ANSYS para fazer a solução dos autovalores e autovetores, escolheu-se realizar a análise modal através do algoritmo *Block Lanczos* (MODOPT, LANB). O método *Block Lanczos* utiliza as iterações *Lanczos* para extrair os autovalores solicitados. A análise é então realizada a partir do *solver* (SPARSE), o que pode exigir uma parcela significativa de memória do computador para solução de modelos maiores. Ainda assim, é um algoritmo rápido e utilizado para a maioria das aplicações como o solucionador padrão. Através deste algoritmo, é possível controlar a quantidade de modos a serem extraídos dentro de uma faixa de frequências limitada pelo usuário. Ao invés de fornecer as frequências angulares naturais $\{\omega\}$, o programa gera como *outputs* as frequências naturais (f), conforme apresenta a equação 5.25.

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (\text{equação 5.25})$$

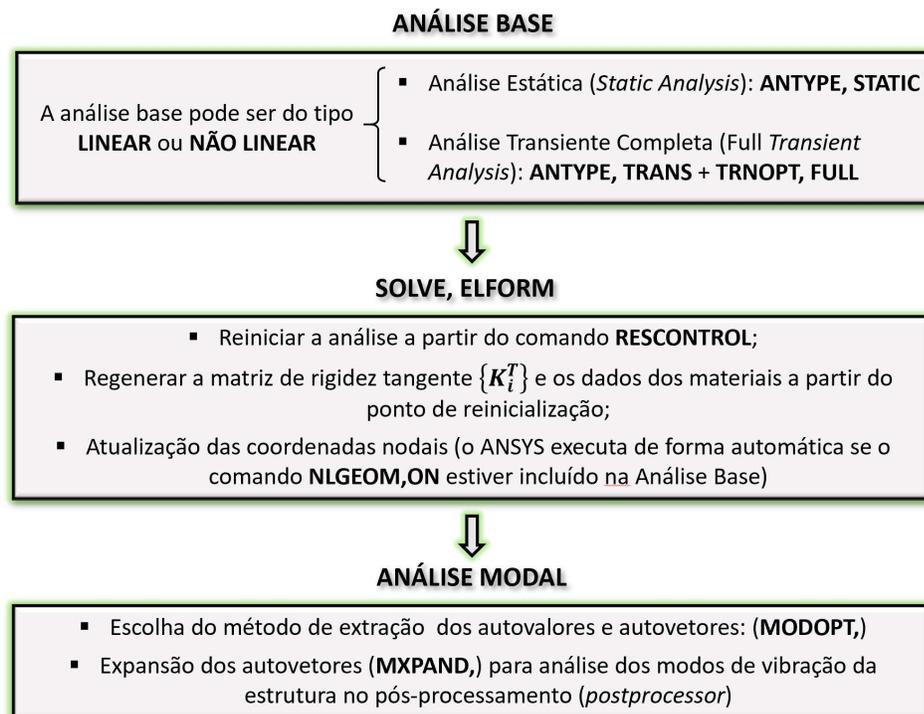
Em que:

f_i : i -ésima frequência natural (ciclos por unidade de tempo).

Em muitas aplicações da engenharia, se faz necessário o conhecimento do comportamento de uma estrutura baseado em um status pré-carregado. Desta forma a utilização da análise modal sob tensões iniciais torna-se uma ferramenta de análise fundamental para a correta determinação das propriedades dinâmicas da estrutura. Neste estudo, por exemplo, as frequências naturais e os modos de vibração foram determinados para a estrutura deformada, e sob tensões iniciais, ou seja, a análise modal foi realizada para cada etapa construtiva da ponte estaiada estudada após uma análise estática prévia.

Para o caso de se realizar uma análise estática não linear antes da análise modal, é necessário determinar as frequências naturais com base no carregamento aplicado em cada nó $\{F^a\}$. Além disso, a matriz de rigidez tangente na iteração atual $[K_i^T]$ deve ser utilizada na análise modal a fim de que os efeitos da análise estática anterior sejam incluídos no modelo. No programa ANSYS, pode-se realizar uma análise modal sob tensões iniciais seguindo o procedimento descrito a seguir e exemplificado pelo fluxograma da figura 5.18.

Figura 5.18 – Fluxograma da análise modal sob tensões iniciais no ANSYS



(fonte: adaptado de ANSYS, 2013)

O primeiro passo é realizar a análise base, a qual pode ser uma análise estática ou transiente, linear ou não linear. No caso de realização de análise transiente, a mesma deve ser feita pelo método completo (TRNOPT, FULL). A não linearidade na análise base pode ser devida ao uso de materiais não lineares, não linearidade geométrica ou ainda de elementos de contato não lineares. Se a análise base for estática linear, a opção de reinicialização deve ser usada através do comando (RESCONTROL, LINEAR), que é uma opção não padrão para a análise estática linear. Já se a análise base for uma análise estática não linear ou uma análise transiente, a reinicialização será automaticamente aplicada. No entanto, o comando RESCONTROL pode ainda ser utilizado para informar ao ANSYS em qual caso de carga devem ser salvos os dados necessários para reiniciar esta análise. Para que a análise modal possa ser realizada a partir desta análise base, os arquivos .RDB (*database file*), .LDHI (*load history file*), .RNNN (*restart file*) devem ter sido salvos.

O próximo passo consiste em reiniciar a análise, utilizando o comando SOLVE, ELFORM. O objetivo desta fase é regenerar a matriz de rigidez tangente a partir da última iteração realizada na análise base. Desta forma, o programa regenera a matriz de rigidez tangente $[K_i^T]$ a partir do ponto de reinicialização. Se a análise base for não linear, a matriz tangente originada das iterações anteriores de Newton-Raphson será regenerada com base no comportamento do material e na configuração atual da geometria.

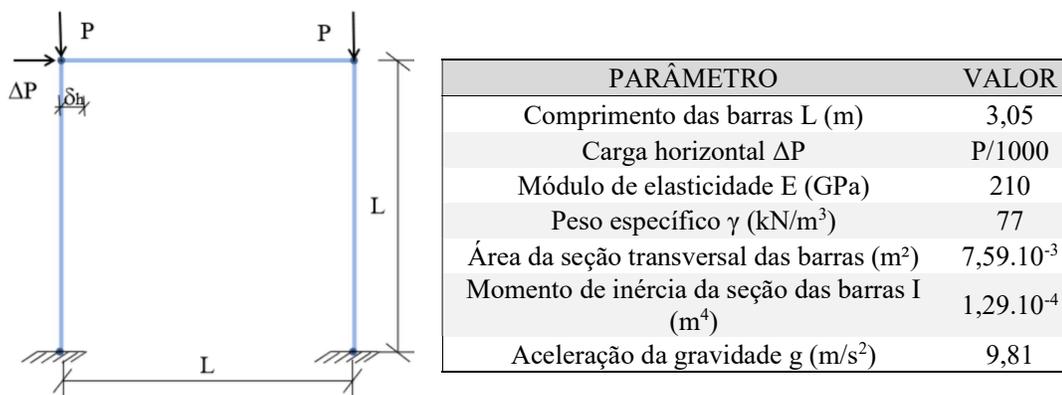
A última fase da análise modal é realizada imediatamente após o comando SOLVE, ELFORM sem sair do processador da solução (/ SOLU). Nesta fase, caso o comando NLGEOM, ON tenha sido utilizado na análise base, as coordenadas nodais são atualizadas automaticamente. O programa então executa a extração dos autovalores e autovetores para a posterior análise de resultados.

5.6.3 Exemplo de análise modal sob tensões iniciais

Com o objetivo de estudar as ferramentas disponíveis pelo *software* ANSYS para a realização de análises modais, foi feita a análise de vibração de uma estrutura de referência, submetida a tensões iniciais. Esta análise auxiliou na realização da análise modal das fases construtivas da ponte estaiada deste trabalho, considerando as tensões finais nos estais. Os resultados obtidos foram satisfatórios e auxiliaram no entendimento do funcionamento do programa ANSYS, sendo os mesmos apresentados a seguir.

Como exemplo, foi utilizado um pórtico plano com cargas concentradas verticais, e uma carga concentrada horizontal, denominado portal de Voigt. O portal de Voigt é uma estrutura apertada plana, constituída de três barras. As características da geometria e dos materiais do problema são mostradas na figura 5.19.

Figura 5.19 – Esquema representativo do portal de Voigt

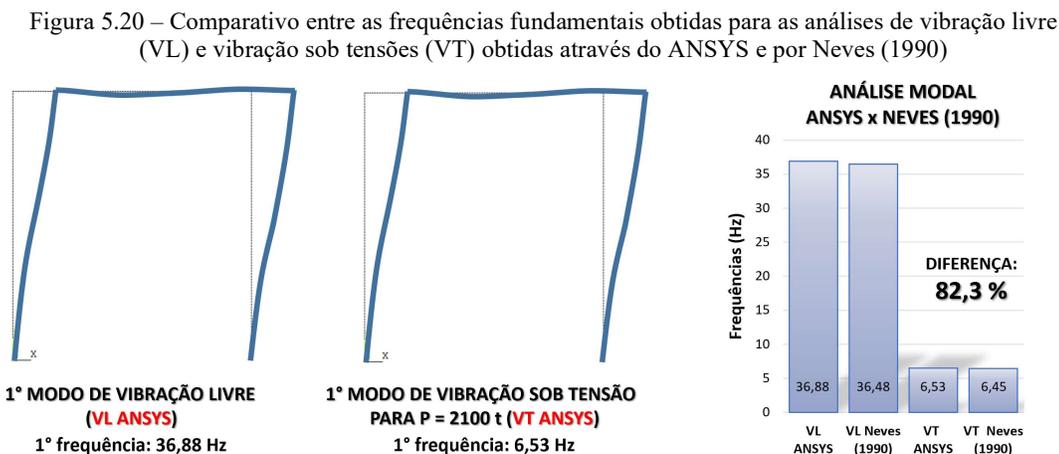


(fonte: adaptado de NEVES, 1990)

Através da utilização do *software* ANSYS, a geometria, os materiais e os carregamentos do pórtico foram considerados. Para tanto, a estrutura foi discretizada em 9 elementos BEAM188 de mesmo tamanho, sendo restringidas as translações na direção Z , e as rotações em torno dos eixos X e Y de todos os elementos, além de respeitadas as condições de contorno dos nós de extremidade. Foi realizada uma análise estática não linear, considerando o aumento gradual das cargas P , até obtenção da instabilidade numérica do problema. Esta análise estática preliminar foi efetuada utilizando-se uma análise transiente (ANTYPE, TRANS), porém com a desativação dos efeitos de integração de tempo, a partir do comando TIMINT, OFF.

Após a análise estática do pórtico, foram determinadas as frequências naturais e os modos de vibração sob os aspectos da análise de vibração sob tensões iniciais (VT). A análise de vibração sob tensões foi realizada com a estrutura submetida a carga vertical de 2.100 toneladas. Além disso, foram também determinadas as frequências naturais e os modos de vibração para a análise de vibração livre (VL), ou seja, sem a consideração da análise estática não linear prévia da estrutura. Este estudo foi feito inicialmente por Neves (1990), que realizou a análise das frequências fundamentais para ambos os casos, com o emprego da matriz de massa consistente no seu algoritmo numérico. Nas análises realizadas no *software* ANSYS, também se utilizou a

matriz de massa consistente através do comando (LUMP, 0). A configuração adotada no ANSYS para extração das frequências naturais e modos de vibração foi a *Modal Analysis* por *Block Lanczos*. A análise comparativa entre os resultados está apresentada na figura 5.20.



(fonte: elaborada pela autora)

Pelo gráfico de barras da figura 5.20, é possível observar uma excelente correlação entre as respostas obtidas. Observa-se também que as frequências fundamentais calculadas pela análise de vibração sob tensões iniciais (VT) sofrem uma queda bastante importante quando comparadas com as análises de vibração livres (VL). As análises realizadas no ANSYS sob tensões iniciais obtiveram uma redução na frequência fundamental igual a 82,3%, valor exatamente igual a porcentagem de redução obtida nas análises de Neves (1990). Este exemplo mostra, portanto, a importância da análise de vibração sob tensões iniciais, pois o carregamento da estrutura influencia na rigidez do conjunto.

Nas estruturas de pontes estaiadas, a análise de vibrações sob tensões iniciais torna-se especialmente importante, uma vez que os estais são protendidos ao longo do processo construtivo. Além disso, por serem flexíveis, estas estruturas estaiadas sob ação do carregamento estático assumem uma configuração deformada de equilíbrio diferente da configuração geométrica original e, portanto, são passíveis de alterações substanciais em suas frequências de vibração.

6 MODELAGEM COMPUTACIONAL DA PONTE DO SABER

Neste capítulo, serão aplicados os conceitos apresentados previamente, através de um estudo de caso, que apresenta a análise das etapas construtivas de uma ponte estaiada real, utilizando o *software* ANSYS. Para este trabalho, a estrutura escolhida foi a Ponte do Saber, localizada na cidade do Rio de Janeiro, conforme mostra a figura 6.1, que faz a ligação entre a Cidade Universitária (Ilha do Fundão), com a via expressa Presidente João Goulart (Linha Vermelha).

Figura 6.1 – Localização do traçado da Ponte do Saber



(fonte: GOOGLE MAPS, 2020)

As informações sobre a Ponte do Saber foram retiradas das publicações dos trabalhos de mestrado de Gomes (2013), Toledo (2014) e Cidade (2017), bem como das plantas fornecidas pela empresa responsável pelo projeto VGarambone Projetos e Consultoria Ltda. Estes trabalhos apresentam de forma detalhada os dados sobre a geometria e os materiais utilizados nesta estrutura, e explicam como foram feitas as etapas construtivas desta ponte. Além disso, na tese de doutorado de Lazzari (2016), foi realizada uma análise estática não linear desta ponte estaiada, que serviu como fonte de referência e ponto de partida para o presente trabalho. No item a seguir, serão apresentados alguns detalhes de projeto e características dos elementos estruturais relevantes ao proposto estudo.

6.1 DETALHES DO PROJETO DA PONTE DO SABER

Segundo Gomes (2013), o projeto da interligação viária, que deu origem a Ponte do Saber, necessitava atender os interesses locais através do cumprimento de exigências de tráfego, requisitos ambientais e questões arquitetônicas. Em primeiro lugar, para atender a demanda de tráfego, a concepção do projeto da ponte deveria priorizar o escoamento dos veículos no interior da Cidade Universitária, e aproveitar as vias existentes. Sendo assim, foram projetadas duas faixas de rolamento, com 4,50 m de largura cada, de mesmo sentido Ilha do Fundão – Linha Vermelha. Em relação ao requisito ambiental, a estrutura não deveria provocar interrupções no fluxo hidrodinâmico do Canal do Fundão, e, portanto, não poderia apresentar apoios intermediários, o que implicaria em uma solução estrutural com vão principal de grande dimensão. Por fim, o último critério de projeto apontava que a ponte estaria localizada em uma região próxima ao Aeroporto Internacional do Galeão, sendo um ponto de grande visibilidade para os visitantes que chegariam na cidade, e, desta forma, deveria possuir um tratamento arquitetônico diferenciado.

Sendo assim, visando atender a todos os requisitos destacados, foi julgado mais adequado o projeto de uma ponte estaiada, com 170,46 m de vão principal, composta por um único pilone, com altura de 94 m, e por um sistema de estais assimétrico e centralizado no tabuleiro. A figura 6.2 ilustra a Ponte do Saber, concluída em 2012.

Figura 6.2 – Ponte do Saber

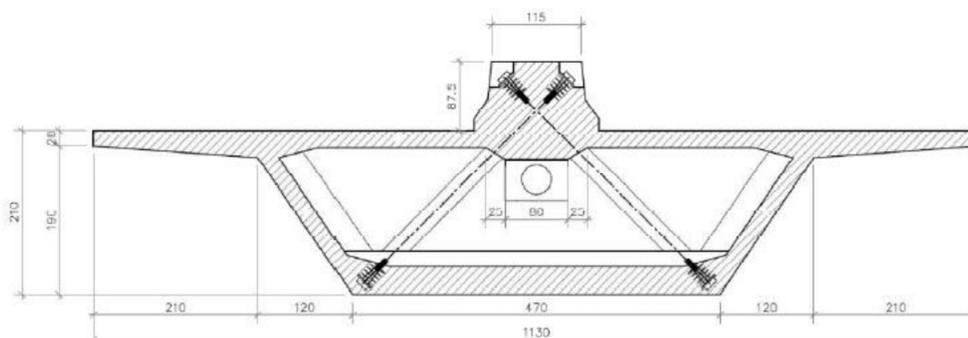


(fonte: SKYSCRAPERCITY, 2020)

6.1.1 Características e propriedades do tabuleiro

Para o projeto do tabuleiro da ponte estudada, além de serem observados os requisitos técnicos, impostos pelo projeto geométrico, também foram levados em conta aspectos como a disposição dos estais ao longo do tabuleiro e o material a ser utilizado. Em função dos custos envolvidos na fabricação e na montagem da estrutura, a utilização de um tabuleiro em aço foi descartada. Desta maneira, foi adotada uma seção transversal fechada unicelular, designada seção de perfil caixão, em concreto armado, com almas inclinadas e protensão aderente diagonal e longitudinal, conforme mostra a figura 6.3. A resistência à compressão obtida com base nos ensaios de compressão simples foi de 65,15 MPa.

Figura 6.3 – Seção transversal da Ponte do Saber

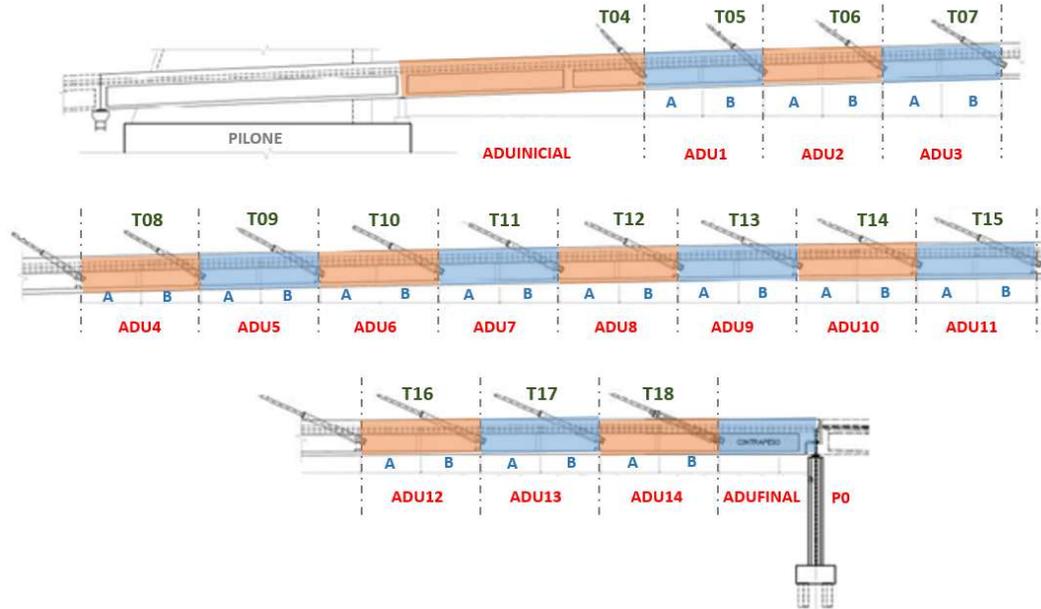


(fonte: GARAMBONE, 2012)

A seção transversal padrão do tabuleiro possui largura total de 11,30 m e altura de 2,10 m, além de uma viga central de enrijecimento com altura total de 124,5 cm, localizada no topo da seção. A laje superior apresenta espessura de 22 cm na parte central, e espessura variável entre 20 cm e 35 cm nos balanços laterais, que por sua vez apresentam 2,10 m de comprimento. A laje inferior apresenta espessura de 35 cm e as almas inclinadas da seção possuem 22 cm de espessura.

A figura 6.4 apresenta o posicionamento das dezesseis aduelas e dos estais frontais ao longo do eixo longitudinal da ponte. Analisando a figura é possível observar que além das aduelas inicial e final, existem também 14 aduelas, espaçadas a cada 10 metros, as quais se subdividem em aduelas do tipo A e do tipo B. O apoio P0 localiza-se na extremidade da ponte, às margens da Linha Vermelha, e corresponde ao ponto onde a aduela final foi apoiada.

Figura 6.4 – Posição das aduelas e estais frontais ao longo do tabuleiro



(fonte: baseado em GARAMBONE, 2012)

Como a distribuição dos estais frontais está concentrada na parte central da seção transversal, nos trechos de ancoragem dos estais no tabuleiro, houve a necessidade de prever um enrijecimento na aduela, que foi chamada de WCP. Este efeito foi obtido, através do alargamento das almas e da laje inferior, além da introdução de nervuras inclinadas protendidas, em forma de “W”, com cabos aderentes de 12 Ø 12,7 mm, que ligam a laje inferior ao centro superior da viga, onde existe a ancoragem do estai. Esta mesma estrutura de reforço foi projetada nas seções de ligação dos segmentos de aduelas A e B, porém neste caso, os tirantes inclinados não receberam protensão (WSP).

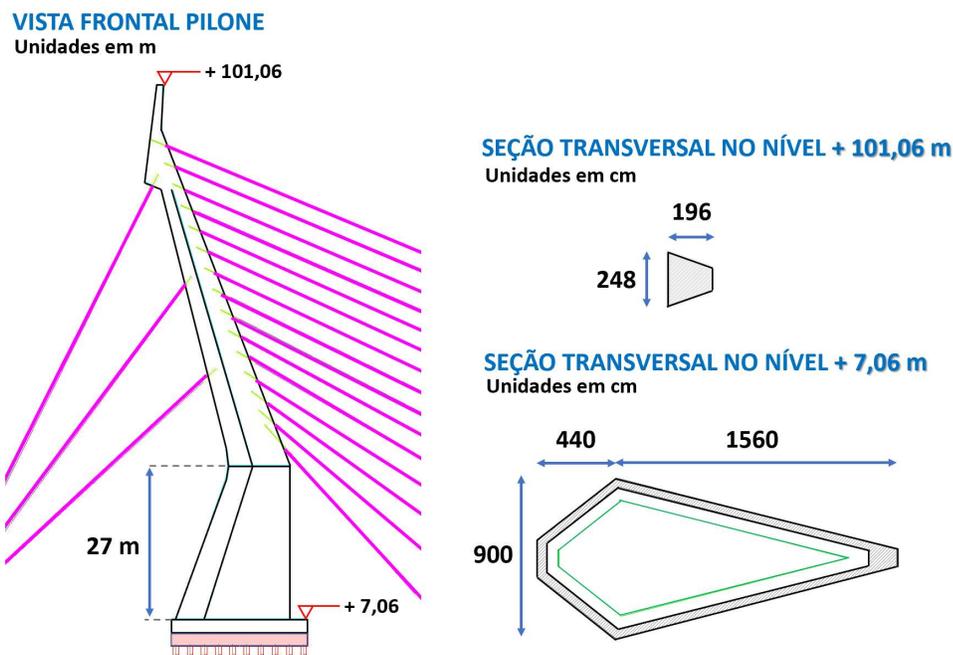
6.1.2 Características e propriedades do pilone

O projeto desta ponte estaiada foi pioneiro na cidade do Rio de Janeiro, e em função da posição estratégica, próxima ao Aeroporto Internacional do Galeão e cruzando um dos principais acessos à cidade, o pilone recebeu um tratamento diferenciado do ponto de vista arquitetônico, sendo o elemento estrutural de maior destaque estético. A geometria do pilone apresenta um ponto de inflexão no seu eixo, localizada a 27 metros acima do bloco de coroamento. Isto trouxe maior complexidade ao projeto, uma vez que, do ponto de vista estrutural, este formato é indesejável em elementos submetidos a esforços elevados de compressão.

Geralmente a altura do pilone utilizado em projetos de pontes estaiadas é condicionada ao sistema de distribuição dos estais. Segundo Gomes (2013), a inclinação dos estais exerce grande influência na eficiência global do sistema, sendo uma recomendação de projeto a utilização de cabos com inclinação mínima de 25° . Este fato foi levado em consideração no projeto da Ponte do Saber, sendo que, para um melhor desempenho estrutural dos estais e otimização das seções transversais dos elementos, a altura final do pilone foi de 94 metros.

A seção transversal adotada para o pilone também é celular, com dimensões que variam de 20 m de comprimento e 9 m de largura na base, até 1,96 m de comprimento e 2,48 m de largura no topo. A figura 6.5 mostra o pilone projetado, em vista frontal, onde é possível observar a inflexão prevista no projeto arquitetônico, a distribuição dos estais ao longo de sua altura, e as seções transversais do pilone na base e no topo. Pode-se observar que a cota de partida do pilone é +7,06 m, posição correspondente ao topo do bloco de coroamento das estacas.

Figura 6.5 – Pilone projetado para a Ponte do Saber em vista frontal e seções transversais do topo e da base

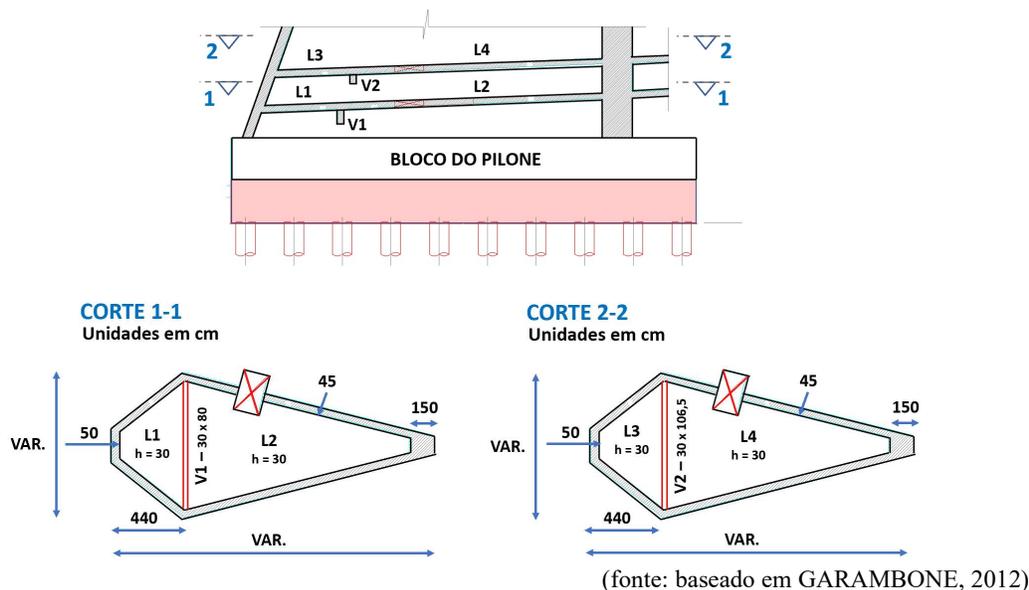


(fonte: baseado em GARAMBONE, 2012)

O corpo do pilone apresenta paredes em concreto armado nas laterais, na face posterior e na face frontal com espessuras de 45 cm, 50 cm e 150 cm, respectivamente. Na região de interface do pilone com o tabuleiro foram projetadas quatro lajes maciças de 30 cm de espessura (L1,

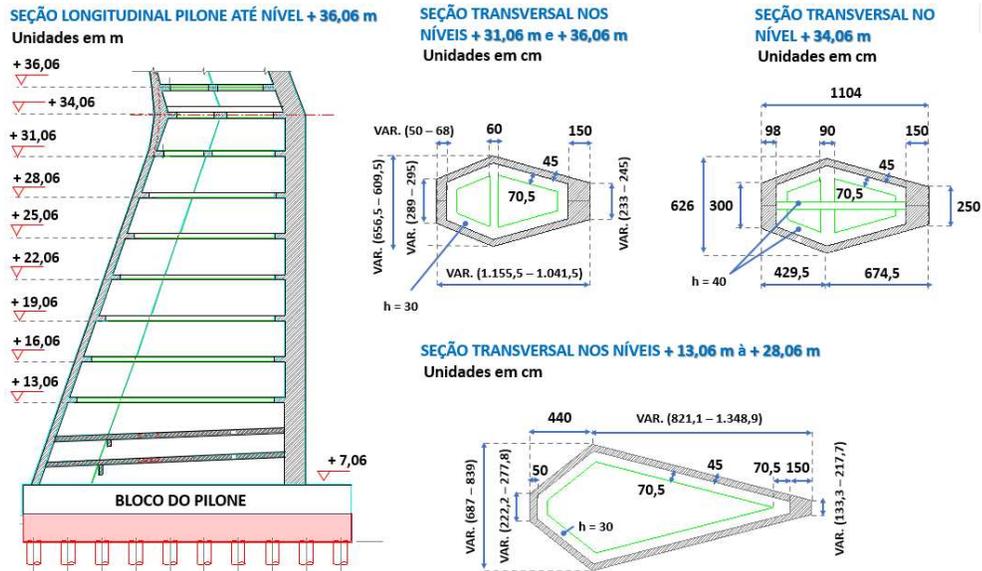
L2, L3 e L4), as quais seguem a mesma inclinação do tabuleiro e promovem uma ligação monolítica entre os dois elementos. O objetivo destas lajes é evitar o surgimento de esforços de segunda ordem nas grandes placas presentes na base do pilone, adicionando assim maior rigidez horizontal para esta região. A figura 6.6 mostra a seção longitudinal da região inferior do pilone e as seções transversais nos níveis em que as lajes maciças contínuas foram executadas.

Figura 6.6 – Seção longitudinal da região inferior do pilone e seções transversais das lajes maciças contínuas no encontro de pilone com o tabuleiro da ponte



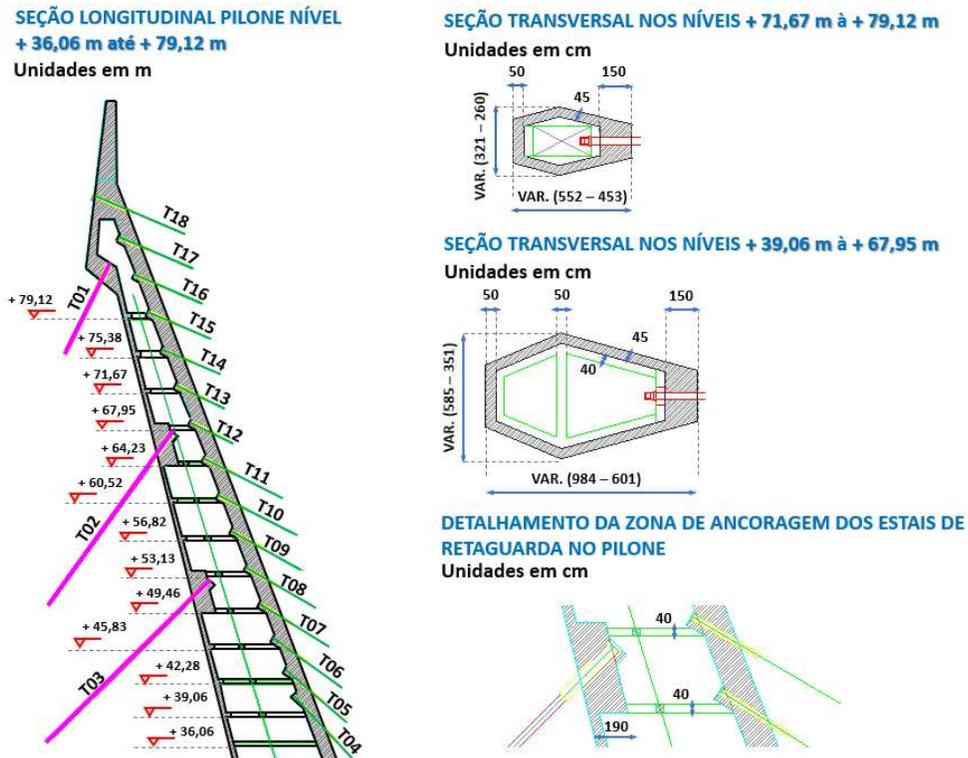
Em função das particularidades envolvidas nesta estrutura, algumas regiões do pilone necessitaram de intervenções especiais. Na zona de inflexão da torre, foi previsto um aumento de espessura na parede posterior, sendo utilizadas também estroncas internas, em formato de cruz, que conectam as paredes laterais, frontal e posterior. A figura 6.7 apresenta a seção longitudinal da região inferior do pilone e as seções transversais correspondentes aos níveis + 13,06 m até + 36,06 m, incluindo o detalhe da seção no ponto de inflexão (nível + 34,06 m). As regiões de ancoragem dos estais no pilone também são as zonas críticas da seção celular de concreto, pois além de ser um ponto com grande concentração de forças, a magnitude destes esforços também é elevada. No caso da Ponte do Saber, foi projetado um aumento de seção na parede posterior do pilone nos níveis em que os estais de retaguarda foram ancorados, conforme apresenta o detalhe da figura 6.8.

Figura 6.7 – Seção longitudinal da região inferior do pilone e seções transversais correspondentes aos níveis + 13,06 m até + 36,06 m



(fonte: baseado em GARAMBONE, 2012)

Figura 6.8 – Seção longitudinal da região inferior do pilone e seções transversais correspondentes aos níveis + 36,06 m até + 79,12 m do pilone

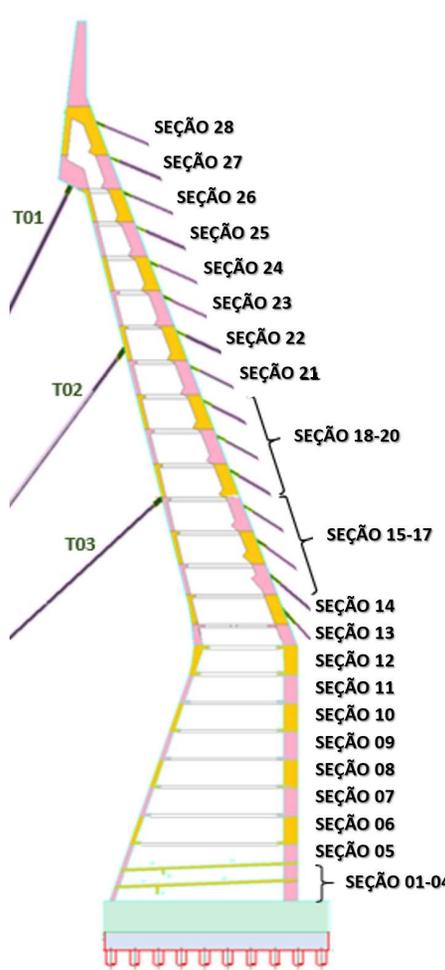


(fonte: baseado em GARAMBONE, 2012)

Além disso, nas posições em que os estais frontais são ancorados, foram utilizadas seções de enrijecimento nas paredes laterais, frontal e traseira do pilone. A figura 6.8 também mostra a seção longitudinal da região superior do pilone, apresentando as seções transversais dos pontos em que os estais frontais são ancorados.

Para possibilitar a simulação numérica das etapas construtivas da Ponte do Saber, o pilone foi dividido em segmentos. Desta forma, cada grupo de elementos foi criado obedecendo as datas de execução das aduelas do tabuleiro e as datas de construção de cada trecho do pilone. O quadro 6.1 apresenta o posicionamento das 28 subdivisões do pilone, a nomenclatura adotada e os dados sobre os comprimentos de cada trecho.

Quadro 6.1 – Subdivisões do pilone, comprimento dos trechos e posições dos segmentos ao longo da altura da torre



SEGMENTO PILONE	COMPRIMENTO DO TRECHO (cm)	NÍVEL INICIAL (m)	NÍVEL FINAL (m)
SEÇÃO 01-04	344,9 – 410,1	+ 7,06	+ 10,61
SEÇÃO 05	255,1 – 188,9	+ 10,61	+ 13,06
SEÇÃO 06	300	+ 13,06	+ 16,06
SEÇÃO 07	300	+ 16,06	+ 19,06
SEÇÃO 08	300	+ 19,06	+ 22,06
SEÇÃO 09	300	+ 22,06	+ 25,06
SEÇÃO 10	300	+ 25,06	+ 28,06
SEÇÃO 11	300	+ 28,06	+ 31,06
SEÇÃO 12	320	+ 31,06	+ 34,26
SEÇÃO 13	195	+ 34,26	+ 36,21
SEÇÃO 14	325	+ 36,21	+ 39,46
SEÇÃO 15-17	1040	+ 39,46	+ 49,86
SEÇÃO 18-20	1106,5	+ 49,86	+ 60,93
SEÇÃO 21	372	+ 60,93	+ 64,65
SEÇÃO 22	22A 22B	186 186	+ 64,65 + 66,51 + 66,51 + 68,37
SEÇÃO 23	372	+ 68,37	+ 72,09
SEÇÃO 24	372	+ 72,09	+ 75,81
SEÇÃO 25	372	+ 75,81	+ 79,53
SEÇÃO 26	26A 26B	177 177	+ 79,53 + 81,30 + 81,30 + 83,07
SEÇÃO 27	27A 27B	180 180	+ 83,07 + 84,87 + 84,87 + 86,67
SEÇÃO 28	528	+ 86,67	+ 91,95

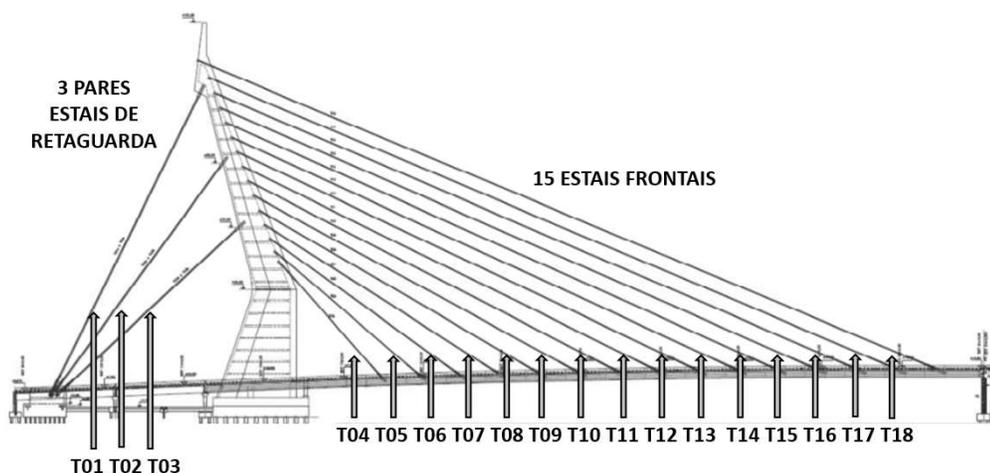
(fonte: baseado em GARAMBONE, 2012)

6.1.3 Características e propriedades do sistema de estais

O sistema de estaiamento utilizado na Ponte do Saber é composto por um conjunto de 21 estais, sendo 6 estais de retaguarda e 15 estais frontais. A fim de incrementar a rigidez transversal da torre, os 6 estais de retaguarda são dispostos aos pares, identificados como T01, T02 e T03, os quais são ancorados, respectivamente, nos níveis + 82,9 m, + 65,4 m e + 51 m do pilone. A outra extremidade dos estais de retaguarda foi ancorada em dois blocos de concreto armado atirantados, posicionados nas laterais do tabuleiro, sendo compostos por estacas raiz capazes de resistir aos esforços de arrancamento (tração). Estes estais de retaguarda, localizados na face traseira do pilone, foram projetados para equilibrar a estrutura, em função dos carregamentos assimétricos gerados no processo executivo do tabuleiro, os quais eram transmitidos ao pilone através dos estais frontais.

Os 15 estais frontais são posicionados em um plano único e central da viga de rigidez, sendo numerados de T04 a T18, espaçados a cada 10 metros ao longo do tabuleiro e a cada 4 metros ao longo do pilone. Na figura 6.9 é possível observar a posição dos estais, sendo que o estai T04 é o mais próximo do pilone, ancorado a aproximadamente 21 metros a partir da face da torre e no nível + 37,8 m do pilone.

Figura 6.9 – Vista lateral com posição dos estais da Ponte do Saber



(fonte: baseado em GARAMBONE, 2012)

As cordoalhas empregadas na obra são compostas por sete fios galvanizados e foram fornecidas pela empresa espanhola *Tycsa*. Estas cordoalhas possuem diâmetro externo de 15,7 mm, aço

CP-177RB, com tensão de escoamento de 1.736 MPa e módulo de elasticidade de 195 GPa. Segundo Gomes (2013), nos ensaios de relaxação feitos nas cordoalhas utilizadas nas obras da ponte, os resultados obtidos em um intervalo de tempo de 1000 h com carga atuante de 70% da carga última a tração, foram de, no máximo, 2,08%.

A ancoragem dos estais é realizada a partir de dois sistemas que são posicionados nas extremidades dos cabos, sendo um deles fixo e o outro regulável. O sistema regulável possibilita a inserção da protensão nas cordoalhas e permite que, ao longo da execução da obra, sejam efetuados ajustes nos esforços de protensão. As ancoragens utilizadas no projeto, variam de 31 a 127 cordoalhas e foram fabricadas no Brasil, pela empresa *Tensacciai*. No quadro 6.2 estão indicadas as ancoragens utilizadas em cada estai e a seção de aço correspondente.

Quadro 6.2 – Ancoragens e áreas de aço em cada estai

ESTAIS	UNIDADE DE ANCORAGEM	SEÇÃO DE AÇO (cm ²)	ESTAIS	UNIDADE DE ANCORAGEM	SEÇÃO DE AÇO (cm ²)
T01	127 Ø	190,5	T10	55 Ø	82,5
T02	127 Ø	190,5	T11	55 Ø	82,5
T03	127 Ø	190,5	T12	55 Ø	82,5
T04	31 Ø	46,5	T13	55 Ø	82,5
T05	31 Ø	46,5	T14	55 Ø	82,5
T06	37 Ø	55,5	T15	55 Ø	82,5
T07	37 Ø	55,5	T16	55 Ø	82,5
T08	37 Ø	55,5	T17	55 Ø	82,5
T09	55 Ø	82,5	T18	55 Ø	82,5

(fonte: baseado em GOMES, 2013)

Em relação à execução do estaiamento, a mesma foi dividida em duas fases. A primeira delas, foi a etapa de posicionamento e montagem de todos os elementos componentes do estai (tubo PEAD, anti-vandalismo, ancoragens, cordoalhas); e na segunda fase, as cordoalhas foram protendidas sequencialmente até chegar na força requerida em projeto. Na Ponte do Saber, a empresa executora utilizou o sistema de isoalongamento, o qual visa obter, ao final do processo, o mesmo alongamento em todas as cordoalhas de um mesmo estai.

Uma vez que uma das principais características do tabuleiro de uma ponte estaiada é a sua esbelteza, ao se executar a concretagem de uma nova aduela ou protender um novo estai, este tabuleiro fica suscetível a significativos deslocamentos. Este efeito faz com que as forças nos cabos já protendidos sejam constantemente alteradas, fazendo com que a execução do sistema de protensão torne-se um processo iterativo, até que a força requerida em projeto seja alcançada.

No caso da Ponte do Saber, para um melhor controle das forças de protensão instaladas nos estais, foram posicionadas células de carga em cada cabo, as quais registraram a força aplicada na cordoalha de referência. O objetivo era realizar o monitoramento das forças nos cabos ao longo de todas as etapas construtivas da obra. Além disso, também foi realizado o constante monitoramento dos deslocamentos verticais na extremidade de cada aduela.

Em função deste cuidadoso acompanhamento feito durante as etapas construtivas da ponte, não houve necessidade de reprotensão da estrutura. Os dados registrados através deste sistema de monitoramento foram utilizados, no presente trabalho, sendo de fundamental importância para a realização das comparações com os resultados alcançados através da simulação numérica.

6.1.4 Detalhes das etapas de construção e do modelo de cálculo

A construção da Ponte do Saber foi realizada a partir do método dos balanços sucessivos, através da concretagem das aduelas e do pilone *in loco*. Desta forma, a execução destes elementos e do plano de estaiamento do tabuleiro foi feita de forma conjunta, utilizando processos paralelos. A figura 6.10 mostra a forma sequencial que foi realizada a construção dos elementos estruturais que formam a mesoestrutura e a superestrutura da ponte.

Figura 6.10 – Construção da Ponte do Saber por balanços sucessivos

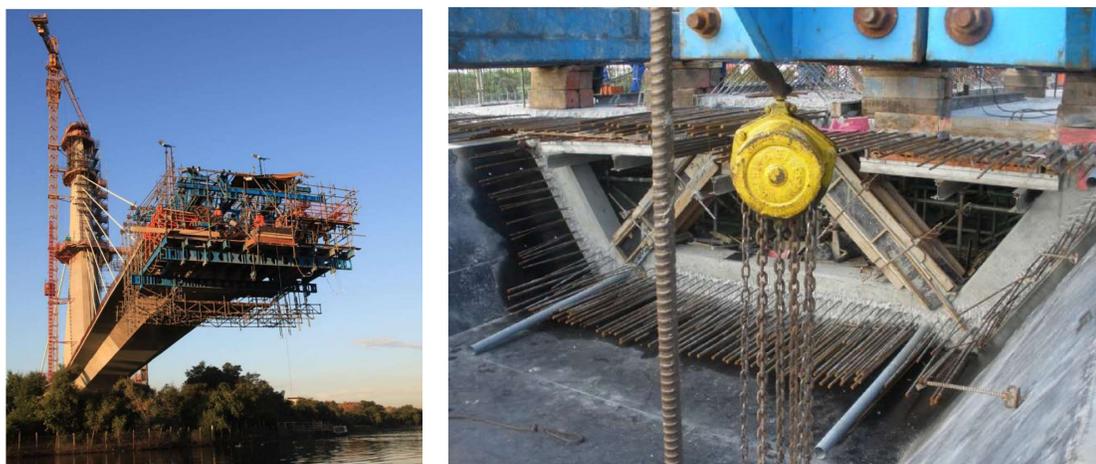


(fonte: GARAMBONE, 2012)

Através da utilização deste sistema construtivo, as aduelas foram concretadas em etapas, com o auxílio de uma treliça de avanços sucessivos. Esta treliça é uma estrutura metálica provisória,

responsável por escorar as aduelas em execução e transmitir o peso do concreto fresco para a viga de rigidez já consolidada. A construção do vão principal da Ponte do Saber teve início com a execução da aduela inicial, uma aduela diferenciada em relação às demais, por fazer a ligação entre a extremidade do pilone e o estai T04. Nesta fase, a aduela inicial foi totalmente escorada durante a sua concretagem. A partir das aduelas seguintes, como a geometria se repetia ao longo do comprimento do tabuleiro estaiado, foi utilizada a mesma sequência construtiva até a transposição completa do vão e execução da aduela final. A metodologia aplicada durante este processo iniciava com a execução da aduela tipo A (5m), avanço da treliça sobre esta aduela recém concretada, execução da aduela tipo B (5 m), protensão das cordoalhas da seção enrijecida tipo WCP, protensão do estai frontal e, por fim, avanço da treliça sobre a aduela tipo B. Na figura 6.11 são apresentadas imagens durante a concretagem das aduelas, onde é possível observar a treliça de lançamento utilizada na Ponte do Saber, bem como a seção enrijecida do tabuleiro em forma de W com as armaduras passivas posicionadas.

Figura 6.11 – Detalhes da execução do tabuleiro da Ponte do Saber



(fonte: CIDADE, 2017; GOMES, 2013)

O tabuleiro foi finalizado com a concretagem da aduela final, a qual foi apoiada sobre o pilar P0, e a protensão das cordoalhas no sentido longitudinal. A imagem à direita da figura 6.11 mostra as bainhas metálicas galvanizadas onde foram posteriormente inseridas as armaduras de protensão longitudinal na parte inferior e superior do tabuleiro.

De forma paralela ao avanço do tabuleiro e protensão dos estais frontais, foi feita a execução do pilone e a protensão dos estais de retaguarda. A fim de reduzir os momentos fletores atuantes

no pilone e, desta forma, evitar a fissuração do concreto, os estais de retaguarda T01, T02 e T03 foram protendidos em três etapas, conforme a construção das aduelas e a execução dos estais frontais avançavam. A construção do pilone foi feita através do uso de formas trepantes, sendo cada etapa precedida de rigoroso controle topográfico, tendo em vista a geometria complexa deste elemento. As etapas de construção do pilone estão ilustradas na figura 6.12.

Figura 6.12 – Detalhes da execução do pilone da Ponte do Saber



(fonte: GOMES, 2013)

Para a execução desta ponte, foi estabelecido pelo projetista que fosse realizado um sistema de acompanhamento das forças nos estais e elevações em determinados pontos do tabuleiro (pontos notáveis), ao longo de todas as etapas construtivas. Entretanto, o controle constante das elevações do tabuleiro apresentou um alto grau de complexidade, já que a temperatura no momento da medição influenciava bastante no controle do greide geométrico. Desta forma, a fim de evitar possíveis interferências, os levantamentos eram sempre realizados no mesmo horário. O tempo dispendido para a construção desta ponte foi em torno de 500 dias, sendo a execução do tabuleiro e do estaiamento realizada em 278 dias.

Segundo Toledo (2014), a consideração dos efeitos dependentes do tempo nos materiais em uma ponte estaiada é de fundamental importância para avaliar de forma fidedigna o seu comportamento durante as etapas construtivas. O fato do tabuleiro de uma estrutura estaiada estar submetido a elevados valores de compressão ao longo do processo construtivo, é um exemplo da necessidade da consideração do efeito da fluência sobre o concreto. A realização deste tipo de análise, envolvendo o modelo dos materiais, requer, no entanto, o uso de *softwares* sofisticados, que sejam capazes de realizar um processo interativo envolvendo um grande número de equações e de variáveis. Sendo assim, para reduzir o esforço computacional, a

influência dos efeitos reológicos do concreto geralmente é estimada pelo projetista e inserida de forma simplificada nos modelos de análise.

Para a Ponte do Saber a deformação lenta do concreto foi estimada em projeto para cada aduela executada, tendo-se presente as datas previstas para a construção do tabuleiro. Estas informações foram importantes para compor o plano de estaiamento fornecido ao construtor, contendo as elevações previstas dos pontos notáveis (e que precisam ser monitoradas) e as forças em cada cabo ao longo da execução. Para isto, o projetista estrutural realizou um estudo numérico através de um modelo computacional definido para esta estrutura, no programa em elementos finitos SAP2000. Neste modelo, foram utilizados elementos de barra ao longo do tabuleiro e elementos de casca no pilone. Os elementos de estai foram representados por elementos de barra rotulados nas extremidades.

Conforme Cidade (2017), a avaliação das fases de construção da Ponte do Saber foi feita por uma técnica de retroanálise, caracterizada pela montagem retroativa (desmontagem ou *backward analysis*) e posterior montagem progressiva (montagem ou *forward analysis*). Para a realização desta análise, os valores das forças de protensão nos estais da estrutura acabada devem ser determinados, os quais dependem das condições de contorno impostas em projeto, podendo ser, por exemplo, a limitação dos momentos fletores no tabuleiro ou no pilone.

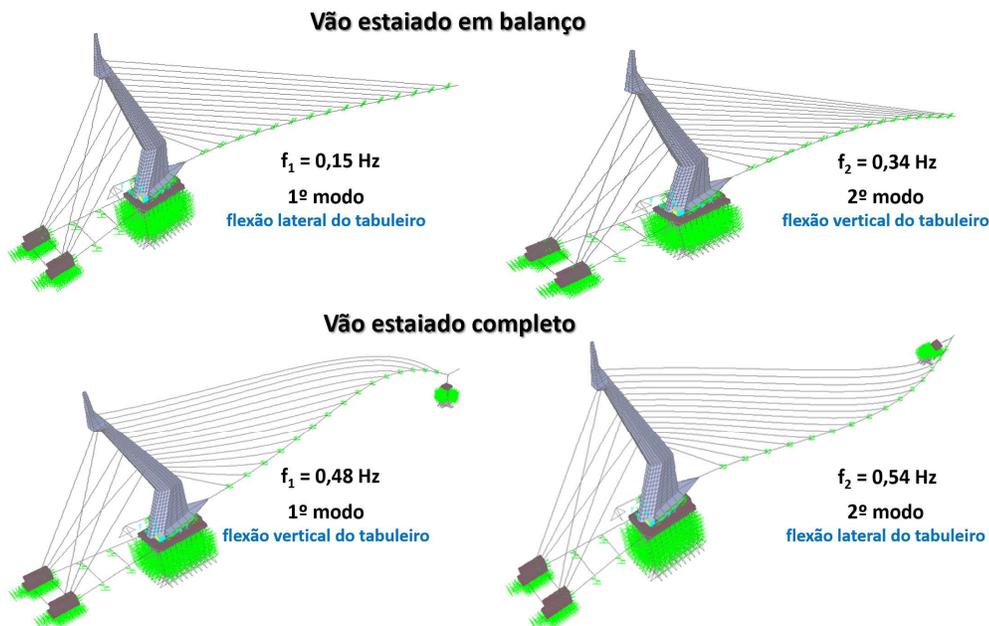
Com as forças finais nos estais conhecidas, foram determinados os pré-alongamentos dos cabos, os quais foram inseridos no modelo realizado no *software* SAP2000. Após o lançamento da geometria do modelo completo e aplicação dos carregamentos (peso próprio, sobrecarga permanente e protensão), foi possível dar início ao processo de desmontagem da estrutura. O objetivo foi processar os 88 estágios de construção previstos para a Ponte do Saber, e assim obter as forças iniciais a serem introduzidas nos estais durante a análise de montagem. O procedimento da *backward analysis* contou com a retirada e introdução de carregamentos, a desativação de elementos de estai, a alteração no alongamento dos estais (para os estais de retaguarda, que são protendidos parcialmente), o recuo da treliça de avanços sucessivos e a desmontagem de aduelas. Cada novo estágio de análise era iniciado a partir do resultado final de seu antecedente, sendo que no final da desmontagem, o tabuleiro ainda estava presente no modelo, formando uma estrutura fantasma (*ghost structure*). Os 88 estágios de análise das fases construtivas para determinação das forças de montagem dos estais utilizados em projeto estão disponíveis em Gomes (2013).

Através do procedimento da *forward analysis*, foi elaborado o plano de estaiamento. Durante esta etapa de cálculo, foi possível incluir os efeitos dependentes do tempo nos materiais por meio de deformações impostas ou variações nos módulos de elasticidade de cada segmento, permitindo o ajuste nas forças de protensão dos estais e a avaliação dos esforços nos elementos.

Sendo assim, a fim de minimizar os efeitos da parcela remanescente de fluência, o greide do tabuleiro foi executado acima do greide do projeto geométrico. Ao finalizar a estrutura das aduelas foi previsto um desnível de 23,5 cm acima do apoio P0, na extremidade direita da ponte. Desta forma, o apoio efetivo do tabuleiro sobre o P0 foi imposto pela protensão de dois cabos verticais ancorados previamente no bloco de fundação. O atirantamento foi realizado de forma a incrementar a força instalada nos cabos mais longos da ponte e assim minimizar as flechas de suas catenárias. Como esta protensão era provisória, também foi projetado um contrapeso interno na extremidade da seção caixão, evitando que o tabuleiro se separasse do apoio.

Em relação à análise dinâmica realizada para as fases de construção de uma ponte estaiada, os principais parâmetros envolvidos no procedimento de cálculo são a forma geométrica da seção transversal, a massa e o momento de inércia de massa por metro de tabuleiro. Além disso, o comportamento dinâmico é também influenciado pela geometria do conjunto de estais (um ou dois planos de estais), pelo traçado geométrico do greide em elevação e em planta (reto, curvo, esconso), e pelas frequências fundamentais da ponte. Estas frequências fundamentais, por sua vez, são associadas aos modos de oscilação da estrutura por flexão vertical, lateral e por torção, as quais são influenciadas pelos valores de tensões instaladas nos estais. Segundo Battista (2012), com base nestes critérios de projeto, a análise dinâmica da Ponte do Saber, frente ao carregamento gerado pelo vento, levou em consideração o estado de tensões iniciais do vão estaiado sob ação das cargas permanentes e da protensão dos estais, obtido através da análise estática realizada por Garambone (2012). Conforme já informado, este plano de protensão dos estais para as várias etapas construtivas em avanço progressivo, foi determinado por meio de sistemas de otimização estrutural, que levaram em consideração as deformações por fluência e retração dos elementos de concreto. A partir da configuração deformada da estrutura, para os estágios críticos de construção da ponte, foi realizada a análise de vibrações, cujos resultados referentes a dois cenários diferentes estão ilustrados na figura 6.13. Com base nestes valores, foi possível avaliar a resposta da estrutura frente a introdução de um carregamento de vento turbulento sobre o tabuleiro, cujos resultados em comparação com os observados nos modelos de cálculo deste trabalho estão apresentados com mais detalhes no próximo capítulo.

Figura 6.13 – Frequências e modos de vibração da Ponte do Saber obtidos através de modelo em elementos finitos realizado no SAP2000



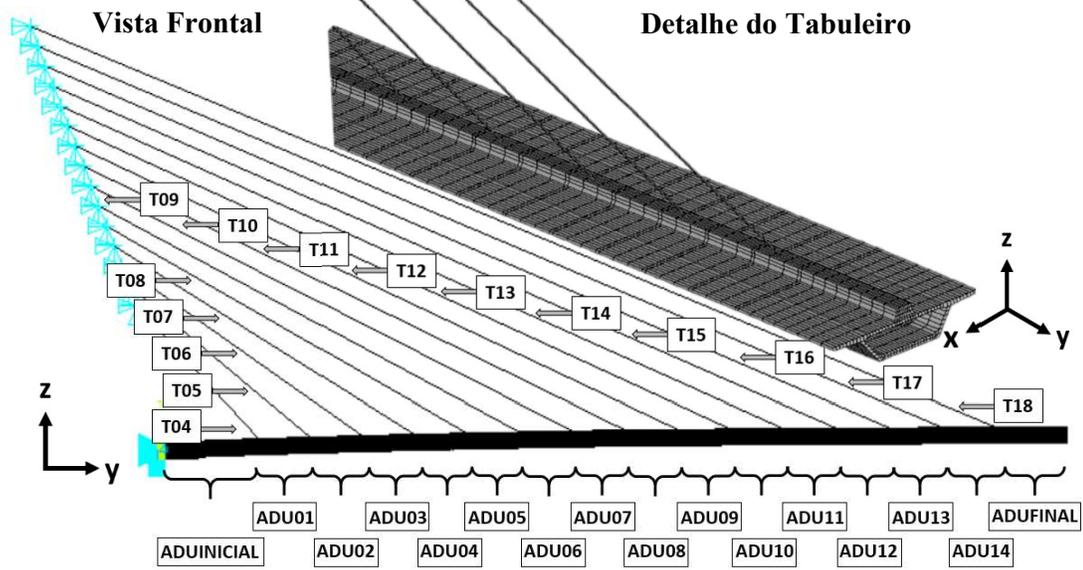
(fonte: BATTISTA, 2012)

6.2 MODELAGEM DA ESTRUTURA NO ANSYS

Nas análises realizadas no *software* ANSYS, foi utilizada uma modelagem tridimensional dos elementos da Ponte do Saber. Neste estudo, apesar da ponte possuir um eixo de simetria transversal, a seção integral dos elementos estruturais precisou ser discretizada, a fim de possibilitar a consideração dos efeitos dinâmicos, que levam em conta a rigidez e a massa da estrutura, bem como a resposta a carregamentos não simétricos. Esta limitação gerou um grande esforço computacional para a solução das equações não lineares, tendo em vista a elevada quantidade de elementos finitos necessários para a discretização da malha destas peças.

Desta forma, optou-se por utilizar dois modelos geométricos distintos: o modelo reduzido e o modelo completo. No modelo reduzido, foi considerada apenas a região do tabuleiro a partir do face do pilone (ADUINICIAL) até o apoio P0, bem como os estais frontais. As condições de contorno utilizadas foram o engastamento perfeito do tabuleiro junto ao pilone e um apoio com restrição na direção X e Z na extremidade oposta do tabuleiro, junto ao apoio P0. Em relação aos estais, todos os graus de liberdade dos nós dos elementos junto a torre foram restringidos. Na figura 6.14 é possível observar o modelo reduzido lançado no programa.

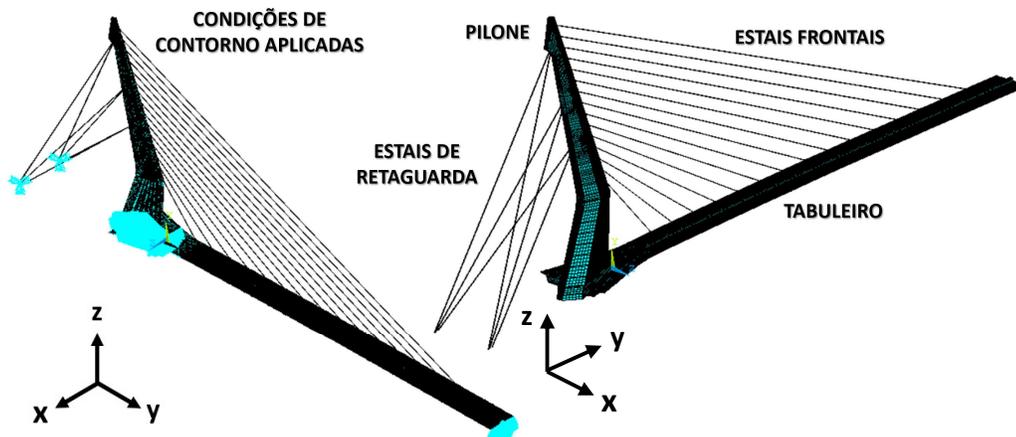
Figura 6.14 – Modelo reduzido da estrutura estaiada lançada no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

Já no modelo completo, apresentado na figura 6.15, além dos elementos presentes no modelo reduzido, foi incluída a modelagem computacional do pilone e dos estais de retaguarda. Os elementos de fundação não fizeram parte do modelo em elementos finitos por não ser o objeto de pesquisa do trabalho. Em relação aos estais de retaguarda, todos os graus de liberdade dos nós dos elementos junto ao bloco de fundação foram restringidos. Neste caso, todos os graus de liberdade dos nós localizados na região inferior do pilone, que corresponde à zona de ligação da base do pilone com o bloco de coroamento das estacas, também foram restringidos.

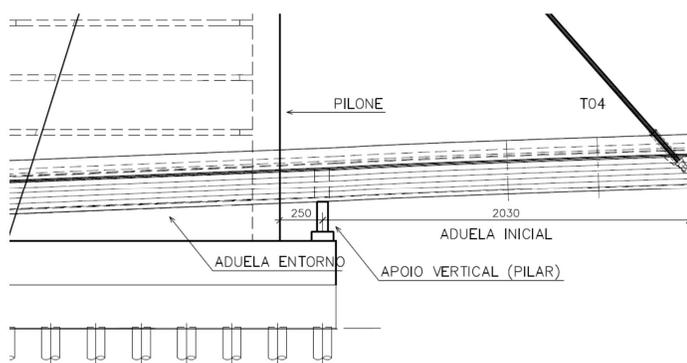
Figura 6.15 – Modelo completo da estrutura estaiada lançada no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

Conforme apresenta a figura 6.16, entre a região de entorno do pilone da Ponte do Saber e a aduela inicial foi projetado um pilar de apoio, cujo efeito foi considerado no modelo em elementos finitos através da introdução de um apoio simples com restrição vertical de deslocamentos. As condições de contorno aplicadas na extremidade do tabuleiro, oposta ao pilone, permaneceram as mesmas do modelo reduzido, sendo que elas só foram consideradas no modelo em elementos finitos no último caso de carga. Desta forma, foi simulado o atirantamento da estrutura do tabuleiro sobre o pilar, unindo a estrutura da Ponte do Saber ao viaduto de acesso à linha vermelha.

Figura 6.16 – Detalhe da região do encontro da aduela inicial com a aduela d entorno do pilone



(fonte: HOFFMAN, 2020)

Em ambos os modelos geométricos lançados no *software* ANSYS, os elementos de concreto foram representados pelo SOLID186, os elementos de armadura passiva foram representados pelo REINF264, e os elementos pertencentes aos estais foram representados pelo LINK180. O quadro 6.3 mostra a quantidade de elementos utilizada em cada modelo.

Quadro 6.3 – Quantidade de elementos utilizada em cada modelo no ANSYS

TIPO DE ELEMENTO	MODELO REDUZIDO	MODELO COMPLETO
SOLID186	19.732	66.202
REINF264	78.088	110.022
LINK180	15	21
TOTAL	97.835	176.245

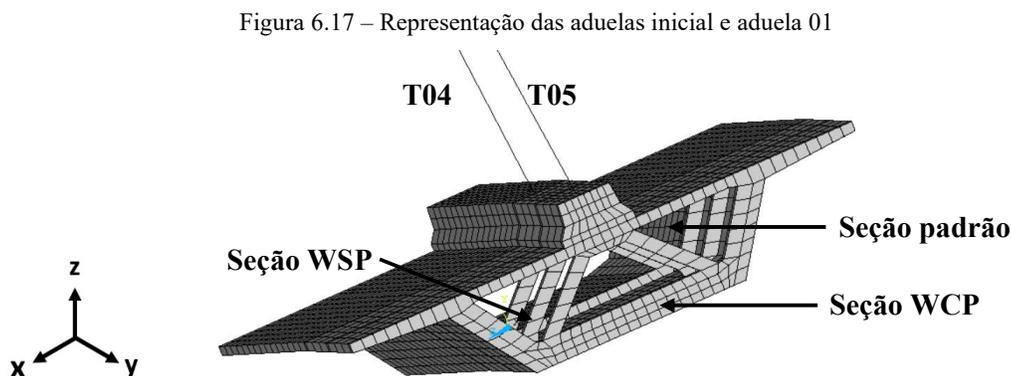
(fonte: elaborado pela autora)

As propriedades que foram incluídas no *script* de entrada de dados do programa principal em todos os modelos analisados, para posteriormente serem lidos pela rotina USERMAT, foram a

umidade relativa do ambiente de 79% e a temperatura média de 23,7 °C. Em relação aos parâmetros utilizados para o concreto, foi adotado o valor de 0,2 para o coeficiente de Poisson e de 65,15 MPa para a resistência à compressão. O cimento considerado foi o de endurecimento rápido. Para a consideração do peso próprio do concreto armado, foi utilizado o valor de 2,54e-8 t/cm³ para a massa específica e de 981 cm/s² para a aceleração da gravidade.

6.2.1 Modelagem do tabuleiro – SOLID186

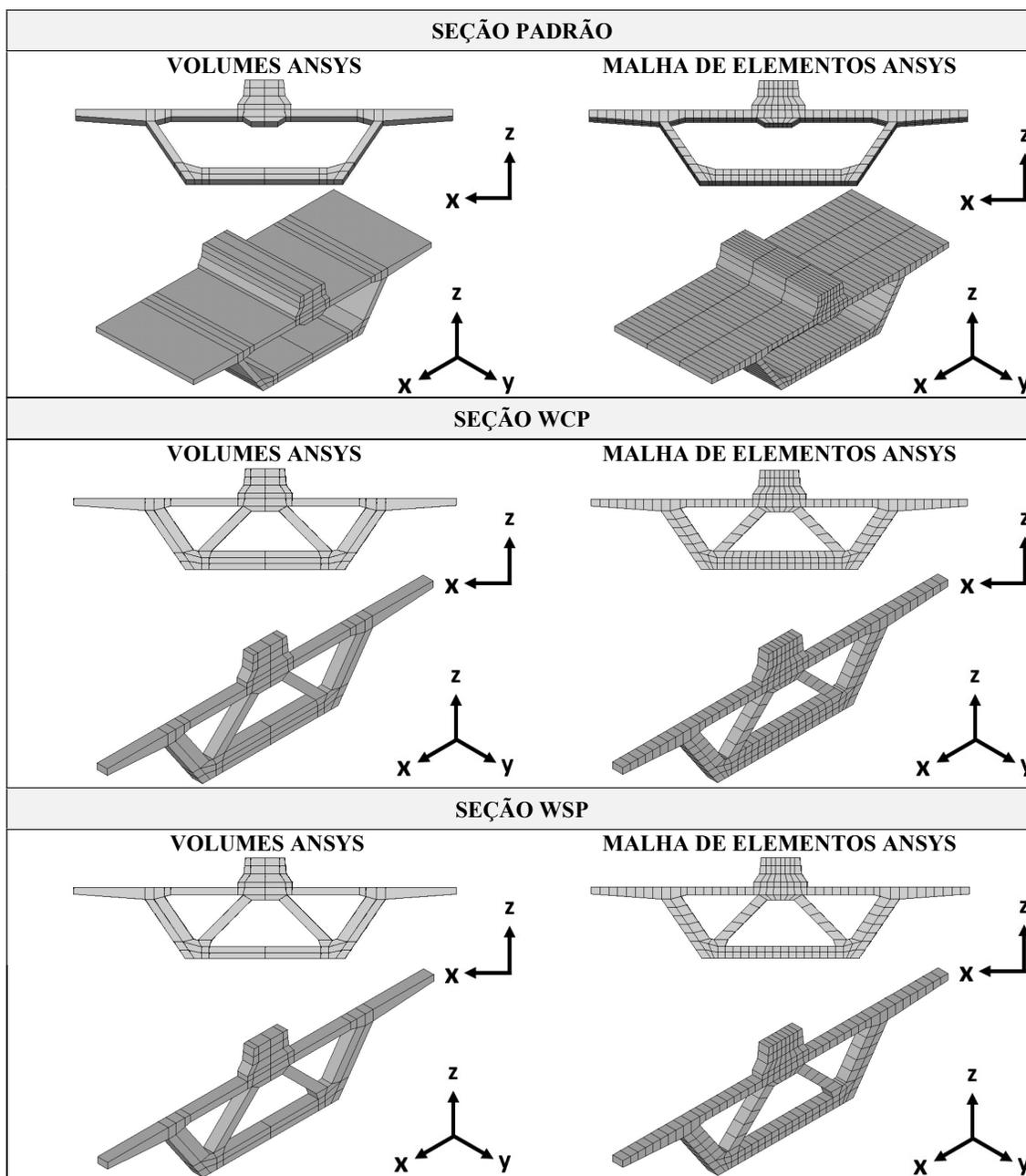
A primeira etapa da modelagem computacional foi lançar os elementos de concreto do tabuleiro para as três seções transversais diferentes apresentadas neste capítulo: seção padrão, seção enrijecida do tipo WCP e seção enrijecida do tipo WSP. Na figura 6.17 pode-se visualizar a malha de elementos de concreto das aduelas inicial e aduela 01 com as seções de enrijecimento, juntamente com os estais T04 e T05.



(fonte: elaborada pela autora)

A fim de discretizar as três seções transversais de maneira a coincidir todos os nós dos elementos de concreto entre uma seção e outra, inicialmente, dividiram-se estas seções em volumes para, posteriormente, ser estabelecido o número de elementos para cada volume. Na seção padrão foram lançados 50 volumes, e nas seções enrijecidas do tipo WCP e WSP foram previstos, respectivamente, 60 e 58 volumes. Esta divisão foi baseada em Lazzari (2016), que modelou no *software* ANSYS metade da seção transversal deste tabuleiro. No quadro 6.4, é possível observar o detalhamento dos volumes e da malha de elementos finitos para cada seção.

Quadro 6.4 — Detalhamento dos volumes e elementos finitos da seção padrão



(fonte: elaborado pela autora)

Como o objetivo da análise estática era simular as diferentes fases construtivas da estrutura da ponte estaiada, no modelo computacional foi necessário criar um material para cada conjunto de elementos, sendo identificados por diferentes idades de carregamento e de ativação. Desta forma, a partir da utilização do processo de montagem progressiva (*forward analysis*), foi possível considerar os efeitos dependentes do tempo de forma diferenciada para cada material.

No quadro 6.5 está apresentada a numeração dos materiais utilizada no modelo completo no *software* ANSYS referentes às aduelas que constituem o tabuleiro. O modelo reológico considerado para os materiais foi o viscoelástico com fissuração, sendo as diferenças entre eles a data de concretagem t_i (ativação do conjunto de elementos) e a idade do concreto no início da aplicação do carregamento t_0 , a qual depende do número de dias em que a aduela recém concretada ficou com o seu peso próprio sendo suportado pela treliça lançadeira. O tempo de cura do concreto t_s foi considerado de 2 dias e a espessura fictícia h_f para todas as aduelas de 51,22 cm. As idades de ativação e de aplicação das cargas consideradas para os elementos de concreto seguiram as datas da construção da ponte, as quais são apresentadas em Gomes (2013).

Quadro 6.5 – Detalhamento das idades consideradas para cada material utilizado na modelagem das aduelas lançadas no ANSYS

ADUELAS	MATERIAL ANSYS	t_i (dias)	t_0 (dias)	ADUELAS	MATERIAL ANSYS	t_i (dias)	t_0 (dias)
ADUINICIAL	200	190	27	ADU08A	215	345	2
ADU01A	201	225	28	ADU08B	216	350	6
ADU01B	202	265	5	ADU09A	217	358	2
ADU02A	203	274	3	ADU09B	218	362	2
ADU02B	204	279	5	ADU10A	219	368	1
ADU03A	205	287	1	ADU10B	220	372	2
ADU03B	206	291	4	ADU11A	221	378	1
ADU04A	207	298	3	ADU11B	222	385	4
ADU04B	208	305	2	ADU12A	223	396	1
ADU05A	209	309	3	ADU12B	224	407	14
ADU05B	210	315	7	ADU13A	225	427	1
ADU06A	211	322.8	1.2	ADU13B	226	433	3
ADU06B	212	326	1	ADU14A	227	442	3
ADU07A	213	330	1	ADU14B	228	448	5
ADU07B	214	334	4	ADUFINAL	229	466	28

(fonte: elaborado pela autora)

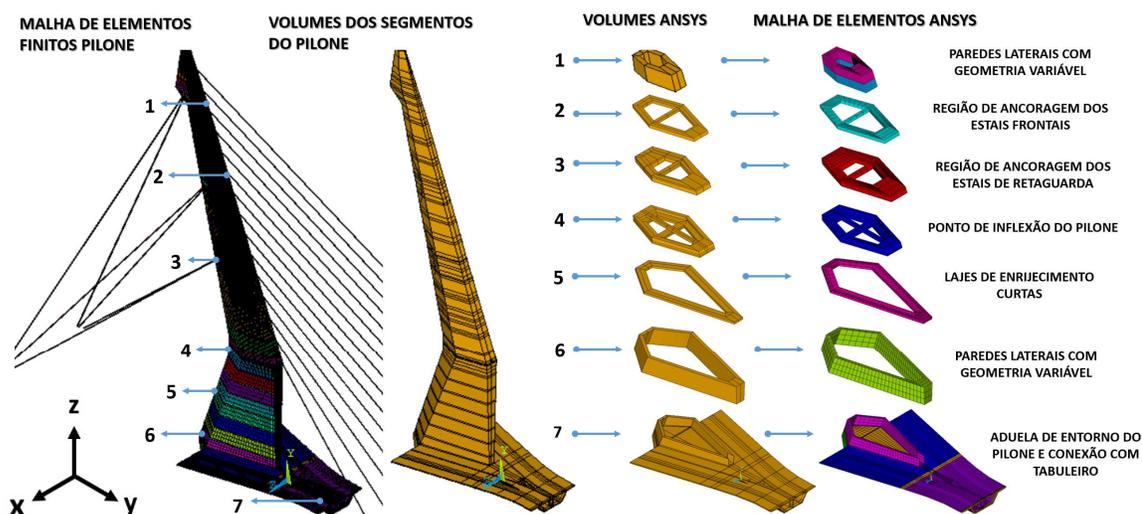
A ligação entre os elementos sólidos de concreto e os elementos representativos dos estais da Ponte do Saber foi realizada diretamente no nó de encontro entre esses elementos. Esta metodologia resultou em uma concentração de tensões, que, como consequência, bloqueava a convergência das análises não lineares, uma vez que os modelos de materiais customizados introduzidos na rotina USERMAT, levavam em consideração a fissuração do concreto. Entretanto, este comportamento não condiz com as tensões reais atuantes, pois na prática, esta ligação é feita através de dispositivos de ancoragem, que são capazes de transmitir os elevados esforços solicitantes dos estais ao concreto ao longo de um determinado comprimento de ancoragem. Como este mecanismo não foi representado no modelo computacional, uma possível solução para este problema seria realizar uma maior discretização da malha nesta

região de encontro entre os elementos. Porém, devido ao grande esforço computacional necessário para a realização desta análise específica, optou-se, neste caso, em desativar o modelo de fissuração do concreto nas seções de enrijecimento finais das aduelas (WCP), correspondentes a um trecho de 35 cm.

6.2.2 Modelagem do pilone – SOLID186

A segunda etapa da modelagem computacional foi lançar os elementos de concreto do pilone, correspondentes às diferentes seções transversais distribuídas ao longo da sua altura. Para isto, inicialmente foram gerados os volumes para cada seção transversal. A discretização dos volumes em elementos SOLID186 foi feita a partir da metodologia da malha mapeada (MSHKEY,1), a qual é capaz de gerar uma malha com apenas um tipo geométrico de elemento finito, identificado através do comando MSHAPE. Neste caso, foram utilizados elementos finitos hexaédricos, sendo definida a dimensão máxima destes elementos em 110 cm através do comando ESIZE. Desta forma, com base nos parâmetros limites informados pelo usuário, o programa cria automaticamente as divisões de linhas, para a geração dos elementos finitos. Na figura 6.18, é possível observar o detalhamento dos volumes para cada seção transversal, bem como a discretização de elementos finitos das regiões principais.

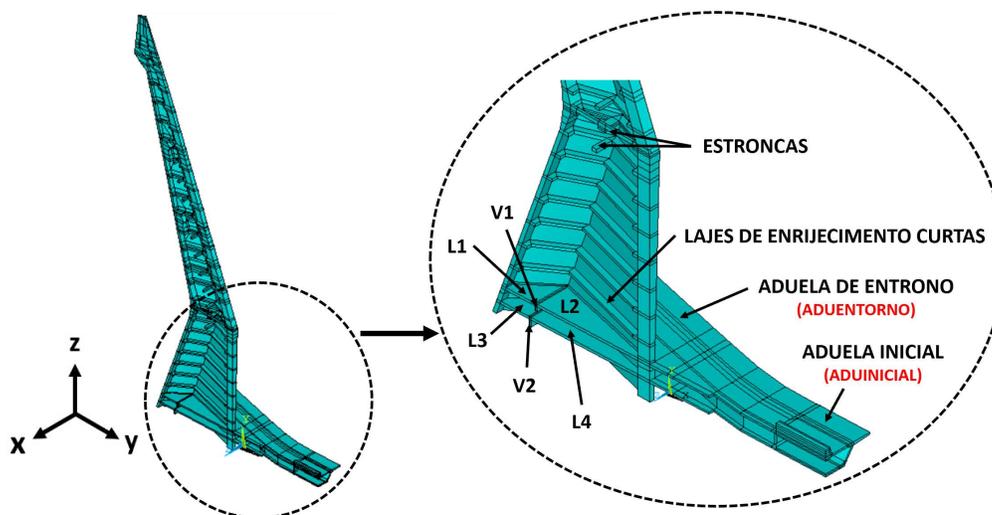
Figura 6.18 – Detalhamento dos volumes e elementos finitos aplicados aos segmentos do pilone



(fonte: elaborada pela autora)

O projeto original da Ponte do Saber, para a região em que o tabuleiro se encontra com a base do pilone, era constituído por um trecho curvo, o qual foi adaptado no modelo numérico por uma aproximação feita por segmentos de retas. Os trechos denominados aduela de entorno e aduela inicial, mostrados na figura 6.19, indicam a geometria considerada para realizar esta conexão. Desta forma, foi possível realizar a divisão de volumes nestas regiões de forma a promover a ligação adequada entre os elementos, gerando uma malha de elementos finitos contínua e com todos os nós devidamente conectados.

Figura 6.19 – Detalhe da geometria utilizada no modelo no ANSYS, para gerar a ligação monolítica entre o pilone e o tabuleiro da Ponte do Saber



(fonte: elaborada pela autora)

Para considerar os efeitos do tempo de forma diferenciada em cada trecho de construção do pilone, foi necessário criar um material para cada conjunto de elementos ativados em etapas (datas) distintas de construção, de forma semelhante ao que foi feito no tabuleiro. No quadro 6.6 está apresentada a numeração dos materiais utilizada no *software* ANSYS referentes aos segmentos do pilone, conforme a locação apresentada no quadro 6.1. O modelo reológico aplicado aos materiais foi o viscoelástico com fissuração, sendo as diferenças entre eles a data de concretagem t_i (ativação do conjunto de elementos) e a espessura fictícia do concreto h_f , uma vez que o pilone apresenta geometria variável ao longo da altura. Para todos os segmentos do pilone, o tempo de cura do concreto t_s e a idade do concreto no início da aplicação do carregamento t_0 foram considerados respectivamente iguais a 3 e 1 dia, já que cada trecho do pilone entra em carga imediatamente após a concretagem. As idades de ativação e o cálculo das

propriedades geométricas de cada trecho foram determinados a partir de planilhas de acompanhamento de obra e do projeto estrutural disponibilizado por Garambone (2012).

Quadro 6.6 – Detalhamento das idades consideradas para cada material utilizado na modelagem do pilone no ANSYS

SEGMENTO PILONE	MATERIAL ANSYS	t_i (dias)	h_f (cm)	SEGMENTO PILONE	MATERIAL ANSYS	t_i (dias)	h_f (cm)
SEÇÃO 01	301	0	89,87	SEÇÃO 15-17	315	190	101,33
SEÇÃO 02	302	0	440,04	SEÇÃO 18-20	316	218	100,45
SEÇÃO 03	303	0	90,69	SEÇÃO 21	317	272	99,35
SEÇÃO 04	304	0	430,96	SEÇÃO 22A	318	283	131,19
SEÇÃO 05	305	33	90,69	SEÇÃO 22B	319	296	131,19
SEÇÃO 06	306	42	91,58	SEÇÃO 23	320	307	97,80
SEÇÃO 07	307	54	92,63	SEÇÃO 24	321	317	96,84
SEÇÃO 08	308	64	93,74	SEÇÃO 25	322	328	98,36
SEÇÃO 09	309	73	95,00	SEÇÃO 26A	323	339	94,03
SEÇÃO 10	310	85	96,41	SEÇÃO 26B	324	356	94,03
SEÇÃO 11	311	96	98,02	SEÇÃO 27A	325	366	138,40
SEÇÃO 12	312	112	109,92	SEÇÃO 27B	326	374	138,40
SEÇÃO 13	313	143	104,64	SEÇÃO 28	327	389	132,57
SEÇÃO 14	314	166	104,64				

(fonte: elaborado pela autora)

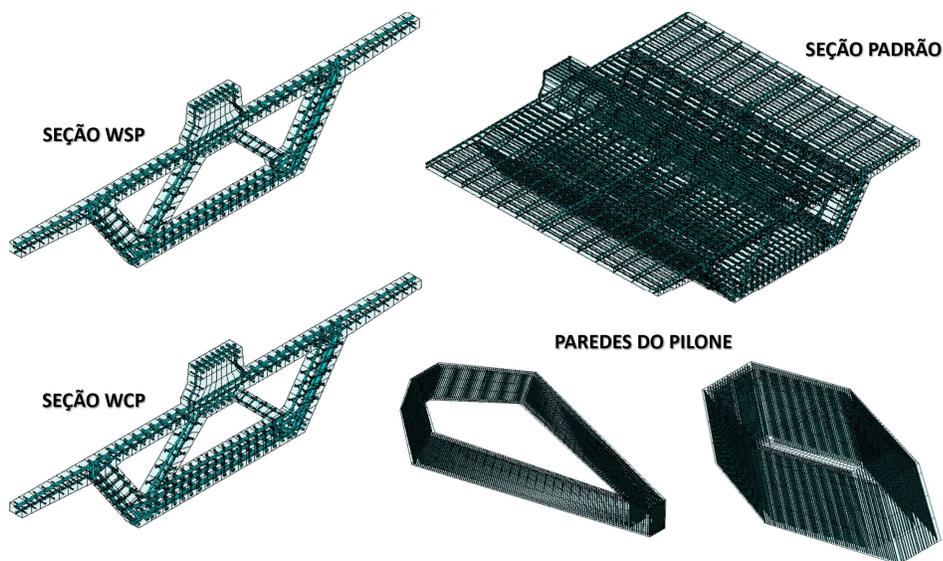
Em função da falta de dados referentes às armaduras utilizadas junto às regiões de enrijecimento do pilone (lajes e estroncas), as armaduras destas zonas específicas não foram modeladas. Desta forma, o modelo de fissuração para o concreto foi desativado nas lajes de enrijecimento e estroncas de cada segmento do pilone, sendo adotado um modelo apenas viscoelástico para estes materiais com as demais propriedades mantidas equivalentes ao concreto utilizado nas regiões adjacentes.

6.2.3 Elementos de armadura aderente – REINF264

Após concluído o lançamento da geometria e definida a malha de elementos de concreto das aduelas e dos segmentos do pilone, foi realizado um teste elástico-linear para verificar se todos os nós do modelo estavam conectados. Em seguida, a partir das plantas de armadura da Ponte do Saber, disponibilizadas por Garambone (2012), foram implementados no modelo computacional os elementos de reforço longitudinal e transversal em cada volume. Estas armaduras foram modeladas através dos elementos REINF264, utilizando o modelo de armadura incorporada, simulando assim, armaduras com aderência perfeita com os elementos

base de concreto (SOLID186). A posição das armaduras transversais, juntamente com as armaduras longitudinais, na seção transversal das aduelas e do pilone da ponte, pode ser observada na figura 6.20.

Figura 6.20 – Lançamento das armaduras na seção transversal das aduelas e do pilone da Ponte do Saber



(fonte: elaborada pela autora)

Em relação à modelagem das armaduras do tabuleiro, as informações sobre o posicionamento dos elementos de reforço, referentes à metade da seção transversal das aduelas da Ponte do Saber, também podem ser vistas com detalhes em Lazzari (2016). Para as aduelas representadas no presente estudo, como a estrutura apresenta um eixo longitudinal de simetria, foi possível considerar o mesmo detalhamento adotado por Lazzari (2016) distribuído, neste caso, para a seção transversal íntegra do tabuleiro. As armaduras passivas do pilone foram lançadas no *script* APDL, utilizando o recurso de modelagem a partir do MESH200. O modelo implementado levou em consideração as armaduras principais longitudinais do pilone, que eram constituídas basicamente por barras de 25 mm de diâmetro, espaçadas a cada 20 cm.

Para representar o comportamento das armaduras passivas foi utilizado o modelo elastoplástico com endurecimento linear a partir de 85% da tensão de ruptura, representado pelo modelo constitutivo bilinear BISO (*Bilinear Isotropic Hardening*), disponível na biblioteca do ANSYS.

Para este modelo foi adotado o coeficiente de Poisson de 0,3, módulo de elasticidade igual a 210.000 MPa e resistência do aço de 500 MPa (aço CA-50).

6.2.4 Modelagem dos estais – LINK180

O elemento LINK180 foi o elemento da biblioteca do ANSYS escolhido para representar os 15 estais frontais e os 6 estais de retaguarda da Ponte do Saber. No quadro 6.7 está apresentado o detalhamento das propriedades geométricas dos estais que foram inseridas no ANSYS.

Quadro 6.7 – Propriedades geométricas dos estais da Ponte do Saber

ESTAIS	ÁREA (cm ²)	COMPRIMENTO (m)	ÂNGULO (°)
T01	190,5	83,35	63,62
T02	190,5	70,94	53,63
T03	190,5	61,09	42,72
T04	46,5	35,36	47,45
T05	46,5	46,04	39,87
T06	55,5	57,22	35,18
T07	55,5	68,68	32,07
T08	55,5	80,27	29,85
T09	82,5	91,99	28,23
T10	82,5	103,75	26,97
T11	82,5	115,56	25,96
T12	82,5	127,45	25,20
T13	82,5	139,36	24,56
T14	82,5	151,28	24,03
T15	82,5	163,22	23,57
T16	82,5	175,16	23,17
T17	82,5	187,11	22,83
T18	82,5	199,07	22,53

(fonte: elaborado pela autora)

Tendo em vista os resultados obtidos nas diferentes simulações numéricas dos estais realizadas no *software* ANSYS e apresentadas no capítulo 5 deste trabalho, pode-se concluir que, a influência do efeito do peso próprio (efeito catenária) no comportamento mecânico dos estais da Ponte do Saber é pequeno. Isto ocorre pois, para níveis de tensão superiores a 20% de f_{ptk} , e para cabos de até 200 metros de comprimento (com inclinação equivalente ao estai T18 da Ponte do Saber), a resposta de tensão e deformação entre as duas metodologias testadas (1 elemento LINK180 x múltiplos elementos LINK180) são equivalentes. Desta forma, para a modelagem dos cabos da Ponte do Saber, cada estai frontal e de retaguarda foi representado por um único elemento finito LINK180, sendo aplicada a opção de funcionamento apenas quando o cabo estiver solicitado à tração (*Tension only*).

Para representar o comportamento das armaduras ativas foi utilizado o modelo constitutivo bilinear BISO (*Bilinear Isotropic Hardening*), disponível na biblioteca do ANSYS. Neste caso, o aço possui comportamento linear até atingir 90% do valor da tensão de ruptura; e após isso, apresenta um comportamento com endurecimento linear. Para este modelo foi adotado o coeficiente de Poisson de 0,3, módulo de elasticidade igual a 195.000 MPa e resistência característica de ruptura f_{ptk} de 1.736 MPa (aço CP177-RB).

6.2.5 Etapas de cálculo

O modelo numérico para a análise tridimensional das fases construtivas da Ponte do Saber, realizado no ANSYS, simula o processo de concretagem das aduelas através do método da ativação e desativação de elementos, em etapas sequenciais. No *software* ANSYS este método corresponde ao comando *Birth and Death elements*, que é um recurso bastante utilizado para analisar as fases construtivas de uma determinada estrutura.

Para a simulação numérica das fases construtivas da Ponte do Saber, a geometria completa da ponte foi lançada no programa ANSYS e, em seguida, todos os elementos foram desativados. O processo de cálculo foi então dividido em 175 passos de carga (*load steps*). Para iniciar a análise de cada caso de carga, foi utilizado o comando do ANSYS *multiframe restart*, o qual considera os resultados dos elementos finitos (deslocamentos, tensões e deformações), obtidos do último sub-passo, como condição inicial para o caso de carga atual. Desta forma, para cada caso de carga específico, são adicionados no *script* de entrada de dados apenas os novos carregamentos, uma vez que o programa armazena o histórico envolvido nas etapas precedentes. Os casos de carga considerados para as etapas construtivas da Ponte do Saber, estão apresentados no quadro 6.8, e foram baseados nas planilhas de acompanhamento da obra, disponibilizadas pela empresa responsável pela execução da estrutura. O tempo total para a construção da Ponte do Saber, e que foi utilizado na simulação no ANSYS foi de 496 dias.

Quadro 6.8 – Descrição das etapas de cálculo utilizadas no ANSYS

CASOS	ELEMENTOS ATIVADOS	PASSOS DE CARGA	DESCRIÇÃO	TEMPOS DOS CASOS DE CARGA	
				DURAÇÃO (DIAS)	DURAÇÃO ACUMULADA (DIAS)
<u>1</u>	SEÇÕES 1-14 ADUENTORNO	01 → 30	ATIVA SEÇÕES 1-14 + ATIVA ADUENTORNO + PP	var.	190
<u>2</u>	SEÇÕES 15-17 ADUINICIAL ESTAI T04	31	ATIVA SEÇÕES 15, 16 E 17 + ATIVA ADUINICIAL	1	191
		32	PP SEÇÕES 15, 16 E 17	26	217
		33	PP ADUINICIAL + ESTAIAMENTO T04	1	218
<u>3</u>	SEÇÕES 18-20 ADU01 ESTAI T03 ESTAI T05	34	ATIVA SEÇÕES 18, 19 E 20	1	219
		35	PP SEÇÕES 18, 19 E 20	2	221
		36	PP TRELIÇA EM P04	1	222
		37	INCREMENTO DE TEMPO	3	225
		38	ATIVA ADU01A	1	226
		39	INCREMENTO DE TEMPO	27	253
		40	PP ADU01A + PP TRELIÇA EM P04A	1	254
		41	INCREMENTO DE TEMPO	11	265
		42	ATIVA ADU01B	1	266
		43	INCREMENTO DE TEMPO	3	269
<u>4</u>	SEÇÕES 21-22A ADU02 ESTAI T06	44	ESTAIAMENTO T03 PP ADU01B + ESTAIAMENTO T05	1	270
		45	PP ADU01B + ESTAIAMENTO T05	1	271
		46	PP TRELIÇA EM P05 + ESTAIAMENTO T04	1	272
		47	ATIVA SEÇÃO 21	1	273
		48	PP SEÇÃO 21	1	274
		49	ATIVA ADU02A	1	275
		50	INCREMENTO DE TEMPO	2	277
		51	PP ADU02A + PP TRELIÇA EM P05A	1	278
		52	INCREMENTO DE TEMPO	1	279
		53	ATIVA ADU02B	1	280
<u>5</u>	ADU03 ESTAI T07	54	INCREMENTO DE TEMPO	3	283
		55	ATIVA SEÇÃO 22A	1	284
		56	PP SEÇÃO 22A + PP ADU02B + ESTAIAMENTO T06	0,8	284,8
		57	PP TRELIÇA EM P06	0,2	285
<u>5</u>	ADU03 ESTAI T07	58	INCREMENTO DE TEMPO	2	287
		59	ATIVA ADU03A	1	288
		60	PP ADU03A + PP TRELIÇA EM P06A	1	289
		61	INCREMENTO DE TEMPO	2	291
		62	ATIVA ADU03B	1	292
		63	INCREMENTO DE TEMPO	3	295
		64	PP ADU03B + ESTAIAMENTO T07	0,8	295,8

continua

continuação

	65	PP TRELIÇA EM P07	0,2	296		
	66	ATIVA SEÇÃO 22B + ESTAIAIMENTO T03	1	297		
	67	PP SEÇÃO 22B	1	298		
	68	ATIVA ADU04A	1	299		
6	SEÇÃO 22B	ADU04	69	INCREMENTO DE TEMPO	2	301
		ESTAI T08	70	PP ADU04A + PP TRELIÇA EM P07A	1	302
	71	INCREMENTO DE TEMPO	3	305		
	72	ATIVA ADU04B	1	306		
	73	INCREMENTO DE TEMPO	1	307		
	74	ATIVA SEÇÃO 23 + PP ADU04B + ESTAIAIMENTO T08	0,8	307,8		
	75	PP TRELIÇA EM P08	0,2	308		
	76	PP SEÇÃO 23	1	309		
	77	ATIVA ADU05A	1	310		
	78	INCREMENTO DE TEMPO	2	312		
	79	PP ADU05A + PP TRELIÇA EM P08A	1	313		
7	SEÇÕES 23-24	ADU05	80	INCREMENTO DE TEMPO	2	315
		ESTAI T09	81	ATIVA ADU05B	1	316
	82	INCREMENTO DE TEMPO	1	317		
	83	ATIVA SEÇÃO 24	1	318		
	84	PP SEÇÃO 24	4	322		
	85	PP ADU05B + ESTAIAIMENTO T09	0,6	322,6		
	86	PP TRELIÇA EM P09	0,2	322,8		
	87	ATIVA ADU06A	0,2	323		
	88	INCREMENTO DE TEMPO	1	324		
	89	PP ADU06A + PP TRELIÇA EM P09A	1	325		
8	ADU06	ESTAI T10	90	INCREMENTO DE TEMPO	1	326
	91	ATIVA ADU06B	1	327		
	92	PP ADU06B + ESTAIAIMENTO T10	0,8	327,8		
	93	PP TRELIÇA EM P10	0,2	328		
	94	ATIVA SEÇÃO 25 + ESTAIAIMENTO DE T03	1	329		
	95	PP SEÇÃO 25	1	330		
	96	ATIVA ADU07A	1	331		
	97	PP ADU07A + PP TRELIÇA EM P10A	1	332		
9	SEÇÃO 25	ADU07	98	ESTAIAIMENTO T03	2	334
		ESTAI T11	99	ATIVA ADU07B	1	335
	100	INCREMENTO DE TEMPO	3	338		
	101	PP ADU07B + ESTAIAIMENTO T11	1	339		
	102	ATIVA SEÇÃO 26A + ESTAIAIMENTO T3	1	340		

continuação

10	SEÇÃO 26A ADU08 ESTAI T12	103	PP SEÇÃO 26A + PP TRELIÇA EM P11	1	341
		104	INCREMENTO DE TEMPO	3	344
		105	ESTAIAMENTO T02	1	345
		106	ATIVA ADU08A	1	346
		107	ESTAIAMENTO T02	1	347
		108	PP ADU08A + PP TRELIÇA EM P11A	1	348
		109	INCREMENTO DE TEMPO	2	350
		110	ATIVA ADU08B	1	351
		111	INCREMENTO DE TEMPO	5	356
		112	ATIVA SEÇÃO 26B + PP ADU08B + ESTAIAMENTO T12	0,8	356,8
		11	SEÇÃO 26B ADU09 ESTAI T13	113	PP TRELIÇA EM P12
114	PP SEÇÃO 26B			1	358
115	ATIVA ADU09A			1	359
116	INCREMENTO DE TEMPO			1	360
117	PP ADU09A + PP TRELIÇA EM P12A			1	361
118	INCREMENTO DE TEMPO			1	362
119	ATIVA ADU09B			1	363
120	INCREMENTO DE TEMPO			1	364
121	PP ADU09B + ESTAIAMENTO T13			0,8	364,8
12	SEÇÃO 27 ADU10 ESTAI T14	122	PP TRELIÇA EM P13	0,2	365
		123	ESTAIAMENTO T02	1	366
		124	ATIVA SEÇÃO 27A	1	367
		125	PP SEÇÃO 27A	1	368
		126	ATIVA ADU10A	1	369
		127	PP ADU10A + PP TRELIÇA EM P13A	1	370
		128	INCREMENTO DE TEMPO	2	372
		129	ATIVA ADU10B	1	373
		130	INCREMENTO DE TEMPO	1	374
		131	ATIVA SEÇÃO 27B + PP ADU10B + ESTAIAMENTO T14	1	375
		132	PP SEÇÃO 27B	1	376
13	ADU11 ESTAI T15	133	PP TRELIÇA EM P14	1	377
		134	INCREMENTO DE TEMPO	1	378
		135	ATIVA ADU11A	1	379
		136	PP ADU11A + PP TRELIÇA EM P14A	1	380
		137	ESTAIAMENTO T02	5	385
		138	ATIVA ADU11B	1	386
		139	INCREMENTO DE TEMPO	3	389
		140	ATIVA SEÇÃO 28 + PP ADU11B + ESTAIAMENTO T15	0,8	389,8
		141	ESTAIAMENTO T02	0,2	390

continuação

		PP SEÇÃO 28		
	142	+ PP TRELIÇA EM P15	1	391
	143	INCREMENTO DE TEMPO	5	396
	144	ATIVA ADU12A	1	397
		PP ADU12A		
	145	+ PP TRELIÇA EM P15A	1	398
14		SEÇÃO 28		
		ADU12		
	146	INCREMENTO DE TEMPO	9	407
		ESTAI T01		
	147	ATIVA ADU12B	1	408
	148	INCREMENTO DE TEMPO	10	418
	149	ESTAIAAMENTO T01	1	419
	150	INCREMENTO DE TEMPO	2	421
		PP ADU12B		
	151	+ ESTAIAAMENTO T16	1	422
	152	PP TRELIÇA EM P16	1	423
	153	INCREMENTO DE TEMPO	4	427
	154	ATIVA ADU13A	1	428
		PP ADU13A		
	155	+ PP TRELIÇA EM P16A	1	429
15		ADU13		
		ESTAI T17		
	156	INCREMENTO DE TEMPO	4	433
	157	ATIVA ADU13B	1	434
	158	INCREMENTO DE TEMPO	2	436
		PP ADU13B		
	159	+ ESTAIAAMENTO T17	0,8	436,8
	160	PP TRELIÇA EM P17	0,2	437
	161	INCREMENTO DE TEMPO	5	442
	162	ATIVA ADU14A	1	443
	163	INCREMENTO DE TEMPO	2	445
		PP ADU14A		
	164	+ PP TRELIÇA EM P17A	1	446
16		ADU14		
		ESTAI T18		
	165	ESTAIAAMENTO T01 E T02	2	448
	166	ATIVA ADU14B	1	449
	167	INCREMENTO DE TEMPO	4	453
		PP ADU14B		
	168	+ ESTAIAAMENTO T18	1	454
	169	PP TRELIÇA EM P18	1	455
	170	INCREMENTO DE TEMPO	11	466
	171	ATIVA ADUFINAL	1	467
17		ADUFINAL		
	172	INCREMENTO DE TEMPO	24	491
	173	ESTAIAAMENTO T01	1	492
	174	INCREMENTO DE TEMPO	2	494
		PP ADUFINAL +		
	175	ATIRANTAMENTO EM P0	2	496

(fonte: elaborado pela autora)

No quadro 6.8, os passos de carga de número 1 ao 33, correspondem à sequência construtiva de elevação do pilone até o nível + 49,86 m (SEÇÃO 15-17), juntamente com a concretagem da aduela de entorno e da aduela inicial. Para evitar problemas de convergência no modelo, a

simulação computacional da execução de cada segmento da torre da Ponte do Saber foi dividida em dois passos de carga distintos. Inicialmente, na data indicada pelos dados de acompanhamento da obra, o trecho correspondente do pilone era ativado, tendo esta etapa a duração de um dia. Em seguida, no próximo caso de carga, o peso próprio destes elementos era introduzido. Esta segunda etapa de carga apresentava duração equivalente ao intervalo de dias transcorridos entre a concretagem de dois segmentos consecutivos do pilone, sendo o valor do peso próprio total aplicado no primeiro sub-passo desta etapa.

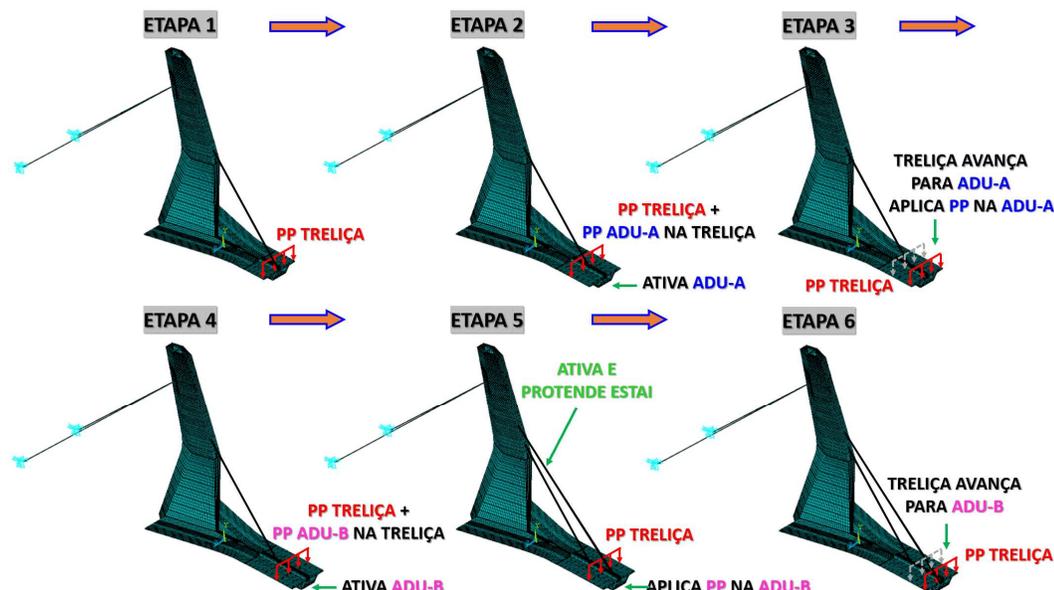
De forma geral, as 28 aduelas de 5 metros de comprimento executadas após a aduela inicial, seguiram o mesmo procedimento de entrada de dados adotado para a modelagem do pilone, sendo utilizada, neste caso, a seguinte sequência construtiva (figura 6.21):

- a) ETAPA 1: aplicação da carga de peso próprio da treliça de lançamento (PP TRELIÇA). O peso próprio da treliça introduzido nas análises foi de 360 kN (CIDADE, 2017). Este carregamento foi considerado distribuído nas áreas referentes à extremidade da aduela;
- b) ETAPA 2: simulação da concretagem do trecho de 5 m de aduela, correspondente à ADU-A. Para isto, na data indicada na ficha de acompanhamento de obra, é feita a ativação do segmento ADU-A, para que, a partir deste dia, os efeitos do tempo possam ser considerados neste grupo de elementos. Nesta etapa, a carga de peso próprio da aduela em execução é aplicada sobre a treliça, que está apoiada sobre a aduela anterior, e é responsável pelo escoramento do conjunto;
- c) ETAPA 3: movimentação da treliça para a extremidade da ADU-A. A partir desta etapa, a ADU-A passa a suportar o seu peso próprio, bem como o peso próprio da treliça posicionada na sua extremidade;
- d) ETAPA 4: simulação da concretagem do trecho de 5 m de aduela, correspondente à ADU-B. Para isto, na data indicada na ficha de acompanhamento de obra, é feita a ativação do segmento ADU-B, para que, a partir deste dia, os efeitos do tempo possam ser considerados neste grupo de elementos. Nesta etapa, a carga de peso próprio da aduela em execução é aplicada sobre a treliça, que está apoiada sobre a ADU-A, e é responsável pelo escoramento do conjunto;
- e) ETAPA 5: ativação do estai frontal, ancorado na extremidade da ADU-B. Protensão do estai, de forma que, a partir desta etapa, a ADU-B passa a suportar o seu peso próprio.

O tensionamento do estai localizado no final da ADU-B foi realizado de formas diferentes, conforme o modelo analisado. Para o modelo completo, o estaiamento foi realizado através da introdução de uma carga de temperatura, de modo que a tensão no estai se aproximasse à tensão de projeto. Para o modelo reduzido, o estaiamento foi realizado a fim anular os deslocamentos verticais sofridos pelo tabuleiro e, desta forma, fazer com que o greide de lançamento das aduelas se aproximasse do greide de projeto. Este tensionamento foi realizado através da aplicação de deslocamentos no nó correspondente ao ponto onde o estai se conecta à torre;

- f) ETAPA 6: movimentação da treliça para a extremidade da ADU-B. Nesta etapa, retira-se a carga de peso próprio da treliça da extremidade da ADU-A e aplica-se na extremidade da ADU-B.

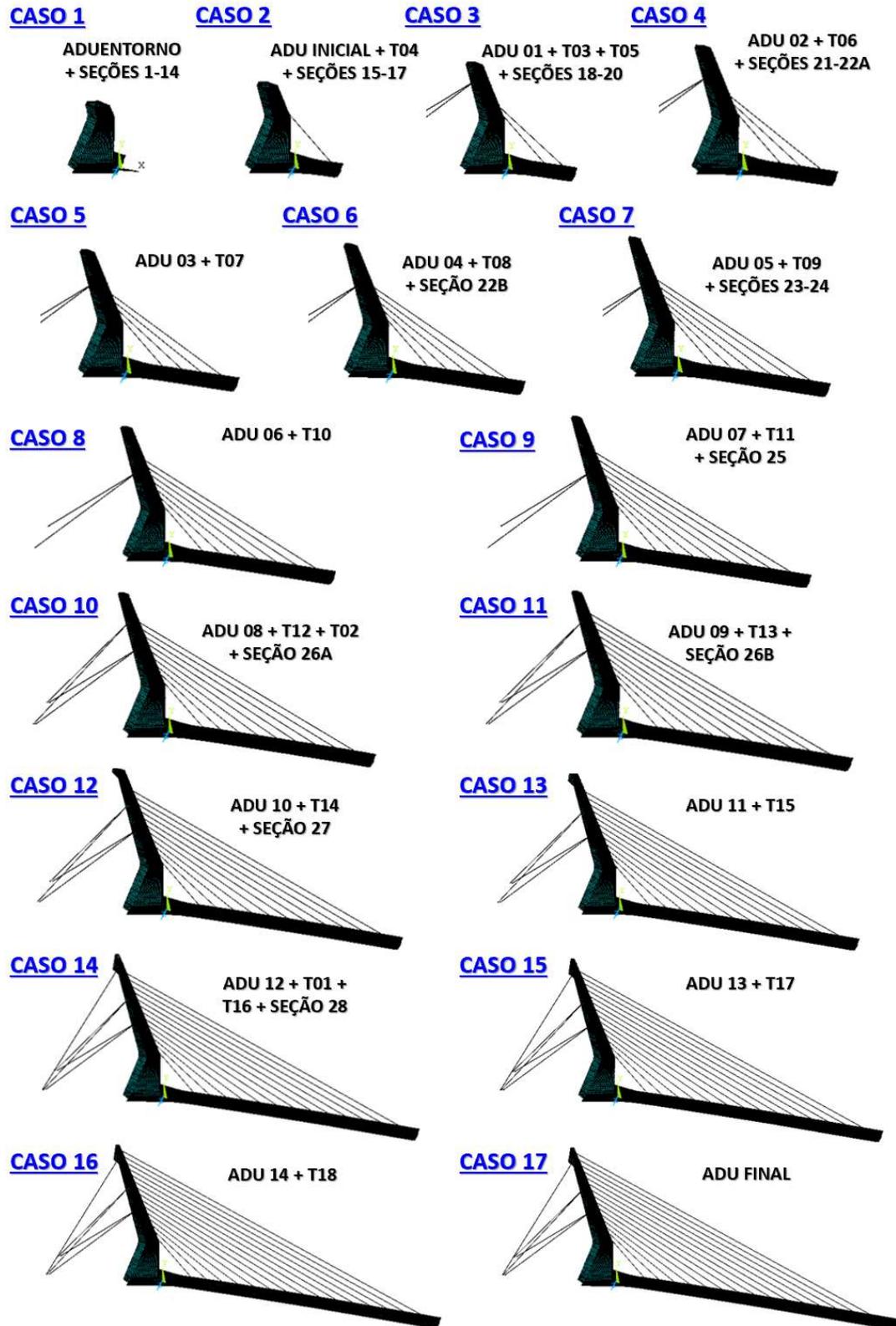
Figura 6.21 – Procedimento adotado para simular a concretagem das aduelas tipo A e tipo B, com o avanço da treliça de lançamento e a protensão dos estais frontais



(fonte: elaborada pela autora)

A figura 6.22 exemplifica os diagramas de todos os casos da construção da Ponte do Saber, conforme descrito no quadro 6.8. Através da análise destas imagens pode-se observar a ordem que foi feita a ativação dos elementos no modelo computacional.

Figura 6.22 – Casos de simulação numérica da Ponte do Saber



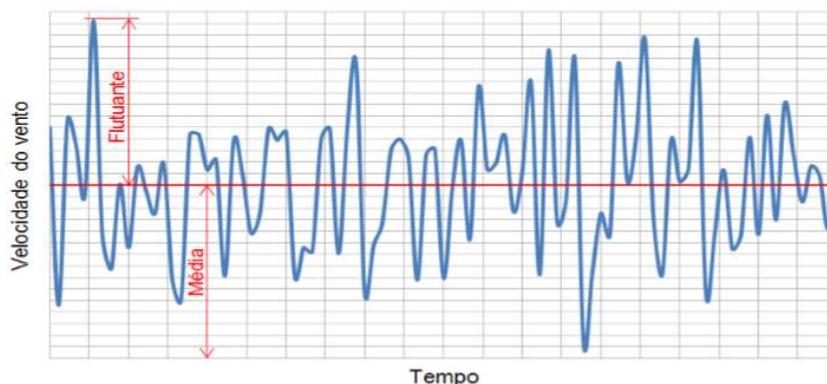
(fonte: elaborada pela autora)

6.3 METODOLOGIA DA ANÁLISE DINÂMICA

Neste item é apresentado o modelo de carregamento não determinístico utilizado para simular o vento turbulento atuante sobre o tabuleiro de ponte investigado. A análise dinâmica foi realizada no domínio do tempo, em que as forças de vento foram aplicadas sobre o modelo em elementos finitos como funções variáveis num tempo de 10 minutos. A simulação do carregamento devido ao vento foi realizada conforme descrição detalhada feita no capítulo 3 deste trabalho do método do vento sintético. Foram consideradas apenas as forças de vento atuantes sobre o tabuleiro, referentes às componentes de velocidade $U = \bar{U} + u(t)$ e $w(t)$.

Como analisado no capítulo 3, a velocidade do vento pode ser expressa como sendo uma função temporal, formada por uma parcela média, obtida por meio de expressões matemáticas da norma brasileira de vento NBR 6123 (ABNT, 1988) e uma parcela flutuante. A figura 6.23 ilustra um exemplo de cunho genérico acerca da variação da velocidade do vento ao longo do tempo, em função de uma parcela média e outra flutuante.

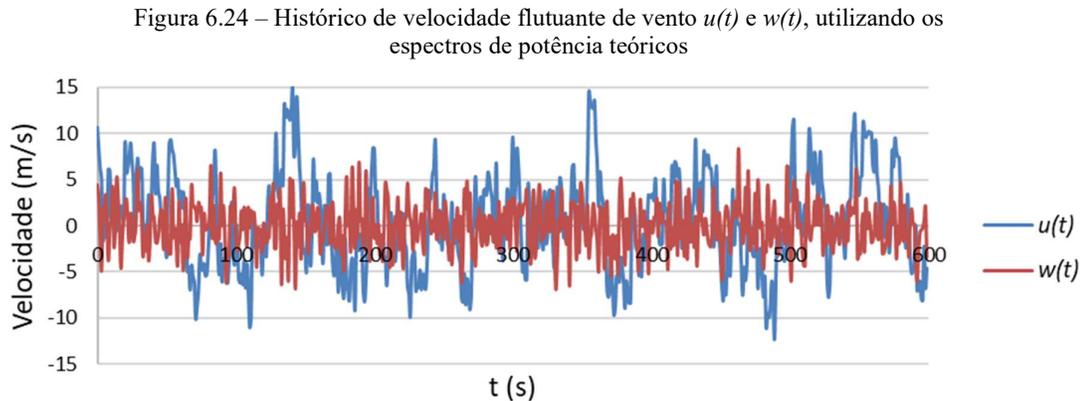
Figura 6.23 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo



(fonte: BARBOZA, 2016)

Na falta de um histórico meteorológico, para a obtenção de um sinal de velocidades flutuantes de vento na região de estudo, é possível considerá-las como funções aleatórias no tempo, geradas a partir dos espectros teóricos de potência. No presente trabalho foram utilizados dois espectros teóricos de potência diferentes para representar o sinal de velocidades flutuantes para as componentes $u(t)$ e $w(t)$. O sinal da velocidade flutuante do vento na direção longitudinal $u(t)$ foi gerado a partir do espectro de Harris, que é o mesmo adotado pela NBR 6123

(BLESSMANN, 2013). Já a velocidade flutuante na direção vertical $w(t)$ foi considerada a partir do espectro de Lumley e Panofsky, de acordo com as recomendações de Simiu e Scanlan (1996). A figura 6.24 ilustra estes históricos de $u(t)$ e $w(t)$ para a estrutura durante uma das fases construtivas. A geração destes históricos considera a correlação espacial dos turbilhões ao longo do comprimento do tabuleiro e foi obtida conforme descrito nos itens 6.3.1 e 6.3.2 a seguir.



(fonte: elaborada pela autora)

6.3.1 Espectro da componente longitudinal da turbulência

Conforme abordado no capítulo 3 deste trabalho, existe um grande número de expressões matemáticas, com distintos graus de refinamento para simular o espectro da componente longitudinal da turbulência. Entretanto, não há uma curva que represente a totalidade dos casos; uma vez que em um gráfico frequência x energia, os pontos experimentais mais sugerem uma faixa ou mesmo uma nuvem imprecisa do que uma curva. Baseado em um grande número de medidas feitas entre 18 m e 180 m, em terrenos de diversas rugosidades, Harris (1970) sugeriu a expressão 6.1 para o espectro de energia da componente longitudinal da turbulência.

$$\frac{f \cdot S_u(f)}{c_{as} \cdot \bar{U}_{10}^2} = 4 \cdot \frac{x_1}{(2 + x_1^2)^{5/6}}; \quad x_1 = \frac{1800 \cdot f}{\bar{U}_{10}} \quad (\text{equação 6.1})$$

Onde:

$S_u(f)$: densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f ;

f : frequência (Hz);

c_{as} : coeficiente de arrasto superficial referido à velocidade média a 10 m de altura;

\bar{U}_{10} : velocidade média horária a 10 m de altura (m/s) ($\bar{U}_{10} = U_0 \cdot S_1 \cdot S_2(10) \cdot S_3$);

x_1 : frequência adimensional.

Integrando-se a equação 6.1, obtém-se a variância conforme a equação 6.2, o que permite escrever a equação 6.3.

$$\sigma_u^2 = \int_0^{\infty} S_u(f) df = 6,66 \cdot c_{as} \cdot \bar{U}_{10}^2 \quad (\text{equação 6.2})$$

$$\frac{f \cdot S_u(f)}{\sigma_u^2} = 0,6 \cdot \frac{x_1}{(2 + x_1^2)^{5/6}} \quad (\text{equação 6.3})$$

A equação 6.4 apresenta o valor do coeficiente de arrasto superficial c_{as} , necessário para o cálculo da variância do espectro teórico σ_u^2 .

$$c_{as} = \frac{0,16}{\ln^2\left(\frac{10}{z_0}\right)} \quad (\text{equação 6.4})$$

O quadro 6.9 mostra os valores para os comprimentos de rugosidade z_0 , para as cinco categorias de terreno previstas pela NBR 6123. A rugosidade de terreno considerada para a região onde encontra-se a estrutura a ser analisada neste trabalho foi de categoria III.

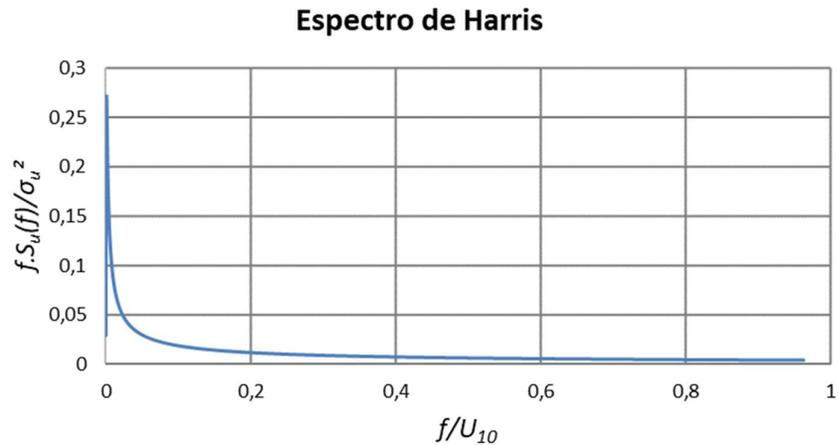
Quadro 6.9 – Valores de para as cinco categorias de terreno da NBR 6123

CATEGORIAS DE TERRENO					
	I	II	III	IV	V
z_0 (m)	0,005	0,07	0,20	0,70	1,75
p (10 min)	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
c_{as}	0,0028	0,0065	0,0105	0,0226	0,0527

(fonte: BLESSMANN, 2013)

A figura 6.25 apresenta um exemplo de curva gerada pela equação 6.3 nas coordenadas f/\bar{U}_{10} x $f \cdot S_u(f)/\sigma_u^2$, em um gráfico com coordenadas de unidades lineares. Esta curva é gerada para diversas frequências, sendo o valor de \bar{U}_{10} constante.

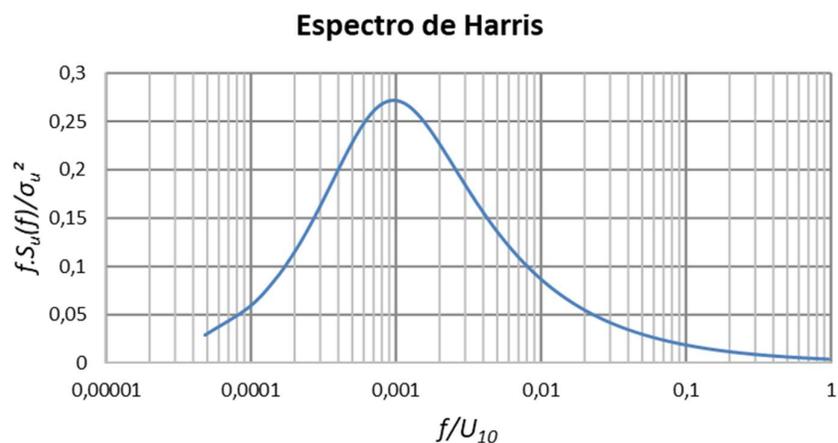
Figura 6.25 – Espectro de Harris $f\bar{U}_{10} \times f.S_u(f)/\sigma_u^2$ representado em gráfico linear



(fonte: elaborada pela autora)

A figura 6.26 apresenta o mesmo exemplo anterior, porém plotado em um gráfico monologarítmico. No caso da engenharia estrutural é importante conhecer as frequências, para determinar facilmente aquelas que se situam dentro da faixa de frequências naturais das estruturas. Por isso, ao invés de representar o eixo das abcissas pelos valores de x_l , torna-se mais interessante utilizar os valores de f/\bar{U}_{10} , ou diretamente a frequência f . A adoção de f/\bar{U}_{10} , deixa o gráfico independente de \bar{U}_{10} , e, portanto, de ampla utilização.

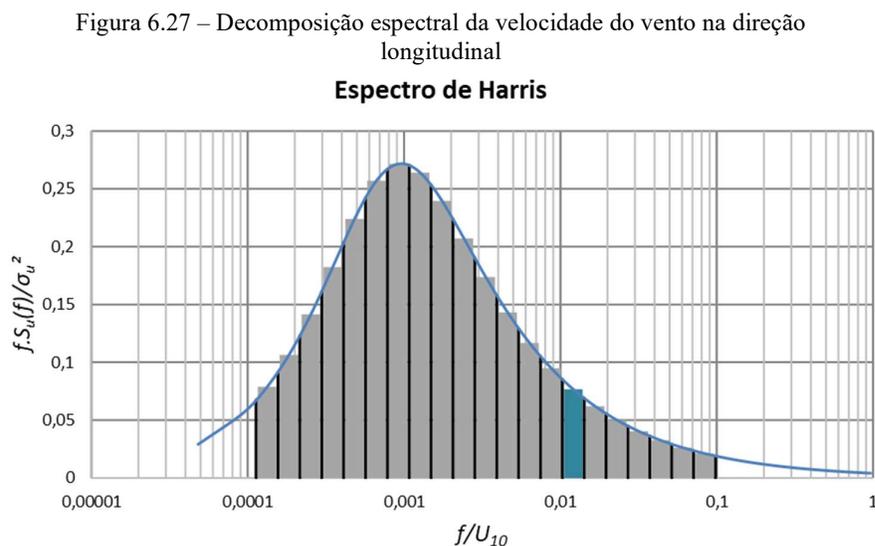
Figura 6.26 – Espectro de Harris $f\bar{U}_{10} \times f.S_u(f)/\sigma_u^2$ representado em gráfico monologarítmico



(fonte: elaborada pela autora)

A partir do espectro de Harris é possível obter a velocidade longitudinal do vento ao longo do tempo $u(t)$. Para isto, seguindo as orientações de Franco (1993), para aplicar o método do vento

sintético, o espectro analisado deve ser dividido em pelo menos 11 partes. Nas análises feitas neste trabalho foram adotadas 21 divisões, de modo a capturar as potências mais altas, conforme apresenta a figura 6.27. Nesta figura é possível observar que uma das faixas do diagrama se destaca em relação às demais. Esta região corresponde à frequência referente ao período fundamental da estrutura. As frequências dos outros componentes harmônicos são obtidas como múltiplos ou submúltiplos da frequência fundamental por um fator de 2.



Desta forma, a fim de descrever a ação do vento por meio de um sinal aleatório de velocidades, foi considerada, neste estudo, a frequência natural da estrutura obtida em análise de vibração livre, para as etapas construtivas críticas da ponte estaiada em estudo. Ou seja, para cada etapa construtiva foi necessário gerar um novo carregamento dinâmico, de modo que a frequência natural desta fase de construção estivesse servindo como ponto de partida para a divisão do espectro teórico. Assim, tem-se a garantia de que a frequência referente ao primeiro modo de vibração da estrutura está contida no sinal aleatório das velocidades flutuantes.

Para realizar a simulação no tempo das componentes de flutuação de velocidade de vento, a partir de um espectro de energia, pode-se utilizar uma Série de Fourier, conforme apresentado no capítulo 3 deste trabalho. Neste modelo, o processo $u(t)$ é obtido através da equação 6.5, sendo possível gerar um sinal aleatório de média igual a zero.

$$u(t) = \sqrt{2} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_u(f_i) \Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (\text{equação 6.5})$$

Onde:

$S_u(f_i)$: densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f_i ;

f_i : frequência correspondente a cada um dos harmônicos (Hz);

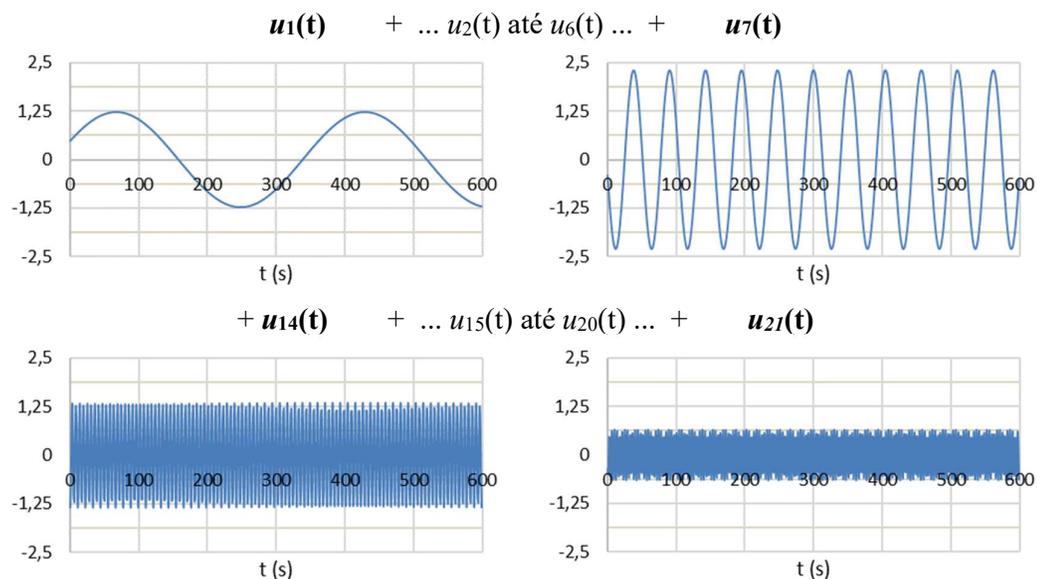
Δf : dimensão da faixa;

θ_i : ângulo de fase aleatório;

n : número de divisões do espectro S_u .

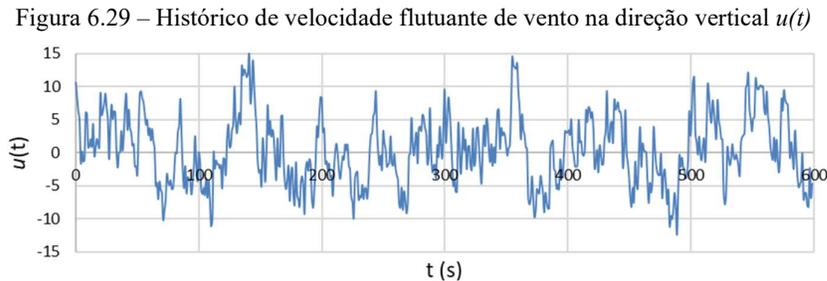
A partir dos pares de valores $S_u(f_i)$ e f_i , correspondentes às ordenadas e abcissas dos n retângulos da figura 6.27, foi possível determinar os componentes harmônicos apresentados na figura 6.28. Analisando estes diagramas é possível notar que os primeiros harmônicos apresentam baixas amplitudes, as quais vão crescendo até atingir a amplitude máxima. A partir de um determinado componente harmônico as frequências aumentam significativamente, e as amplitudes vão decrescendo. É possível observar ainda a componente aleatória do processo, ou seja, o ângulo de fase θ , o que garante a geração de um sinal diferente para cada carregamento gerado. A construção das séries de carregamentos para a geração dos históricos de carga baseia-se, portanto, na superposição dos componentes harmônicos com ângulos de fases aleatórios.

Figura 6.28 – Componentes harmônicos provenientes do espectro de Harris



(fonte: elaborada pela autora)

A figura 6.29 mostra o sinal aleatório que representa a componente de flutuação da velocidade do vento na direção longitudinal $u(t)$, obtida a partir da superposição dos 21 harmônicos.



(fonte: elaborada pela autora)

6.3.2 Espectro da componente vertical da turbulência

Este espectro não tem sido tão estudado como o da componente longitudinal da velocidade flutuante do vento. Ainda assim Lumley e Panofsky (1964), recomendam a utilização da equação 6.6 para representar a velocidade flutuante vertical para estruturas de até 50 m de altura. A velocidade média do vento $\bar{U}_{(z)}$ varia ao longo da altura acima do solo em função da rugosidade do terreno e pode ser descrita pela lei logarítmica, representada pela equação 6.7. A figura 6.30 apresenta um exemplo de curva gerada pela equação 6.6 nas coordenadas $f/\bar{U}_{(z)}$ x $f.S_w(f)/u_*^2$, em um gráfico monologarítmico.

$$\frac{f.S_w(f)}{u_*^2} = 3,36 \cdot \frac{x_2}{1 + 10 \cdot x_2^{5/3}}; \quad x_2 = \frac{z \cdot f}{\bar{U}_{(z)}} \quad (\text{equação 6.6})$$

$$\bar{U}_{(z)} = \frac{u_*}{k} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (\text{equação 6.7})$$

Onde:

$S_w(f)$: densidade espectral da componente vertical da turbulência na frequência f ;

z : altura do fluxo, considerado horizontal e homogêneo;

k : constante de Von Karmán, obtida experimentalmente e igual a 0,4.

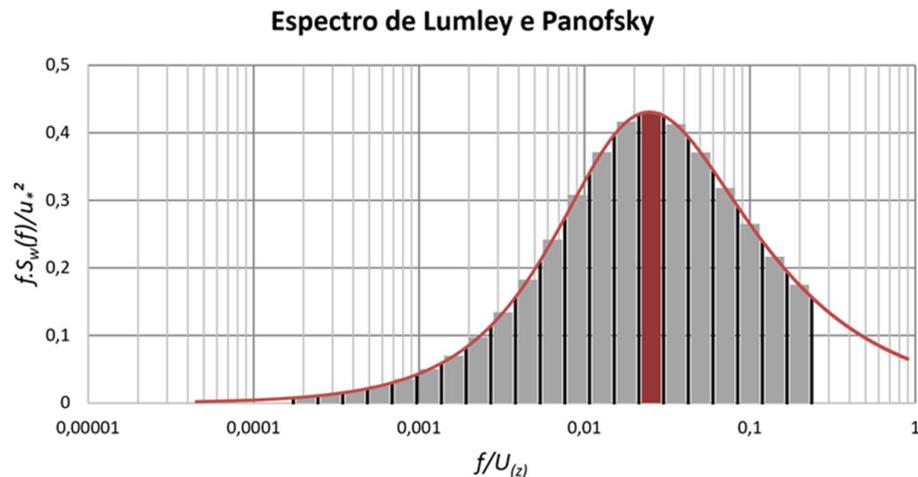
Para o estudo do perfil vertical das velocidades do vento dentro da camada limite atmosférica, um parâmetro básico, que depende tanto da rugosidade superficial como da velocidade média

do vento, é chamado de velocidade de fricção ou velocidade de cisalhamento u_* . A velocidade de fricção pode ainda ser encarada como uma medida da intensidade da turbulência e da transferência de quantidade de movimento causada por esta turbulência. Este parâmetro pode ser definido pela expressão 6.8.

$$u_* = \sqrt{c_{as} \cdot \bar{U}_{(10)}^2} \quad (\text{equação 6.8})$$

A partir do espectro de Lumley e Panofsky é possível obter a velocidade vertical do vento ao longo do tempo $w(t)$, de forma semelhante ao procedimento realizado a partir do espectro de Harris. A figura 6.30 apresenta o espectro analisado dividido em 21 partes. Neste modelo, para realizar a simulação no tempo da componente vertical de flutuação de velocidade de vento, o processo $w(t)$ foi obtido através da equação 6.9. A partir dos n pares de valores $S_w(f_i)$ e f_i , a construção das séries de carregamentos para a geração dos históricos de carga foi feita a partir da superposição dos componentes harmônicos com ângulos de fases aleatórios.

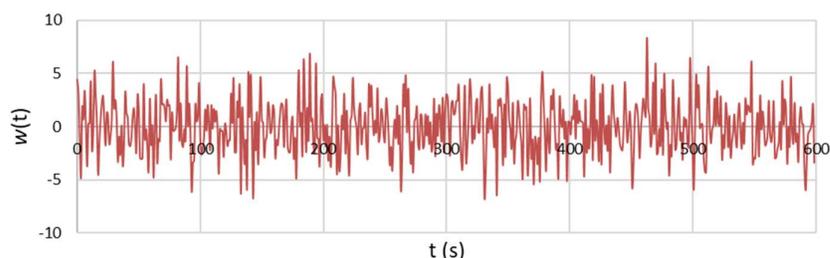
Figura 6.30 – Decomposição espectral da velocidade do vento na direção vertical



(fonte: elaborada pela autora)

$$w(t) = \sqrt{2} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_w(f_i) \Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (\text{equação 6.9})$$

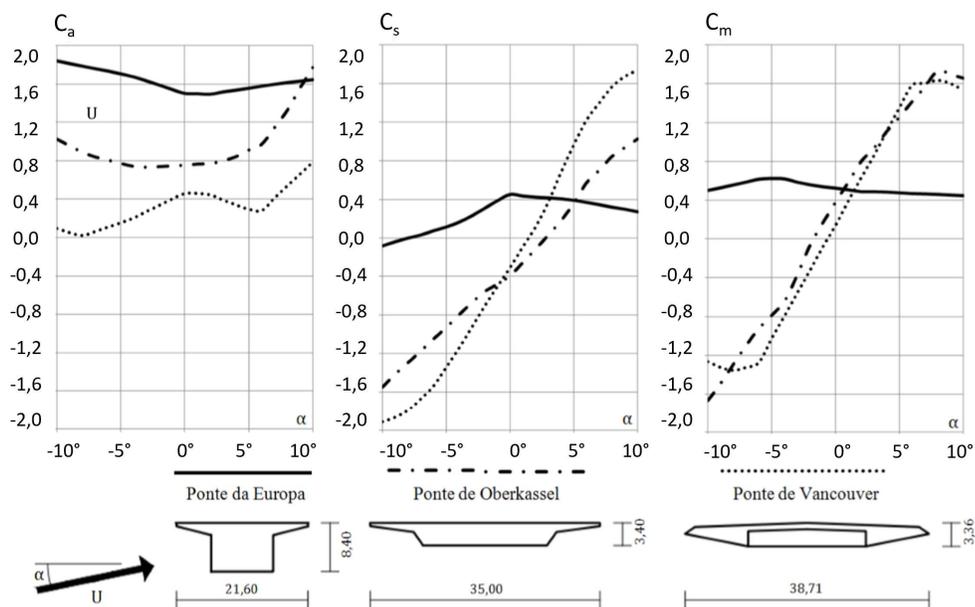
A figura 6.31 mostra o sinal aleatório que representa a componente de flutuação da velocidade do vento na direção vertical $w(t)$, obtida a partir da superposição dos 21 harmônicos.

Figura 6.31 – Histórico de velocidade flutuante de vento na direção vertical $w(t)$ 

(fonte: elaborada pela autora)

6.3.3 Carga de vento aplicada ao modelo

Para o cálculo das forças dinâmicas devidas ao vento é necessário conhecer além das componentes das velocidades flutuantes na direção longitudinal $u(t)$ e vertical $w(t)$, também os coeficientes aerodinâmicos. Na ausência de resultados de ensaio de túnel de vento, os coeficientes aerodinâmicos C_a , C_s e C_m podem ser obtidos através de valores determinados para estruturas com geometrias semelhantes, com comportamento aerodinâmico conhecido. A figura 6.32 apresenta os coeficientes aerodinâmicos de três pontes existentes.

Figura 6.32 – Coeficientes aerodinâmicos C_a , C_s e C_m em função do ângulo de ataque α para as Ponte da Europa (Áustria), de Oberkassel (Alemanha) e de Vancouver (Canadá)

(fonte: WALTHER, 1994)

Como para a Ponte do Saber não foram realizados ensaios aerodinâmicos, os coeficientes C_a , C_s e C_m , considerados nos cálculos, para um ângulo de ataque $\alpha = 0^\circ$ (e suas derivadas com relação a α) são retirados das curvas encontradas na literatura para a Ponte da Europa, a qual possui uma seção transversal com forma mais aproximada à seção de estudo. Seus valores são também descritos no quadro 6.10.

Quadro 6.10 – Coeficientes aerodinâmicos C_a , C_s e C_m em função do ângulo de ataque α considerados nos cálculos das forças de vento

α	C_a	C_s	C_m	$\partial C_a / \partial \alpha$	$\partial C_s / \partial \alpha$	$\partial C_m / \partial \alpha$
0°	1,500	0,453	0,524	-0,229	3,724	-0,802

(fonte: adaptado de CURI, 2015)

Com os valores dos coeficientes aerodinâmicos já determinados, as forças devidas às flutuações $u(t)$ e $w(t)$ da velocidade do vento ($F_x(t)$, $F_z(t)$ e $M_y(t)$), foram calculadas. Neste trabalho, considerou-se o carregamento atuante apenas no tabuleiro, sendo o mesmo concentrado nos nós centrais de cada elemento finito.

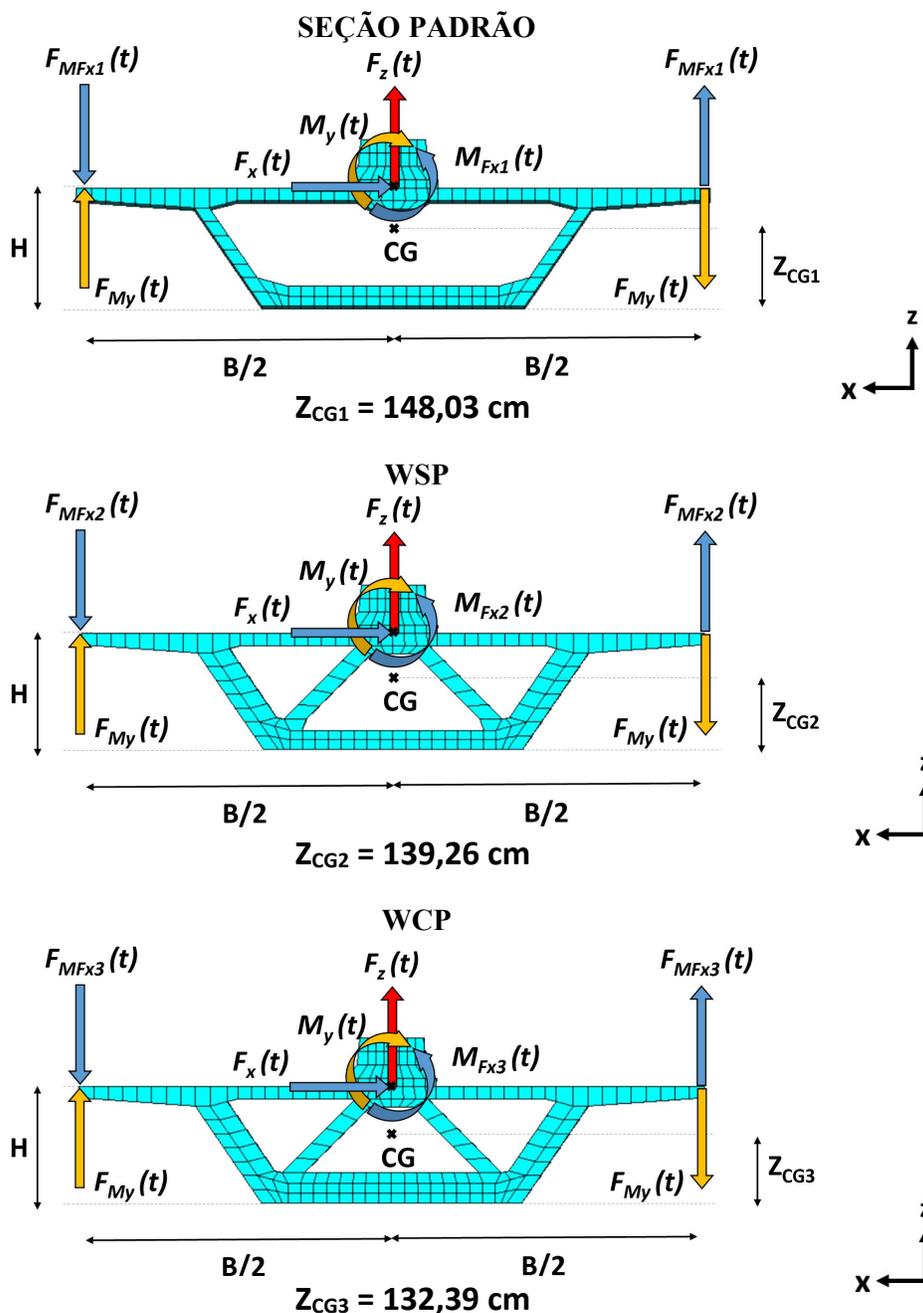
Na modelagem computacional, as três forças aerodinâmicas devidas às flutuações $u(t)$ e $w(t)$ da velocidade do vento, $F_x(t)$, $F_z(t)$ e $M_y(t)$, foram aplicadas na metade da seção transversal, nos nós localizados na ligação entre o tabuleiro e a viga de enrijecimento. Como o local correto de aplicação destas cargas seria no centro geométrico (CG) da seção transversal do tabuleiro da ponte, juntamente com a força $F_x(t)$ foi aplicado um momento $M_{Fxi}(t)$, referente à transladação desta força, em forma de um binário de cargas verticais $F_{MFxi}(t)$, atuantes nas extremidades da seção transversal. Isto foi necessário, uma vez que não foi possível aplicar diretamente o momento $M_{Fxi}(t)$ no referido nó, já que o elemento SOLID186 apresenta apenas três graus de liberdade por nó, sendo estes as translações segundo X, Y e Z. A relação utilizada para o cálculo destas forças equivalentes, está descrita nas equações 6.10 a 6.12. Para cada uma das três seções transversais diferentes da ponte (padrão, WSP e WCP), foi determinada, portanto, a posição do centro geométrico Z_{CGi} , conforme apresenta a figura 6.33.

$$M_{Fxi}(t) = F_x(t)(H - Z_{CGi}) \quad (\text{equação 6.10})$$

$$F_{MFxi}(t) \frac{B}{2} + F_{MFxi}(t) \frac{B}{2} = M_{Fxi}(t) \quad (\text{equação 6.11})$$

$$F_{MFxi}(t) = \frac{M_{Fxi}(t)}{B} \quad (\text{equação 6.12})$$

Figura 6.33 – Sistema de coordenadas para a formulação das forças aerodinâmicas devidas às flutuações $u(t)$ e $w(t)$ da velocidade do vento sobre o tabuleiro, na região das seções transversais da ponte



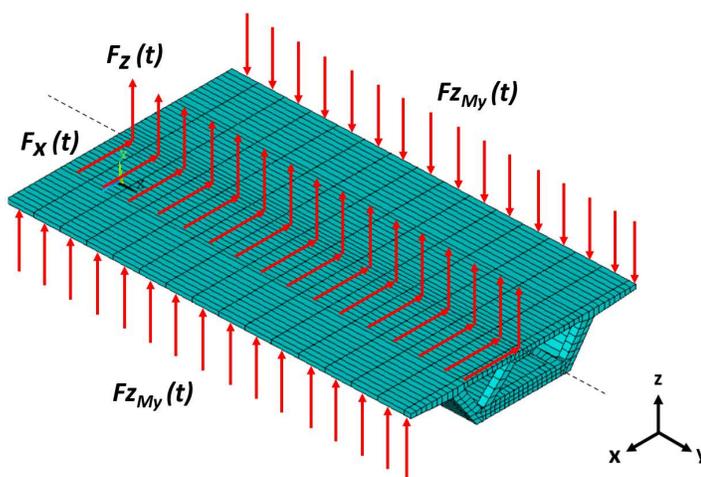
☐ (fonte: elaborada pela autora)

O momento em torno do eixo y $M_y(t)$, foi representado de maneira semelhante ao momento $M_{Fxi}(t)$, através de um binário de cargas verticais $F_{My}(t)$, atuantes nas extremidades da seção transversal (equação 6.13). A figura 6.34 mostra a forma como o carregamento foi considerado no modelo computacional, ilustrada em uma aduela sem a representação da viga de enrijecimento central, para melhor visualização dos vetores. Nas extremidades da seção transversal da ponte foi aplicada apenas a força resultante $F_{ZMy}(t)$, referentes aos binários de carregamento gerados pelos momentos $M_{Fxi}(t)$ e $M_y(t)$, conforme apresenta a equação 6.14.

$$F_{My}(t) = \frac{M_y(t)}{B} \quad (\text{equação 6.13})$$

$$F_{ZMy}(t) = F_{My}(t) + F_{MFxi}(t) \quad (\text{equação 6.14})$$

Figura 6.34 – Sistema de coordenadas para a formulação das forças aerodinâmicas devidas às flutuações $u(t)$ e $w(t)$ da velocidade do vento sobre a aduela inicial do tabuleiro

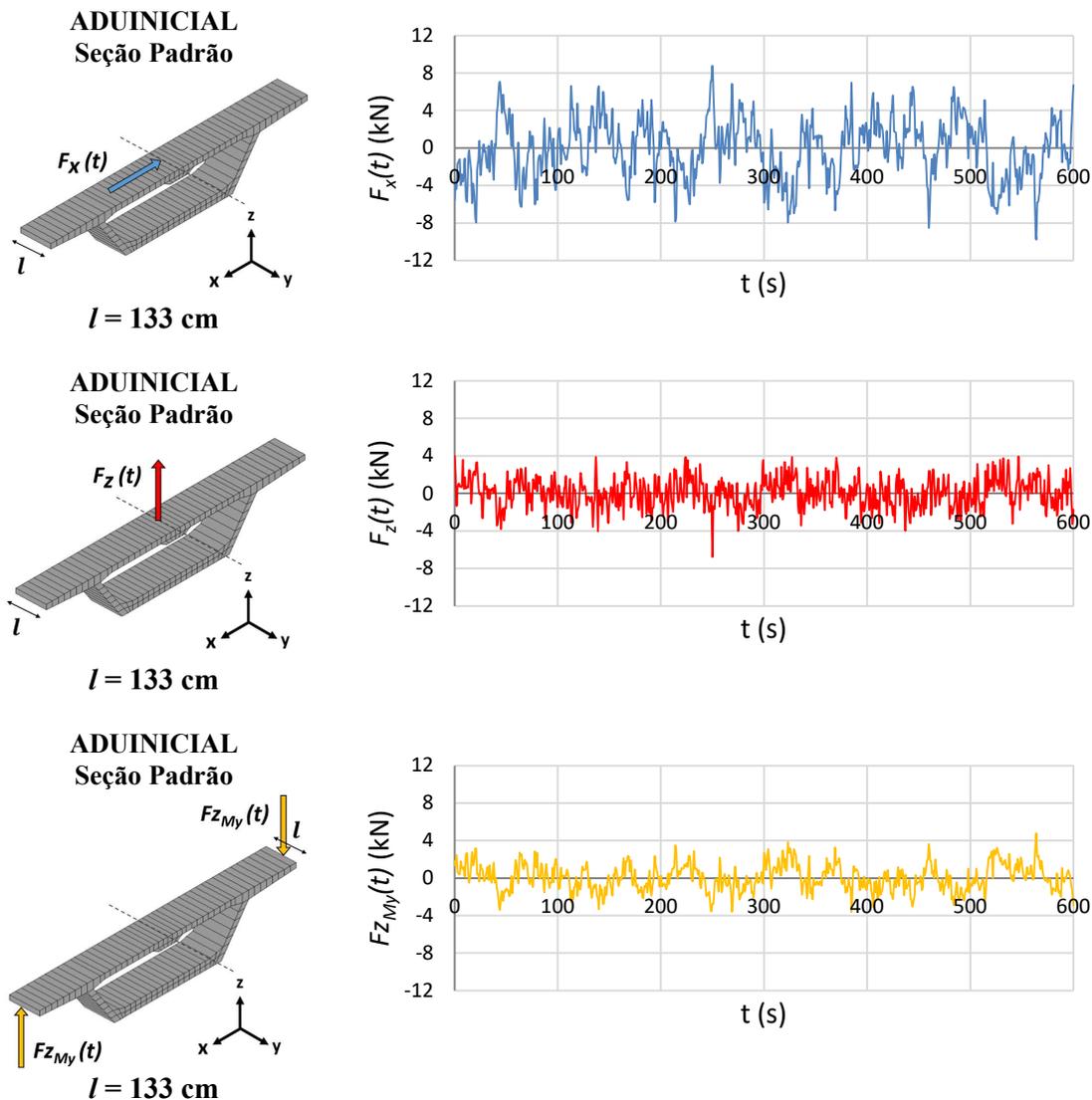


(fonte: elaborada pela autora)

A figura 6.35 apresenta um exemplo das forças de vento flutuantes em função do tempo ($F_x(t)$, $F_z(t)$ e $F_{ZMy}(t)$), aplicadas nos nós correspondentes à seção padrão da aduela inicial da Ponte do Saber no modelo computacional. Estes carregamentos foram gerados a partir de uma certa frequência f , que corresponde à frequência fundamental da ponte, em sua etapa construtiva correspondente ao caso 17. Como cada aduela desta ponte pode ser formada por seções padrão e seções enrijecidas (WCP e WSP), com faixas de elementos finitos de diferentes comprimentos l , conforme apresenta o quadro 6.10, cada variação de tamanho de elemento recebe um

carregamento diferenciado. O roteiro para a introdução destes carregamentos no ANSYS está descrito no APÊNDICE A.

Figura 6.35 – Forças de vento flutuante aplicadas nos nós correspondentes à seção padrão da aduela inicial da Ponte do Saber, em fase final de construção



(fonte: elaborada pela autora)

Sendo assim, uma série de carregamentos distintos foi gerada, os quais variavam em função da fase construtiva a ser analisada, da direção de aplicação desta força e do nó de concentração do carregamento. Além disso, para cada etapa de cálculo, foi criada uma carga de vento com frequências correspondentes aos valores dos primeiros modos de vibração da estrutura.

Quadro 6.10 – Geometria das aduelas

ADUELAS	COMPOSIÇÃO	COMPRIMENTO TOTAL (cm)	NÚMERO DE FAIXAS DE ELEMENTOS	COMPRIMENTO DE CADA FAIXA DE ELEMENTO (l) (cm)
ADUINICIAL	INICIAL (padrão)	1.995	15	133
	WCP	35	1	35
ADU01	01A (padrão)	465	3	155
	WSP	35	1	35
ADU14	01B (padrão)	465	3	155
	WCP	35	1	35
ADUFINAL	FINAL (padrão)	1.016	8	127

(fonte: elaborado pela autora)

Em relação às forças aerodinâmicas devidas à ação estática do vento F_a , F_s e M_t , as mesmas também foram aplicadas na metade da seção transversal, nos nós superiores do tabuleiro. Juntamente com a força F_a foi aplicado um momento M_{ai} , referente à transladação desta força, a partir do centro geométrico da seção, em forma de um binário de cargas verticais $F_{Mai}(t)$, atuantes nas extremidades da seção transversal. A relação utilizada para o cálculo destas forças equivalentes, está descrita nas equações 6.15 a 6.17.

$$M_{ai} = F_a(H - Z_{CGi}) \quad (\text{equação 6.15})$$

$$F_{Mai} \frac{B}{2} + F_{Mai} \frac{B}{2} = M_{ai} \quad (\text{equação 6.16})$$

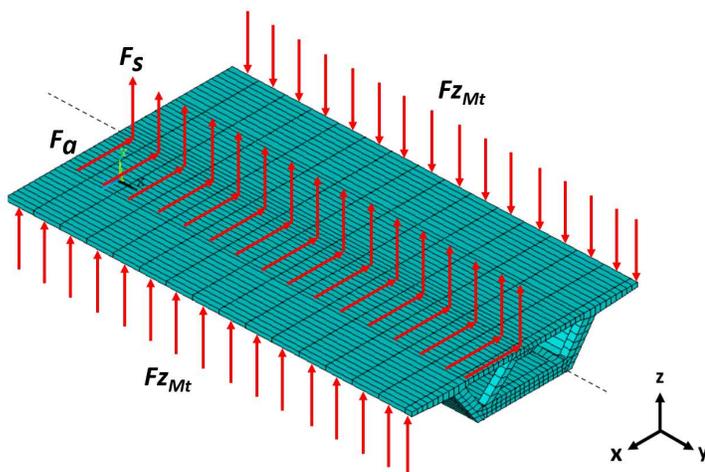
$$F_{Mai} = \frac{M_{ai}}{B} \quad (\text{equação 6.17})$$

O momento em torno do eixo y M_t , foi representado através de um binário de cargas verticais F_{Mt} , atuantes nas extremidades da seção transversal (equação 6.18). A figura 6.36 mostra a forma como o carregamento foi considerado no modelo computacional, ilustrada em uma aduela sem a representação da viga de enrijecimento central, para melhor visualização dos vetores. Nas extremidades da seção transversal da ponte foi aplicada apenas a força resultante Fz_{Mt} , referente aos binários de carregamento gerados pelos momentos M_{ai} e M_t , conforme apresenta a equação 6.19.

$$F_{Mt} = \frac{M_t}{B} \quad (\text{equação 6.18})$$

$$Fz_{Mt} = F_{Mt} + F_{Mai} \quad (\text{equação 6.19})$$

Figura 6.36 – Sistema de coordenadas para a formulação das forças aerodinâmicas devidas à ação estática do vento sobre a aduela inicial do tabuleiro



(fonte: elaborada pela autora)

Já as forças aerodinâmicas devidas ao vento turbulento ($F_a(t)$, $F_s(t)$ e $M_t(t)$), foram geradas pela superposição das forças de auto-excitação, funções da velocidade média \bar{U} , e das forças devidas às componentes flutuantes da velocidade $u(t)$ e $w(t)$. Ou seja, as forças aerodinâmicas devido ao vento turbulento são caracterizadas pelas flutuações da velocidade do vento em torno da velocidade média \bar{U} .

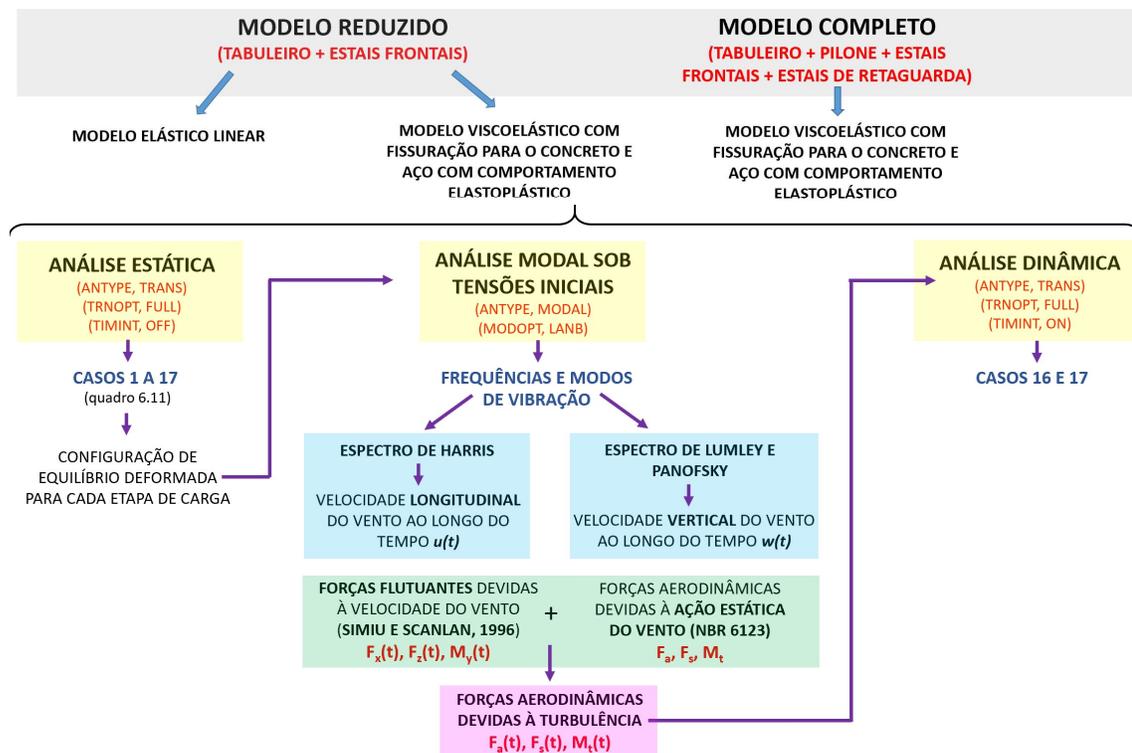
De forma resumida, neste trabalho, as etapas de cálculo foram constituídas inicialmente por uma análise estática, com o objetivo de obter as forças axiais atuantes nos cabos, bem como as tensões e deformações resultantes nos elementos de concreto, devido aos efeitos construtivos. Para o modelo reduzido da ponte foi realizado um estudo comparativo considerando inicialmente os materiais com comportamento elástico linear e, numa segunda fase, considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto e elastoplástico para as armaduras ativas e passivas. No modelo reduzido, essa configuração de equilíbrio foi alcançada através da protensão nos estais de forma a anular os deslocamentos do tabuleiro, visando aproximar o greide de lançamento no ANSYS ao greide geométrico de projeto. Já para o modelo completo da ponte, o objetivo foi realizar a protensão nos estais de forma que a tensão nos cabos, para cada etapa de ativação destes elementos se aproximasse das tensões de projeto.

A aplicação da protensão dos estais resulta, conseqüentemente, em esforços de compressão elevados no tabuleiro da ponte, diminuindo assim a rigidez da estrutura. Desta forma, as frequências de excitação da ponte sob tensões iniciais (estais tensionados) acabam sendo mais

baixas, o que torna fundamental realizar a análise modal do conjunto a partir da configuração de equilíbrio obtida em cada etapa de cálculo. De posse do modelo modal, é possível obter as frequências e os modos de vibração correspondentes a cada fase construtiva, e assim possibilitar a geração do carregamento do vento atuante sobre o tabuleiro da ponte, através da utilização dos espectros teóricos potência.

Sendo assim, a partir do modelo de carregamento não determinístico gerado pelo método do vento sintético, foi possível realizar a análise dinâmica da estrutura no domínio do tempo, com as forças de vento aplicadas como funções variáveis num período de 10 minutos. Essa simulação foi realizada para todos os modelos analisados em duas situações críticas da montagem, correspondentes a etapa que antecede o fechamento do vão principal (caso 16) e a etapa correspondente à modelagem da ponte completa (caso 17). A figura 6.37 apresenta o fluxograma com as etapas de cálculo. A análise detalhada dos resultados obtidos nestas simulações está descrita no capítulo seguinte.

Figura 6.37 – Fluxograma das etapas de cálculo do trabalho



(fonte: elaborada pela autora)

7 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DO SABER

A seguir serão apresentados os resultados obtidos através da análise das etapas construtivas da Ponte do Saber, para o modelo reduzido e para o modelo completo lançado no ANSYS. As etapas de cálculo foram constituídas inicialmente por uma análise estática, com o objetivo de obter as forças axiais atuantes nos cabos, bem como as tensões e deformações resultantes nos elementos de concreto, devido aos efeitos construtivos. Na sequência, foram determinados os modelos modais das etapas construtivas da ponte, a fim de se obter uma caracterização dinâmica para esta estrutura. De posse do modelo modal, foi possível realizar a análise dinâmica da estrutura no domínio do tempo, sendo as forças de vento geradas pelo método do vento sintético, aplicadas como funções variáveis num período de 10 minutos.

Desta forma, para o desenvolvimento inicial deste estudo, foram elaboradas diversas análises numéricas até a obtenção da configuração final da estrutura. Com o objetivo de apresentar a experiência adquirida, são informados, na tabela 7.1, os tempos médios de processamento computacional necessários para a geração dos resultados.

Tabela 7.1 – Tempo médio de cada análise realizada

TIPO DE ANÁLISE	MODELO REDUZIDO	MODELO COMPLETO
Estática	12 horas	120 horas (5 dias)
Modal	30 minutos / etapa	60 minutos / etapa
Dinâmica	24 horas / etapa	336 horas (14 dias) / etapa

(fonte: elaborada pela autora)

As análises numéricas do modelo reduzido foram executadas utilizando o *software* ANSYS, versão 14.2, em um *notebook* com sistema operacional *Microsoft Windows 10 Professional*, processador *Intel Core i7* e 16 GB de memória RAM. As simulações numéricas do modelo completo foram realizadas na versão 19.2 do *software* ANSYS, com o uso de um dos computadores do CEMACOM/UFRGS, cujas especificações são: 64 GB de memória RAM, dois processadores *Intel Xeon*, com um total de 24 núcleos de processamento, e sistema operacional *Windows 7 (64 bits)*. O número de núcleos de processamento utilizados foram 16, sendo este o maior valor operacional disponível no ANSYS.

7.1 MODELO REDUZIDO

Para a simulação numérica das etapas construtivas da Ponte do Saber, referente ao modelo reduzido realizado no *software* ANSYS, como o pilone e os estais de retaguarda da ponte não foram representados na análise em elementos finitos, os casos de carga considerados neste exemplo seguiram a mesma numeração indicada no quadro 6.8, porém com uma sequência executiva diferente. Neste caso, como mostra o quadro 7.1, as etapas de cálculo foram divididas em 62 passos de carga, com duração total de 278 dias, sendo que a ativação de cada aduela de 10 metros de comprimento (tipo A e tipo B) foi feita em uma fase única.

Quadro 7.1 – Descrição das etapas de cálculo para o modelo reduzido no ANSYS

CASOS	ELEMENTOS ATIVADOS	PASSOS DE CARGA	DESCRIÇÃO	TEMPOS DOS CASOS DE CARGA	
				DURAÇÃO (DIAS)	DURAÇÃO ACUMULADA (DIAS)
<u>1</u>	PILONE + ADUENTORNO	-	NÃO REALIZADA	-	-
<u>2</u>	ADUINICIAL ESTAI T04	1	ATIVA ADUINICIAL	27	27
		2	PP ADUINICIAL	0,4	27,4
		3	ESTAIAIMENTO T04	0,4	27,8
		4	PP TRELIÇA EM P04	0,2	28
<u>3</u>	ADU01 ESTAI T05	5	ATIVA ADU01	52	80
		6	PP ADU01	0,4	80,4
		7	ESTAIAIMENTO T05	0,4	80,8
		8	PP TRELIÇA EM P05	0,2	81
<u>4</u>	ADU02 ESTAI T06	9	ATIVA ADU02	11	92
		10	PP ADU02	0,4	92,4
		11	ESTAIAIMENTO T06	0,4	92,8
		12	PP TRELIÇA EM P06	0,2	93
<u>5</u>	ADU03 ESTAI T07	13	ATIVA ADU03	11	104
		14	PP ADU03	0,4	104,4
		15	ESTAIAIMENTO T07	0,4	104,8
		16	PP TRELIÇA EM P07	0,2	105
<u>6</u>	ADU04 ESTAI T08	17	ATIVA ADU04	11	116
		18	PP ADU04	0,4	116,4
		19	ESTAIAIMENTO T08	0,4	116,8
		20	PP TRELIÇA EM P08	0,2	117
<u>7</u>	ADU05 ESTAI T09	21	ATIVA ADU05	9	126
		22	PP ADU05	0,4	126,4
		23	ESTAIAIMENTO T09	0,4	126,8
		24	PP TRELIÇA EM P09	0,2	127
<u>8</u>	ADU06 ESTAI T10	25	ATIVA ADU06	10	137
		26	PP ADU06	0,4	137,4
		27	ESTAIAIMENTO T10	0,4	137,8
		28	PP TRELIÇA EM P10	0,2	138

continua

continuação

<u>9</u>	ADU07 ESTAI T11	29	ATIVA ADU07	9	147
		30	PP ADU07	0,4	147,4
		31	ESTAIAMENTO T11	0,4	147,8
		32	PP TRELIÇA EM P11	0,2	148
<u>10</u>	ADU08 ESTAI T12	33	ATIVA ADU08	17	165
		34	PP ADU08	0,4	165,4
		35	ESTAIAMENTO T12	0,4	165,8
		36	PP TRELIÇA EM P12	0,2	166
<u>11</u>	ADU09 ESTAI T13	37	ATIVA ADU09	8	174
		38	PP ADU09	0,4	174,4
		39	ESTAIAMENTO T13	0,4	174,8
		40	PP TRELIÇA EM P13	0,2	175
<u>12</u>	ADU10 ESTAI T14	41	ATIVA ADU10	8	183
		42	PP ADU10	0,4	183,4
		43	ESTAIAMENTO T14	0,4	183,8
		44	PP TRELIÇA EM P14	0,2	184
<u>13</u>	ADU11 ESTAI T15	45	ATIVA ADU11	13	197
		46	PP ADU11	0,4	197,4
		47	ESTAIAMENTO T15	0,4	197,8
		48	PP TRELIÇA EM P15	0,2	198
<u>14</u>	ADU12 ESTAI T16	49	ATIVA ADU12	33	231
		50	PP ADU12	0,4	231,4
		51	ESTAIAMENTO T16	0,4	231,8
		52	PP TRELIÇA EM P16	0,2	232
<u>15</u>	ADU13 ESTAI T17	53	ATIVA ADU13	14	246
		54	PP ADU13	0,4	246,4
		55	ESTAIAMENTO T17	0,4	246,8
		56	PP TRELIÇA EM P17	0,2	247
<u>16</u>	ADU14 ESTAI T18	57	ATIVA ADU14	15	262
		58	PP ADU14	0,4	262,4
		59	ESTAIAMENTO T18	0,4	262,8
		60	PP TRELIÇA EM P18	0,2	263
<u>17</u>	ADUFINAL	61	ATIVA ADUFINAL	14	277
		62	PP ADUFINAL	1	278

(fonte: elaborado pela autora)

Assim como no modelo completo, a sequência construtiva adicionada no modelo reduzido em elementos finitos seguiu as datas indicadas nos dados de acompanhamento de obra. Desta forma, a concretagem da aduela inicial e das quatorze aduelas da Ponte do Saber, bem como a protensão dos estais frontais foram considerados de forma semelhante à descrição indicada na figura 6.21, mas apresentando as seguintes alterações:

- a) ETAPA 1: aplicação da carga de peso próprio da treliça de lançamento (PP TRELIÇA) na extremidade da aduela atual;
- b) ETAPA 2: simulação da concretagem do trecho total da próxima aduela. Para isto, é feita a ativação do segmento de 10 metros de comprimento, para que, a

partir desta data, os efeitos do tempo possam ser considerados neste grupo de elementos. Nesta etapa, a carga de peso próprio da aduela em execução é aplicada sobre a treliça que está apoiada na aduela anterior, e é responsável pelo escoramento do conjunto;

- c) ETAPA 3: a aduela ativada na etapa 2 passa a suportar o seu peso próprio, sendo que esta parcela de carregamento é agora retirada da treliça que está posicionada na extremidade da aduela anterior;
- d) ETAPA 4: ativação e protensão do estai frontal.

A análise de resultados, apresentada a seguir, tem o objetivo de verificar a influência da consideração do comportamento não linear dos materiais na determinação do plano de estaiamento de uma ponte, bem como identificar as diferenças de comportamento deste tipo de estrutura, quando submetida às ações dinâmicas do vento. Para o modelo reduzido da Ponte do Saber, foi realizado um estudo comparativo considerando inicialmente os materiais com comportamento elástico linear e, numa segunda fase, considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto e elastoplástico para as armaduras ativas e passivas, sendo os modelos de materiais introduzidos através da rotina USERMAT. Estas duas simulações são indicadas nos itens a seguir, respectivamente, com a nomenclatura ANSYS (ELÁSTICO) e ANSYS (VISCO). Para ambas as análises a simulação das etapas construtivas foi feita através do uso dos elementos de ativação e desativação do programa (*Birth and Death elements*).

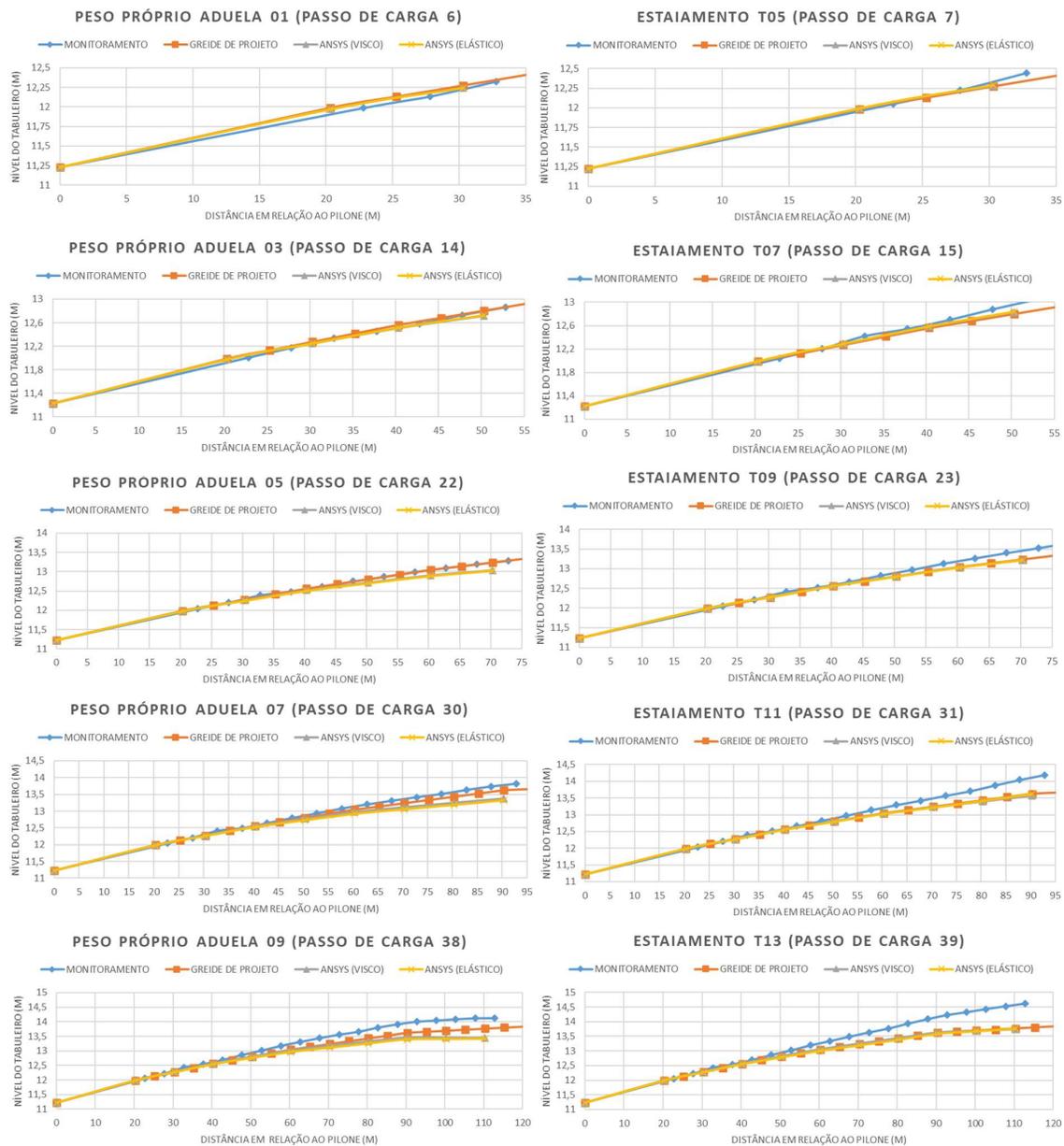
7.1.1 Análise estática através do MEF

Na análise estática, realizada no modelo reduzido em elementos finitos da Ponte do Saber, as etapas de cálculo foram simuladas de forma que a força de protensão aplicada nos estais frontais fosse suficiente para anular os deslocamentos verticais do tabuleiro, gerados pela aplicação do peso próprio das aduelas. Sendo assim, a premissa adotada ao longo das simulações foi de que após a operação de estaiamento, o greide de lançamento das aduelas retornasse para o greide geométrico.

As figuras 7.1 e 7.2 mostram as curvas de elevação do tabuleiro registradas após a aplicação do peso próprio de cada aduela, e a protensão do estai correspondente, indicando o passo de carga em que os resultados foram lidos no *software* ANSYS. Nestes diagramas é feito um estudo comparativo entre a posição do greide geométrico prevista em projeto, identificado no gráfico como greide de projeto; a elevação medida em obra, durante o monitoramento das fases

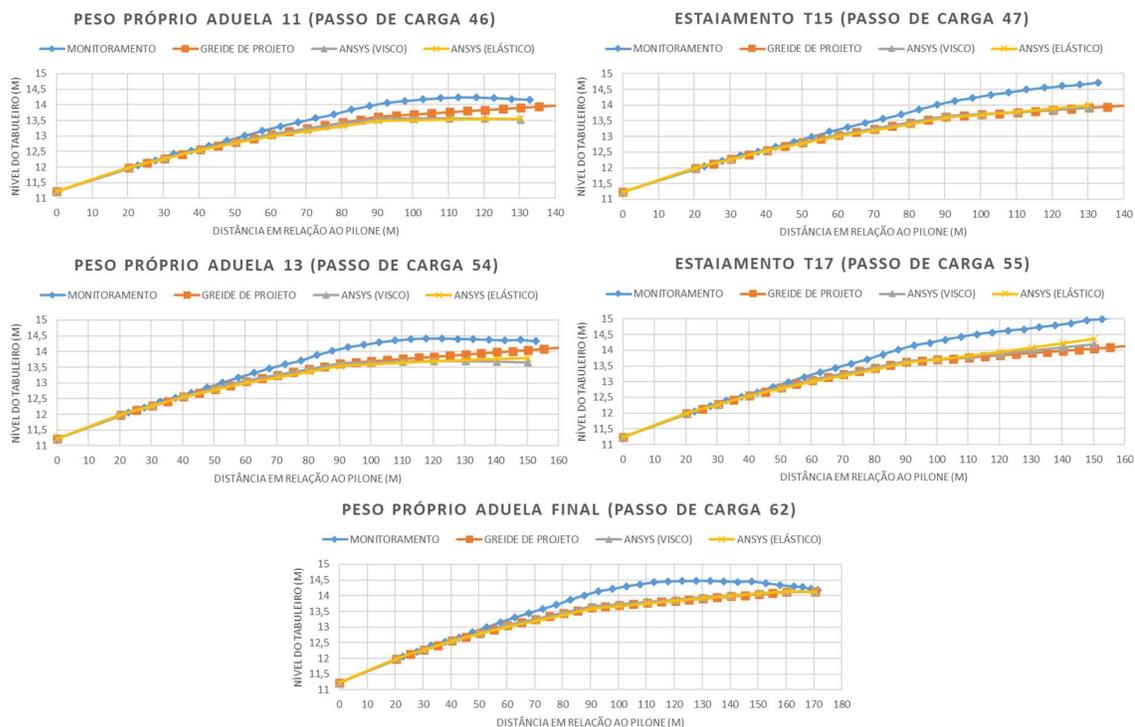
construtivas; e ainda os resultados gerados pelo modelo em elementos finitos. Nota-se que a premissa adotada inicialmente foi respeitada ao longo da análise computacional, sendo possível observar a sobreposição das curvas ANSYS (VISCO), ANSYS (ELÁSTICO) e greide geométrico em quase todos os casos de carga relativos à operação de estaiamento.

Figura 7.1 – Diagramas de elevação do tabuleiro obtidos após a finalização da concretagem e da operação de estaiamento das aduelas 01 a 09



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.2 – Diagramas de elevação do tabuleiro obtidos após a finalização da concretagem e da operação de estaiamento da aduela 11 até o fechamento do vão estaiado



(fonte: elaborada pela autora)

No entanto, no modelo em elementos finitos foi possível observar que, a partir do passo de carga 51, correspondente ao estaiamento de T16, a operação de protensão dos estais finais precisou ser realizada de forma que o greide de lançamento das aduelas ficasse posicionado acima do greide geométrico. Esta diferença de greide foi necessária para que, no instante de fechamento do vão, a configuração final do tabuleiro fosse correspondente às cotas previstas no projeto inicial, conforme pode ser observado no diagrama correspondente ao passo de carga 62 da figura 7.2. Caso fosse aplicada a anulação dos deslocamentos do tabuleiro até a finalização do plano de estaiamento, o greide final da ponte apresentaria maiores diferenças em relação ao greide geométrico original. Conforme apresentado no capítulo 6 deste trabalho, este critério também foi adotado em projeto, uma vez que, na etapa de finalização da execução das aduelas foi previsto um desnível de 23,5 cm acima do apoio P0 (GOMES, 2013).

Em relação à curva obtida pelo monitoramento, pode-se observar que ela se aproxima do greide geométrico apenas nas etapas iniciais da montagem da ponte. Após a concretagem da aduela 05 e estaiamento de T09, é possível notar que o afastamento entre os valores lidos no monitoramento em relação ao greide geométrico torna-se mais significativo, e que esta

diferença é mantida ao longo de todas as etapas construtivas seguintes. Ainda com base nas informações coletadas durante o monitoramento, pode-se observar que, na fase final do processo executivo da estrutura, o desnível medido na extremidade do tabuleiro em relação ao apoio P0 foi de 63,2 cm, o que difere da estimativa inicial de projeto. Este fato pode ter ocorrido basicamente pelas seguintes hipóteses principais:

- a) As tensões aplicadas nos estais não seguiram os valores de projeto;
- b) O plano de estaiamento foi feito com estimativas exageradas de protensão nos estais;
- c) Durante a construção, o tabuleiro da ponte não estava com a mesma rigidez prevista no projeto estrutural.

Para entender o real motivo das diferenças observadas, foi necessário realizar inicialmente um estudo relativo às tensões instaladas nos estais da ponte, e verificar se as forças de protensão aplicadas nos estais durante a obra seguiram o plano de estaiamento definido em projeto. Desta forma, este fato será novamente abordado nas próximas análises realizadas neste estudo.

Nos modelos reduzidos analisados no ANSYS, a força de protensão inicial nos estais foi introduzida de forma indireta, através da aplicação de deslocamentos nas direções dos eixos Y e Z, no nó correspondente ao ponto onde o estai se conecta à torre. Sendo assim, as análises numéricas para cada fase construtiva da Ponte do Saber foram realizadas de forma iterativa, ajustando a tensão inicial nos estais frontais até que a posição das aduelas estivesse compatível com a configuração prevista em projeto (greide geométrico). Os quadros 7.2 e 7.3 apresentam os valores dos deslocamentos nas direções dos eixos Y (Δy) e Z (Δz), aplicados em cada nó, no instante da protensão do estai, para os dois modelos de materiais analisados.

Com base nos valores apresentados nos quadros 7.2 e 7.3 pode-se concluir inicialmente que, apesar das análises realizadas para os dois modelos de materiais terem sido feitas com o mesmo objetivo, ou seja, retornar o tabuleiro para o greide geométrico durante a operação de estaiamento, os valores de deslocamentos impostos nos estais do modelo simulado com materiais de comportamento não linear foram menores do que no modelo com materiais em regime elástico linear. Para entender melhor este comportamento, são apresentados a seguir os resultados de deslocamentos observados no tabuleiro ao longo das fases construtivas da ponte.

Quadro 7.2 – Descrição dos deslocamentos aplicados nos nós dos estais T04 a T11 no modelo em elementos finitos

MODELO REDUZIDO VISCOELÁSTICO								
	T04	T05	T06	T07	T08	T09	T10	T11
Δy (cm)	-5,8	-11,6	-14,1	-16,9	-18,9	-19,8	-20,1	-27,4
Δz (cm)	6,3	9,7	9,9	10,6	10,9	10,6	10,2	13,4
MODELO REDUZIDO ELÁSTICO LINEAR								
	T04	T05	T06	T07	T08	T09	T10	T11
Δy (cm)	-6,7	-13,3	-16,2	-19,4	-21,7	-22,8	-24,1	-32,9
Δz (cm)	7,2	11,2	11,4	12,2	12,5	12,2	12,2	16,1

(fonte: elaborado pela autora)

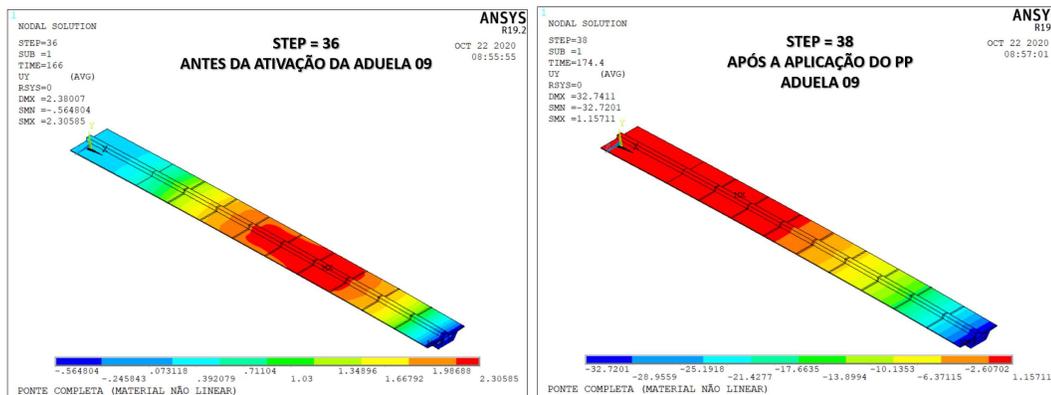
Quadro 7.3 – Descrição dos deslocamentos aplicados nos nós dos estais T12 a T18 no modelo em elementos finitos

MODELO REDUZIDO VISCOELÁSTICO							
	T12	T13	T14	T15	T16	T17	T18
Δy (cm)	-24,3	-34,1	-36,5	-41,0	-49,5	-56,0	-52,1
Δz (cm)	11,4	15,6	16,3	17,9	21,2	23,6	21,6
MODELO REDUZIDO ELÁSTICO LINEAR							
	T12	T13	T14	T15	T16	T17	T18
Δy (cm)	-29,2	-40,9	-43,8	-49,2	-59,4	-64,4	-59,9
Δz (cm)	13,7	18,7	19,6	21,5	25,4	27,1	24,8

(fonte: elaborado pela autora)

A figura 7.3 mostra os deslocamentos observados na extremidade do tabuleiro da ponte durante a aplicação do peso próprio da aduela 09, considerando o comportamento viscoelástico com fissuração para o concreto. Desta forma, no passo de carga 36, referente à etapa que antecede a ativação dos elementos da aduela 09, pode-se observar que a extremidade desta aduela apresenta um deslocamento vertical quase nulo em relação ao greide geométrico, sendo igual a -0,6 cm. Já no final do passo de carga 38, correspondente a etapa de aplicação do peso próprio da aduela 09, após a passagem de 8 dias, este deslocamento vertical atinge o valor -32,7 cm, em relação à posição do greide original. Ou seja, pode-se dizer que, durante a simulação da concretagem da aduela 09 no modelo em elementos finitos, a variação de deslocamento vertical observada na extremidade da aduela 09 foi de - 32,1 cm. Em relação ao modelo simulado no ANSYS que foi representado por materiais elásticos lineares, para a mesma condição de carregamento, esta variação de deslocamentos verticais foi menor e igual a - 31,3 cm. Este comportamento já era esperado, uma vez que é possível observar as diferenças relativas ao efeito da consideração da deformação lenta sobre os materiais, indicando a sensibilidade do modelo frente aos efeitos do tempo.

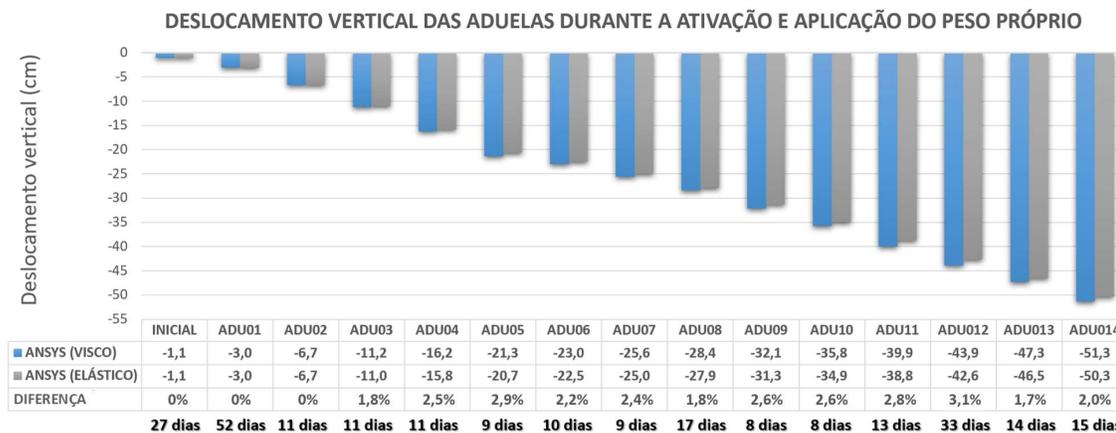
Figura 7.3 – Deslocamentos verticais (cm) obtidos no tabuleiro do modelo reduzido do ANSYS, considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto; para os passos de carga 36 e 38



(fonte: elaborada pela autora)

A figura 7.4 mostra o resumo dos deslocamentos verticais observados em cada aduela, para os dois modelos reduzidos simulados no *software* ANSYS, durante o período de ativação e aplicação do peso próprio do respectivo segmento. Observa-se que os demais segmentos apresentaram um comportamento semelhante ao destacado para a aduela 09, indicando uma diferença pouco significativa na resultante dos deslocamentos entre os modelos.

Figura 7.4 – Deslocamentos verticais (cm) obtidos nas aduelas da Ponte do Saber, durante o período de ativação e aplicação do peso próprio do respectivo segmento

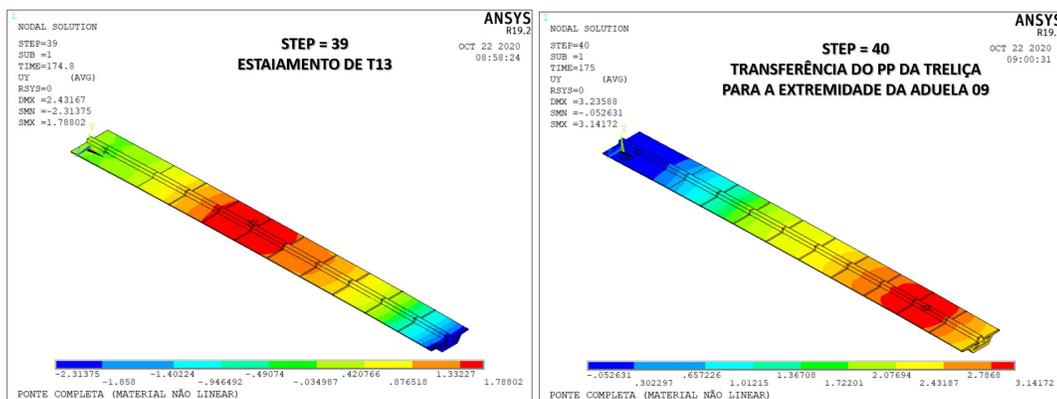


(fonte: elaborada pela autora)

A seguir é apresentada a análise realizada durante as fases correspondentes ao estaiamento do tabuleiro. A figura 7.5 mostra os deslocamentos observados na extremidade do tabuleiro após o estaiamento de T13, considerando o comportamento viscoelástico com fissuração para o

concreto. Desta forma, no passo de carga 39, referente ao final da aplicação da força de protensão no estai T13, a extremidade desta aduela apresenta um deslocamento vertical de -2,3 cm, em relação ao greide geométrico. Ou seja, quando comparado com o passo de carga anterior (*step* 38), a variação de deslocamento vertical que ocorre na aduela 09 é de + 30,4 cm. Após a protensão do estai, ocorre a passagem de tempo correspondente à transferência da carga de peso próprio da treliça até a extremidade da aduela recém executada. Nas análises realizadas nos modelos reduzidos em elementos finitos deste trabalho, este período foi considerado com duração padrão de 4,8 horas. O passo de carga 40, ilustrado na figura 7.5, representa esta fase construtiva, em que, mesmo com uma pequena variação de carregamento atuando no sentido gravitacional sobre a estrutura, a extremidade do tabuleiro da ponte continua se deslocando para cima. Este fenômeno é decorrente da componente de força vertical gerada pela operação de protensão do estai, que supera o peso próprio dos elementos em concreto e, por efeito da fluência rápida, permanece provocando deslocamentos no tabuleiro. Ao final desta etapa, pode-se observar que a extremidade desta aduela apresenta um deslocamento vertical de 2,5 cm, em relação ao greide geométrico; ou seja, a variação do deslocamento vertical observada na extremidade da aduela 09, durante o passo de carga 40, foi de + 4,8 cm.

Figura 7.5 – Deslocamentos verticais (cm) obtidos no tabuleiro do modelo reduzido do ANSYS, considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto; para os passos de carga 39 e 40

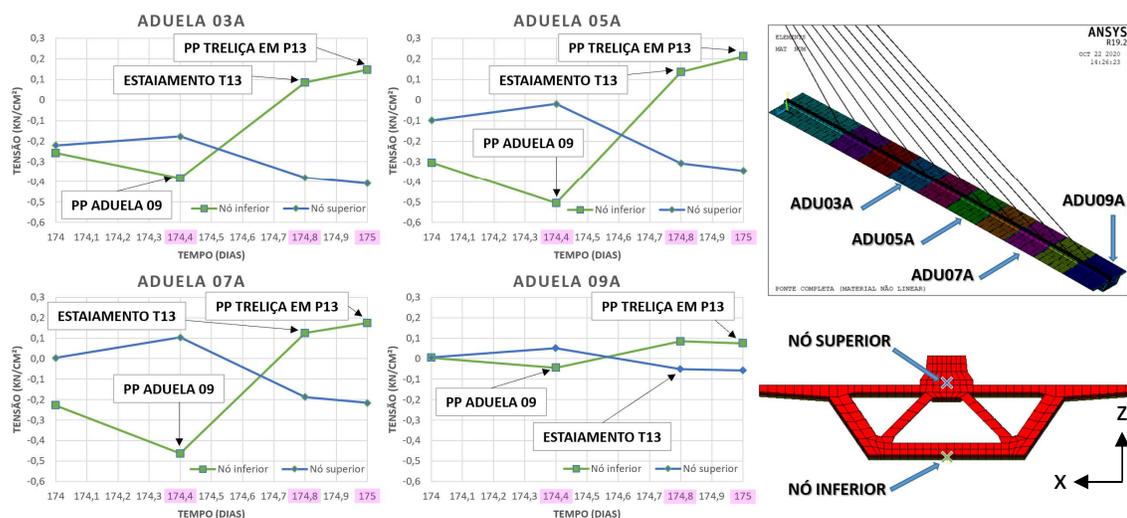


(fonte: elaborada pela autora)

Para comprovar este comportamento, a figura 7.6 mostra a evolução das tensões σ_y , observadas nos nós superior e inferior dos elementos de concreto, na extremidade das aduelas tipo A da Ponte do Saber, conforme as posições indicadas na própria figura, entre os passos de carga 37 a 40. Analisando estes diagramas é possível afirmar que, ao final da aplicação do peso próprio

da aduela 09 (*step* 37, aos 174,4 dias); os segmentos já concretados encontram-se com os nós inferiores mais comprimidos do que os nós superiores; indicando que o efeito da fluência é traduzido em uma deformação diferida orientada para baixo. Porém, com a aplicação da força de protensão no estai T13 (*step* 39, aos 174,8 dias); este comportamento na seção transversal do tabuleiro é invertido, tornado a fibra superior mais comprimida do que a inferior. Esta alteração é mantida no passo de carga seguinte (*step* 40), o que faz com que o efeito da fluência seja manifestado através do deslocamento do tabuleiro para cima.

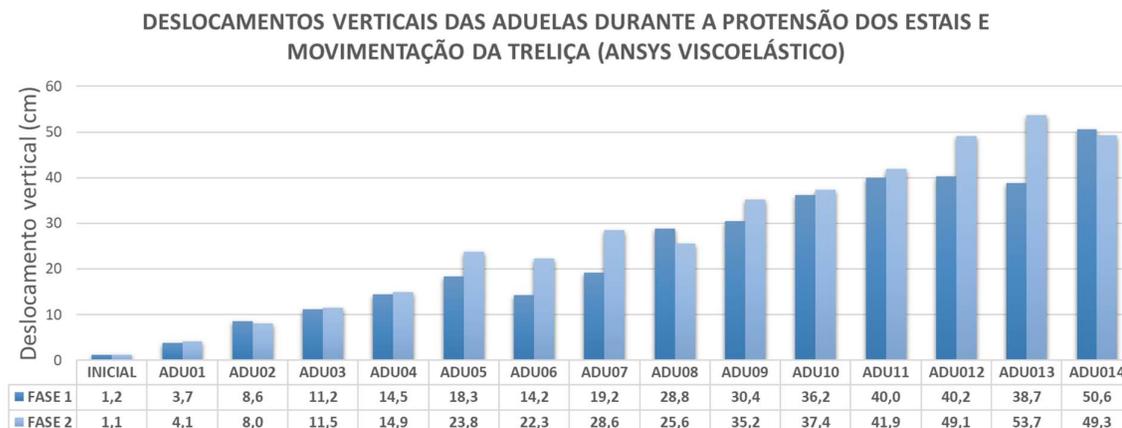
Figura 7.6 – Variação das tensões σ_y (kN/cm²) desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade das aduelas tipo A, considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto; entre os passos de carga 37 e 40



(fonte: elaborada pela autora)

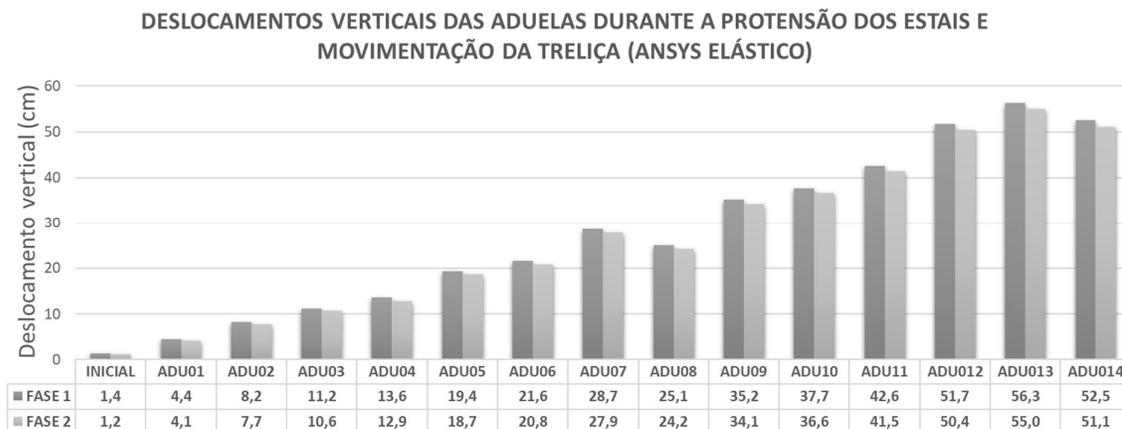
De modo geral pode-se dizer que, entre os passos de carga que simulam o final da protensão do estai frontal e o deslocamento da treliça lançadeira, é possível observar comportamentos distintos nos modelos simulados com os diferentes materiais. Para estes dois estágios de carregamento, caracterizados como FASE 1 e FASE 2, as figuras 7.7 e 7.8 ilustram os deslocamentos verticais retirados do modelo em elementos finitos realizado com material viscoelástico e elástico, respectivamente. Os resultados registrados para a FASE 1, correspondem à variação do deslocamento vertical, na extremidade de cada aduela recém ativada, durante a operação de protensão do respectivo estai. Já nos resultados indicados para o FASE 2, são acrescentados ou subtraídos os deslocamentos verticais correspondentes à fase de transferência da treliça de lançamento para a extremidade do tabuleiro em balanço.

Figura 7.7 – Deslocamentos verticais retirados do modelo reduzido em elementos finitos no ANSYS, considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto; entre as fases 1 e 2



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.8 – Deslocamentos verticais retirados do modelo reduzido em elementos finitos no ANSYS, considerando o modelo elástico linear para o concreto; entre as fases 1 e 2



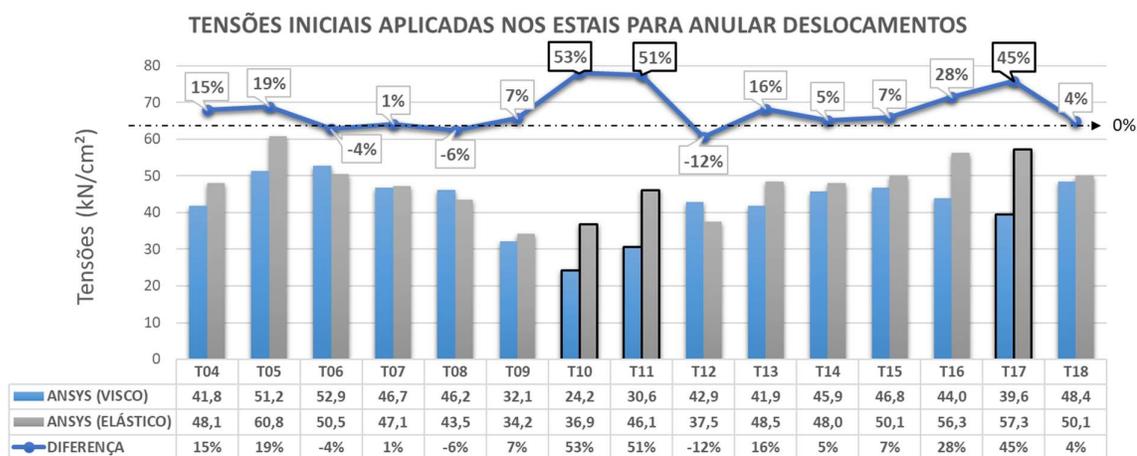
(fonte: elaborada pela autora)

No diagrama da figura 7.7, referente ao modelo de materiais viscoelástico, é possível notar que, entre as fases 1 e 2, após a aplicação da força de protensão no estai de cada aduela, estes segmentos permaneceram, na maioria dos casos, com uma resultante de deslocamentos para cima, de acordo com o que foi observado anteriormente para a aduela 09 (figura 7.5). Entretanto, para o modelo numérico realizado com materiais elásticos (figura 7.8), em todas as aduelas analisadas observou-se uma variação de deslocamentos verticais negativa. Sendo assim, o fato dos deslocamentos impostos nos estais do modelo com comportamento não linear

serem menores do que no modelo em regime elástico linear (quadros 7.2 e 7.3) pode ser justificado pois, após a finalização da operação de estaiamento, para o caso do modelo viscoelástico, ocorreu a recuperação dos deslocamentos na extremidade de diversas aduelas; e para o caso do modelo elástico linear, o comportamento observado foi o inverso. Conforme mostra a figura 7.7, estas diferenças foram mais relevantes nas aduelas 5, 6, 7, 12 e 13, referentes ao estaiamento de T09, T10, T11, T16 e T17, respectivamente.

O diagrama da figura 7.9, apresenta os valores das tensões iniciais, aplicadas nos estais frontais, para anular os deslocamentos das aduelas ao longo processo construtivo. Estas tensões foram registradas para as duas diferentes situações simuladas no modelo em elementos finitos, em que foi possível observar que, na maioria dos estais frontais analisados, as tensões aplicadas no modelo elástico foram superiores às tensões aplicadas no modelo viscoelástico. Também pode-se notar que, a partir da protensão do estai T09, os valores de tensões incluídos nos dois modelos analisados passaram a ter maior discrepância. Destaca-se ainda nesta figura que as maiores diferenças entre os modelos de cálculo observadas foram em relação às tensões registradas para os estais T10 e T11, correspondentes às extremidades das aduelas 06 e 07; e para o estai T17, posicionado no final da aduela 13. Ou seja, os resultados obtidos nesta análise são compatíveis com as diferenças de deslocamentos observadas nos diagramas das figuras 7.7 e 7.8.

Figura 7.9 – Tensões iniciais aplicadas nos estais frontais nos modelos que consideram o comportamento elástico linear ou viscoelástico com fissuração para o concreto



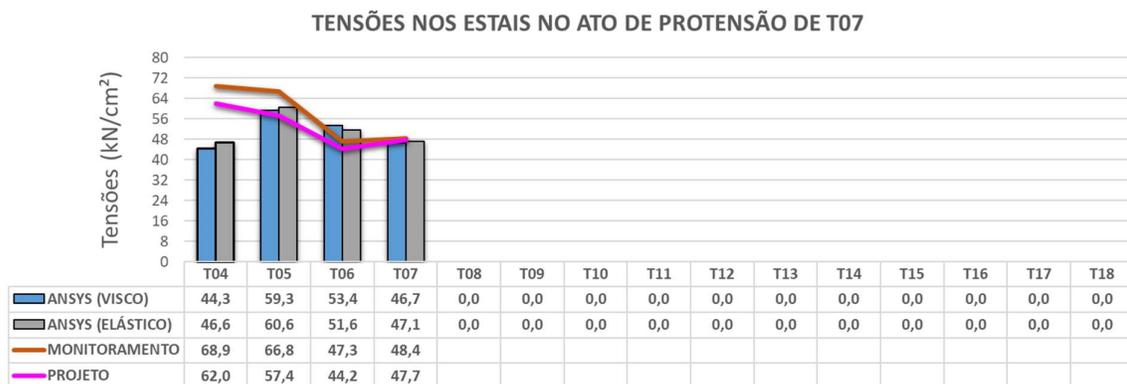
(fonte: elaborada pela autora)

A fim de analisar a distribuição de tensões nos estais frontais de forma detalhada, nas várias etapas construtivas em balanços sucessivos, as figuras 7.10 a 7.13 apresentam um estudo comparativo entre as tensões estimadas em projeto, as tensões coletadas em campo através do monitoramento, e as tensões obtidas após as análises numéricas realizadas no *software* ANSYS, considerando os materiais com comportamento elástico linear ou com comportamento viscoelástico. Estes diagramas exemplificam os valores de tensões atuantes nos estais que já estavam posicionados no instante em que é realizada a operação de protensão de um novo cabo.

Com base nestas figuras, é possível observar que, no ato da protensão de cada estai, as tensões aplicadas neste elemento em campo buscaram respeitar os valores de tensões previstos no projeto inicial, uma vez que as curvas que representam as tensões lidas durante o monitoramento e as tensões estimadas pelo projetista se aproximam em todas as etapas de estaiamento apresentadas. Desta forma pode-se concluir que o plano de protensão dos estais determinado pelo projetista foi seguido ao longo da execução da estrutura; o que elimina a primeira hipótese prevista para justificar as diferenças observadas entre as posições do greide geométrico e do greide de monitoramento do tabuleiro da ponte.

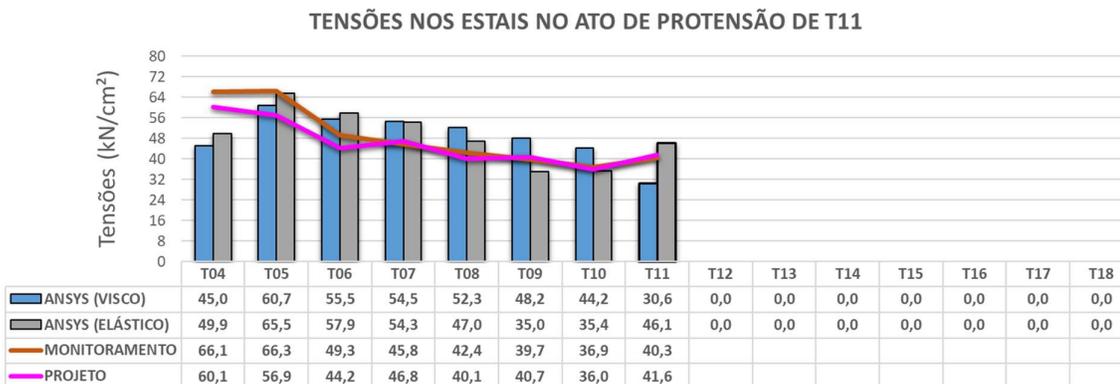
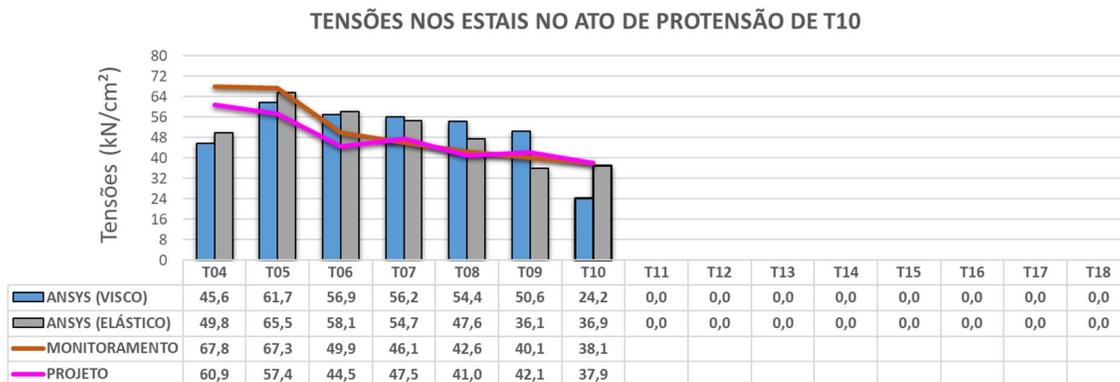
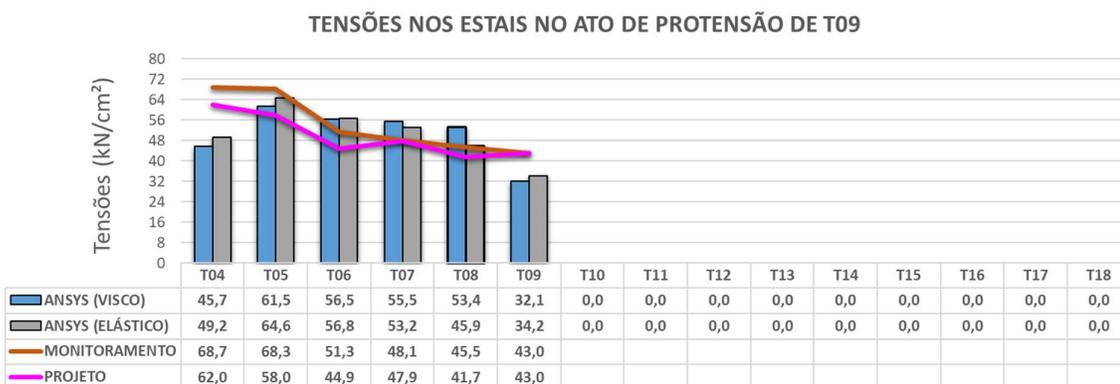
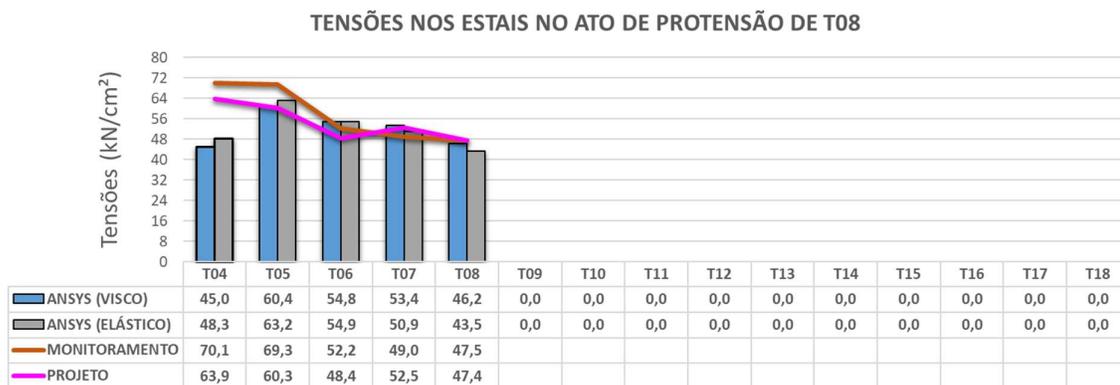
Em relação aos valores obtidos no *software* ANSYS, de modo geral pode-se notar que a distribuição das tensões nos estais, gerada nas análises dos modelos em elementos finitos, foi próxima aos valores determinados em projeto e medidos no monitoramento, uma vez que o formato dos gráficos de colunas acompanha o formato dos gráficos em linha. Isto indica que o modelo em elementos finitos realizado no ANSYS conseguiu representar de forma aproximada o comportamento das pontes estaiadas ao longo da montagem desta estrutura. A exceção ocorre para o estai T04 que, durante o avanço do balanço sucessivo, apresentou tensões nos modelos numéricos significativamente inferiores às tensões de projeto e do monitoramento. Este fato pode ser justificado uma vez que o estai T04 está conectado com a aduela inicial, a qual precisou ser adaptada no modelo reduzido. Desta forma, a união com o pilone não pode ser devidamente representada, uma vez que nem a aduela de entorno nem a região curva da aduela inicial foram modeladas.

Figura 7.10 – Tensões nos estais no ato de protensão de T04 a T07



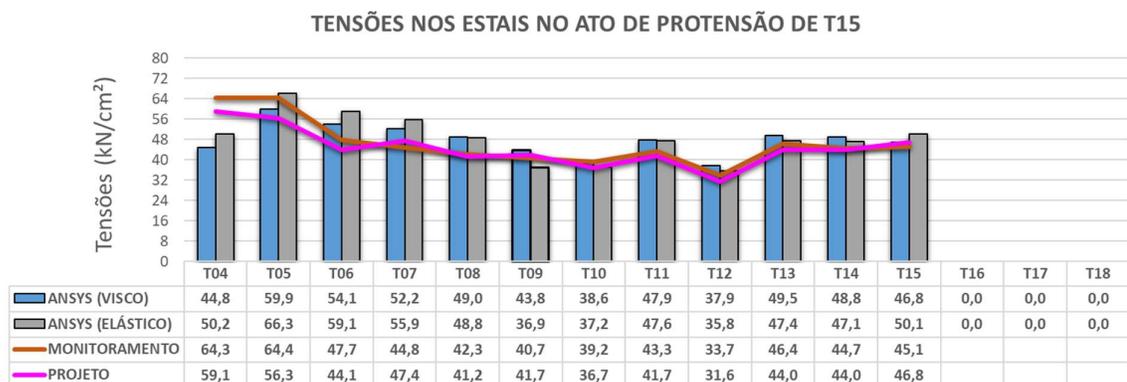
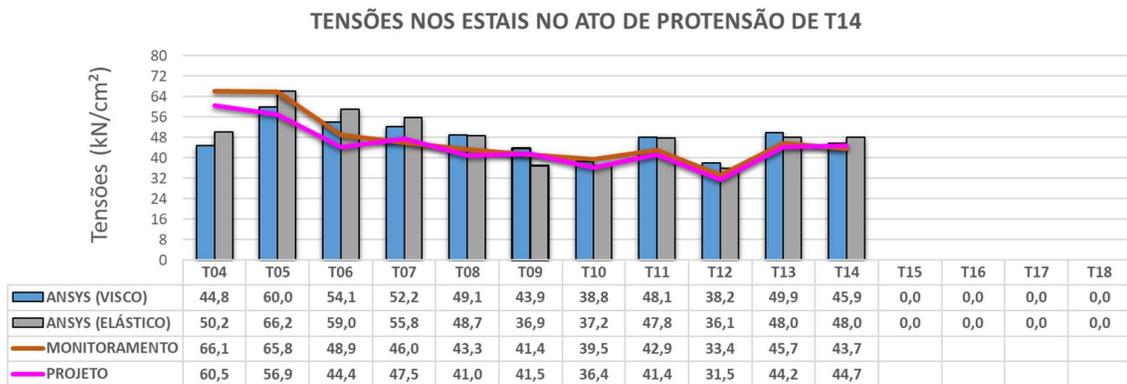
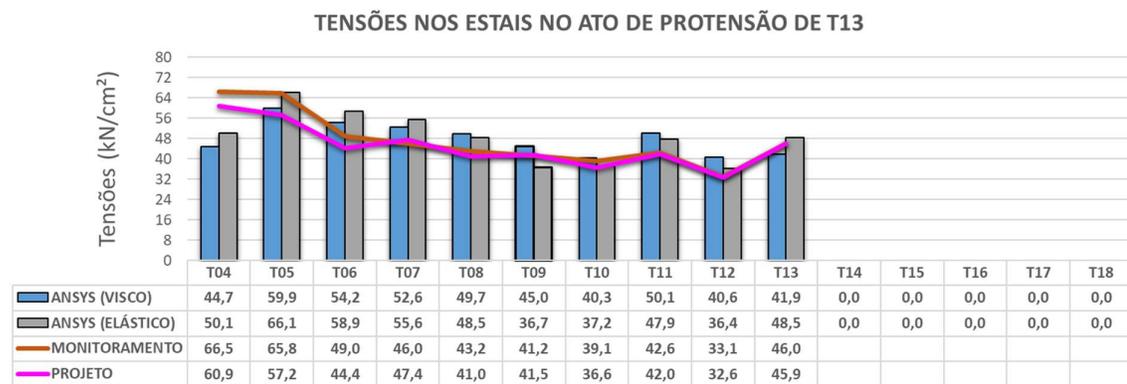
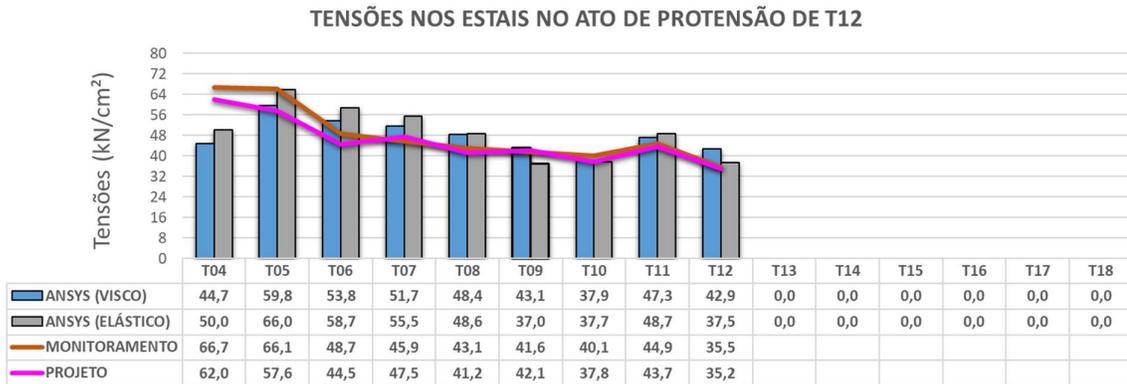
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.11 – Tensões nos estais no ato de protensão de T08 a T11



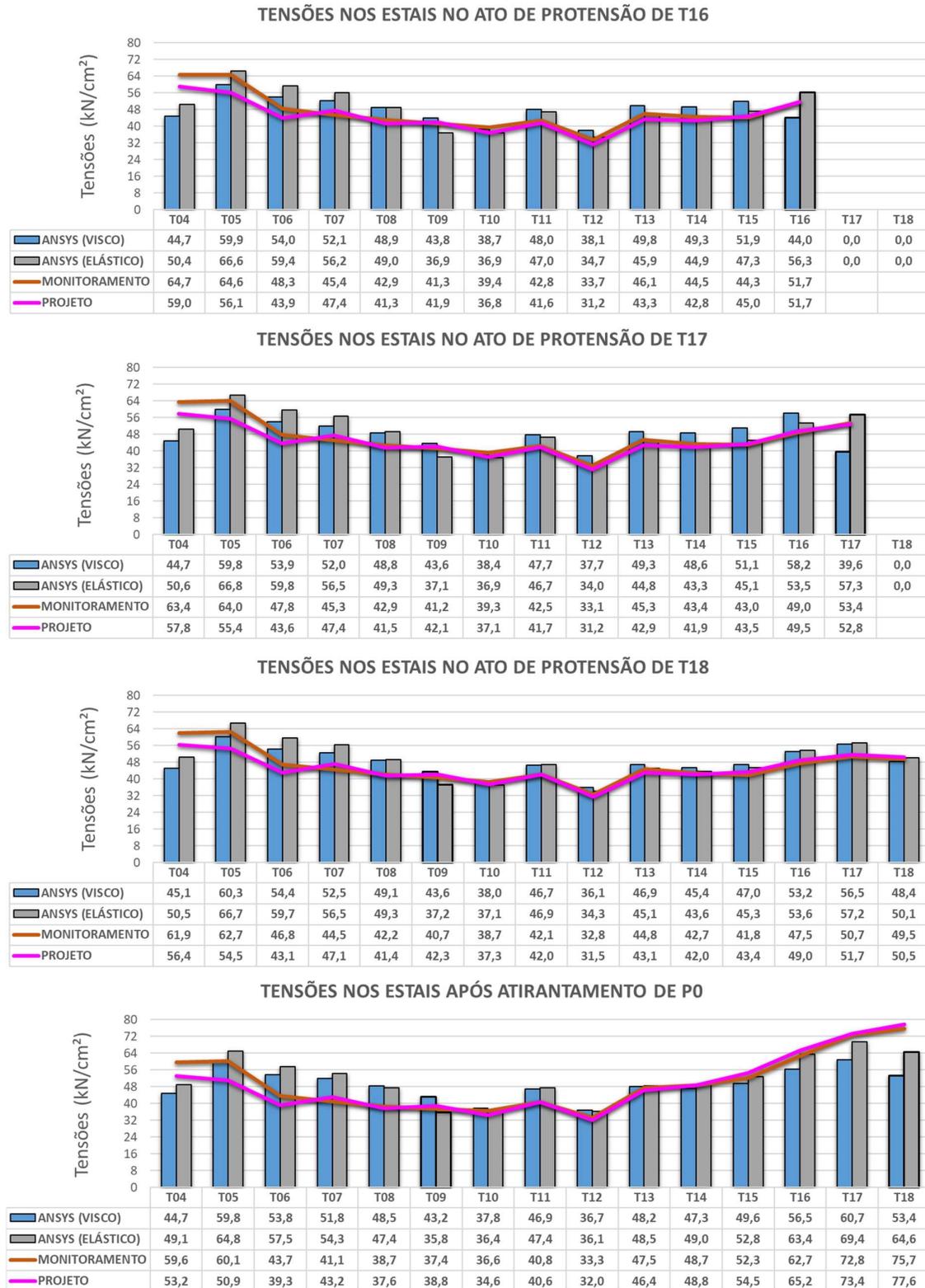
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.12 – Tensões nos estais no ato de protensão de T12 a T15



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.13 – Tensões nos estais no ato de protensão de T16 a T18; e no instante do atirantamento de P0



(fonte: elaborada pela autora)

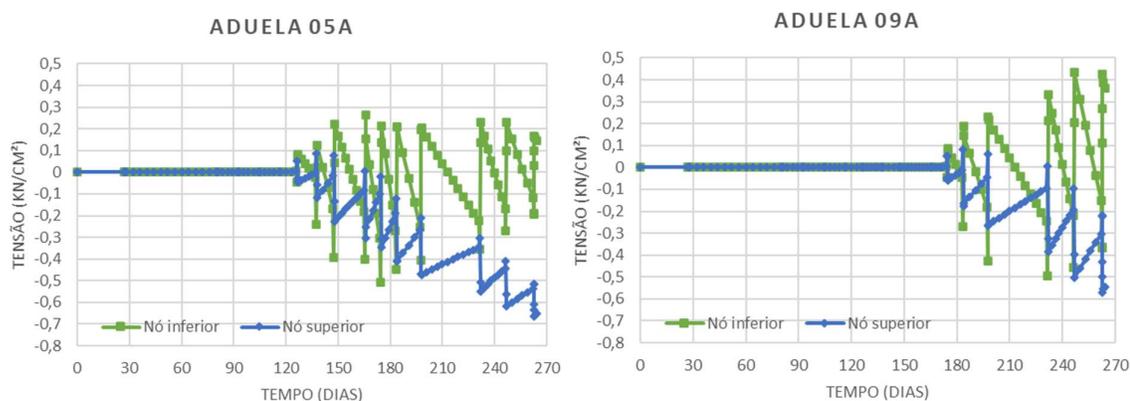
No último diagrama apresentado na figura 7.13, o qual representa a fase em que o tabuleiro estaiado é apoiado em P0, é possível observar que as tensões nos estais T16, T17 e T18, obtidas nas análises numéricas no ANSYS, se distanciaram dos valores de monitoramento. Isto se deve ao fato de que o greide de lançamento da Ponte do Saber estava acima do greide geométrico, o que gerou, ao final da construção do tabuleiro, uma grande diferença de nível em relação ao apoio de extremidade. Já no modelo numérico, como se procurou obter a anulação dos deslocamentos em relação ao greide geométrico, esta diferença no ponto de chegada ao apoio foi bem inferior. Sendo assim, quando a extremidade da aduela final foi atirantada em obra, os estais frontais próximos ao apoio P0 foram mais solicitados, o que provocou esta diferença em relação aos modelos em elementos finitos analisados.

Com base nas análises realizadas no modelo numérico reduzido no ANSYS, indicadas nas figuras 7.10 a 7.13, supõe-se também que o plano de estaiamento previsto em projeto, foi realizado com estimativas adequadas de deslocamentos verticais das aduelas, em função da boa aproximação observada entre os resultados apresentados. Porém, como os deslocamentos registrados durante a montagem da Ponte do Saber indicaram que o greide de lançamento das aduelas na obra ficou acima do greide geométrico original; para uma melhor interpretação dos resultados torna-se necessário realizar um estudo da estrutura completa, considerando o comportamento do pilone em conjunto com os estais de retaguarda, estais frontais e tabuleiro. Desta forma, será possível avaliar de forma mais detalhada a razão destas diferenças observadas no local. Este estudo, referente ao modelo completo realizado no *software* ANSYS, considerando o modelo viscoelástico com fissuração para os elementos de concreto, está apresentado no item 7.2 deste capítulo.

Outro detalhe importante que pode ser observado a partir dos gráficos apresentados é em relação às diferenças de tensões instaladas nos estais frontais ao longo do processo construtivo para as duas análises numéricas realizadas. Tomando-se como exemplo os valores registrados para os estais T09 e T13, respectivamente posicionados no final das aduelas 05 e 09, é possível afirmar que, apesar da tensão instalada no ato da protensão nestes dois estais ter sido superior no modelo elástico, ao longo do processo construtivo a tensão nos estais T09 e T13 se tornou maior no modelo que considerava o comportamento viscoelástico com fissuração do concreto. Este fato pode ser melhor entendido analisando o diagrama da evolução das tensões σ_y , observadas nos nós superior e inferior dos elementos de concreto, localizados na extremidade das aduelas 05A

e 09A da Ponte do Saber (figura 7.14), conforme o modelo reduzido representado no ANSYS com o material viscoelástico. Com base na figura 7.14 é possível afirmar que, as aduelas 05 e 09 apresentam o bordo superior mais comprimido que o inferior na maioria das etapas construtivas. Ou seja, pode-se inferir que a deformação lenta que ocorre nestas duas aduelas apresenta sentidos predominante para baixo, o que provoca o maior incremento de tensões nos estais no modelo viscoelástico em relação ao modelo elástico linear.

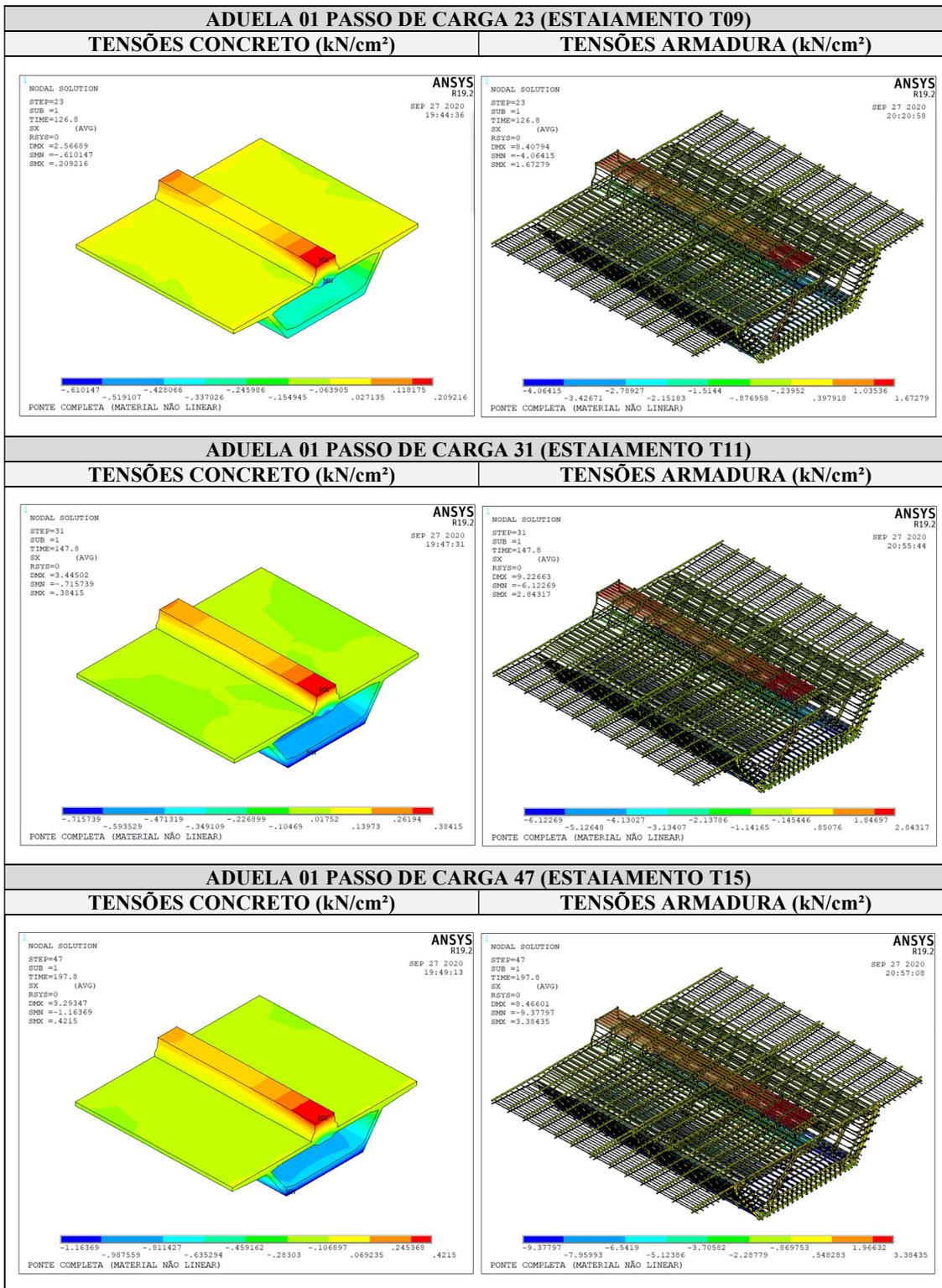
Figura 7.14 – Variação das tensões σ_y (kN/cm²) desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade das aduelas 05A e 09A, da Ponte do Saber, no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

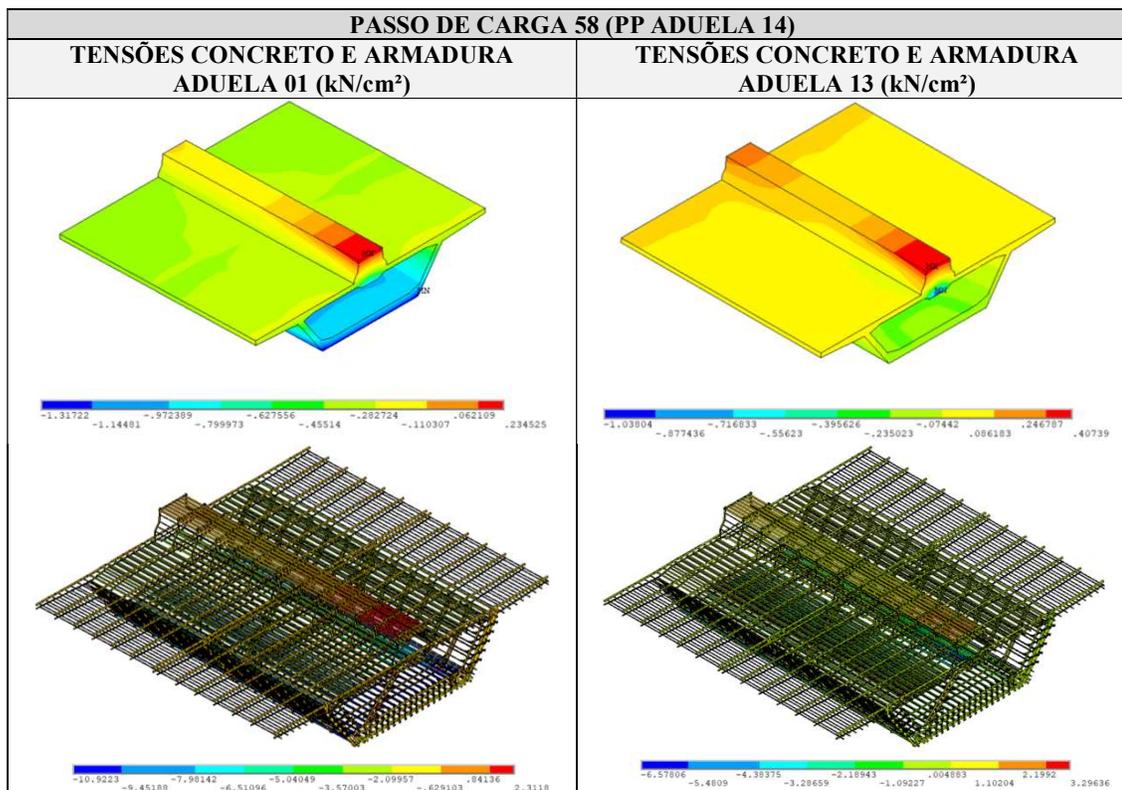
Em relação à distribuição de tensões nos elementos de concreto e de armadura passiva das aduelas, nota-se que à medida que ocorre o avanço do balanço sucessivo e as aduelas da ponte vão sendo concretadas, as tensões de compressão no concreto e na armadura também aumentam. Este efeito é provocado em função da soma das componentes horizontais devido à protensão dos estais frontais, sendo mais relevante nas aduelas concretadas no início da montagem da estrutura. As figuras apresentadas no quadro 7.4, comprovam este comportamento uma vez que mostram as tensões atuantes no concreto e na armadura passiva da aduela 01, representada no modelo reduzido no ANSYS que considera o comportamento viscoelástico do concreto, conforme as etapas construtivas avançam. Além disso, a partir dos diagramas apresentados no quadro 7.5, que comparam as tensões desenvolvidas nos elementos de concreto e de armadura nas aduelas 01 e 13, referentes à etapa de aplicação do peso próprio da aduela 14 (*step* 58), percebe-se que, os valores das tensões de compressão nas aduelas do modelo em elementos finitos são crescentes à medida que se aproximam do pilone, estando em conformidade com o esperado para estruturas estaiadas.

Quadro 7.4 – Tensões nos elementos de concreto e de armadura da aduela 01, obtidas no modelo reduzido do ANSYS, considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto; para os passos de carga 23, 31 e 47 (kN/cm²)



(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 7.5 – Tensões nos elementos de concreto e de armadura das aduelas 01 e 13, obtidas no modelo reduzido do ANSYS, considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto; para o passo de carga 58 (kN/cm²)



(fonte: elaborado pela autora)

Segundo as premissas apresentadas pelo Código Modelo CEB-FIP 1990, para que o formulário para o cálculo da fluência e da retração do concreto seja válido, a resistência característica dos materiais deve estar entre 12 MPa e 80 MPa, sujeitos a uma tensão de compressão média menor do que 40% da resistência média do concreto. Ao longo das análises realizadas no modelo reduzido no ANSYS para simular as etapas construtivas da Ponte do Saber, verificou-se que as máximas tensões de compressão observadas nos elementos de concreto ficaram em torno de 16 MPa. Desta forma, tendo em vista que o concreto utilizado na ponte possui uma resistência característica à compressão de 65,15 MPa, com resistência média à compressão igual a 73,15 MPa pode-se afirmar que as tensões nas aduelas estão dentro da validade do formulário do CEB-MC90, indicando que a deformação por fluência decorrente do histórico de tensões em diferentes instantes de tempo pode ser simplificada considerando o princípio da superposição dos efeitos. Além disso, em função das baixas tensões de compressão desenvolvidas no tabuleiro ao longo do processo construtivo da ponte analisada, pode-se concluir que de fato não há necessidade de introdução do modelo de plasticidade para os elementos de concreto, estando

o modelo viscoelástico de acordo com o comportamento observado para as etapas construtivas da Ponte do Saber.

Em relação às tensões geradas nas armaduras passivas, observou-se que durante toda a simulação das fases construtivas da ponte, os valores mostraram-se bem inferiores à tensão limite de escoamento do aço. Esta situação pode ser justificada pois, ao final das análises numéricas, foi identificada uma baixa incidência de elementos fissurados ao longo do tabuleiro. No entanto, considera-se que a utilização do modelo de fissuração para os elementos de concreto, seja fundamental para auxiliar no processo de ajuste das forças de protensão nos estais e, assim, definir um plano de estaiamento adequado para a montagem da estrutura, sem comprometer a integridade das seções. Este fato será novamente evidenciado na análise realizada com o modelo completo da Ponte do Saber.

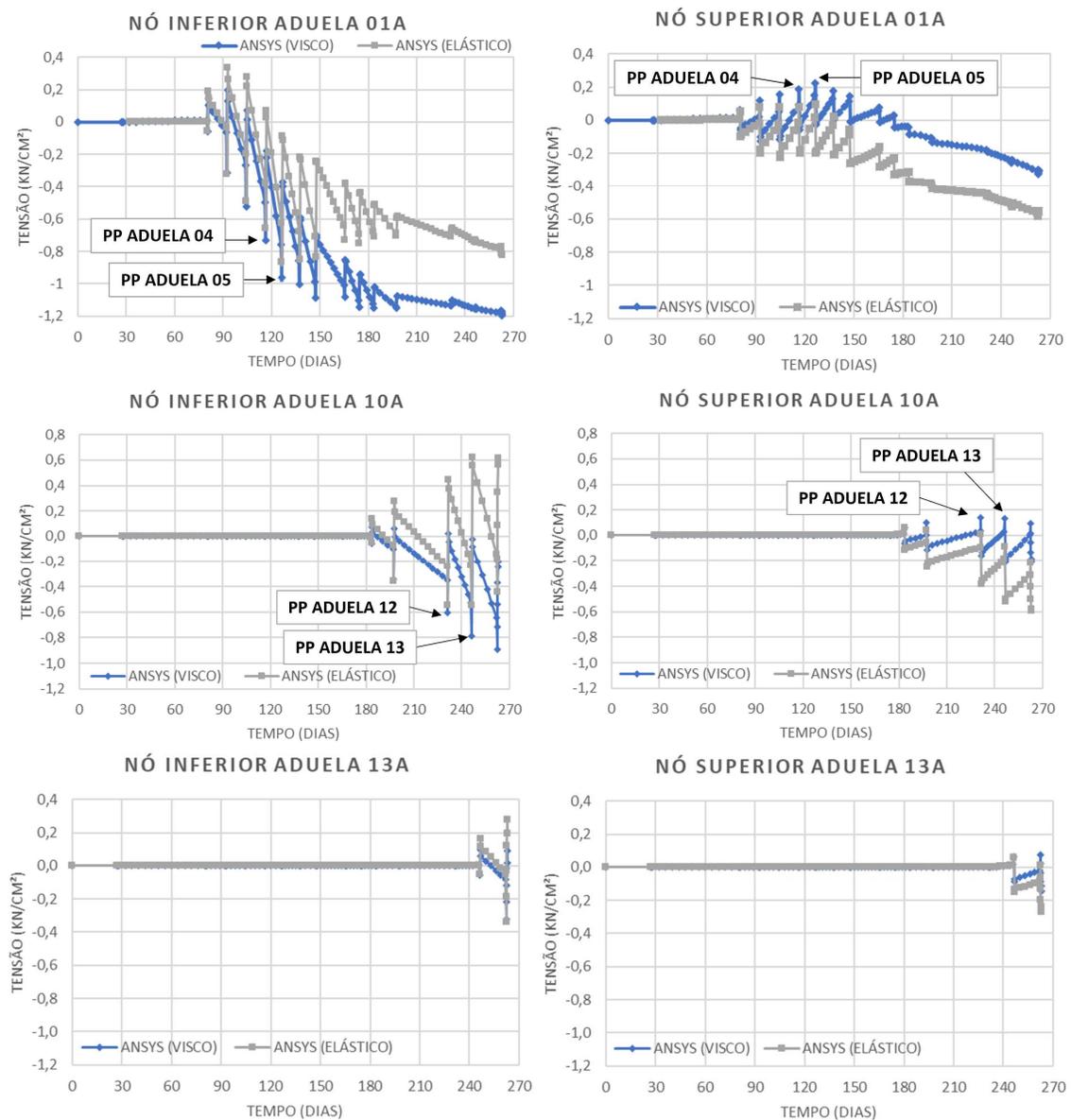
Apesar das baixas tensões de tração identificadas nos elementos de concreto ao longo da montagem da Ponte do Saber, entende-se que a representação da armadura passiva no modelo em elementos finitos seja importante, pois é capaz de alterar a rigidez do conjunto, restringindo a variação das deformações causadas pelo efeito da fluência e da retração do concreto. Porém para entender melhor a influência da armadura neste comportamento, seria necessário a realização de testes complementares.

O efeito do comportamento viscoelástico com fissuração do concreto ficou claro através das diferenças observadas nos planos de estaiamento obtidos a partir das análises numéricas realizadas com os dois modelos de materiais (figuras 7.9 a 7.13). Além disso é relevante mencionar que as diferenças de tensões aplicadas nos estais podem provocar alterações nos esforços no tabuleiro. Desta forma, a fim de comparar a evolução das tensões σ_y nos elementos de concreto, a figura 7.15 apresenta os valores obtidos nos nós superior e inferior das aduelas selecionadas, com base no modelo reduzido representado no ANSYS, considerando o concreto com comportamento elástico linear ou com comportamento viscoelástico com fissuração.

Analisando a figura 7.15 é possível observar que na aduela 01, a qual é ativada logo nas primeiras fases construtivas da Ponte do Saber, a evolução das tensões obtidas no modelo viscoelástico e no modelo elástico linear são semelhantes nas etapas próximas à concretagem desta aduela. Porém, ao longo do tempo, nos instantes correspondentes à aplicação do peso próprio das aduelas seguintes, as tensões de compressão observadas no bordo inferior da seção

transversal e as tensões de tração no bordo superior tornam-se maiores no modelo viscoelástico, se afastando dos valores obtidos no modelo elástico linear. De forma análoga, é possível notar que, nos demais diagramas que mostram a evolução das tensões nas aduelas concretadas nas etapas mais próximas à finalização do vão estaiado (aduela 10 e aduela 13), esta diferença torna-se gradativamente menor.

Figura 7.15 – Variação das tensões desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade das aduelas 01A, 10A e 13A, da Ponte do Saber considerando o comportamento elástico linear ou viscoelástico com fissuração para o concreto



(fonte: elaborada pela autora)

Desta forma, fica demonstrado que, durante a fase de projeto, a consideração do comportamento viscoelástico com fissuração no concreto é fundamental tanto para a concepção da geometria das aduelas, quanto para aplicação das corretas forças nos estais e a consequente obtenção da distribuição de esforços desejada.

7.1.2 Análise modal através do MEF

No capítulo 3, foi visto que quando a estrutura for caracterizada por altas frequências, a resposta diante da ação dinâmica de vento é quase estática, ou seja, depende apenas dos valores instantâneos da ação. Da mesma forma, para estruturas com frequências fundamentais baixas, menores que 1 Hz, submetidas ao efeito do vento, pode ocorrer ressonância da excitação com a frequência da estrutura, obtendo-se uma resposta dinâmica.

Deste modo, para o conhecimento das características dinâmicas de estruturas civis torna-se necessário determinar inicialmente as suas frequências naturais e modos de vibração. Através de uma previsão do comportamento dinâmico, é possível verificar se os parâmetros de projeto estão sendo obedecidos durante a construção, detectar eventuais danos que possam comprometer o funcionamento da estrutura, prever a possibilidade da estrutura ser excitada em suas frequências de ressonâncias, e realizar a mitigação de possíveis problemas se necessário.

Em relação às pontes estaiadas, é sabido que particularmente a sua superestrutura é suscetível a uma série de efeitos dinâmicos decorrentes da ação do vento, os quais precisam ser avaliados com atenção. Destaca-se ainda que, com a evolução das ferramentas disponíveis para o projeto e com o auxílio de programas computacionais, o dimensionamento das estruturas sob ações estáticas vem conduzindo à concepção de seções cada vez mais esbeltas. Como consequência, acaba-se reduzindo as primeiras frequências naturais da estrutura e tornando o tabuleiro ainda mais vulnerável aos efeitos das cargas dinâmicas.

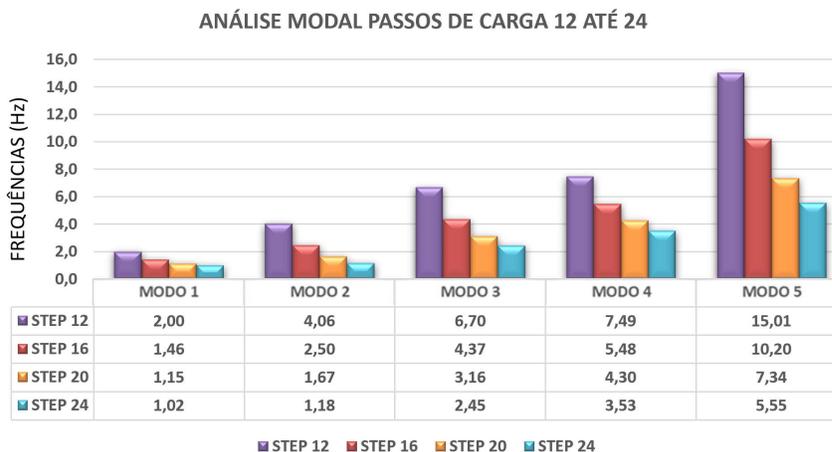
A análise do comportamento dinâmico de pontes estaiadas possui tanto o objetivo de aumentar a segurança no dimensionamento, quanto o de prevenir possíveis oscilações que levem ao desconforto dos usuários, ou à redução da vida útil à fadiga dos elementos estruturais. Além de analisar o comportamento dinâmico da ponte em serviço, é importante que também seja realizada uma avaliação do comportamento dinâmico das etapas construtivas, já que as mesmas

se caracterizam por apresentarem as situações mais desfavoráveis de projeto. Como as pontes estaiadas são solicitadas por elevadas forças de compressão desde a fase de montagem, para uma maior precisão dos resultados que refletem as características dinâmicas destas estruturas é indicada a realização de uma análise de vibrações sob tensões iniciais.

Neste sentido, é apresentada no presente subitem a análise modal da Ponte do Saber sob ação de cargas permanentes e forças de protensão nos estais ao longo de suas fases construtivas, as quais foram determinadas a partir da análise estática prévia realizada no subitem 7.1.1 deste capítulo. Inicialmente serão apresentados os resultados da análise modal realizada a partir da análise estática base, que considerou o comportamento viscoelástico com fissuração para o concreto; e depois é realizado um estudo comparativo com os resultados obtidos com base em uma análise estática considerando o comportamento elástico linear para os materiais. A configuração utilizada no *software* ANSYS para a extração das frequências naturais e modos de vibração foi por *Block Lanczos*, sendo a análise realizada com a matriz de massa consistente.

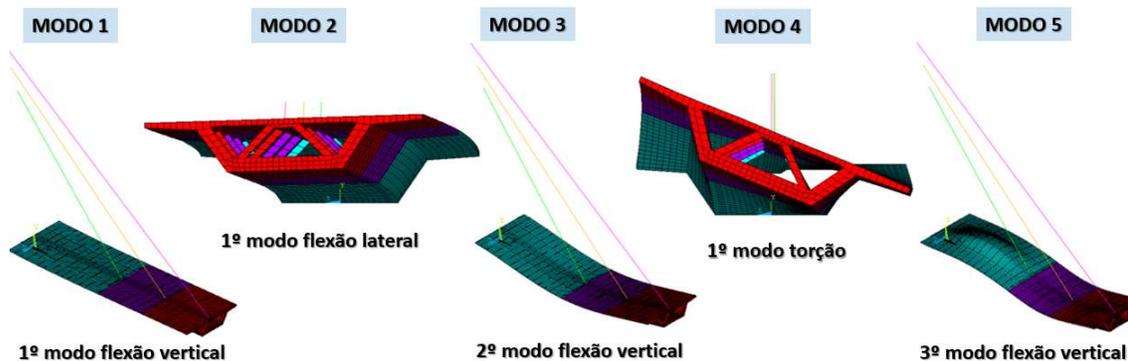
A figura 7.16 apresenta os valores das frequências naturais obtidas para os 5 primeiros modos de vibração da Ponte do Saber, modelada no ANSYS, referentes às suas etapas construtivas definidas pelos passos de carga 12 até 24. Estes passos de carga correspondem às etapas de concretagem da aduela 02 e estaiamento de T06 (*step* 12) até a concretagem da aduela 05 e estaiamento de T09 (*step* 24), em que as cinco primeiras formas modais observadas se mantiveram as mesmas, conforme indica a figura 7.17.

Figura 7.16 – Diagrama das frequências e modos de vibração da estrutura estaiada, obtidos a partir da análise estática considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto, entre os passos de carga 12 e 24



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.17 – Detalhes da deformada da estrutura estaiada para os cinco primeiros modos de vibração, obtidos a partir da análise estática considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto, entre os passos de carga 12 e 24

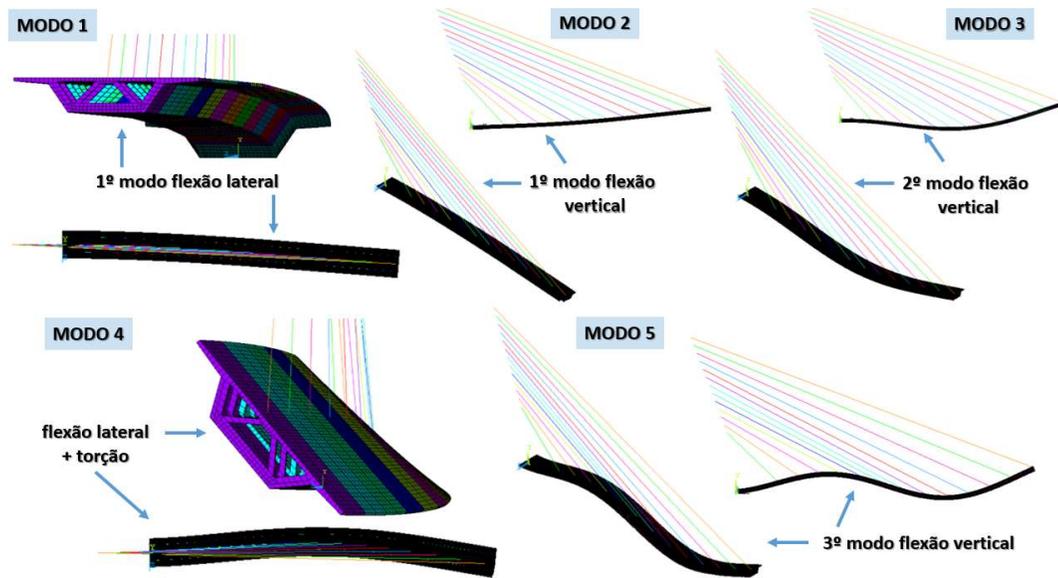


(fonte: elaborada pela autora)

Para as fases iniciais de construção da Ponte do Saber, observa-se que os efeitos dinâmicos são menos significativos, uma vez que a frequência fundamental da estrutura se encontra ainda acima da faixa de valores excitáveis pelo vento (0 – 1 Hz). Ainda assim, pode-se notar que, com o avanço da concretagem do tabuleiro, a estrutura se torna gradativamente mais flexível, podendo-se observar que após o estaiamento de T09, as frequências da estrutura reduzem de forma significativa em relação à etapa correspondente à execução da aduela 02, especialmente as frequências correspondentes ao modo de flexão lateral do tabuleiro.

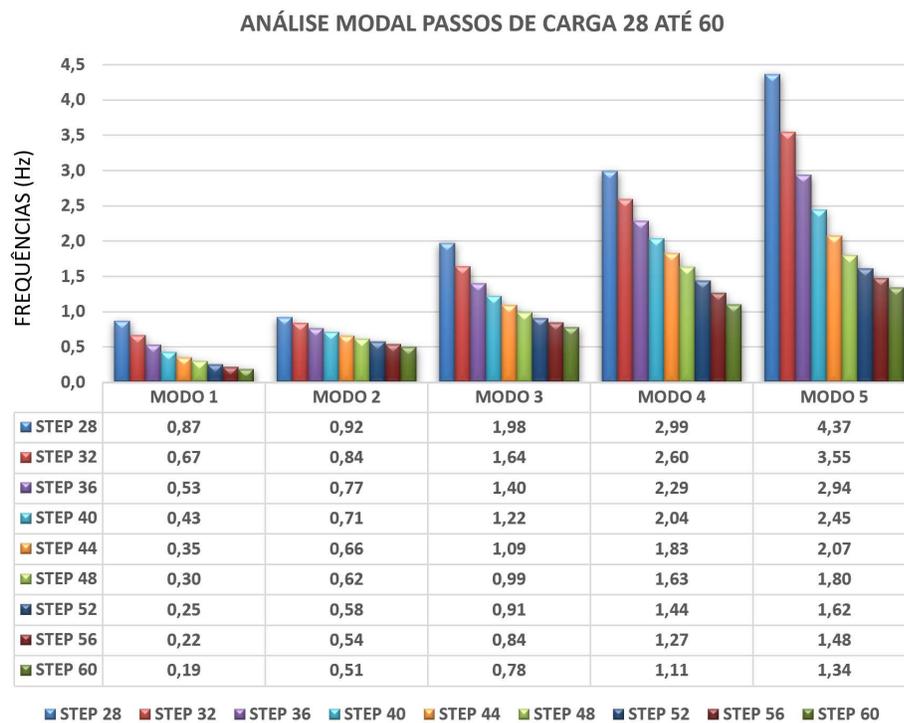
Nas análises realizadas no modelo reduzido em elementos finitos, para as etapas seguintes de construção da estrutura, foi possível observar que, a partir da concretagem da aduela 06, o primeiro modo de vibração da estrutura deixa de ser o modo de flexão vertical e passa a ser o modo de flexão lateral. Além disso, o quarto modo de vibração passa a ser uma combinação entre o modo de torção e o modo de flexão lateral. A figura 7.18 mostra os cinco primeiros modos de vibração da Ponte do Saber, a partir da concretagem da aduela 06 e protensão do respectivo estai (T10), em que é possível notar a alteração das formas modais em relação à figura 7.17. Durante a concretagem e estaiamento das aduelas seguintes, até a finalização da aduela 14 (estaiamento T18), houve a manutenção destas formas modais, sendo alterados somente os valores das frequências naturais de cada modo. A figura 7.19 resume a evolução das frequências naturais em função do avanço das etapas construtivas, em que é possível observar uma importante redução nos valores das frequências naturais, à medida que a concretagem do vão estaiado avança.

Figura 7.18 – Detalhes da deformada da estrutura estaiada para os cinco primeiros modos de vibração, obtidos a partir da análise estática considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto, entre os passos de carga 28 e 60



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.19 – Diagrama das frequências e modos de vibração da estrutura estaiada, obtidos a partir da análise estática considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto, entre os passos de carga 28 e 60

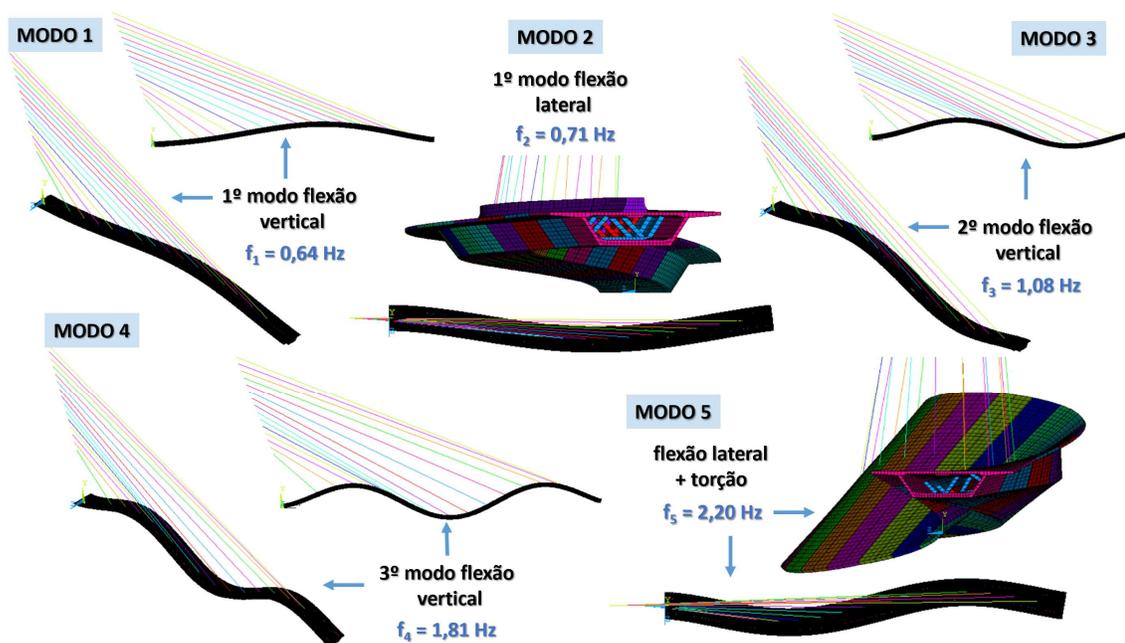


(fonte: elaborada pela autora)

Nota-se que, a partir do passo de carga 28 (*step* 28), a consideração dos efeitos dinâmicos começa a ter maior relevância, uma vez que as frequências naturais de vibração dos dois primeiros modos são baixas. Ao longo dos passos de carga 48 até 60, correspondentes às etapas de concretagem das aduelas 11 (*step* 48) até 14 (*step* 60), é possível observar que os três primeiros modos de vibração da estrutura apresentam frequências dentro da faixa de valores excitáveis pelo vento, indicando a maior flexibilidade do tabuleiro nas direções vertical e lateral. É interessante observar que, mesmo para o caso de carga em que a estrutura se apresenta mais flexível (*step* 60), o modo de vibração correspondente à torção do tabuleiro apresenta uma frequência de 1,11 Hz. Isto indica que, de fato, a seção celular definida em projeto para o tabuleiro da ponte possui elevada rigidez à torção; sendo esta geometria necessária, tendo em vista que o sistema de estais frontais foi posicionado em um plano único centrado.

Na etapa final de construção da ponte, quando a aduela final atinge o apoio P0 (*step* 62), o primeiro modo de vibração da estrutura deixa de ser o modo de flexão lateral e volta a ser o modo de flexão vertical. As configurações deformadas associadas aos cinco primeiros modos desta etapa, bem como os valores das frequências são apresentados na figura 7.20.

Figura 7.20 – Detalhes da deformada da estrutura estaiada para os cinco primeiros modos de vibração, obtidos a partir da análise estática considerando o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto, para o passo de carga 62

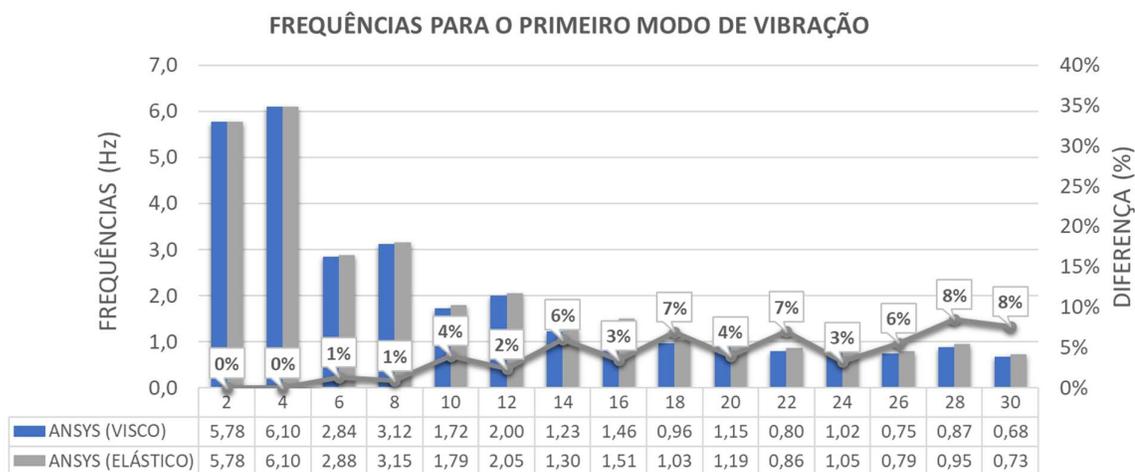


(fonte: elaborada pela autora)

Pode-se observar que o apoio da extremidade do vão estaiado fornece maior rigidez à estrutura, uma vez que as frequências obtidas para cada modo de vibração do *step* 62 foram significativamente superiores aos resultados gerados nas fases antecedentes. Sendo assim, através das análises modais realizadas no modelo em elementos finitos, é possível concluir que a estrutura em fase avançada de construção, em que os 15 estais frontais já se encontram ancorados, mas a extremidade do tabuleiro estaiado ainda não está apoiada sobre P0 (*step* 60), constitui-se na etapa crítica em relação aos efeitos dinâmicos, possuindo as menores frequências de vibração. Entende-se desta forma, que a análise dinâmica das fases construtivas de pontes estaiadas é um ponto extremamente importante a ser estudado, devendo ser analisado de forma criteriosa no momento do projeto, a fim de evitar problemas não só no funcionamento da ponte em serviço, como também durante a sua execução.

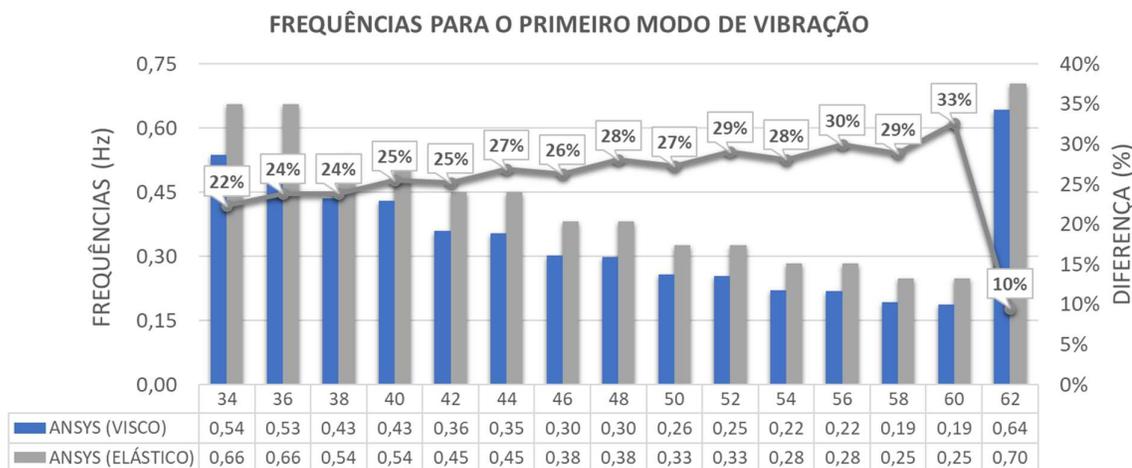
As figuras 7.21 e 7.22 apresentam um estudo comparativo entre as frequências fundamentais obtidas no modelo reduzido realizado no ANSYS ao longo da sequência construtiva da Ponte do Saber. Nestes diagramas são apresentados os resultados obtidos a partir das análises modais realizadas com base em uma análise estática que considerou o comportamento elástico linear para os materiais, em comparação com a análise estática base considerando o comportamento viscoelástico com fissuração para o concreto. Os valores em percentual indicam as diferenças obtidas entre as duas análises.

Figura 7.21 – Diagrama das frequências correspondentes ao primeiro modo de vibração da estrutura estaiada, obtido com base nas análises estáticas realizadas com os dois modelos de materiais, entre os passos de carga 2 e 30



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.22 – Diagrama das frequências correspondentes ao primeiro modo de vibração da estrutura estaiada, obtido com base nas análises estáticas realizadas com os dois modelos de materiais, entre os passos de carga 34 e 62



(fonte: elaborada pela autora)

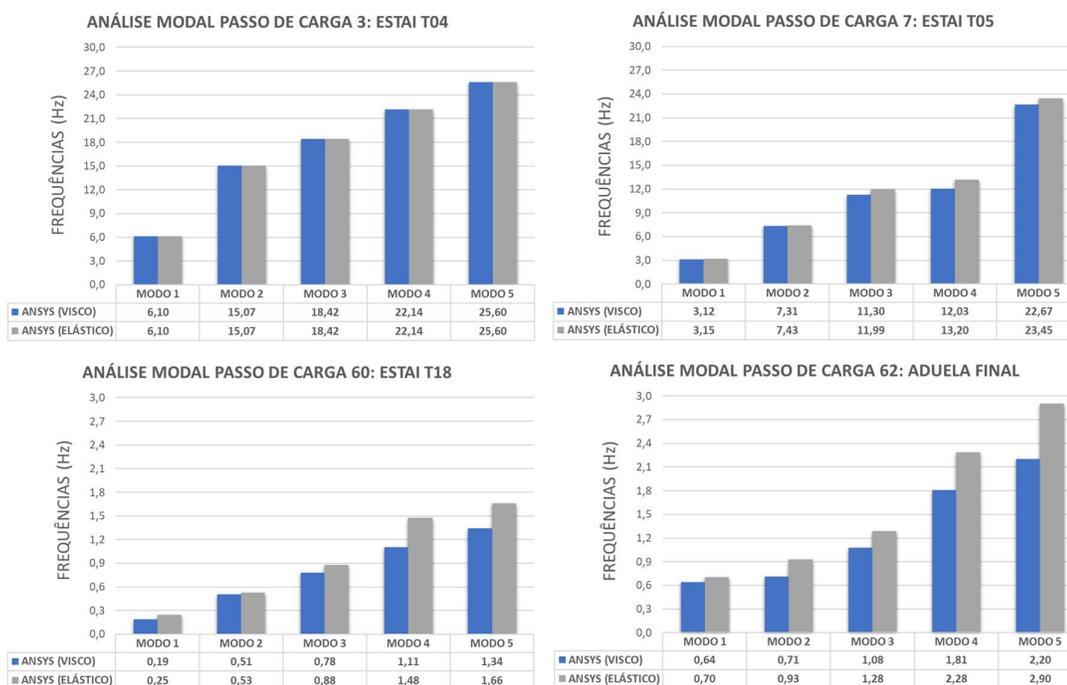
De forma geral, é possível observar na figura 7.21, que nas etapas construtivas iniciais da Ponte do Saber, as frequências relativas ao primeiro modo de vibração da estrutura são semelhantes nos dois modelos numéricos analisados. Este fato pode ser comprovado, por exemplo, analisando os diagramas de evolução das tensões na aduela 01 (figura 7.15), que indicam que, nas etapas próximas à concretagem desta aduela, ocorreu uma pequena diferença entre os valores obtidos a partir dos dois modelos de materiais analisados.

No entanto, com base na figura 7.22, percebe-se que, a partir do passo de carga 34, ou seja, após o estaiamento de T11 e concretagem da aduela 08, à medida em que a ponte vai se tornando mais flexível, as diferenças obtidas nas análises realizadas a partir dos dois modelos de materiais vão aumentando. De forma semelhante, a figura 7.15 mostra que os esforços obtidos ao longo do tabuleiro da ponte são mais elevados no modelo em que é considerado o comportamento viscoelástico com fissuração do concreto, e que esta diferença aumenta com o avanço do processo construtivo.

A figura 7.23 mostra as diferenças obtidas em relação às frequências naturais relativas aos cinco primeiros modos de vibração da estrutura, considerando a análise realizada para os dois modelos de materiais, em quatro fases distintas: duas etapas de carga iniciais, analisadas após o estaiamento de T04 e de T05 (*steps* 3 e 7); um caso de carga referente ao tabuleiro estaiado em fase construtiva avançada (*step* 60); e o último estágio de montagem, referente ao vão principal já apoiado em P0 (*step* 62). Conforme observado para as frequências relativas ao

primeiro modo de vibração da ponte (figuras 7.21 e 7.22), pode-se notar que, para os demais modos de vibração, o comportamento dos dois modelos de materiais foi semelhante, apresentando valores de frequências muito próximos entre si para as análises de vibrações realizadas nas etapas iniciais de construção da estrutura, e se distanciando à medida em que o balanço sucessivo avança. Sendo assim, pode-se afirmar que, ao longo das etapas construtivas de uma ponte estaiada, a rigidez da estrutura é inferior no modelo que considera os materiais com comportamento viscoelástico em relação ao modelo elástico linear e, conseqüentemente, as frequências de excitação da ponte sob tensões iniciais (estais tensionados) acabam sendo mais baixas.

Figura 7.23 – Diagrama das frequências correspondentes aos cinco primeiros modos de vibração da estrutura estaiada, obtido com base nas análises estáticas realizadas com os dois modelos de materiais, para os passos de carga 3, 7, 60 e 62



(fonte: elaborada pela autora)

7.1.3 Análise estática devida à ação do vento

Em relação à resposta da estrutura frente à ação do vento, pode-se dizer que, atualmente, a NBR 6123 (ABNT, 1988) engloba dois procedimentos de cálculo: o primeiro, presente no item 4,

considera uma resposta estática da estrutura; e o segundo, descrito no item 9, considera uma resposta dinâmica devida à turbulência. Como o procedimento indicado pelo item 9 da norma brasileira apresenta uma formulação específica para estruturas verticais engastadas na base, o mesmo não foi aplicado nas análises realizadas neste estudo.

Neste trabalho, inicialmente será admitida a hipótese de que a Ponte do Saber apresenta uma resposta quase estática à ação do vento. Sendo assim, será avaliado o comportamento da estrutura referente a duas fases construtivas críticas: a etapa que antecede o apoio do tabuleiro estaiado em P0 (*step* 60); e a fase em que o vão principal já se encontra apoiado (*step* 62). Para a determinação das forças de vento sobre a estrutura, a velocidade média é calculada para um certo intervalo de tempo que depende das dimensões da estrutura e, portanto, das rajadas a serem consideradas. Como o tabuleiro estaiado tem comprimento de 170,46 m, um turbilhão muito pequeno (referente a uma rajada muito rápida) não afeta todo o seu campo aerodinâmico. Desse modo, deve-se determinar o tempo da rajada que corresponde ao turbilhão de dimensões compatíveis com a largura da estrutura, conforme aborda o Anexo A da NBR 6123.

Desta forma, a partir do mapa das isopleias da NBR 6123, retirou-se o valor da velocidade básica do vento na cidade do Rio de Janeiro $U_0 = 35$ m/s. A rugosidade do terreno na região onde a ponte se encontra foi considerada de categoria III e o fator $S_I = 1$. Com estes dados, o intervalo de tempo estimado através das expressões 3.71 e 3.73 (capítulo 3 deste trabalho), por aproximações sucessivas é de 46,6 segundos, e os parâmetros obtidos por interpolação linear da Tabela 21 da NBR 6123 são $F_{r,II} = 0,838$; $b = 0,90$ e $p = 0,146$. A altura do tabuleiro da ponte em relação ao nível d'água, foi fixada em 13 m, resultando em um valor de $S_2 = 0,78$. O valor estatístico S_3 considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, sendo que o mesmo admite uma probabilidade de 63% da velocidade U_0 ser igualada e excedida num tempo de recorrência médio de 50 anos. Para a estrutura finalizada, correspondente ao passo de carga 62, este valor foi considerado adequado, resultando em $S_3 = 1$.

Entretanto, segundo o item 4.1 da NBR 6123 (ABNT, 1988), em estruturas parcialmente executadas pode-se admitir que a máxima velocidade característica do vento não ocorrerá durante um período curto de tempo, e que, portanto, a verificação da segurança pode ser feita com uma velocidade característica menor. Sendo assim, para a situação da ponte em fase construtiva avançada (*step* 60), em que o tabuleiro ainda está em balanço, foi considerado um tempo de recorrência menor. Neste caso, adotou-se uma probabilidade de 90% para o tempo de

recorrência de 2 anos, resultando em $S_3 = 0,528$. O fator estatístico S_3 , pode ser calculado segundo a equação 7.1, retirada do Anexo B da NBR 6123.

$$S_3 = 0,54 \left[-\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (\text{equação 7.1})$$

Onde:

m : tempo, em anos;

P_m : probabilidade da velocidade U_0 ser igualada ou excedida.

Sendo assim, a velocidade média do vento é igual a $\bar{U} = 14,48$ m/s, para a estrutura em fase de construção; e $\bar{U} = 27,42$ m/s, para a estrutura já apoiada. As forças uniformemente distribuídas sobre o tabuleiro foram calculadas com base no procedimento descrito no capítulo 3 deste trabalho. Como a largura do tabuleiro, é igual a 11,30 m, e os coeficientes aerodinâmicos para um ângulo de ataque $\alpha = 0^\circ$ são iguais a $C_a = 1,50$, $C_s = 0,45$ e $C_m = 0,52$ (apropriados da Ponte da Europa, figura 6.32), as forças distribuídas resultantes sobre o tabuleiro do modelo em elementos finitos são: $\bar{F}_a = 2,18$ kN/m; $\bar{F}_s = 0,66$ kN/m; $\bar{M}_t = 8,60$ kNm/m; para o passo de carga 60; e $\bar{F}_a = 7,81$ kN/m; $\bar{F}_z = 2,36$ kN/m; $\bar{M}_t = 30,81$ kNm/m; para o passo de carga 62. Estes carregamentos foram introduzidos no modelo reduzido no *software* ANSYS, sendo realizada uma análise estrutural estática (ANTYPE, STATIC). Os deslocamentos máximos verticais (eixo z) e laterais (eixo x), obtidos no tabuleiro, são apresentados no quadro 7.6. Os deslocamentos máximos que ocorrem no passo de carga 60, correspondem ao nó localizado na extremidade em balanço do tabuleiro (aduela 14); e para o passo de carga 62, ao nó correspondente à ancoragem do estai T12 (aduela 08).

Quadro 7.6 – Deslocamentos máximos para a componente de velocidade média \bar{U}

	DESLOCAMENTO VERTICAL (cm)	DESLOCAMENTO LATERAL (cm)
STEP 60	0,38	6,85
STEP 62	0,61	0,94

(fonte: elaborado pela autora)

7.1.4 Análise dinâmica através do MEF

No vento natural o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações (rajadas) em torno da velocidade média. Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), pode-se admitir

que a velocidade média se mantém constante durante um intervalo de tempo de dez minutos ou mais, produzindo uma resposta estática sobre a estrutura. Já as flutuações da velocidade podem induzir oscilações importantes na direção da velocidade média, as quais devem ser avaliadas com cautela especialmente em estruturas muito flexíveis. Em relação às características dinâmicas das estruturas, a norma brasileira indica que quando o período fundamental for igual ou inferior a um segundo a influência da resposta flutuante é pequena, sendo seus efeitos já considerados na determinação do intervalo de tempo adotado para o fator S_2 . Entretanto, as estruturas com período fundamental superior a um segundo, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar uma importante resposta flutuante na direção do vento médio.

A partir da análise de vibrações sob tensões iniciais, apresentada no subitem 7.1.2 deste trabalho, constatou-se que, conforme os balanços sucessivos da ponte estaiada são executados, ocorrem mudanças em relação aos modos de vibração da estrutura e também quanto aos valores das frequências naturais de excitação de cada modo. De forma geral pode-se perceber que os períodos fundamentais da ponte vão se tornando cada vez maiores à medida em que o tabuleiro é concretado, sendo que a situação crítica ocorre no instante em que o vão central estaiado está prestes a encontrar o apoio de extremidade.

Sendo assim, para uma melhor avaliação do comportamento dinâmico da Ponte do Saber, foram realizadas análises da resposta da estrutura sob ação de vento turbulento, para as mesmas etapas construtivas apresentadas no subitem 7.1.3 deste trabalho. Os resultados indicados a seguir estão detalhados para o modelo em elementos finitos realizado no ANSYS, considerando que a análise estática base foi realizada a partir do modelo viscoelástico com fissuração para o concreto e elastoplástico para as armaduras ativas e passivas. Na sequência apresenta-se também um estudo comparativo em relação aos deslocamentos observados na análise dinâmica realizada a partir do modelo que considera o regime elástico linear para os materiais.

Para tanto, as forças geradas pela componente média e flutuante do vento foram aplicadas sobre o tabuleiro como funções variáveis, conforme descritos nos capítulos 3 e 6 deste trabalho. Para cada uma dessas duas fases de execução da ponte, espera-se que a componente flutuante da velocidade w seja preponderante na amplificação dos deslocamentos do modo de flexão vertical e, de maneira semelhante, a componente flutuante u para o modo de flexão lateral. Em todas as análises realizadas foi considerada uma taxa de amortecimento ξ igual a 2%, sendo as constantes α e β determinadas por interpolação linear a partir da equação 5.19.

A velocidade média de projeto \bar{U} foi calculada tomando-se um intervalo de 10 minutos, no qual a velocidade mantém-se constante. A expressão utilizada é a mesma da análise estática, ($\bar{U} = U_0.S_1.S_2(h).S_3$), mas os parâmetros $F_{r,II}$, b e p para o cálculo de $S_2(h)$ consideram agora o tempo de 600 segundos. Sendo assim, o valor de $S_2 = 0,62$; e a velocidade média do vento é igual a $\bar{U} = 11,52$ m/s, para a estrutura em fase de construção (*step* 60); e $\bar{U} = 21,80$ m/s, para a estrutura já apoiada (*step* 62). As forças distribuídas resultantes sobre o tabuleiro do modelo em elementos finitos são: $\bar{F}_a = 1,377$ kN/m; $\bar{F}_s = 0,416$ kN/m; $\bar{M}_t = 5,434$ kNm/m; para a etapa construtiva 60; e $\bar{F}_a = 4,935$ kN/m; $\bar{F}_z = 1,490$ kN/m; $\bar{M}_t = 19,480$ kNm/m; para a etapa construtiva 62.

As forças de vento flutuantes foram aplicadas sobre o modelo em elementos finitos no ANSYS, utilizando o método do vento sintético, conforme o procedimento descrito no item 6.3 do capítulo 6 deste trabalho. O carregamento referente às forças flutuantes aplicadas nas seções padrão e de enrijecimento para a ponte em fase construtiva avançada (*step* 60), está apresentado no quadro 7.7, o qual foi determinado com base nas equações 3.64 a 3.66 e 6.10 a 6.14.

Quadro 7.7 – Forças flutuantes aplicadas nos nós das aduelas (*step* 60)

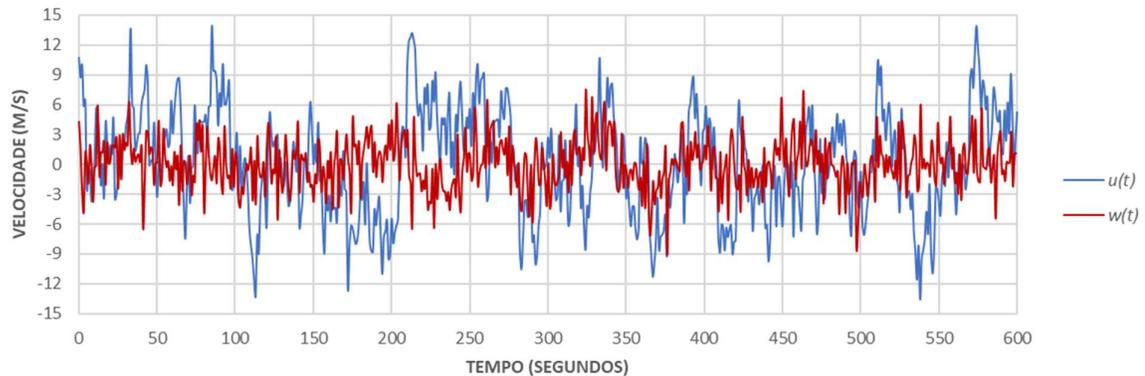
ANÁLISE DINÂMICA ETAPA 15		
FORÇA	ADUINICIAL (padrão)	ADU01 até ADU14 (padrão)
$F_x(t)$ [kN]	$-0,32.u(t) + 0,07.w(t)$	$-0,37.u(t) + 0,08.w(t)$
$F_z(t)$ [kN]	$0,10.u(t) + 0,24.w(t)$	$0,11.u(t) + 0,27.w(t)$
$F_{zMy}(t)$ [kN]	$1,26.u(t) - 0,96.w(t)$	$1,46.u(t) - 1,12.w(t)$
FORÇA	WCP	WSP
$F_x(t)$ [kN]	$-0,08.u(t) + 0,02.w(t)$	$-0,08.u(t) + 0,02.w(t)$
$F_z(t)$ [kN]	$0,03.u(t) + 0,06.w(t)$	$0,03.u(t) + 0,06.w(t)$
$F_{zMy}(t)$ [kN]	$0,33.u(t) - 0,25.w(t)$	$0,33.u(t) - 0,25.w(t)$

(fonte: elaborado pela autora)

A figura 7.24 ilustra os históricos de $u(t)$ e $w(t)$ para a estrutura durante a 60ª fase construtiva da ponte. Estes históricos foram gerados a partir de dois *scripts* elaborados no *software* MATLAB. Para gerar o histórico de $u(t)$, foi utilizado o espectro de Harris (1970), adotando os valores de velocidade média a 10 m de altura $\bar{U}_{10} = 20,77$ m/s; coeficiente de arrasto superficial $c_{as} = 0,0105$ (equação 6.4); variância do espectro teórico $\sigma_u^2 = 30,16$ (equação 6.2); e frequência referente ao modo de vibração com flexão lateral da estrutura para esta fase construtiva igual a 0,19 Hz (figura 7.19). Já para gerar o histórico de $w(t)$, foi utilizado o espectro de Lumley e Panofsky (1964), adotando os valores de velocidade média $\bar{U}_{(z)} = 22,21$ m/s (equação 6.7);

velocidade de fricção $u_* = 2,13$ m/s (equação 6.8); e frequência referente ao modo de vibração com flexão vertical da estrutura para esta fase construtiva igual a 0,51 Hz (figura 7.19).

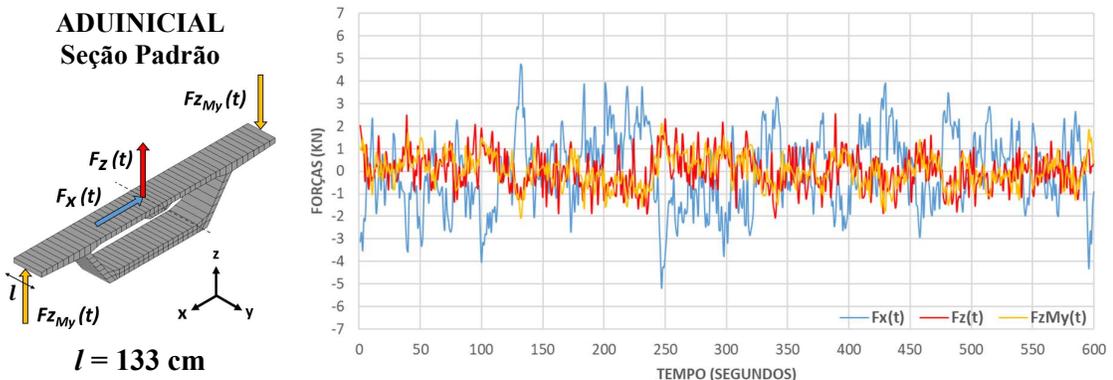
Figura 7.24 – Histórico de velocidade flutuante de vento $u(t)$ e $w(t)$, utilizando os espectros de potência teóricos para o passo de carga 60



(fonte: elaborada pela autora)

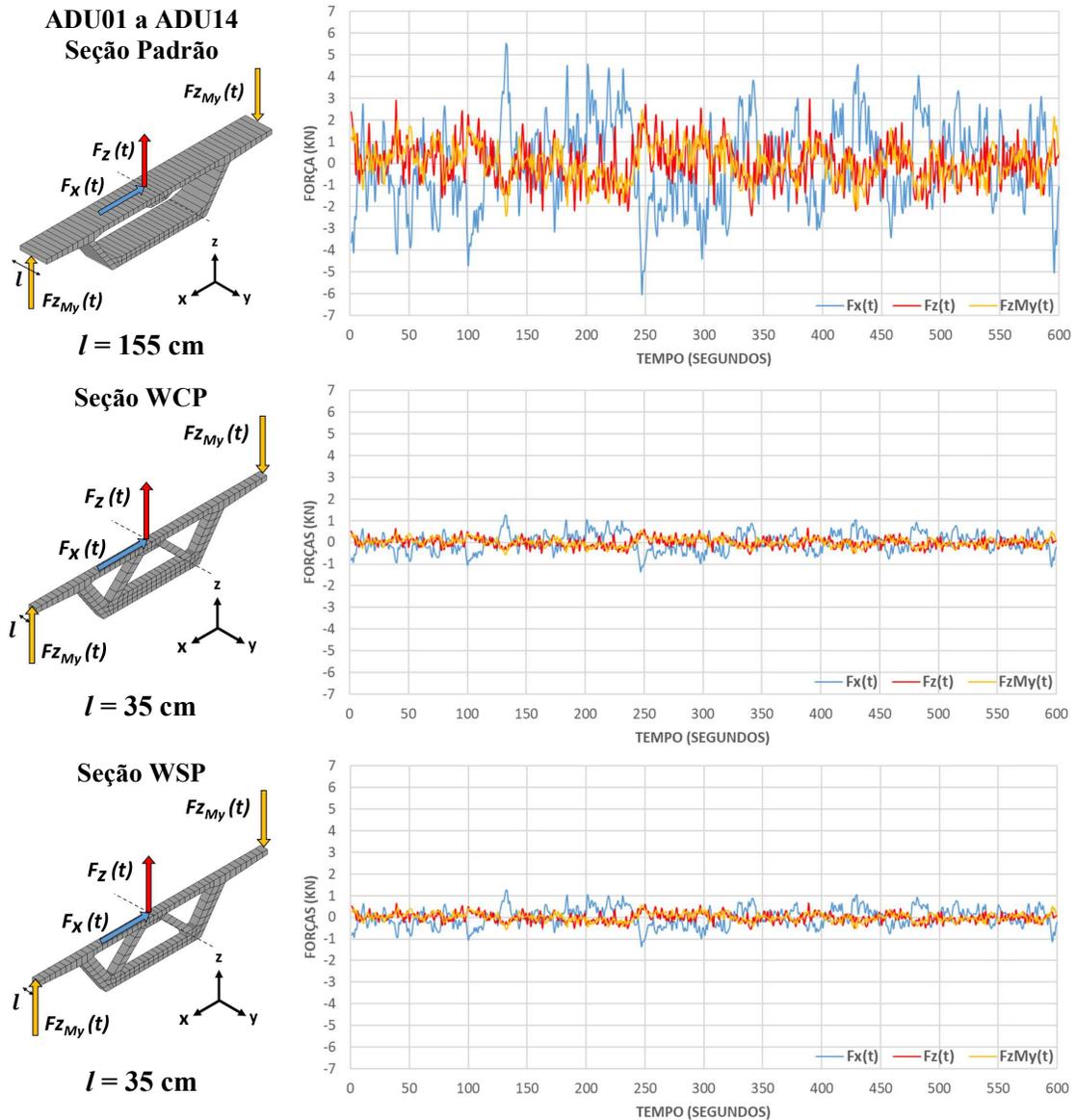
As figuras 7.25 e 7.26, apresentam o carregamento correspondente às forças devidas ao vento flutuante ($F_x(t)$, $F_z(t)$ e $F_{zMy}(t)$), aplicado respectivamente às seções padrão da aduela inicial e das aduelas 1 a 14; e às seções enrijecidas WCP e WSP das aduelas da ponte, em sua etapa construtiva de número 60. Observa-se, neste caso, maiores ou menores amplitudes de carregamento, em função do comprimento da faixa de elementos finitos exposta ao vento (l).

Figura 7.25 – Forças de vento flutuante $F_x(t)$, $F_z(t)$ e $F_{zMy}(t)$, aplicadas nos nós correspondentes à seção padrão da aduela inicial da Ponte do Saber, em fase construtiva de número 60



(fonte: elaborada pela autora)

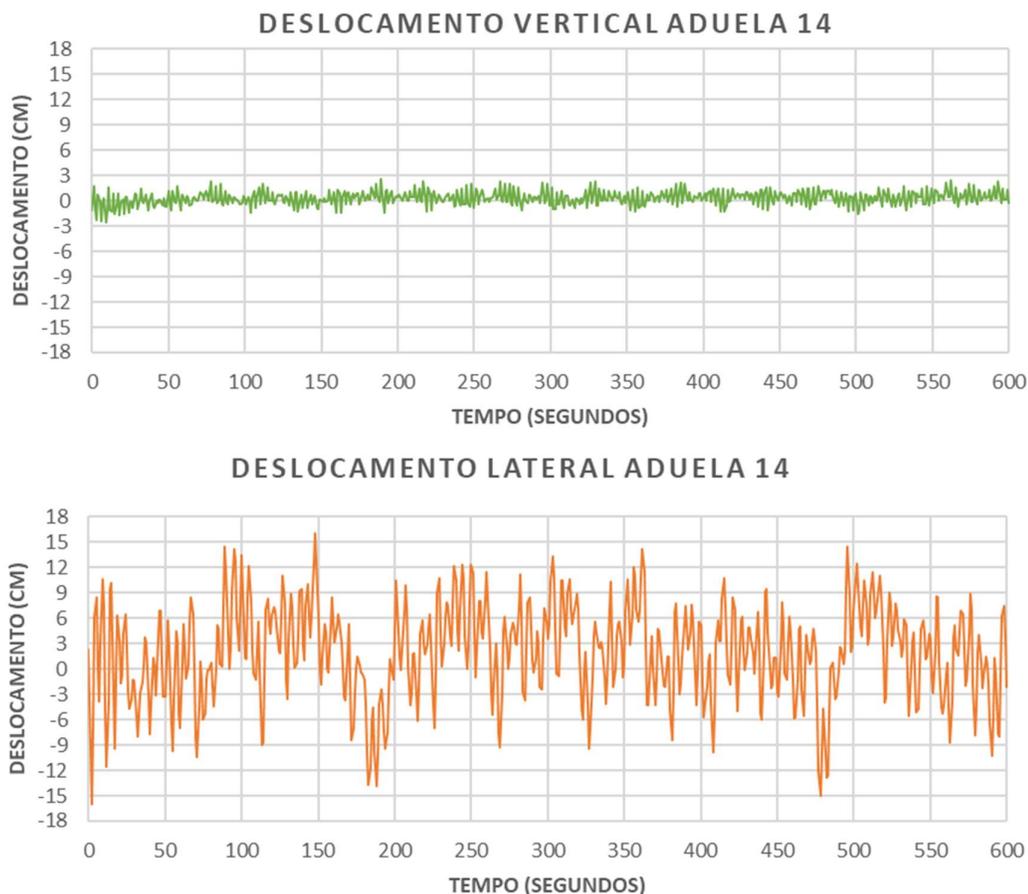
Figura 7.26 – Forças de vento flutuante $F_x(t)$, $F_z(t)$ e $F_{zMy}(t)$, aplicadas nos nós correspondentes a cada seção das aduelas da Ponte do Saber, em fase construtiva de número 60



(fonte: elaborada pela autora)

As respostas obtidas através do ANSYS, são também funções no tempo, em termos de deslocamentos, tensões, velocidades e acelerações. Para a etapa de número 60, a figura 7.27 apresenta os históricos de deslocamentos verticais e laterais, que ocorrem na extremidade livre do tabuleiro em balanço (aduela 14), sob ação do vento turbulento, considerando o modelo não linear para os materiais (concreto e aço).

Figura 7.27 – Histórico de deslocamentos verticais e laterais do tabuleiro da ponte, sob ação do vento turbulento, obtidos para a etapa 60 pela análise no ANSYS



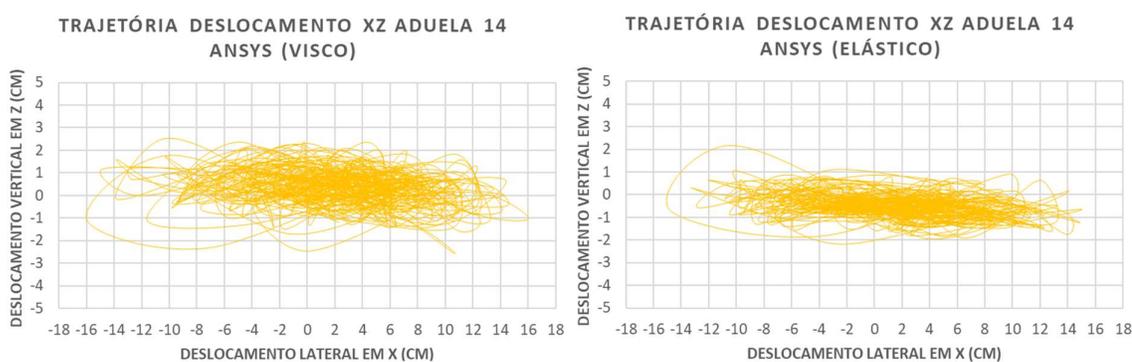
(fonte: elaborada pela autora)

Com base na figura 7.27 pode-se notar que, em fase avançada de execução, o tabuleiro da ponte possui menor rigidez na direção do eixo X do que na direção do eixo Z, uma vez que a amplitude de deslocamentos observada na direção lateral foi significativamente superior aos deslocamentos registrados na direção vertical. Isto confirma o fato observado na análise de vibrações sob tensões iniciais para esta etapa construtiva, que indicou que o modo de flexão lateral representa a frequência fundamental da ponte (0,19 Hz), sendo o segundo modo de vibração da estrutura o de flexão vertical (0,51 Hz).

A figura 7.28 ilustra a trajetória do movimento no plano XZ da extremidade da aduela 14, obtida no modelo reduzido realizado no ANSYS considerando o comportamento viscoelástico com fissuração para o concreto (esquerda) em comparação com o modelo elástico linear (direita). Esta mesma figura também mostra um quadro resumo com as máximas amplitudes de

deslocamentos registradas. Com base nas informações apresentadas pode-se observar que o comportamento dos dois modelos simulados no ANSYS, sob ação do vento turbulento, foi semelhante, o que indica que, provavelmente, não ocorreu fissuração nos elementos de concreto (fato que ainda precisa ser comprovado com a análise do histórico de tensões, apresentado na sequência). Ainda assim, notam-se diferenças entre as amplitudes de deslocamentos registradas, o que indica que o estado de tensões iniciais, obtido a partir da análise estática prévia dos dois modelos está influenciando no comportamento dinâmico da estrutura.

Figura 7.28 – Deslocamentos verticais e laterais da extremidade em balanço do tabuleiro da ponte, sob ação do vento turbulento, obtidos para a etapa 60 pela análise no ANSYS com os dois modelos de materiais

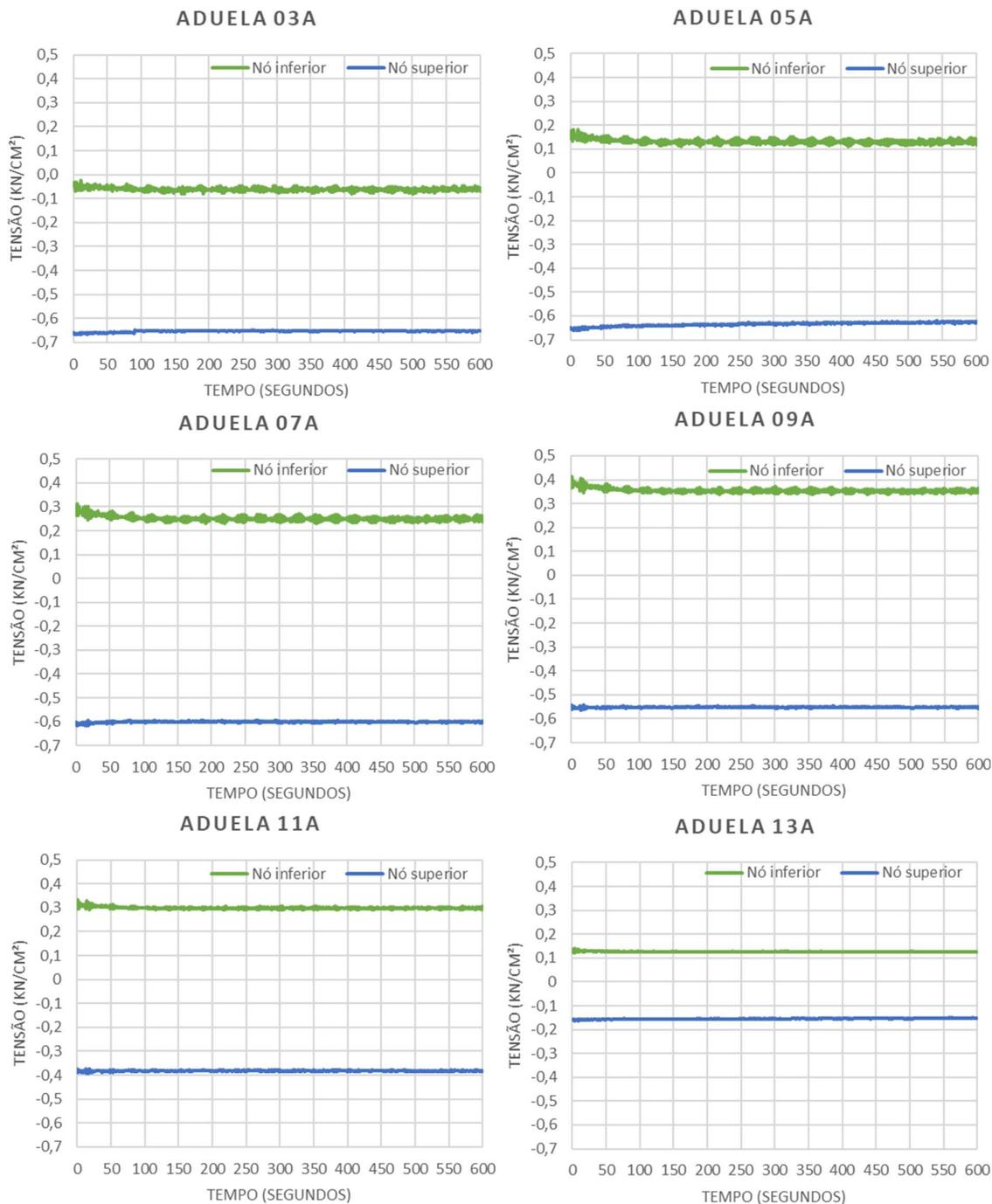


	DESLOCAMENTO VERTICAL (cm)	DESLOCAMENTO LATERAL (cm)
ANSYS (VISCO)	± 2,54	± 16,02
ANSYS (ELÁSTICO)	± 2,18	± 14,89

(fonte: elaborada pela autora)

Ainda em relação à análise dinâmica realizada após o passo de carga 60, a figura 7.29 apresenta a variação das tensões desenvolvidas nos nós superior e inferior do tabuleiro, localizados na extremidade das aduelas tipo A da Ponte do Saber, quando submetidas à ação do vento turbulento. Tendo em vista que o concreto utilizado na ponte analisada possui uma resistência característica à compressão de 65,15 MPa, e que o valor da resistência à tração deste material aos 28 dias é de 4,9 MPa; através dos históricos de tensões apresentados, pode-se concluir que, ao longo do período em que o carregamento de vento foi imposto sobre a estrutura, o nível de tensões nos elementos de concreto do tabuleiro manteve-se baixo, tanto em tração quanto em compressão. Mesmo nos trechos do tabuleiro submetidos aos maiores momentos fletores, correspondentes às regiões entre as aduelas 07 e 09; a seção transversal de concreto manteve-se íntegra, não sendo observados pontos de integração fissurados.

Figura 7.29 – Variação das tensões σ_y desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade das aduelas 03A, 05A, 07A, 09A, 11A e 13A da Ponte do Saber, sob ação do vento turbulento (*step* 60)

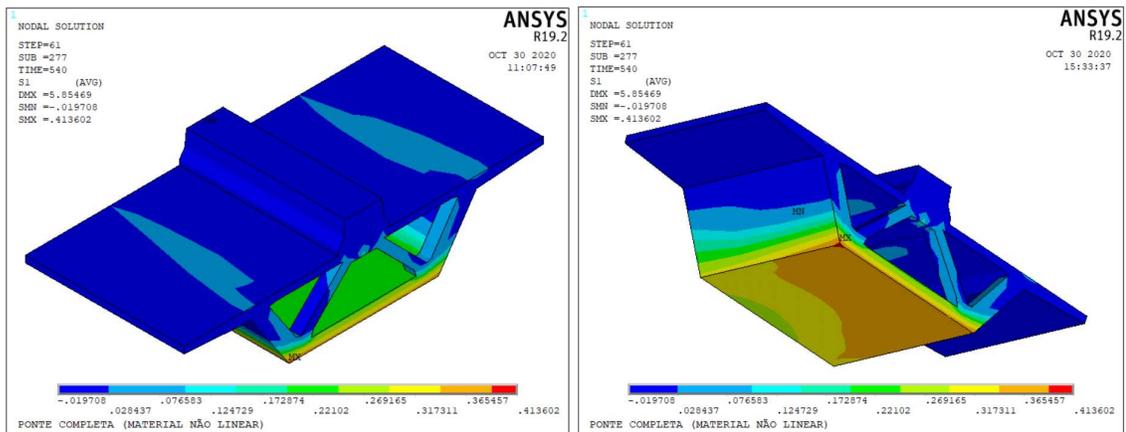


(fonte: elaborada pela autora)

A figura 7.30 mostra a distribuição das tensões principais σ_1 ao longo da aduela 09A em um sub-passo da análise dinâmica, a qual exemplifica o comportamento observado nos demais

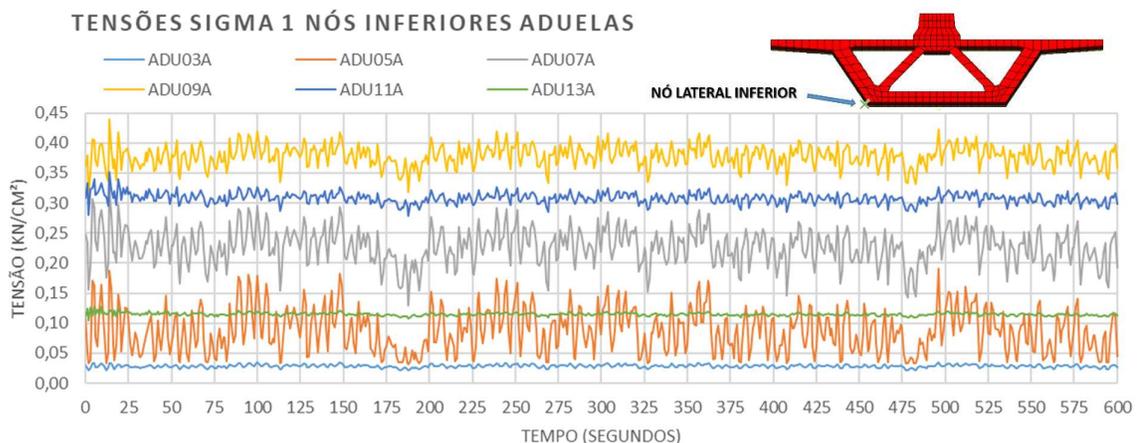
segmentos. Basicamente, em função da força de arrasto aplicada sobre a estrutura, os pontos críticos em relação às tensões de tração são os nós localizados nas laterais da extremidade inferior das aduelas. Desta forma, a figura 7.31 apresenta a evolução das tensões σ_1 , observadas nestes nós ao longo dos 600 segundos da carga de vento. Com base nos resultados observados, pode-se concluir que, de fato, as tensões principais de tração ficaram abaixo das tensões limites do concreto utilizado na Ponte do Saber. Isto confirma mais uma vez que, mesmo para a etapa mais crítica de montagem em termos de características dinâmicas, no modelo que considera o comportamento não linear dos materiais não ocorreu fissuração nos elementos de concreto.

Figura 7.30 – Distribuição de tensões σ_1 ao longo da aduela, 09A da Ponte do Saber, sob ação do vento turbulento (*step* 60)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.31 – Variação das tensões σ_1 desenvolvidas no nó localizado na lateral do bordo inferior das aduelas 03A, 05A, 07A, 09A, 11A e 13A da ponte, sob ação do vento turbulento (*step* 60)



(fonte: elaborada pela autora)

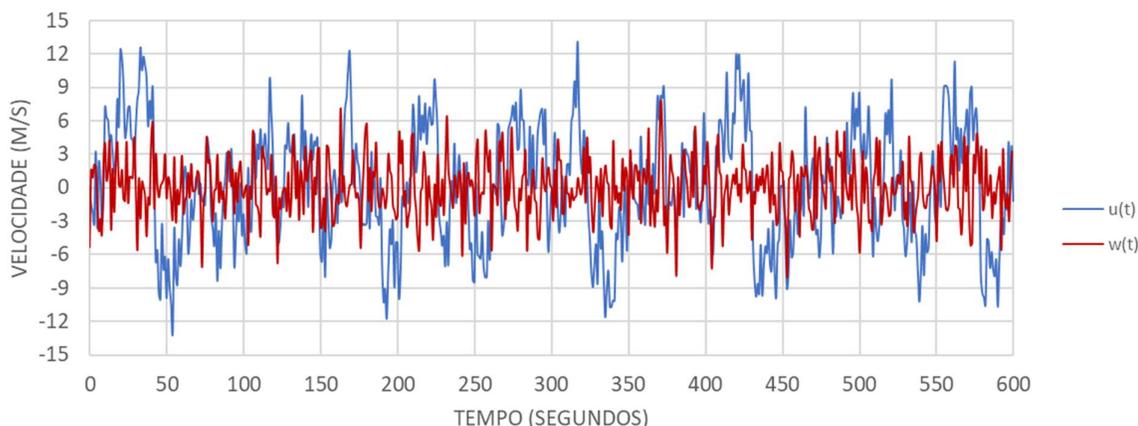
De modo semelhante ao adotado para a estrutura parcialmente executada, o carregamento devido às forças flutuantes do vento para a ponte finalizada (*step* 62), está apresentado no quadro 7.8. A figura 7.32 ilustra os históricos de $u(t)$ e $w(t)$ para a estrutura durante a 62ª fase construtiva da ponte. Neste caso, o procedimento adotado foi o mesmo daquele utilizado para a determinação dos históricos de velocidades na etapa 60, sendo alteradas apenas a frequência referente ao modo de vibração com flexão lateral da estrutura, que para esta fase construtiva foi igual a 0,71 Hz (figura 7.20); e a frequência referente ao modo de vibração com flexão vertical da estrutura, que para esta fase construtiva foi igual a 0,64 Hz (figura 7.20).

Quadro 7.8 – Forças flutuantes aplicadas nos nós das aduelas na etapa 16

ANÁLISE DINÂMICA ETAPA 16			
FORÇA	ADUINICIAL	ADU01 até ADU14	ADUFINAL
$F_x(t)$ [kN]	$-0,60.u(t) + 0,14.w(t)$	$-0,70.u(t) + 0,16.w(t)$	$-0,57.u(t) + 0,13.w(t)$
$F_z(t)$ [kN]	$0,18.u(t) + 0,45.w(t)$	$0,21.u(t) + 0,52.w(t)$	$0,17.u(t) + 0,43.w(t)$
$F_{zMy}(t)$ [kN]	$0,26.u(t) - 0,16.w(t)$	$0,25.u(t) - 0,19.w(t)$	$0,20.u(t) - 0,15.w(t)$
FORÇA	WCP	WSP	
$F_x(t)$ [kN]	$-0,16.u(t) + 0,04.w(t)$	$-0,16.u(t) + 0,04.w(t)$	
$F_z(t)$ [kN]	$0,05.u(t) + 0,12.w(t)$	$0,05.u(t) + 0,12.w(t)$	
$F_{zMy}(t)$ [kN]	$0,06.u(t) - 0,04.w(t)$	$0,06.u(t) - 0,04.w(t)$	

(fonte: elaborado pela autora)

Figura 7.32 – Histórico de velocidade flutuante de vento $u(t)$ e $w(t)$, utilizando os espectros de potência teóricos para o passo de carga 62

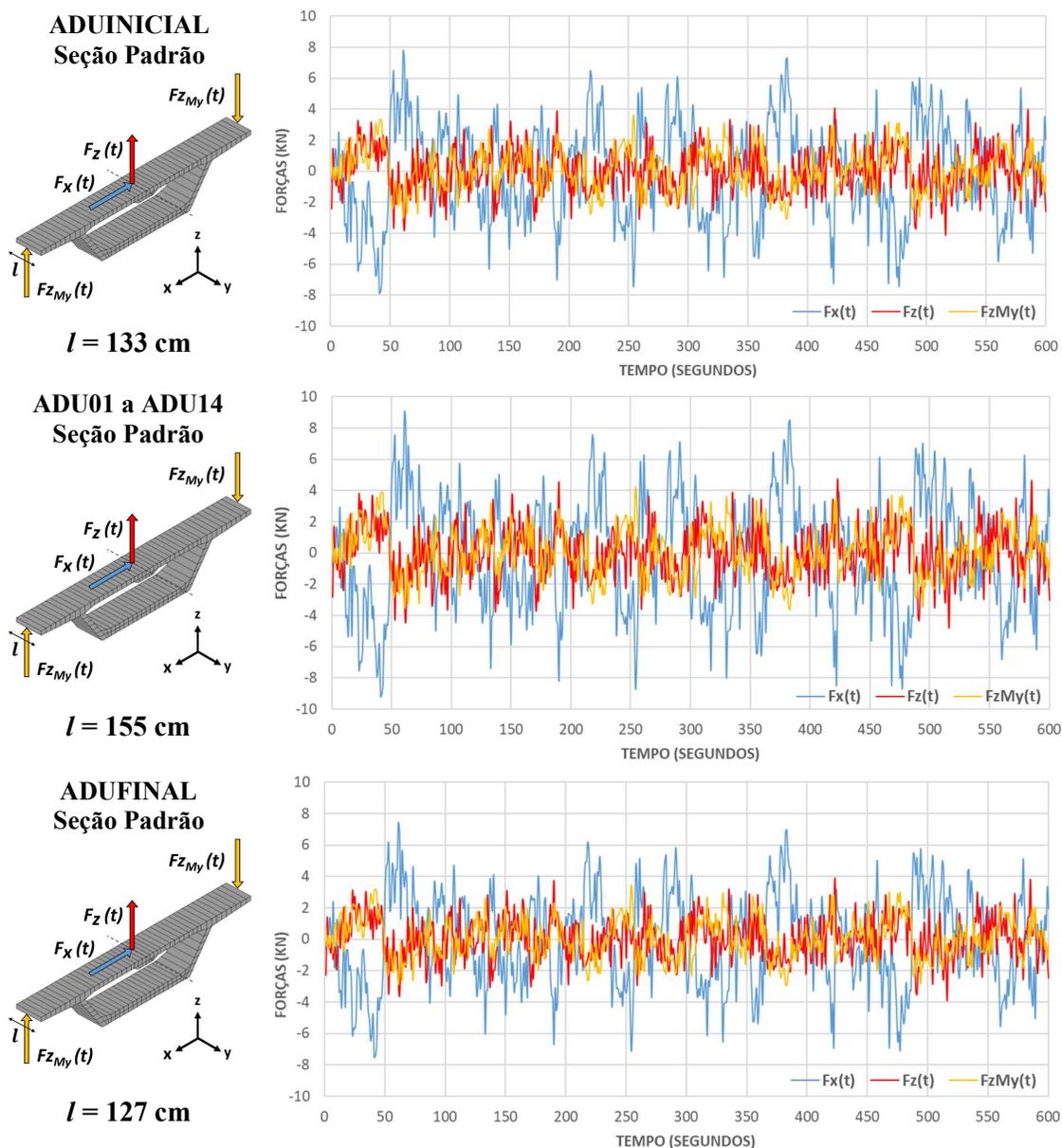


(fonte: elaborada pela autora)

As figuras 7.33 e 7.34 apresentam o carregamento correspondente às forças devidas ao vento flutuante ($F_x(t)$, $F_z(t)$ e $F_{zMy}(t)$), aplicado respectivamente às seções padrão da aduela inicial, das aduelas 1 a 14 e da aduela final; e às seções enrijecidas WCP e WSP das aduelas da ponte,

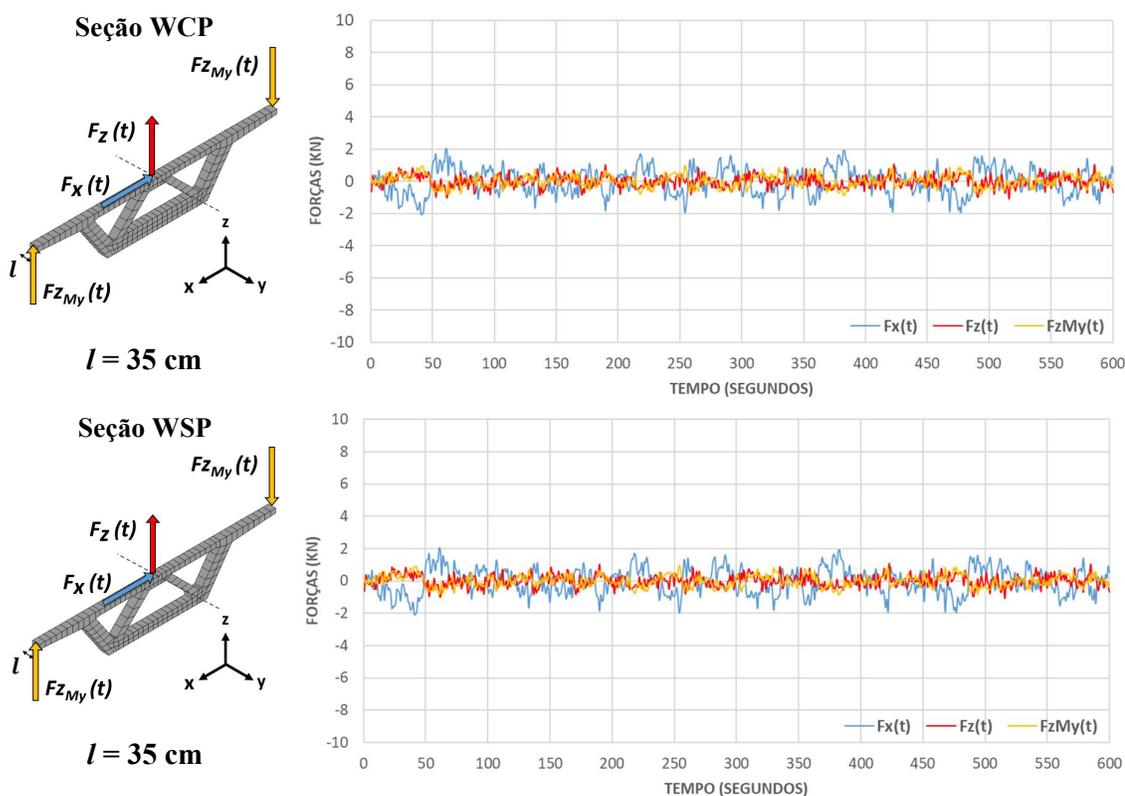
em sua etapa construtiva de número 62. Observa-se, neste caso, maiores ou menores amplitudes de carregamento, em função do comprimento da faixa de elementos finitos exposta ao vento (l). Além disso, em comparação com os carregamentos aplicados na fase construtiva anterior, observa-se que, neste caso, em função das diferenças adotadas para o fator estatístico S_3 , a magnitude das forças flutuantes é maior.

Figura 7.33 – Forças de vento flutuante $F_x(t)$, $F_z(t)$ e $F_{zMy}(t)$, aplicadas nos nós correspondentes à seção padrão da aduela inicial, das aduelas 01 a 14, e da aduela final da Ponte do Saber, em fase construtiva de número 62



(fonte: elaborada pela autora)

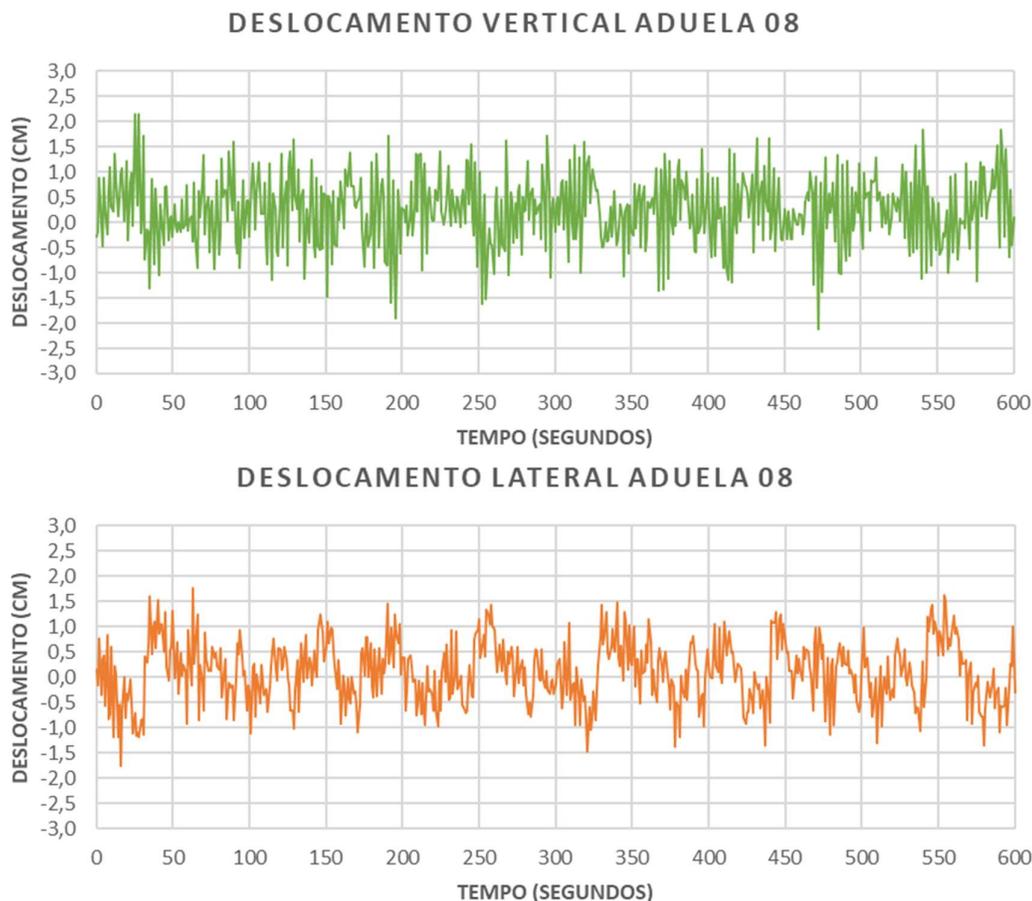
Figura 7.34 – Forças de vento flutuante $F_x(t)$, $F_z(t)$ e $F_{zMy}(t)$, aplicadas nos nós correspondentes às seções enrijecidas WCP e WSP da aduela inicial e das aduelas 01 a 14 da Ponte do Saber, em fase construtiva de número 62



(fonte: elaborada pela autora)

A figura 7.35 apresenta os históricos de deslocamentos verticais e laterais, que ocorrem no ponto de maior amplitude do tabuleiro, correspondente à região de ancoragem do estai T12 (aduela 08), sob ação do vento turbulento, considerando o modelo não linear para os materiais (concreto e aço). Com base nesta figura, pode-se notar que, para a fase em que a Ponte do Saber é finalizada, ocorre uma inversão do comportamento em relação à etapa precedente (figura 7.27), pois a amplitude de deslocamentos observada na direção vertical foi superior aos deslocamentos registrados na direção lateral. Ainda assim, os máximos deslocamentos não ficaram distantes entre si, uma vez que, na análise de vibrações sob tensões iniciais realizada para a última etapa construtiva (*step* 62), as frequências observadas para os dois primeiros modos de vibração foram relativamente próximas. Pode-se notar também que as amplitudes de deslocamentos na fase construtiva (*step* 60) são maiores do que as observadas para a ponte finalizada (*step* 62), confirmando a influência da rigidez do sistema nas frequências naturais de vibração e, conseqüentemente na resposta às ações dinâmicas atuantes sobre a estrutura.

Figura 7.35 – Histórico de deslocamentos verticais e laterais do tabuleiro da ponte, sob ação do vento turbulento, obtidos para a etapa 62 pela análise no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

O quadro 7.9 mostra o resumo das máximas amplitudes de deslocamentos registradas no modelo reduzido realizado no ANSYS considerando o comportamento viscoelástico com fissuração para o concreto em comparação com o modelo elástico linear. Bem como observado na fase construtiva de número 60, pode-se concluir que no estágio final de construção da Ponte do Saber, o comportamento dinâmico dos dois modelos de materiais simulados no ANSYS, sob ação do vento turbulento, também foi semelhante. Ainda assim, as diferenças de resultados observadas entre os dois modelos comprovam que a consideração da reologia dos materiais, além de alterar o plano de estaiamento e, conseqüentemente, a distribuição dos esforços no tabuleiro, pode modificar também a rigidez da estrutura frente às ações dinâmicas, sendo importante a sua consideração na etapa de projeto. O modelo de fissuração atribuído para o concreto também é interessante de ser utilizado durante as análises dinâmicas a fim de avaliar se eventualmente alguma seção estaria comprometida frente aos efeitos causados pelo vento.

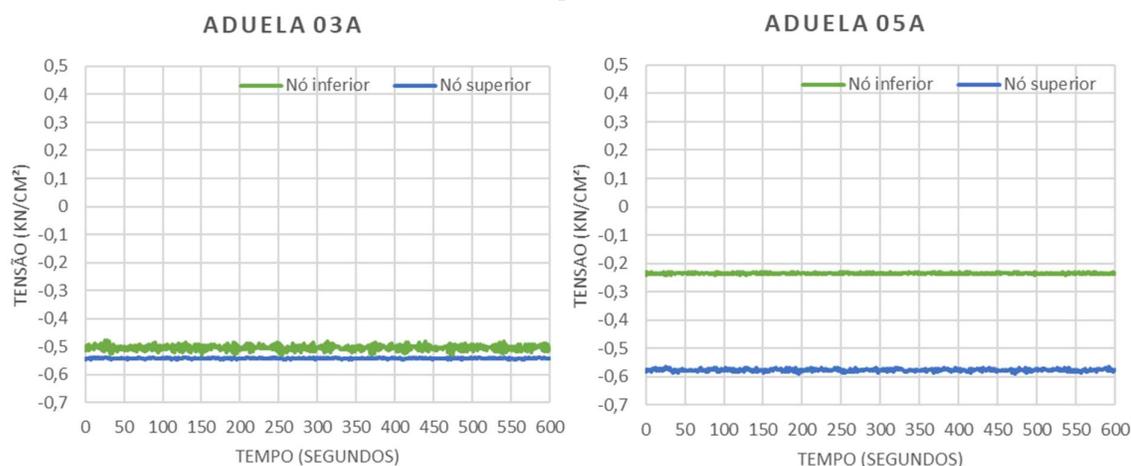
Quadro 7.9 – Deslocamentos verticais e laterais do tabuleiro da ponte, sob ação do vento turbulento, obtidos para a etapa 62 pela análise no ANSYS com os dois modelos de materiais

	DESLOCAMENTO VERTICAL (cm)	DESLOCAMENTO LATERAL (cm)
ANSYS (VISCO)	± 2,12	± 1,75
ANSYS (ELÁSTICO)	± 1,93	± 1,63

(fonte: elaborado pela autora)

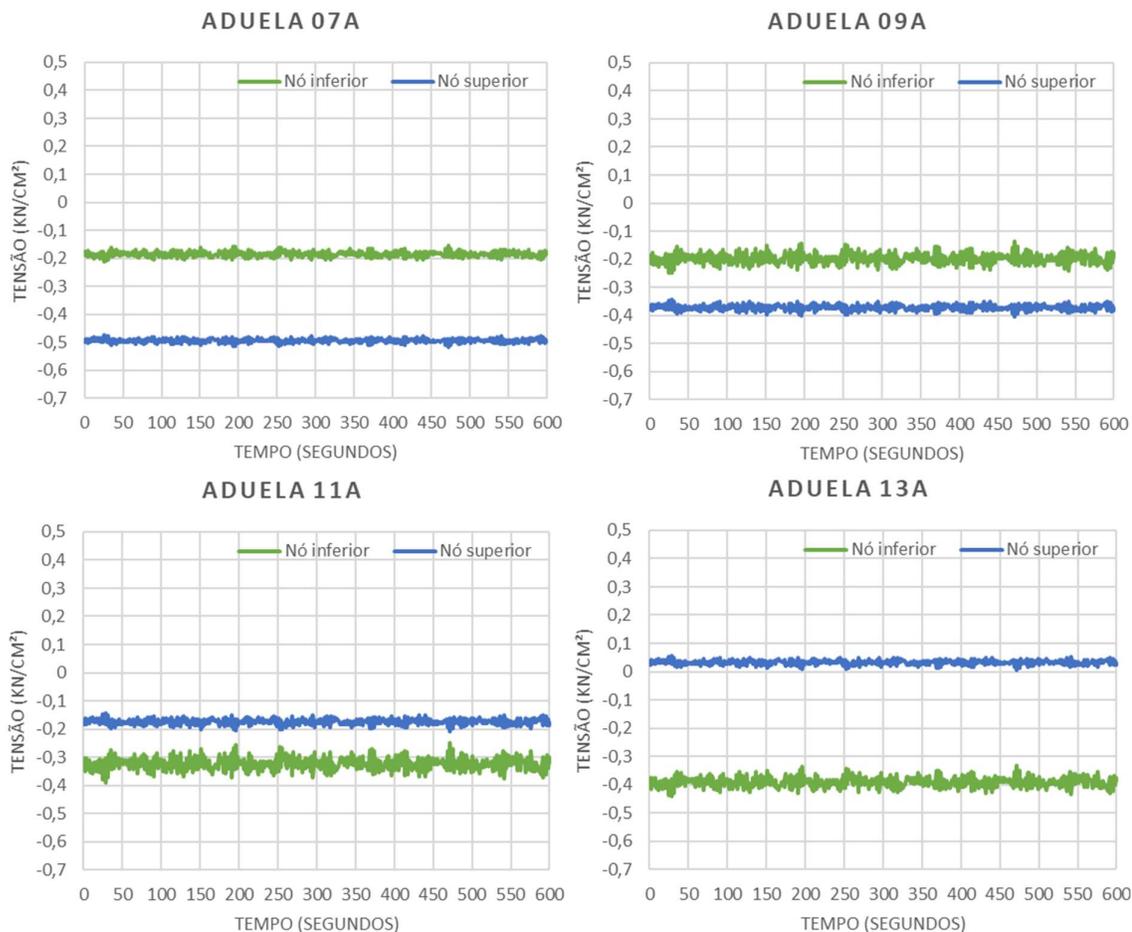
Para completar as análises do modelo reduzido da Ponte do Saber, referente à etapa em que a ponte já se encontra apoiada em P0 (*step* 62), as figuras 7.36 e 7.37 apresentam o histórico de tensões desenvolvidas nos nós superior e inferior do tabuleiro, localizados na extremidade das aduelas tipo A, quando submetidas à ação do vento. Ao longo destas análises também não foram observados pontos de integração fissurados, pois os níveis de tensões nos elementos de concreto mantiveram-se inferiores aos valores registrados para o passo de carga 60 (figura 7.29). Ainda que os efeitos da ação de vento sejam mais acentuados na fase construtiva em que o tabuleiro está em balanço, a realização de uma análise cuidadosa para a etapa de finalização da estrutura estaiada torna-se necessária, em função de algumas diferenças de comportamento observadas. No passo de carga 60, as tensões desenvolvidas nas aduelas indicavam a predominância de momentos positivos sob ação do vento turbulento, em todas as seções apresentadas (figura 7.29). Já para a última fase construtiva (*step* 62), o apoio do tabuleiro estaiado em P0 provocou a inversão dos momentos fletores a partir da aduela de número 11 até a aduela final.

Figura 7.36 – Variação das tensões σ_y desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade das aduelas 03A e 05A da Ponte do Saber, sob ação do vento turbulento (*step* 62)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.37 – Variação das tensões σ_y desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade das aduelas 07A, 09A, 11A e 13A da Ponte do Saber, sob ação do vento turbulento (*step* 62)



(fonte: elaborada pela autora)

Com base nos resultados obtidos para as análises realizadas no modelo reduzido em elementos finitos da Ponte do Saber fica evidente a importância dos efeitos dinâmicos do vento no projeto estrutural, uma vez que o tabuleiro respondeu dinamicamente à ação de vento turbulento, apresentando oscilações superiores aos deslocamentos estáticos obtidos a partir do item 4 da norma brasileira (quadro 7.6). A solução no domínio do tempo também torna-se interessante para uma análise que considera o comportamento não linear dos materiais, uma vez que permite gerar resultados em termos de deslocamentos e tensões ao longo do tempo e identificar regiões críticas da estrutura. No entanto, para uma melhor avaliação das propriedades modais e da resposta dinâmica da estrutura através da solução no domínio do tempo, a construção do modelo computacional completo da ponte, com a consideração da rigidez do pilone e os estais de retaguarda torna-se fundamental para a validação dos resultados analisados até aqui.

7.2 MODELO COMPLETO

Em todas as análises realizadas para o modelo completo da Ponte do Saber no ANSYS, foi utilizado o modelo viscoelástico com fissuração para o concreto através da USERMAT; e o elastoplástico para as armaduras ativas e passivas. Neste caso, o plano de estaiamento foi simulado de forma iterativa, através da introdução de uma carga de temperatura, buscando respeitar as tensões previstas em projeto para cada etapa em que estes elementos eram ativados. Os resultados da análise estática, modal e dinâmica obtidos através do ANSYS, e comparados com os valores de projeto e de monitoramento estão apresentados nos itens a seguir.

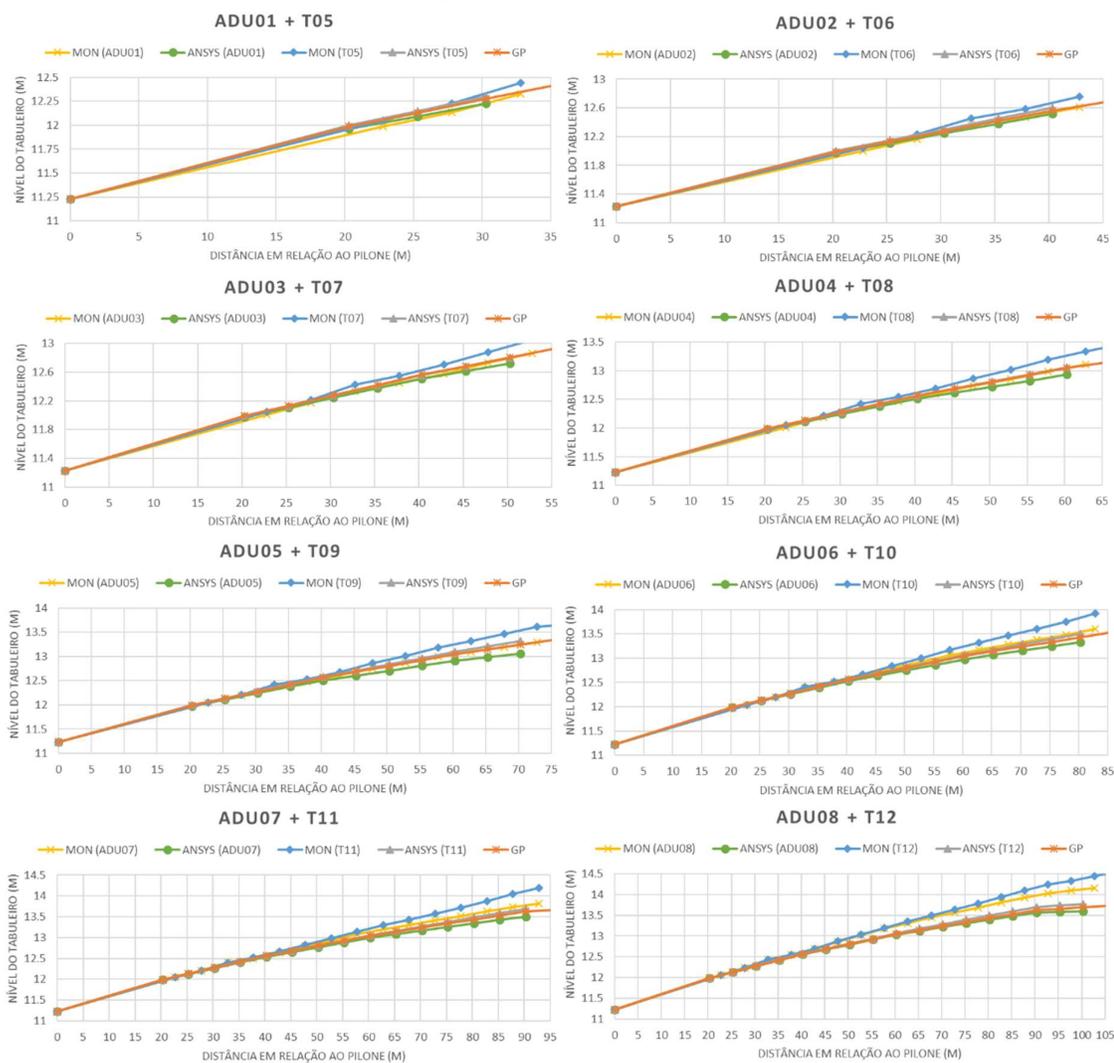
7.2.1 Análise estática através do MEF

A análise dos resultados iniciou-se com o traçado dos gráficos de elevação do tabuleiro para as fases construtivas da ponte, que buscou simular o procedimento real da execução da estrutura estaiada. Neste caso, além de considerar o avanço da execução do tabuleiro e dos estais frontais, foram incluídos no modelo a influência da sequência construtiva do pilone e da protensão dos estais de retaguarda. Nas figuras 7.38 e 7.39, estes resultados estão indicados para as principais etapas de construção da Ponte do Saber, ou seja, os casos de carga onde se aplicam o peso próprio da aduela tipo B, seguido da protensão do respectivo estai frontal. Nestes diagramas é feito um estudo comparativo entre a posição do greide geométrico previsto em projeto (GP); a elevação medida em obra durante o monitoramento (MON); e ainda os resultados gerados pelo ANSYS, segundo uma análise não linear física, utilizando os elementos de ativação e desativação do sistema. Os valores dos níveis destacados nos gráficos são medidos em relação ao topo da laje superior das aduelas, nas respectivas extremidades dos segmentos tipo A e B.

Conforme visto no capítulo 6, na Ponte do Saber foi utilizado um plano único de estais frontais, os quais foram ancorados na região central do tabuleiro. Desta forma, para garantir a rigidez necessária aos efeitos de torção, causados pelo carregamento assimétrico atuante sobre a estrutura na situação em serviço, foi necessário adotar uma seção transversal celular para as aduelas (figuras 6.4 a 6.6). Esta geometria adicionou rigidez aos elementos também em relação aos esforços de flexão, atuantes ao longo do processo construtivo. Os efeitos da geometria do tabuleiro podem ser observados nos deslocamentos verticais gerados quando uma nova aduela é executada. A partir da análise de resultados, observa-se que, nas etapas iniciais de construção,

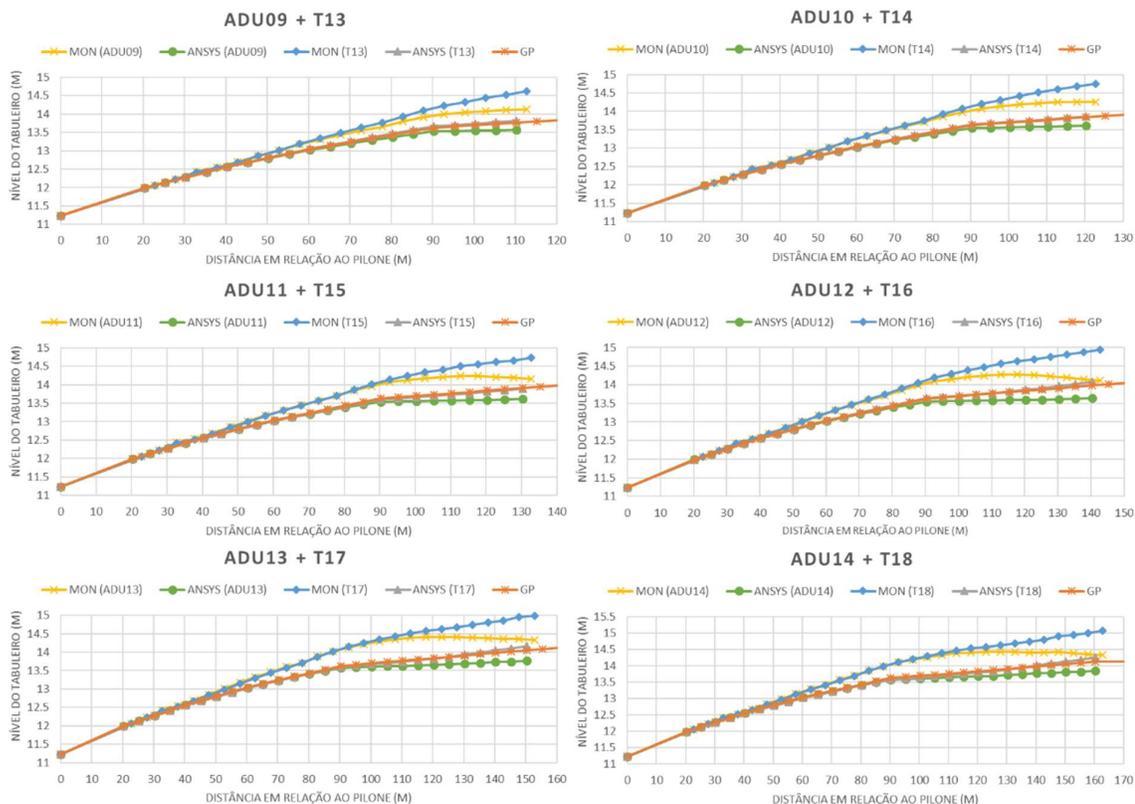
nos casos em que se aplica o peso próprio da aduela, a curva obtida pelo ANSYS fica levemente abaixo do greide geométrico; e, quando é realizada a operação de estaiamento, a aduela retorna para a posição do greide original. Com o avanço das etapas construtivas, a flexibilidade da estrutura aumenta, e as variações de deslocamentos verticais, na extremidade das aduelas recém concretadas, passam a ser mais significativas. Por outro lado, pode-se observar a estabilização do comportamento mecânico do tabuleiro ao longo da execução do balanço sucessivo, já que, à medida que o processo construtivo avança, as aduelas concretadas em etapas anteriores à concretagem atual tendem a apresentar menor variação de deslocamentos.

Figura 7.38 – Diagramas de elevação do tabuleiro obtidos após a finalização da concretagem e da operação de estaiamento das aduelas 01 a 08



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.39 – Diagramas de elevação do tabuleiro obtidos após a finalização da concretagem e da operação de estaiamento das aduelas 09 a 14



(fonte: elaborada pela autora)

Com base nas figuras 7.38 e 7.39, é possível observar ainda que, a partir da execução da aduela 05, a curva do monitoramento (MON) se encontra acima do greide geométrico (GP) tanto na fase de aplicação do peso próprio da aduela, quanto na fase de estaiamento; e que esta diferença torna-se mais significativa à medida que as etapas construtivas da ponte avançam. Conforme constatado no item 7.1 deste trabalho, é importante lembrar que, as forças instaladas nos cabos, durante a operação de estaiamento, as quais foram controladas a partir do monitoramento realizado durante a obra, foram impostas de forma a respeitar os valores de projeto, e que, mesmo assim, o greide real de lançamento da ponte ficou distante do GP.

Por outro lado, em relação às curvas obtidas nas análises realizadas no modelo numérico no ANSYS, em que também foram utilizadas as mesmas tensões previstas em projeto para a protensão dos estais, nota-se que, após o estaiamento de cada cabo, o greide de lançamento das aduelas retorna para a posição do greide geométrico estabelecido em projeto (GP), sendo este fenômeno observado em todos os casos de carga destacados nas figuras 7.38 e 7.39.

Desta forma, para entender melhor as divergências entre os resultados obtidos, foi realizada uma análise comparativa entre as informações presentes no projeto inicial e nos demais trabalhos acadêmicos realizados sobre a Ponte do Saber, os dados de monitoramento da ponte, e as imagens fornecidas pela empresa responsável pela construção da estrutura. Com base nestas informações, se chegou à conclusão de que as diferenças observadas entre as cotas verticais do tabuleiro, medidas durante o monitoramento, em relação às obtidas através do modelo em elementos finitos, podem ser consequência de uma mudança de projeto na fase construtiva da ponte. Ou seja, no modelo numérico adotado neste trabalho foram considerados os dados presentes no projeto inicial da Ponte do Saber, que indicava a presença da viga central juntamente com o restante da seção das aduelas que formavam o tabuleiro. Porém, observou-se que, durante a execução da Ponte do Saber, a concretagem da viga central de enrijecimento foi executada em conjunto com o restante da seção transversal somente até a conclusão da aduela 04. Desta forma, a concretagem da viga central foi finalizada após a construção das demais aduelas do tabuleiro, quando o mesmo já se encontrava apoiado na extremidade P0 (GARAMBONE, 2012). A figura 7.40 mostra o tabuleiro da Ponte do Saber em fase construtiva avançada, com destaque para as esperas das armaduras utilizadas para a execução da viga de enrijecimento, mostrando que a concretagem deste elemento foi feita em uma etapa posterior à execução do restante da aduela em obra.

Figura 7.40 – Tabuleiro da Ponte do Saber em fase construtiva avançada



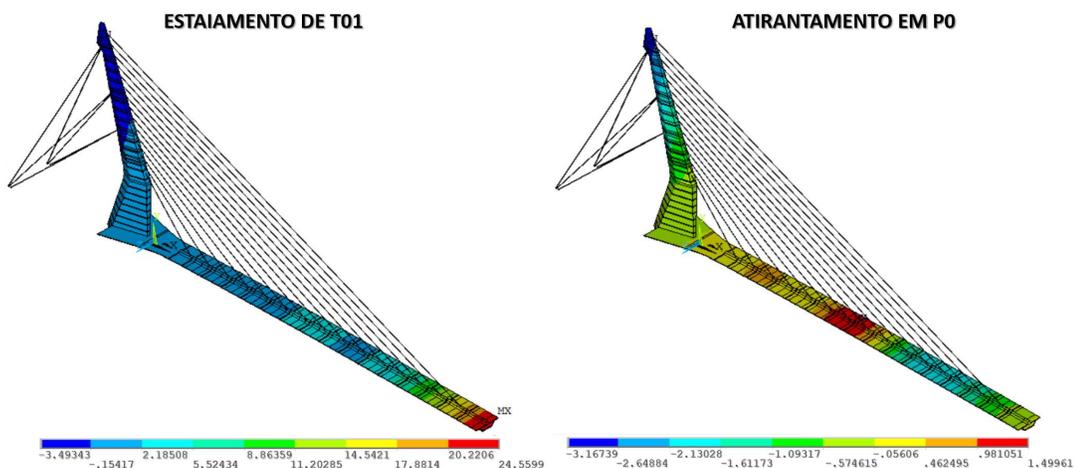
(fonte: GOMES, 2013)

Deste modo, como a área referente à viga de enrijecimento corresponde à 17% da área total da aduela padrão, ao longo do processo construtivo a rigidez e o peso próprio do tabuleiro foram reduzidos, o que gerou maiores deslocamentos verticais em relação aos observados no modelo computacional. No entanto, pode-se afirmar que os deslocamentos verticais resultantes do

modelo simulado no ANSYS apresentaram uma melhor correlação com o nível previsto para o greide geométrico, o que indica que a execução da viga central, juntamente com a construção das aduelas da ponte, resultaria em uma melhor conformação final do tabuleiro ao greide previsto originalmente. Adicionalmente, a interrupção da execução da viga central na estrutura real sugere a possibilidade de que esta decisão tenha sido tomada como uma forma de ajuste durante o processo de montagem da ponte, o qual levou à necessidade de revisão do projeto estrutural quanto às etapas construtivas.

De forma complementar, a figura 7.41 apresenta os deslocamentos verticais em relação ao greide geométrico, obtidos nos elementos estruturais simulados no ANSYS, em duas etapas diferentes. A primeira situação, à esquerda da figura 7.41, representa o instante em que a aduela final já está ativada e é realizada a protensão do estai de retaguarda T01, correspondente ao passo de carga 173 (quadro 6.8). Através dos resultados, é possível afirmar que, ao finalizar o lançamento das aduelas, considerando as idades de ativação dos elementos compatíveis com a duração da concretagem de cada etapa em obra, o desnível obtido na extremidade da ponte foi de 24,6 cm, o que se aproxima da estimativa inicial adotada pelo projetista, que foi de 23,5 cm (GOMES, 2013). Em relação ao desnível de 63,2 cm, observado durante o acompanhamento das etapas construtivas da Ponte do Saber, pode-se concluir que, de fato, a rigidez do tabuleiro durante a execução da estrutura estava menor do que a prevista no projeto inicial.

Figura 7.41 – Deslocamentos verticais (cm) obtidos na modelagem computacional no ANSYS, referentes às etapas de estaiamento de T01 e fechamento do vão



(fonte: elaborada pela autora)

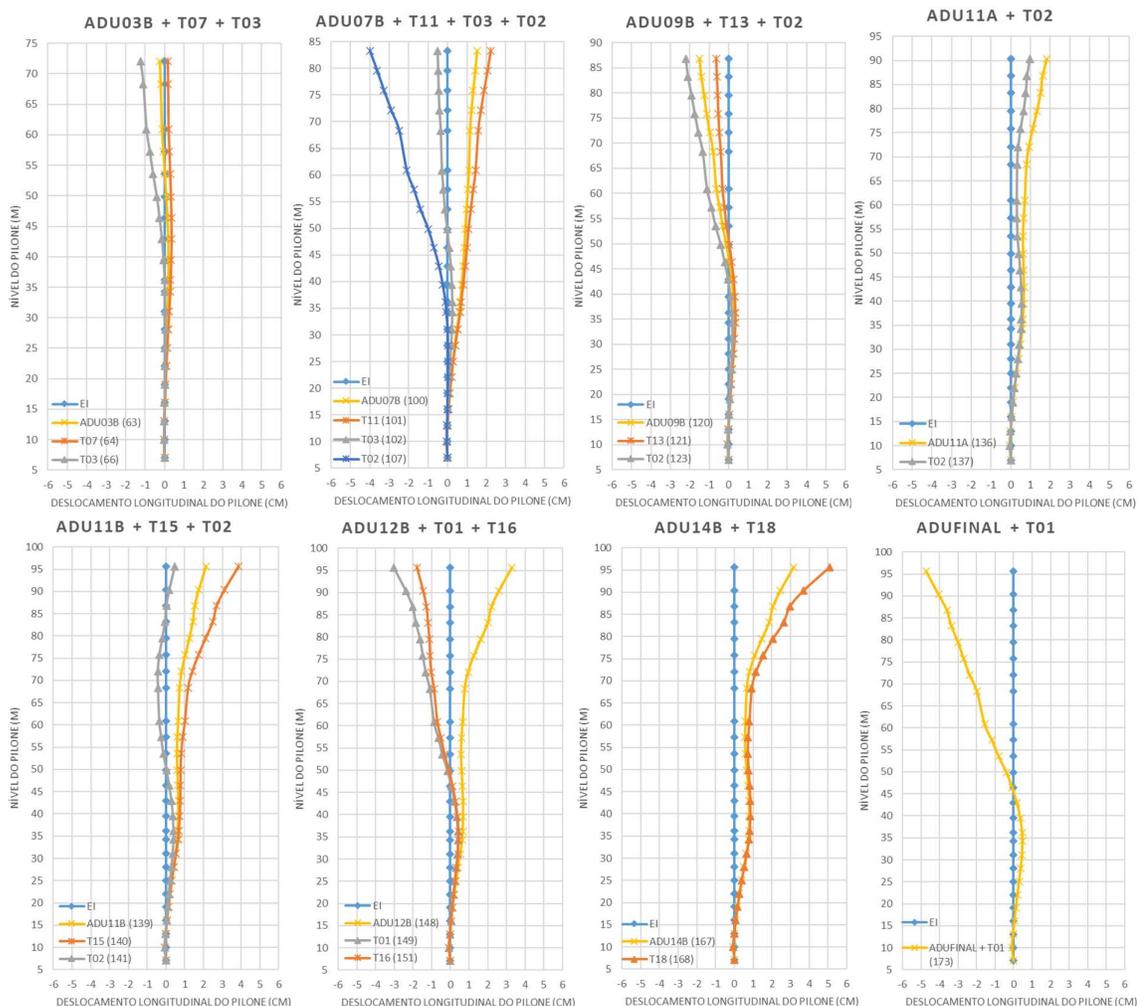
Já a segunda situação, que é apresentada à direita da figura 7.41, representa o instante em que ocorre o fechamento do vão principal estaiado, com atirantamento do apoio P0. Nesta etapa, que corresponde ao passo de carga 175 (quadro 6.8), observa-se que o greide final de lançamento da ponte no ANSYS, se aproximou de forma satisfatória ao greide geométrico, uma vez que o desnível máximo observado foi na ordem de 3 cm.

A fim de analisar o comportamento do pilone durante a sequência construtiva da Ponte do Saber, os gráficos da figura 7.42 apresentam os deslocamentos longitudinais (eixo Y) observados ao longo do comprimento deste elemento, para as principais etapas de montagem da ponte. Nestes diagramas, EI representa o eixo indeformado do pilone; e $ADU-\alpha (n)$ e $T-\beta (n)$, representam a deformada do pilone quando são aplicadas, respectivamente, a carga de peso próprio na aduela α , e a força de protensão no estai β . Os valores de n indicam a numeração do passo de carga apresentado no gráfico, e que são identificados no quadro 6.8. Nesta imagem, os valores positivos e negativos de deslocamentos longitudinais, indicam a deformação do pilone em direção aos estais frontais e de retaguarda, respectivamente. Os pontos destacados nos gráficos, representam os deslocamentos medidos nos nós presentes no eixo de simetria e localizados junto à face frontal do pilone, na cota superior de cada uma das 28 seções transversais em que este elemento foi discretizado, conforme indicado no quadro 6.1.

A partir destes diagramas é possível observar que, à medida que é realizada a concretagem das aduelas, traduzidas no modelo computacional pela aplicação do peso próprio nestes elementos, o pilone sofre deslocamentos horizontais positivos. Com a operação de protensão do estai frontal, localizado na extremidade da aduela recém concretada, esses deslocamentos horizontais positivos na torre são ampliados, e a tendência é que a deformação do pilone cresça no sentido do vão principal. Sendo assim, para que o momento fletor atuante no pilone seja minimizado, à medida que os estais frontais são instalados, a força dos estais de retaguarda é ajustada, de acordo com os valores definidos em projeto.

Além disso, analisando os gráficos da figura 7.42, percebe-se também o aumento dos deslocamentos horizontais na torre, conforme avança a construção da ponte, o que pode ser justificado em função da maior flexibilidade do pilone e do incremento de solicitações causadas por cada novo estai instalado. De qualquer forma, fica claro que a rigidez do pilone é superior à rigidez do tabuleiro, em função da diferença significativa de amplitude de deslocamentos observadas nestes dois elementos estruturais principais, ao longo da montagem da ponte.

Figura 7.42 – Deslocamentos longitudinais do pilone (cm) obtidos no ANSYS, referentes às principais etapas construtivas da Ponte do Saber



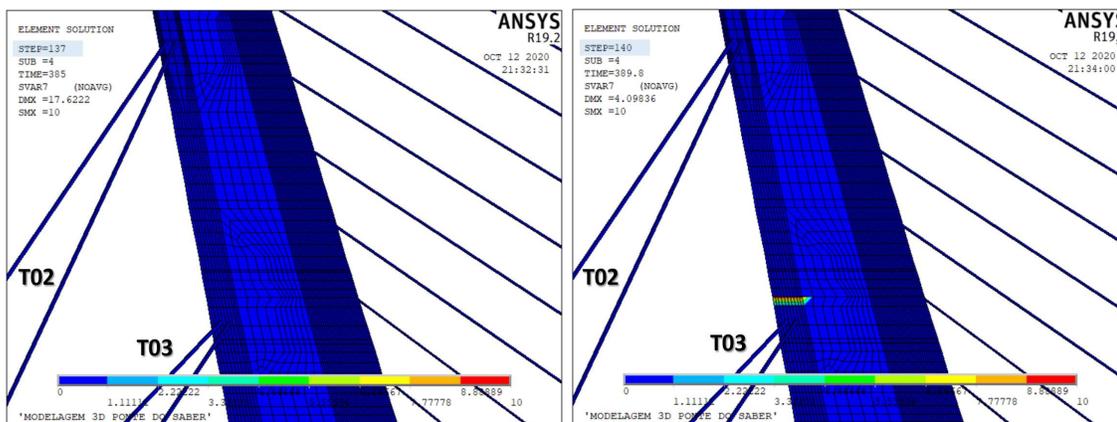
(fonte: elaborada pela autora)

No modelo simulado no ANSYS, dependendo do caso de carga, a força dos estais de retaguarda foi incrementada antes ou depois da ativação do estai frontal, procurando seguir a sequência construtiva observada durante o monitoramento. Entretanto, para evitar problemas de convergência no modelo em elementos finitos, causados pela fissuração de vários pontos de integração observada em algumas regiões do pilone, foi necessário, em determinados passos de carga, antecipar a aplicação de uma parcela da força de protensão nos estais de retaguarda. Nestes casos, parte do tensionamento do estai foi feito em etapas anteriores ao que foi efetivamente registrado no monitoramento. Desta forma, foi possível reduzir as tensões de

tração atuantes nos elementos localizados junto à face de retaguarda do pilone, e assim, evitar que a fissuração fosse distribuída para outros elementos.

Este fato pode ser ilustrado na figura 7.43, a qual apresenta o estado de fissuração do pilone para dois casos distintos de carregamento. Nestes gráficos, a cor azul (0 na escala gráfica) indica que os pontos de integração do elemento ainda não estão fissurados. Conforme as variáveis calculadas no interior da rotina USERMAT para o concreto tracionado, esta escala de cores pode assumir os valores de 10 ou 12, o que indica que algum ponto de integração do elemento em questão fissurou respectivamente em uma ou duas direções.

Figura 7.43 – Estado de fissuração do pilone, obtido na modelagem computacional no ANSYS, referentes aos passos de carga 137 e 140 (quadro 6.8)



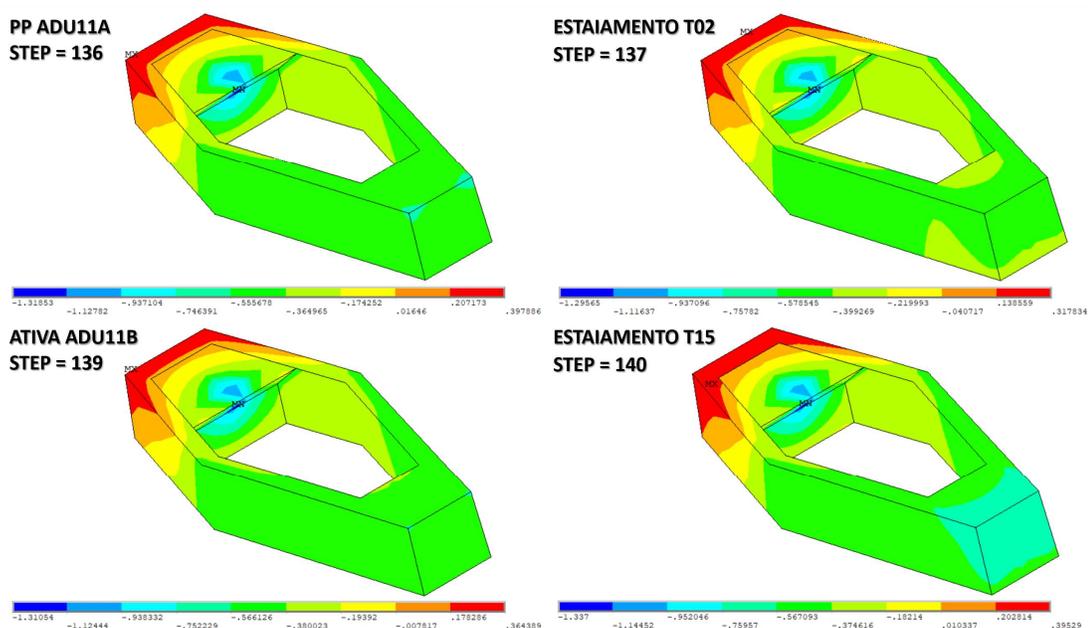
(fonte: elaborada pela autora)

A primeira situação, à esquerda da figura 7.43, representa o instante que antecede a ativação da aduela 11B, em que é realizada a protensão do estai de retaguarda T02, correspondente ao passo de carga 137 (quadro 6.8). A segunda situação, à direita da figura 7.43, representa o instante em que a aduela 11B entra em carga (aplicação do peso próprio deste elemento), juntamente com a operação de protensão do estai T15, correspondente ao passo de carga 140 (quadro 6.8). Com base nas informações disponibilizadas pela empresa construtora da Ponte do Saber, é possível afirmar que, na realidade, a protensão do estai de retaguarda T02 foi executada em obra após o estaiamento de T15, o que corresponderia ao passo de carga 141 no modelo numérico. Porém, como observa-se que no passo de carga 140 alguns pontos de integração do pilone, localizados na face de retaguarda, encontram-se fissurados em uma direção, na simulação computacional optou-se por aplicar uma parcela da força de protensão de T02 antes

da ativação da aduela 11B, a fim de evitar problemas de convergência. Vale lembrar que, ao longo das análises numéricas realizadas neste trabalho, não foi constatada fissuração na segunda direção em nenhum elemento de concreto.

A fim de observar a evolução das tensões nos elementos do pilone, em função dos carregamentos aplicados no modelo no ANSYS, são apresentados a seguir os diagramas de tensões no concreto e no aço para a seção 18. Esta seção corresponde à região localizada acima do estai de retaguarda T03, a qual sofreu fissuração no passo de carga 140, conforme indicado na figura 7.43. As figuras 7.44 e 7.45 apresentam, respectivamente, os diagramas de tensões no concreto e na armadura correspondentes aos passos de carga (*steps*) 136, 137, 139 e 140.

Figura 7.44 – Tensões no concreto σ_z (kN/cm²) – seção 18

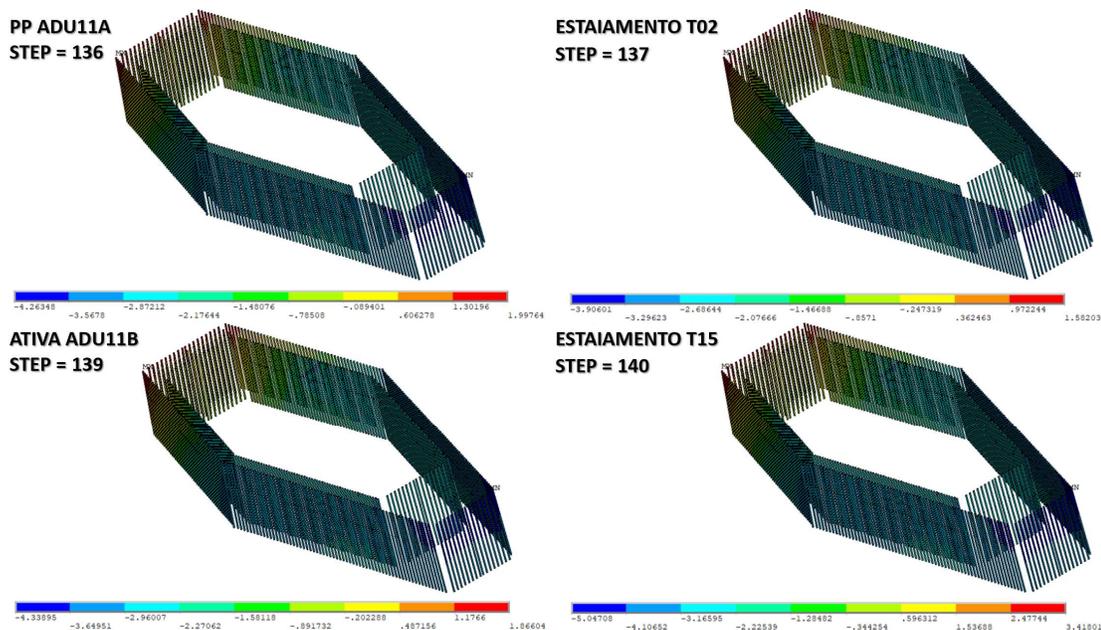


(fonte: elaborada pela autora)

Ao observar estes diagramas, percebe-se que, no instante de aplicação do peso próprio da aduela 11A (*step* 136), o concreto da seção 18 do pilone apresenta tensões de tração elevadas na face correspondente à ancoragem dos estais de retaguarda e que, ao realizar a protensão do estai T02 (*step* 137), as tensões de tração nesta face do pilone são aliviadas, evitando a fissuração do concreto. Após esta operação, ocorre a ativação da aduela 11B (*step* 139), e, conseqüentemente, as tensões de tração na face de retaguarda do pilone voltam a aumentar. Na etapa de carga

seguinte (*step* 140), com a protensão do estai frontal T15, as tensões de tração atingem a resistência à tração do concreto, ocorre a fissuração e, conseqüentemente, as tensões de tração na armadura passiva aumentam de forma significativa nesta fase.

Figura 7.45 – Tensões na armadura (kN/cm²) – seção 18



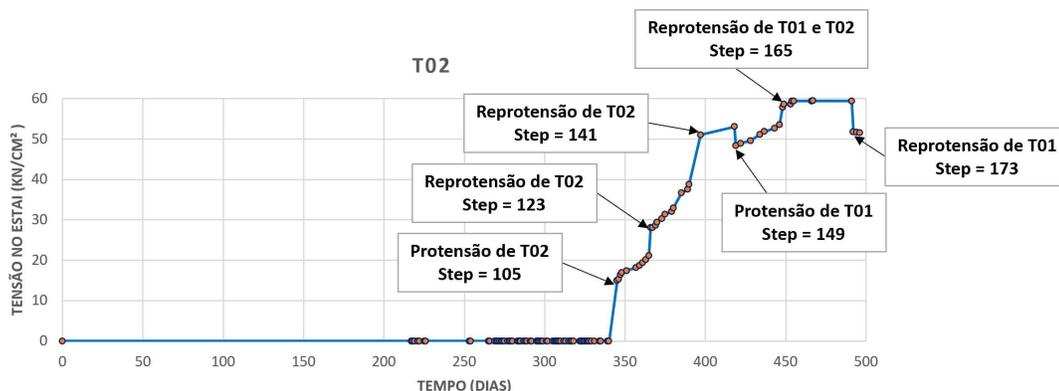
(fonte: elaborada pela autora)

Este mesmo artifício, de antecipar a operação de estaiamento, a fim de aliviar as tensões de tração atuantes no pilone, também foi adotado para os demais pares de estais de retaguarda, pois durante as análises das etapas de construção da ponte, em particular na execução das aduelas próximas ao centro do vão principal, foi observado um excesso de pontos de gauss fissurados ao longo do pilone. Para que este fato não resultasse em problemas de convergência nas análises numéricas, foi realizada a antecipação de uma parcela da força de protensão nos estais de retaguarda T03 e T01, cuja operação de estaiamento foi iniciada antes da ativação das aduelas 07A e 14B, respectivamente. Este comportamento, juntamente com as diferenças de cotas verticais observadas entre o monitoramento realizado durante a obra e o greide geométrico proposto em projeto, contribui com a ideia de que inicialmente a execução da Ponte do Saber foi idealizada com a viga central de enrijecimento executada em conjunto com todas as aduelas; mas que, devido ao surgimento de regiões fissuradas no pilone, foi proposta a modificação do processo executivo. Sendo assim, com o objetivo de manter o plano de estaiamento definido no projeto inicial, a interrupção da construção da viga central de enrijecimento durante a execução

do tabuleiro pode ter sido uma alternativa adotada para evitar a fissuração excessiva no pilone da Ponte do Saber que poderiam comprometer o desempenho em serviço da estrutura.

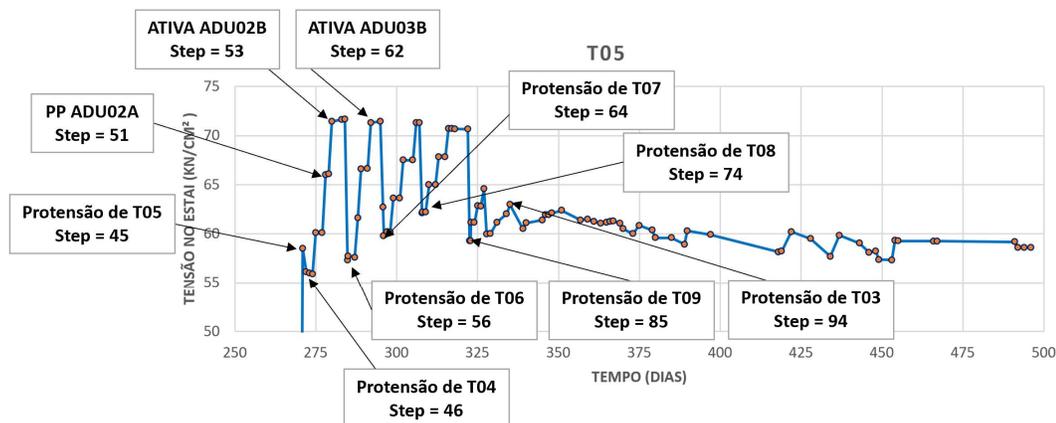
Nas figuras 7.46 e 7.47 é apresentada de forma detalhada, a evolução das tensões observadas para um dos estais de retaguarda (T02) e um dos estais frontais (T05) da Ponte do Saber. Estas curvas foram traçadas a partir dos resultados obtidos pela análise numérica no ANSYS, sendo os valores de tensão apresentados em kN/cm^2 e o tempo em dias. A análise destes gráficos permite verificar o aumento ou decréscimo repentino de tensões nestes elementos LINK180, conforme as fases construtivas da ponte avançam.

Figura 7.46 – Acompanhamento das tensões (kN/cm^2) desenvolvidas no estai T02 ao longo da montagem completa da Ponte do Saber, no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.47 – Acompanhamento das tensões (kN/cm^2) desenvolvidas no estai T05 ao longo da montagem completa da Ponte do Saber, no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

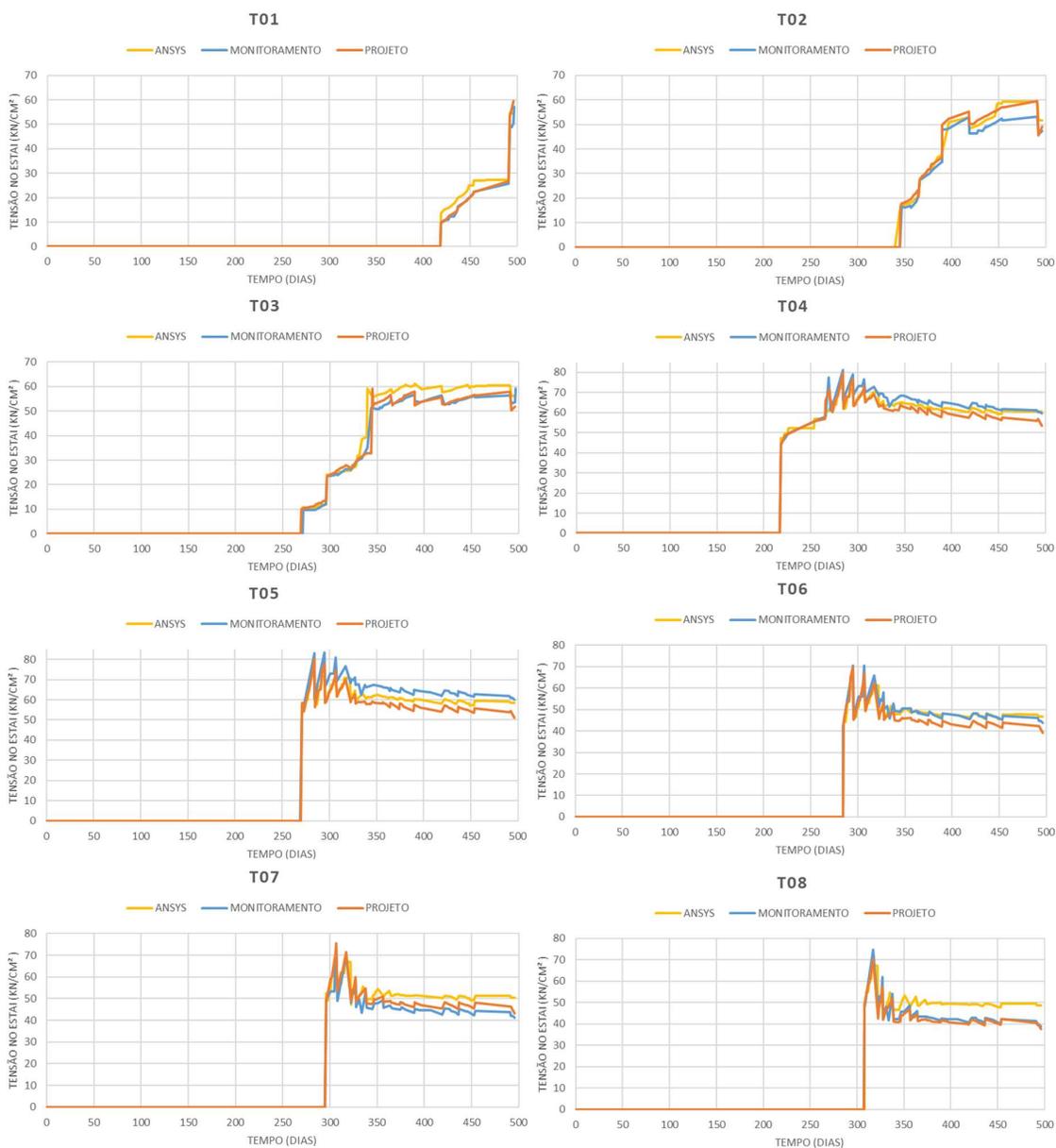
Analisando o diagrama apresentado na figura 7.46, é possível afirmar que o evento que mais influencia na variação de tensão neste cabo, é o instante de protensão dos próprios estais de retaguarda. Nestes casos de carga, indicados na figura 7.46, observa-se uma descontinuidade no gráfico, com aumento significativo de tensão no estai de retaguarda T02 nos instantes em que é aplicada uma força de protensão neste cabo; e alívio de tensão quando a protensão de T01 é executada. Pode-se notar ainda que, a adição do peso próprio das aduelas e a protensão dos estais frontais geram variações de tensões suaves neste elemento. Por outro lado, a análise da evolução das tensões realizada para o estai T05 (figura 7.47), indicou que, nos casos de carga em que o peso próprio das aduelas é aplicado, ocorre um aumento da tensão no estai frontal; e nos casos de carga em que é realizado o estaiamento dos cabos frontais vizinhos, observa-se um decréscimo imediato de tensão neste elemento. De forma geral, o gráfico da figura 7.47 também mostra que as tensões nos estais frontais apresentam maiores amplitudes de variação nas etapas próximas ao instante de estaiamento do referido cabo, sendo estas tensões estabilizadas com o avanço da construção. Além disso, é possível notar que, durante a operação de protensão dos estais de retaguarda (*step* 94), os estais frontais passam a ser mais solicitados.

Nas figuras 7.48 e 7.49 é apresentada a evolução das tensões para os demais pares de estais de retaguarda e estais frontais da Ponte do Saber. Estas curvas foram traçadas a partir dos resultados obtidos pela análise numérica no ANSYS e pelas informações das tensões estimadas em projeto e coletadas em campo. De forma geral é possível observar que, tanto nos resultados obtidos através das análises numéricas, quanto nos valores lidos durante o monitoramento, a variação de tensões nos estais frontais e de retaguarda seguiu o mesmo comportamento observado nas figuras 7.46 e 7.47. Este efeito mostra a sensibilidade do modelo computacional, realizado no ANSYS, às influências das etapas construtivas desta ponte.

Nos diagramas das figuras 7.48 e 7.49 pode-se observar também que, para todos os estais, as tensões iniciais aplicadas no modelo numérico foram semelhantes às tensões previstas no projeto original. Nota-se ainda que, nos diagramas dos estais T01 a T07, e T13 a T18, as curvas continuaram apresentando uma boa aproximação, ao longo de todas as etapas de montagem da ponte. Já nos gráficos que representam o comportamento dos estais T08 a T12, os valores de tensões obtidos através da análise realizada no ANSYS ficaram ajustados aos demais apenas nas etapas construtivas próximas ao estaiamento destes elementos, ficando acima das curvas de monitoramento e de projeto, com o avanço das etapas construtivas. Este comportamento pode ser justificado, pois durante a construção da Ponte do Saber, a partir da concretagem da aduela

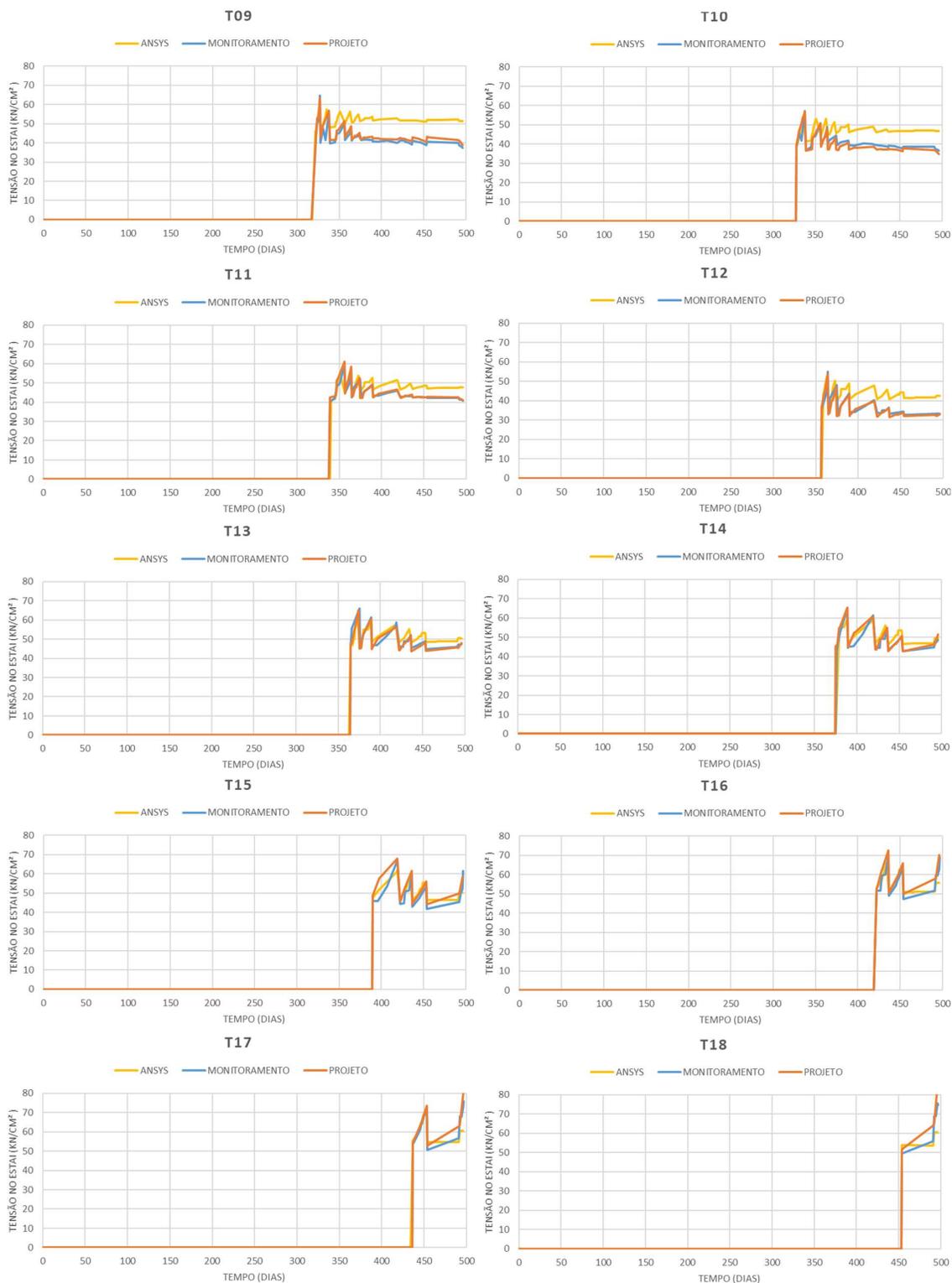
05, a viga de rigidez central não foi realizada em conjunto com o avanço do tabuleiro, sendo executada somente após a finalização do vão principal. Desta forma, a condição de carregamento imposta no modelo em elementos finitos, bem como a rigidez da seção transversal considerada no ANSYS, eram maiores do que efetivamente foi observado na estrutura real.

Figura 7.48 – Variação das tensões (kN/cm²) desenvolvidas nos estais T01 a T08 ao longo do período (em dias) correspondente à montagem completa da Ponte do Saber



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.49 – Variação das tensões (kN/cm²) desenvolvidas nos estais T09 a T18 ao longo do período (em dias) correspondente à montagem completa da Ponte do Saber

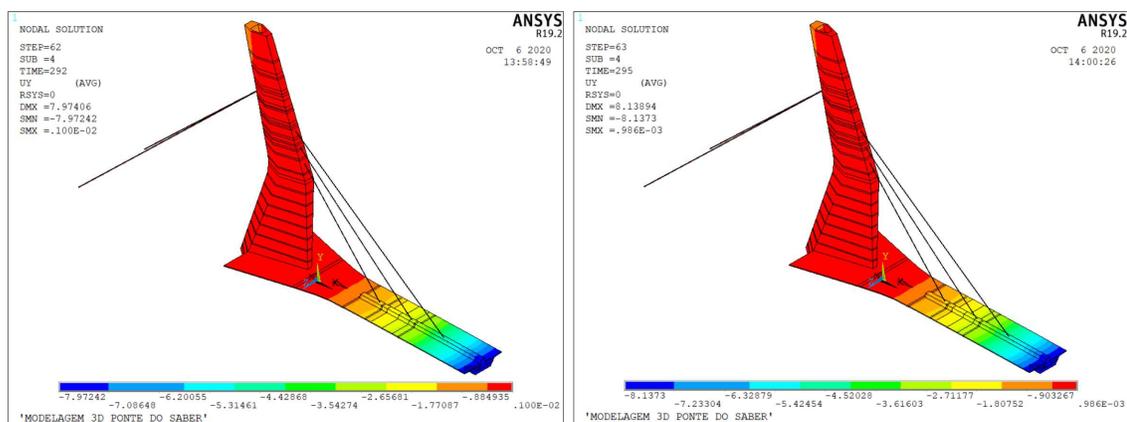


(fonte: elaborada pela autora)

Com base nas figuras 7.48 e 7.49 fica claro que, para qualquer etapa de montagem da estrutura estaiada, as tensões nos estais não excedem o limite de 80 kN/cm^2 . Este valor está de acordo com a recomendação da NBR 7187 (ABNT, 2019), a qual limita as tensões de projeto nos estais a $0,45f_{ptk}$. Além disso, conforme abordado no capítulo 4 deste trabalho, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), caso as cordoalhas não estejam submetidas a uma tensão de tração superior a 50% da tensão de ruptura f_{ptk} , o efeito da relaxação é desprezível. Como as cordoalhas que constituem os estais da Ponte do Saber são compostas de aço CP-177RB, é coerente admitir neste caso que, ao longo das etapas construtivas, a relaxação dos estais pode ser desconsiderada.

A fim de constatar se os efeitos diferidos no concreto, cujo equacionamento proposto pelo CEB-MC90 foi implementado no ANSYS através da customização da rotina USERMAT, estavam sendo considerados ao longo da análise numérica, são apresentadas a seguir as deformadas da estrutura para diferentes etapas construtivas. A figura 7.50 ilustra os diagramas de deslocamentos verticais obtidos para os passos de carga 62 e 63, correspondentes, respectivamente, às etapas de ativação da aduela 03B, e incremento de tempo de 3 dias. No passo de carga 62, representado pelo diagrama à esquerda da figura 7.50, observa-se o deslocamento vertical para baixo da extremidade em balanço da ponte devido à aplicação do peso próprio da aduela que está sendo ativada. No passo de carga seguinte, representado pelo diagrama à direita da figura 7.50, percebe-se que a extremidade da aduela 03B continua se movimentando para baixo, mesmo sem a adição de novos carregamentos à estrutura nesta etapa.

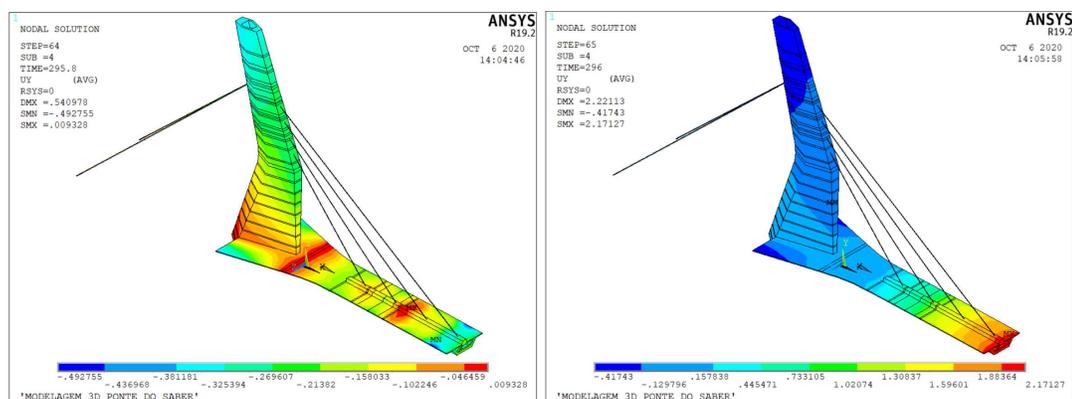
Figura 7.50 – Deslocamentos verticais (cm) obtidos no ANSYS para os passos de carga 62 e 63



(fonte: elaborada pela autora)

A figura 7.51 ilustra os diagramas de deslocamentos verticais obtidos para os passos de carga seguintes, 64 e 65, correspondentes, respectivamente, ao estaiamento de T07, e à transferência da carga de treliça da extremidade da aduela 03A para a extremidade da aduela 03B. No passo de carga 64, representado pelo diagrama à esquerda da figura 7.51, observa-se que o deslocamento vertical do tabuleiro foi praticamente anulado pelo estaiamento de T07, fazendo com que todas as aduelas já concretadas retornassem para a posição original do greide de projeto. No passo de carga seguinte, representado pelo diagrama à direita da figura 7.51, percebe-se que a extremidade da aduela 03B continua se movimentando para cima, mesmo com uma condição de carregamento vertical mais crítica, representada pela transferência do peso próprio da treliça para a extremidade em balanço da ponte.

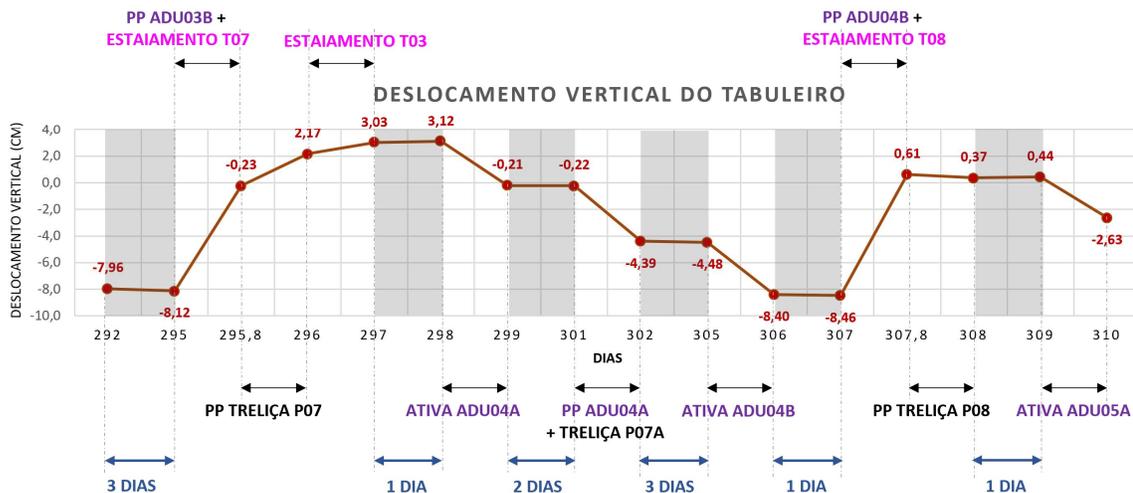
Figura 7.51 – Deslocamentos verticais (cm) obtidos no ANSYS para os passos de carga 64 e 65



(fonte: elaborada pela autora)

A figura 7.52 apresenta a trajetória de deslocamentos verticais lidos no ANSYS para o nó localizado na extremidade da aduela 03B, correspondente aos passos de carga 62 a 77. Estas etapas de carga foram implementadas no modelo computacional entre os dias 292 a 310, e a sua descrição, conforme apresentado no quadro 6.8, encontra-se detalhada na própria figura 7.52. Nesta imagem é possível observar a variação da posição da referida aduela ao longo das operações de protensão de alguns estais frontais e de retaguarda, concretagem das aduelas vizinhas e movimentação da treliça de lançamento. Além disso, percebe-se que, nos trechos destacados em cinza, a extremidade da aduela 03B continua sofrendo deslocamento vertical mesmo sem o incremento de novos carregamentos, o que comprova a influência do efeito diferido no concreto no modelo computacional.

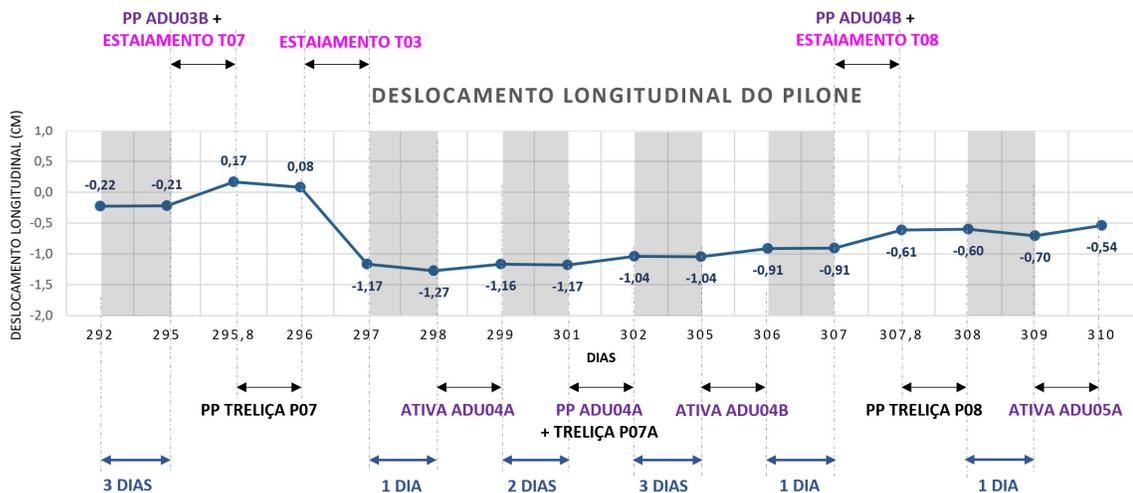
Figura 7.52 – Deslocamentos verticais (cm) obtidos para a aduela 03B para os passos de carga 62 e 77, no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

De forma análoga, a figura 7.53 apresenta a trajetória de deslocamentos longitudinais (eixo Y) da extremidade superior da seção 22A do pilone, para os mesmos passos de carga indicados na figura 7.52. Com base no diagrama da figura 7.53 pode-se concluir que a variação dos deslocamentos no pilone, frente à sequência de eventos analisadas foi significativamente menor do que a amplitude de deslocamentos observada no tabuleiro. Ainda assim, pode-se constatar a influência da deformação lenta sobre o pilone, sobretudo após as operações de estaiamento.

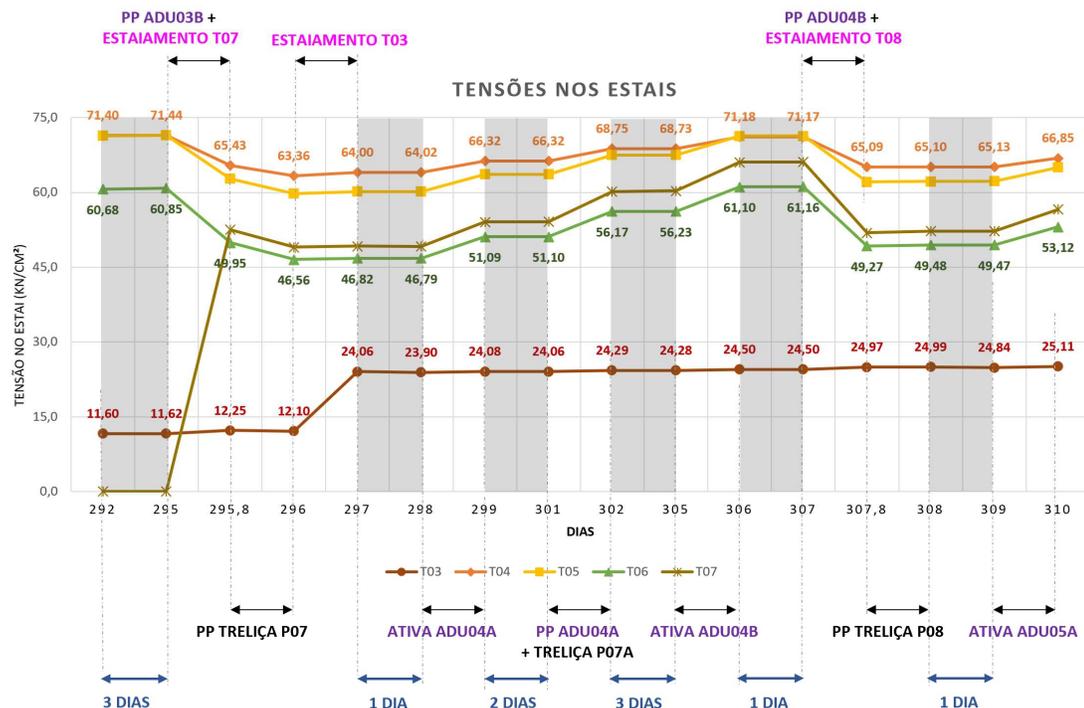
Figura 7.53 – Deslocamentos longitudinais (cm) obtidos na seção 22A do pilone para os passos de carga 62 e 77, no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

A figura 7.54 mostra o funcionamento em conjunto dos estais frontais e de retaguarda da Ponte do Saber, executados até o passo de carga 66. É interessante analisar que, aos 295 dias de construção da ponte, quando o estai T07 é ativado, as tensões atuantes nos demais estais frontais, que já estavam ancorados no tabuleiro, apresentam uma importante redução, devido ao retorno do tabuleiro para o greide de projeto. Este fenômeno se repete com o estaiamento de T08, o qual ocorre aos 307 dias. Entre as datas de aplicação de força de protensão, observa-se que as tensões nos estais frontais crescem consideravelmente, em razão da sequência de montagem das aduelas. Por outro lado, é possível notar que a variação de tensões no estai de retaguarda T03 só é relevante no instante em que a força de protensão é aplicada neste mesmo elemento. Isto pode ser justificado, uma vez que a elevada rigidez do pilone, limita os seus deslocamentos longitudinais; ou seja, a sequência construtiva da ponte exerce pouca influência na tensão instalada no estai de retaguarda, uma vez que ele possui as duas extremidades ancoradas em apoios de grande rigidez. Já o tabuleiro, por ser um elemento mais flexível, apresenta maiores deslocamentos verticais, o que influencia diretamente nos valores das tensões desenvolvidos nos estais frontais da ponte, ao longo do avanço do balanço sucessivo.

Figura 7.54 – Tensões normais (kN/cm²) nos estais T03 a T07 para os passos de carga 62 e 77, no ANSYS

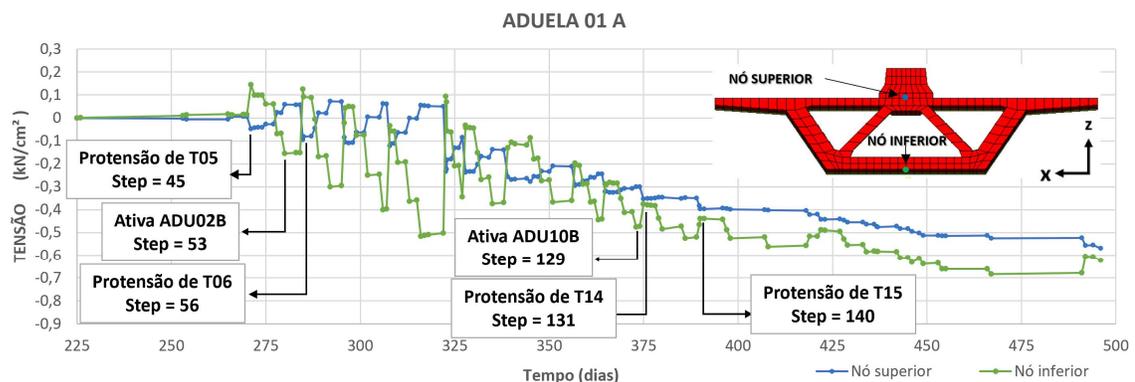


(fonte: elaborada pela autora)

Em relação ao comportamento mecânico dos tabuleiros de pontes estaiadas, pode-se afirmar que, em geral, os mesmos encontram-se solicitados predominantemente ao efeito da flexo-compressão. A compressão axial do tabuleiro tem origem na componente horizontal da força de protensão aplicada aos estais, e pode ser benéfica a este elemento, uma vez que ajuda a atenuar as tensões de tração provenientes dos momentos fletores. O esforço de flexão, por sua vez, é provocado pela atuação do peso próprio dos elementos estruturais; pelo efeito da excentricidade entre o ponto de ancoragem dos estais e o centro geométrico do tabuleiro; pela operação de estaiamento, que provoca a inversão do comportamento à flexão do tabuleiro; e também em função das não linearidades geométricas.

Na figura 7.55 é apresentada de forma detalhada, a evolução das tensões observadas nos nós superior e inferior dos elementos SOLID186, representativos do comportamento do concreto, localizados na extremidade da aduela 01A da Ponte do Saber, conforme as posições indicadas na própria figura. Estas curvas foram traçadas a partir dos resultados obtidos pela análise numérica no ANSYS. Antes de iniciar a análise deste diagrama, é importante lembrar que, quando o nó superior da aduela encontra-se mais comprimido do que o nó inferior, a seção em análise está submetida a um momento fletor positivo. Caso a situação seja inversa, ou seja, o nó inferior da aduela esteja mais comprimido do que o nó superior, observa-se que o momento fletor negativo é predominante neste trecho.

Figura 7.55 – Acompanhamento das tensões σ_y (kN/cm²) desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade da aduela 01 A, da Ponte do Saber, no ANSYS

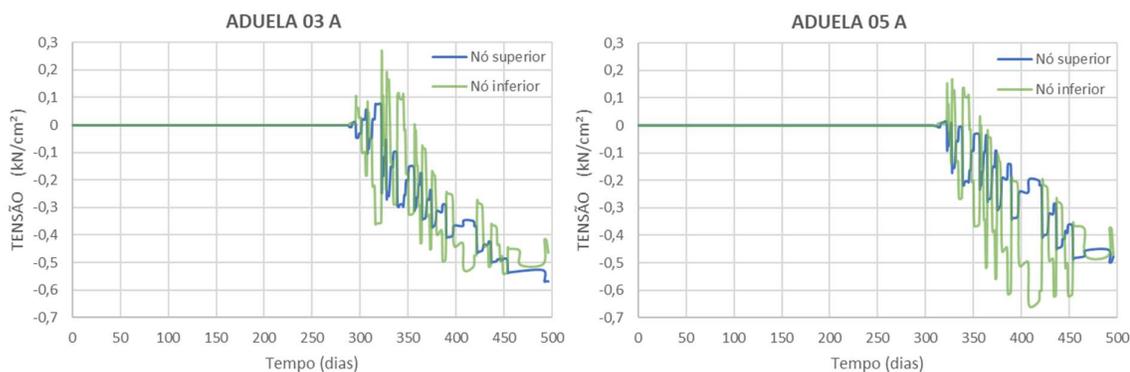


(fonte: elaborada pela autora)

Com base na figura 7.55, é possível observar que, ao longo do processo construtivo da Ponte do Saber, ocorre a variação dos diagramas de momentos fletores atuantes sobre a aduela 01A, em função das diferenças de tensões observadas no histórico apresentado para os dois nós indicados. Desta forma, o comportamento mecânico desta aduela vai sendo alternado, sendo que, no instante em que é realizada a operação de estaiamento, o momento fletor atuante é o positivo; e, nas etapas seguintes, à medida que o peso próprio dos elementos estruturais vai sendo adicionado no modelo em elementos finitos, o momento fletor nesta região torna-se negativo. Após o estaiamento de T14, no entanto, é possível notar que a influência da aplicação da força de prontensão nos últimos estais é menos significativa para a variação do comportamento à flexão na aduela 01, uma vez que este evento não é mais capaz de tornar o momento fletor positivo neste trecho. Por outro lado, pode-se ainda constatar que, conforme as etapas construtivas da ponte avançam, e, gradativamente os estais vão sendo protendidos, as tensões de compressão atuantes na aduela inicial continuam crescendo, em função da soma das componentes horizontais geradas pela operação de estaiamento dos cabos frontais.

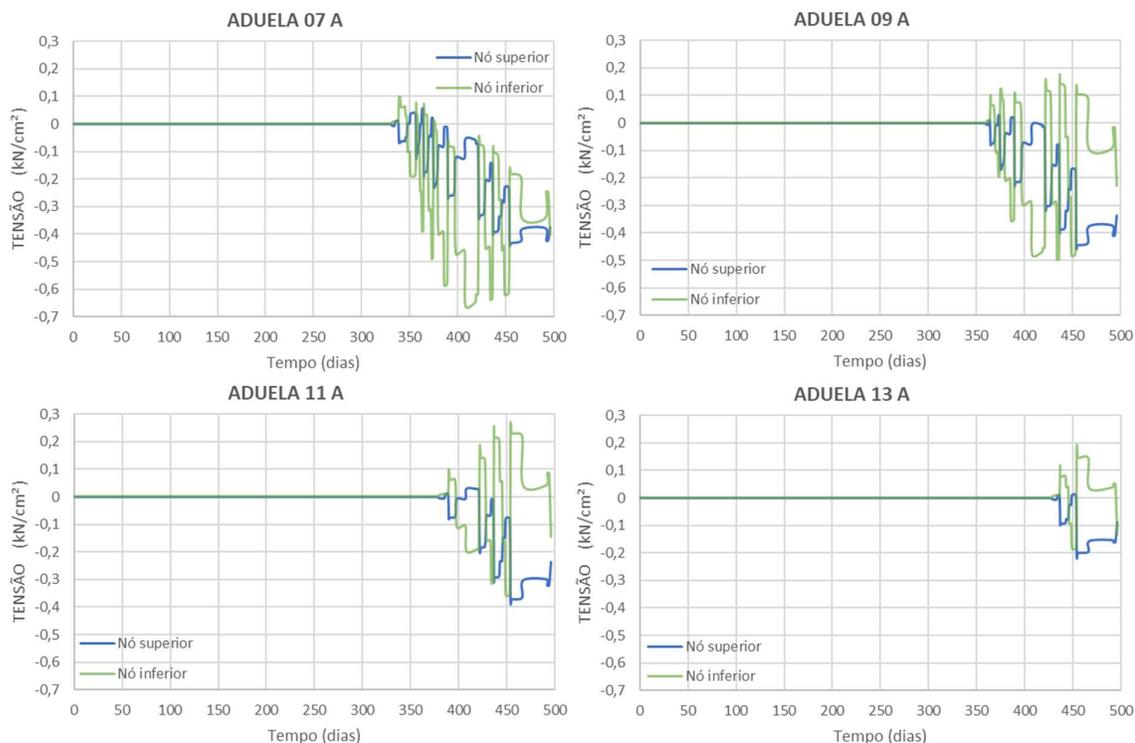
Nas figuras 7.56 e 7.57 é apresentada a evolução das tensões observadas nos nós superior e inferior dos elementos SOLID186, posicionados no eixo de simetria do tabuleiro, localizados na extremidade das aduelas 03A, 05A, 07A, 09A, 11A e 13A, da Ponte do Saber. De forma geral é possível observar que, os valores das tensões de compressão resultantes nas aduelas do modelo em elementos finitos decrescem à medida que se afastam do pilone, sendo as tensões de compressão atuantes nos nós da aduela 03A significativamente maiores do que na aduela 13A.

Figura 7.56 – Variação das tensões σ_y (kN/cm²) desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade das aduelas 03A e 05A da Ponte do Saber, no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

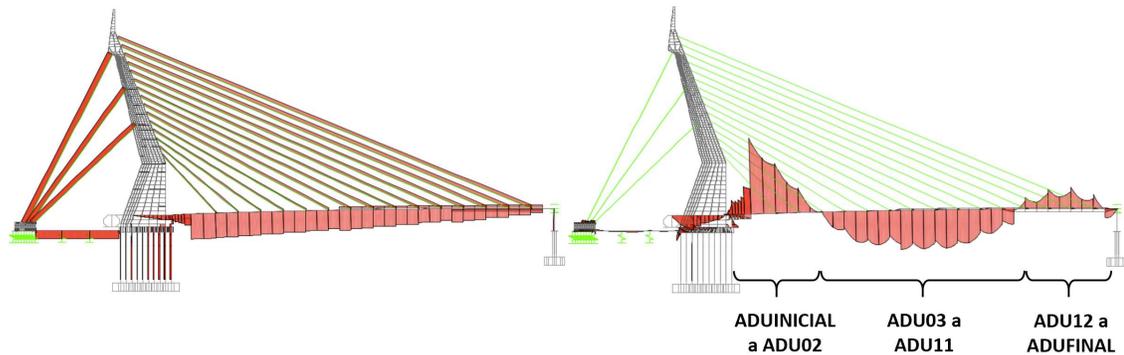
Figura 7.57 – Variação das tensões σ_y (kN/cm²) desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade das aduelas 07A, 09A, 11A e 13A da Ponte do Saber, no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

Considerando as análises apresentadas nas figuras 7.56 e 7.57, pode-se notar que, em geral, ao longo das etapas construtivas da ponte, a variação de tensões nos nós das aduelas selecionadas seguiu o mesmo comportamento observado para a aduela 01A (figura 7.55). Já na etapa de fechamento do vão estaiado, a configuração final da ponte ficou assim: momento fletor negativo nas aduelas 01 e 02; momento fletor positivo a partir da aduela 03 até a aduela 12; e momento fletor voltando a ser negativo da aduela 13 até o apoio P0. A figura 7.58 mostra os diagramas de esforços normais e de momentos fletores obtidos no *software* SAP2000 para a Ponte do Saber, disponíveis na dissertação de mestrado realizada por Cidade (2017). Neste caso, os diagramas ilustram a fase final da construção da estrutura, com a última aduela já apoiada em P0, considerando somente os carregamentos permanentes de peso próprio da estrutura e a protensão nos estais, em conformidade com os carregamentos aplicados no modelo numérico do presente estudo. Sendo assim, com base nos resultados de tensões lidos no modelo em elementos finitos no ANSYS, pode-se notar que o comportamento mecânico observado está de acordo com o modelo de referência apresentado por Cidade (2017).

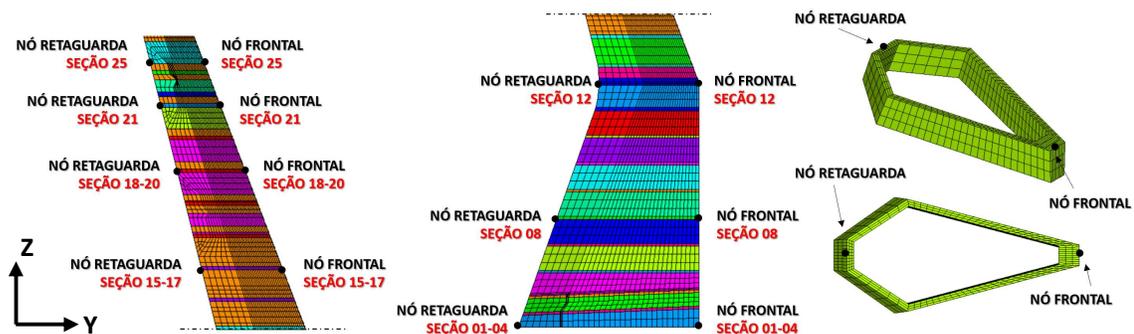
Figura 7.58 – Diagramas de esforço normal (esquerda) e momentos fletores (direita) obtidos no SAP2000 para a fase final de construção da Ponte do Saber



(fonte: adaptado de CIDADE, 2017)

A seguir, é apresentada a evolução das tensões σ_z em algumas seções transversais do pilone, desenvolvidas ao longo da montagem da Ponte do Saber, cujos diagramas foram obtidos a partir do modelo em elementos finitos simulado no ANSYS. Como esta análise gerou um volume grande de dados, uma vez que no modelo numérico a discretização do pilone foi realizada em 28 seções transversais diferentes, foram escolhidos aqui somente alguns trechos mais relevantes para a apresentação dos resultados. A figura 7.59 indica as seções que foram analisadas, bem como a posição dos nós frontal e de retaguarda dos elementos representativos do concreto (SOLID186).

Figura 7.59 – Posições do pilone em que foi analisada a variação das tensões ao longo do processo construtivo da Ponte do Saber

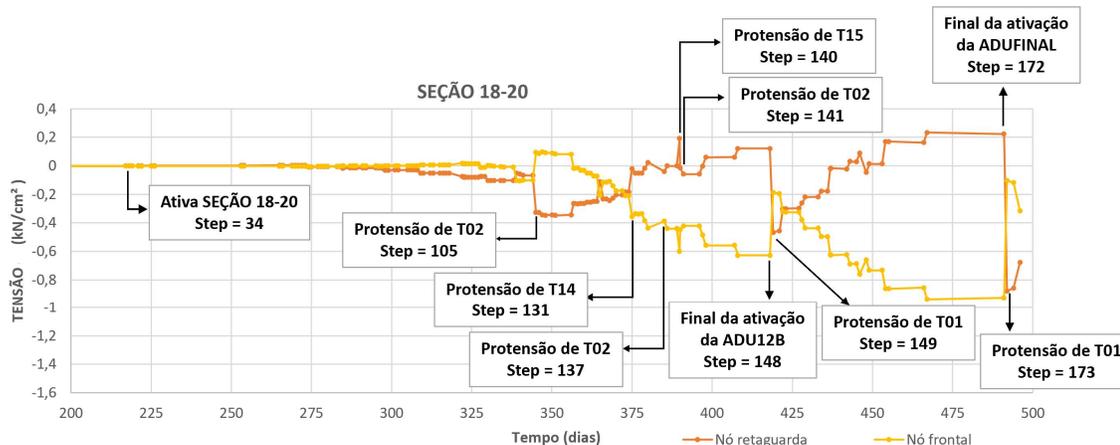


(fonte: elaborada pela autora)

A figura 7.60 mostra, de forma detalhada, a evolução das tensões observadas nos nós frontal e de retaguarda da seção 18-20 do pilone da Ponte do Saber. Estas curvas foram traçadas a partir

dos resultados obtidos pela análise numérica no ANSYS, sendo os valores de tensão apresentados em kN/cm^2 e o tempo em dias.

Figura 7.60 – Acompanhamento das tensões σ_z (kN/cm^2) desenvolvidas nos nós frontal e de retaguarda da seção 18-20 do pilone da Ponte do Saber, no ANSYS

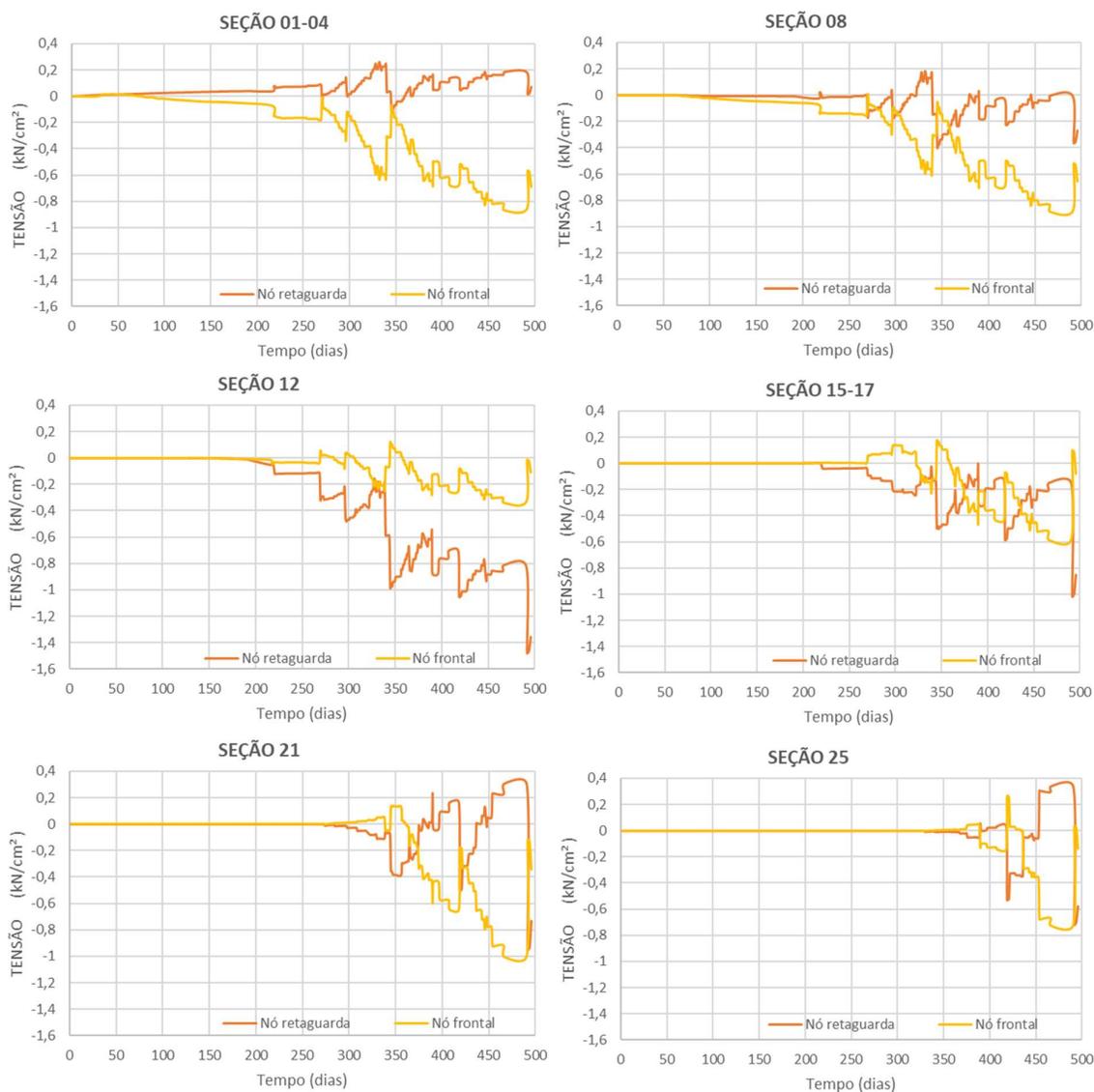


(fonte: elaborada pela autora)

Através dos resultados obtidos na figura 7.60, percebe-se que os processos de protensão dos estais são os principais responsáveis pela variação das tensões na seção no pilone, uma vez que, conforme visto na figura 7.42, influenciam de forma direta na movimentação longitudinal deste elemento, durante a sua construção. Desta forma, pode-se notar que, quando os estais frontais são tensionados, a estrutura do pilone sofre um deslocamento longitudinal no sentido do vão principal, e, portanto, as tensões de tração no elemento de concreto posicionado na face de retaguarda do pilone sofrem um acréscimo imediato. Na figura 7.60 este efeito é observado nos passos de carga 131 e 140, correspondentes à protensão de T14 e T15. A inclusão do peso próprio das aduelas, que ocorre de forma gradativa conforme a montagem da ponte avança, também contribui para que as tensões de tração nesta região fiquem elevadas, como indicam os passos de carga 148 e 172. Quando as tensões de tração nesta face atingem valores próximos à tensão resistente do concreto à tração; pode-se observar que é realizado o tensionamento dos estais de retaguarda. Esta operação faz com que o pilone passe a se deslocar para o sentido oposto, reduzindo assim as tensões de tração na face de retaguarda do pilone, ou, em alguns casos, invertendo o comportamento nesta região. Na figura 7.60 este efeito pode ser observado para os passos de carga 137, 141, 149 e 173, correspondentes à protensão de T02 e T01.

Na figura 7.61 é apresentada a evolução das tensões nos nós de retaguarda e frontal para as demais seções do pilone da Ponte do Saber, conforme indicado na figura 7.59. Analisando estes diagramas observam-se, de forma geral, comportamentos similares aos comentados na figura 7.60.

Figura 7.61 – Variação das tensões σ_z (kN/cm²) desenvolvidas nos nós frontal e de retaguarda das seções indicadas para o pilone da Ponte do Saber



(fonte: elaborada pela autora)

Ainda com base na figura 7.61, percebe-se que, à medida que as etapas construtivas da ponte avançam, a variação das tensões no pilone passam a ser mais significativas, o que pode ser

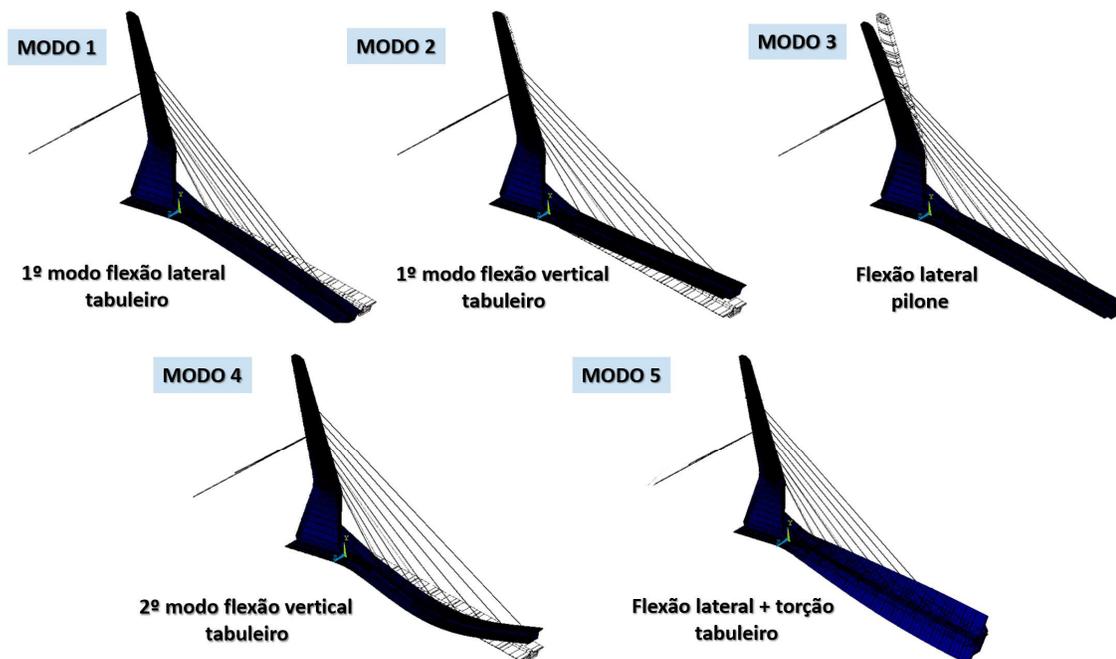
justificado pela maior flexibilidade do pilone, que provoca aumento nos deslocamentos longitudinais na estrutura. Pode-se destacar também a predominância de esforços compressivos na estrutura ao longo do processo construtivo (causados pela ação do peso próprio do pilone e as componentes verticais dos esforços de tração atuantes nos estais). É possível observar ainda que as seções transversais localizadas abaixo do ponto de inflexão do pilone possuem maior momento de inércia do que as localizadas acima desta posição. Este fato faz com que a rigidez à flexão do trecho abaixo da seção 12 do pilone seja mais elevada, e, portanto, que a variação das tensões observadas durante cada operação de estaiamento possua menor amplitude em comparação com a região superior. De forma pontual, na seção que representa o ponto de inflexão do pilone (seção 12), é possível observar que o nó frontal encontra-se menos comprimido que o nó de retaguarda. Este efeito pode ser justificado pelo fato de que a componente do peso próprio, gerado pelos elementos de concreto posicionados acima desta seção do pilone, e analisada de forma isolada, introduz uma excentricidade de carregamento no pilone que traciona o nó frontal e comprime o nó de retaguarda da seção 12. À medida que a concretagem do pilone avança, e as componentes verticais provenientes da força de protensão dos estais são adicionadas neste elemento, este efeito passa a ser mais significativo.

7.2.2 Análise modal através do MEF

Neste subitem é apresentada a análise modal da Ponte do Saber sob ação de cargas permanentes e forças de protensão nos estais ao longo de suas fases construtivas. Para isto, a análise realizada no ANSYS para a extração das frequências naturais e modos de vibração teve como ponto de partida a análise estática apresentada no subitem 7.2.1. Para o modelo completo da ponte, esta análise foi realizada para algumas etapas construtivas específicas, relatadas a seguir.

A figura 7.62 apresenta os 5 primeiros modos de vibração da ponte estaiada, obtidos da simulação realizada no ANSYS após a análise estática do passo de carga 103, correspondente à etapa construtiva em que foi finalizada a concretagem da aduela 07 e o estaiamento de T11. Em comparação com a análise modal realizada para o modelo reduzido da Ponte do Saber, apresentada no subitem 7.1.2 deste capítulo, pode-se observar, neste caso, a influência do pilone na determinação das configurações deformadas associadas aos modos de vibração da estrutura.

Figura 7.62 – Cinco primeiros modos de vibração da estrutura estaiada, referentes ao passo de carga 103



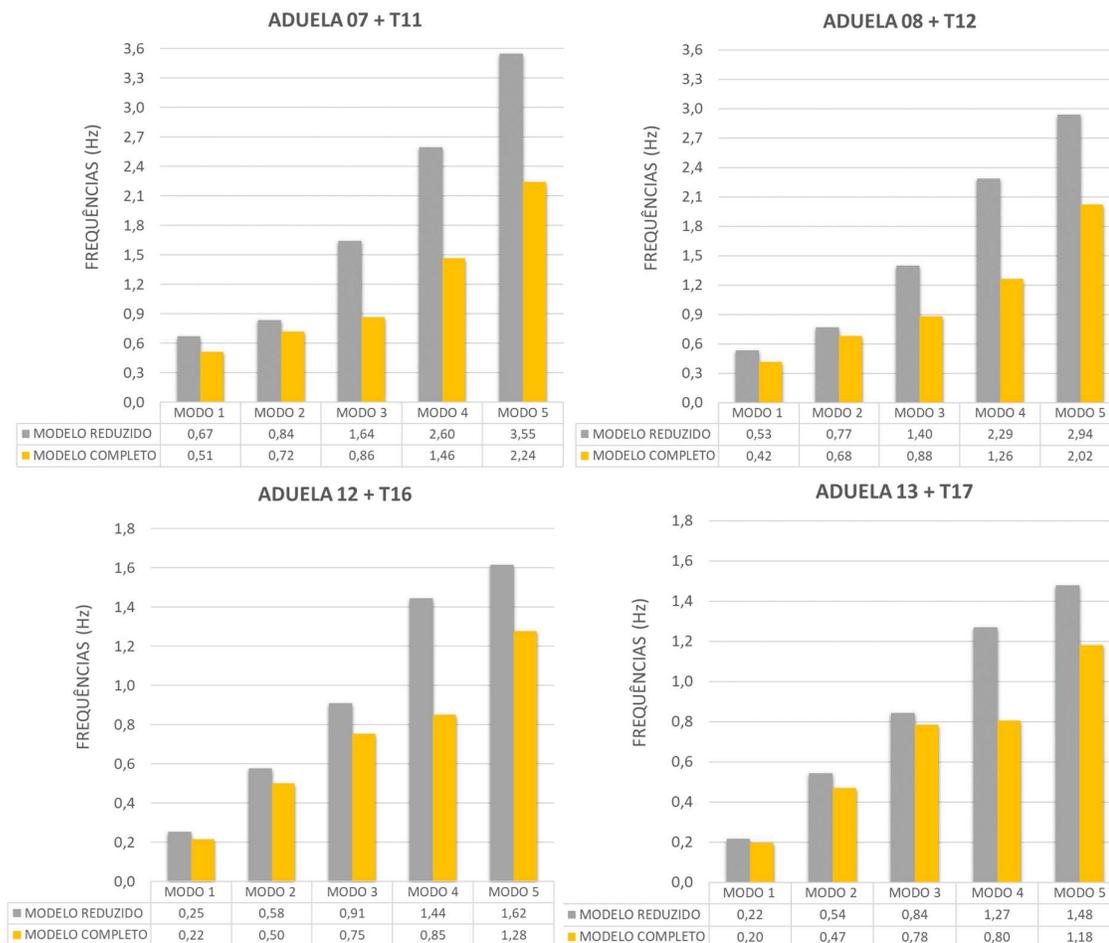
(fonte: elaborada pela autora)

A partir da relação entre os modos de vibração obtidos no modelo completo (figura 7.62) e no modelo reduzido (figura 7.18), pode-se constatar que as configurações deformadas da ponte relativas aos dois primeiros modos de vibração da estrutura são equivalentes entre os dois modelos analisados, pois tratam-se dos modos de vibração associados ao comportamento do tabuleiro. Já o terceiro modo de vibração do modelo completo não pode ser observado na análise realizada para o modelo reduzido, pois trata-se de um modo de vibração próprio do pilone em flexão lateral. Sendo assim, o terceiro e o quarto modos de vibração do modelo reduzido correspondem, respectivamente, ao quarto e quinto modos de vibração observados no modelo completo.

Nos passos de carga seguintes, até a finalização da concretagem da aduela 13 com o estaiamento de T17 (*step* 161), foi observada a manutenção destas mesmas formas modais, sendo alterados somente os valores das frequências naturais de cada modo. A figura 7.63 apresenta o resumo das frequências naturais, obtidas com o avanço das etapas construtivas no modelo completo do ANSYS, além de mostrar as diferenças em relação ao modelo reduzido. Vale lembrar que, para o modelo reduzido, os valores apresentados são correspondentes à análise modal realizada após a análise estática que considerou o comportamento viscoelástico do concreto com fissuração.

Os resultados apresentados neste diagrama foram gerados para as etapas correspondentes ao final da aplicação do peso próprio e do estaiamento das aduelas 07, 08, 12 e 13.

Figura 7.63 – Frequências naturais da estrutura estaiada após a aplicação do peso próprio e estaiamento das aduelas 07, 08, 12 e 13



(fonte: elaborada pela autora)

Com base nestes resultados, é possível observar que, em relação aos dois primeiros modos de vibração, relativos exclusivamente ao comportamento do tabuleiro, as frequências naturais obtidas nos dois modelos analisados foram semelhantes. A exemplo do que foi constatado através da análise da figura 7.62, também pode-se notar que, os valores obtidos para o terceiro e quarto modo de vibração do modelo reduzido se aproximaram dos valores das frequências naturais do quarto e quinto modo de vibração do modelo completo. Observa-se também que, com o avanço das etapas construtivas, os valores das frequências naturais para todos os modos

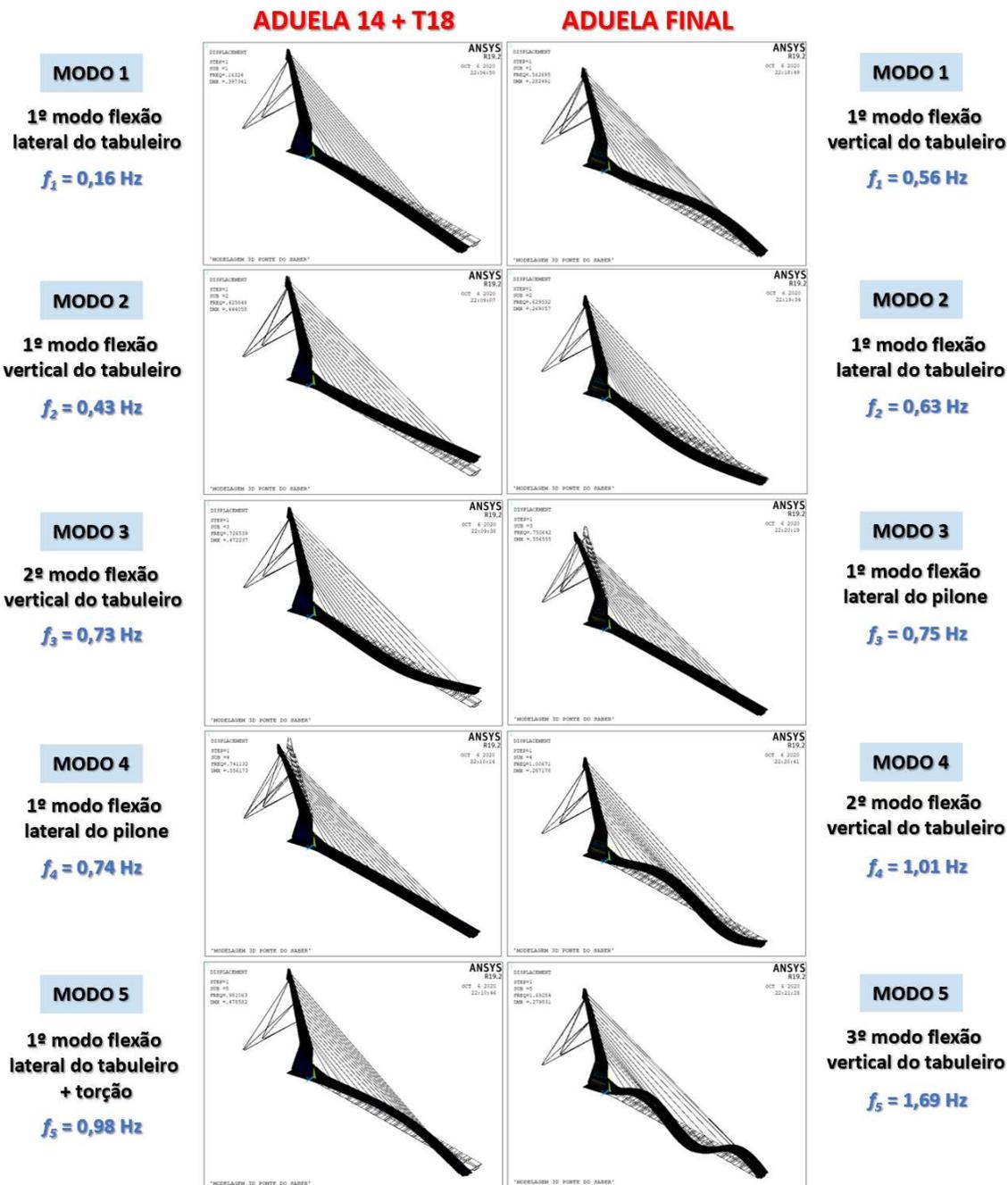
de vibração da ponte vão sendo reduzidas, indicando que a estrutura se torna mais flexível e, portanto, mais suscetível à ação dinâmica do vento.

Na fase que antecede o fechamento do vão principal da Ponte do Saber, correspondente ao passo de carga 168 no modelo completo, o modo de vibração do pilone deixa de ser o terceiro e passa a ser o quarto modo, indicando que, nesta etapa, o segundo modo de flexão vertical do tabuleiro possui maior influência no comportamento dinâmico da ponte. Para o último caso de construção da estrutura, quando a aduela final atinge o apoio P0, correspondente ao passo de carga 175, o primeiro modo de vibração da estrutura deixa de ser o modo de flexão lateral e passa a ser o modo de flexão vertical. As demais configurações dos modos de vibração destas duas etapas também são diferenciadas.

A figura 7.64 representa as configurações deformadas e as frequências naturais para os cinco primeiros modos de vibração da estrutura, relativos aos passos de carga 168 e 175, obtidas no modelo completo da ponte, simulado no ANSYS. Através do parâmetro f_i , indicado para cada caso apresentado, é possível observar que a estrutura em fase construtiva avançada, em que os 15 estais frontais já se encontram ancorados, mas a extremidade do tabuleiro ainda não está apoiada sobre o pilar P0, possui a menor rigidez observada ao longo de todas as etapas construtivas e, portanto, as frequências dos primeiros modos de vibração são mais baixas. Desta forma, é esperado que os efeitos da ação de vento sejam mais acentuados nesta fase construtiva.

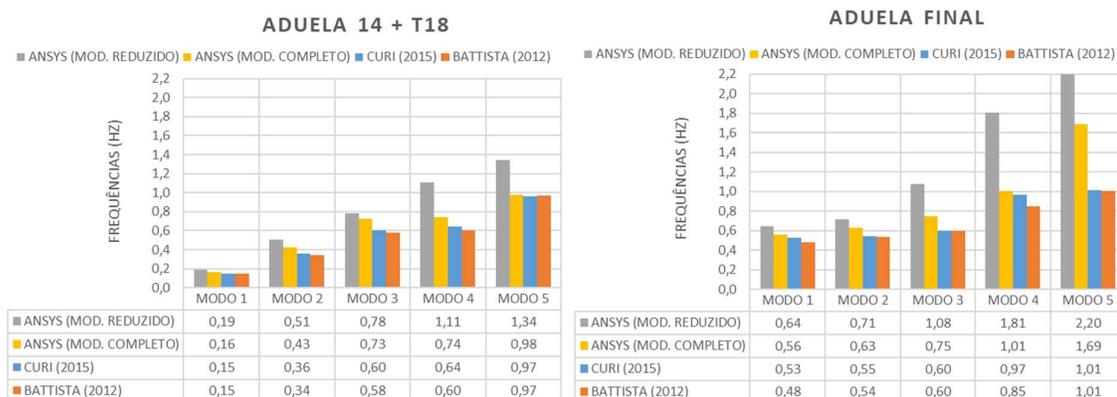
A fim de ponderar os valores obtidos na modelagem realizada no ANSYS, para as análises de vibração da estrutura sob tensões iniciais, são apresentados, na figura 7.65, os resultados das frequências naturais obtidos por Curi (2015) e por Battista (2012). Nos trabalhos destacados é apresentado o modelo em elementos finitos da ponte estaiada, realizado no programa comercial SAP2000 pelo escritório projetista da ponte, VGarambone Projetos e Consultoria, bem como os resultados dos cinco primeiros modos de vibração para as duas últimas etapas construtivas. Sendo assim, os resultados apresentados neste diagrama foram gerados para as etapas correspondentes ao final da aplicação do peso próprio da aduela 14, com estaiamento de T18 (*step* 168); e para o final da aplicação do peso próprio da aduela final, com atirantamento em P0 (*step* 175). De forma complementar, os quadros 7.10 e 7.11 mostram a descrição comparativa entre as deformações associadas aos cinco primeiros modos de vibração obtidos nos modelos reduzido e completo simulados no ANSYS, e nas análises realizadas por Curi (2015) e Battista (2012).

Figura 7.64 – Cinco primeiros modos de vibração e frequências naturais da estrutura estaiada, referentes aos passos de carga 168 e 175, obtidas no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.65 – Frequências naturais da estrutura estaiada referentes aos dois últimos casos principais da montagem da Ponte do Saber



(fonte: elaborada pela autora)

Quadro 7.10 – Descrição da deformada dos cinco primeiros modos de vibração da estrutura estaiada, referentes à etapa que antecede o fechamento do vão principal

ADUELA 14 + T18			
MODOS	ANSYS MODELO REDUZIDO	ANSYS MODELO COMPLETO	CURI (2015) e BATTISTA (2012)
1	1° modo flexão lateral do tabuleiro		
2	1° modo flexão vertical do tabuleiro		
3	2° modo flexão vertical do tabuleiro		
4	1° modo flexão lateral do tabuleiro + torção	1° modo flexão lateral do pilone	
5	3° modo flexão vertical do tabuleiro	1° modo flexão lateral do tabuleiro + torção	

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 7.11 – Descrição da deformada dos cinco primeiros modos de vibração da estrutura estaiada, referentes à etapa de fechamento do vão principal

ADUELA FINAL			
MODOS	ANSYS MODELO REDUZIDO	ANSYS MODELO COMPLETO	CURI (2015) e BATTISTA (2012)
1	1° modo flexão vertical do tabuleiro		
2	1° modo flexão lateral do tabuleiro		
3	2° modo flexão vertical do tabuleiro	1° modo flexão lateral do pilone	
4	3° modo flexão vertical do tabuleiro	2° modo flexão vertical do tabuleiro	
5	2° modo flexão lateral do tabuleiro	3° modo flexão vertical do tabuleiro	1° modo flexão lateral do tabuleiro + torção

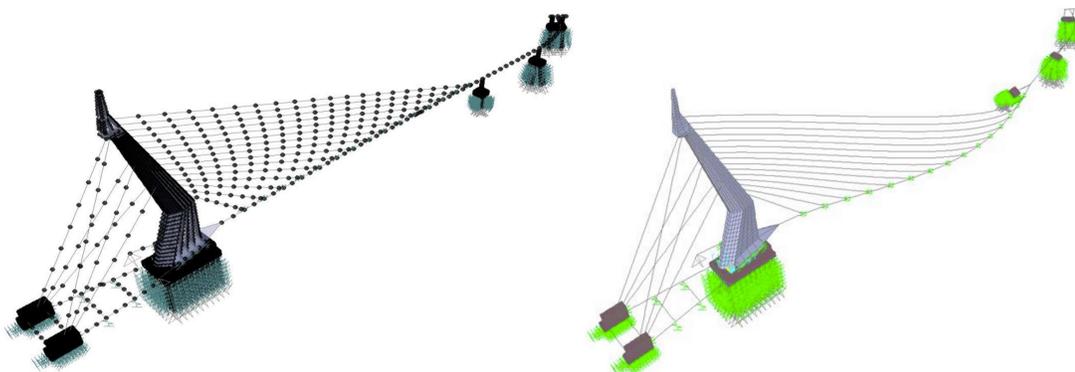
(fonte: elaborado pela autora)

Comparando os resultados apresentados na figura 7.65, referentes à etapa que antecede o fechamento do vão central (*step* 168), é possível observar que os valores obtidos através da

modelagem completa em elementos tridimensionais no ANSYS mantiveram-se próximos aos valores dos trabalhos de Curi (2015) e Battista (2012). Já os resultados gerados a partir do modelo reduzido simulado no ANSYS se aproximaram dos dados de referência somente nos três primeiros modos de vibração da ponte, observando-se uma diferença significativa entre as frequências naturais relativas ao quarto e quinto modos de vibração. Analisando o quadro 7.10, pode-se concluir que esta variação ocorre pois a partir do quarto modo de vibração da ponte, as formas modais obtidas no modelo completo no ANSYS e nos trabalhos de referência, não são equivalentes às formas modais obtidas no modelo reduzido no ANSYS. Esta mesma justificativa pode ser utilizada para o caso de análise da ponte finalizada (*step* 175), em que os valores gerados na modelagem completa no ANSYS se aproximaram aos valores de referência para os quatro primeiros modos de vibração da estrutura, e no modelo reduzido este ajuste aos valores foi verificado apenas para os dois primeiros modos de vibração. Além disso, com base na figura 7.65 nota-se que o apoio da extremidade do vão estaiado P0, fornece maior rigidez à estrutura, uma vez que as frequências naturais da ponte finalizada são significativamente maiores do que nas fases finais da montagem.

De forma geral, percebe-se também que, apesar de possuírem formas modais equivalentes, as frequências naturais obtidas no modelo completo, analisado no ANSYS, são superiores aos valores determinados por Curi (2015) e Battista (2012). Vale lembrar que os modelos simulados pelos referidos autores foram realizados no programa comercial SAP2000, a partir do modelo estático fornecido pelo escritório projetista da ponte, VGarambone Projetos e Consultoria. Neste modelo, o tabuleiro da ponte foi lançado como elementos de barra, com seção transversal constante, ou seja, sem considerar as zonas de enrijecimento das aduelas. Em relação ao pilone, o mesmo foi representado por elementos de casca, sem considerar as estroncas e as lajes de enrijecimento nas regiões de ancoragem dos estais. Além disso, como mostra a figura 7.66, no modelo em elementos finitos fornecido pelo projetista, foi realizada a modelagem completa das fundações da ponte, com os blocos representados como elementos sólidos e as estacas como barras, sendo a rigidez do solo considerada através dos apoios elásticos incluídos no modelo. Sendo assim, em função das diferentes formas de discretização da estrutura é possível justificar esta pequena divergência observada entre as análises modais, uma vez que a frequência natural é uma característica própria do sistema e depende apenas de sua massa e rigidez.

Figura 7.66 – Modelo em elementos finitos da ponte, utilizado para realizar a análise estática no SAP2000 (esquerda), e deformada equivalente ao segundo modo de vibração da ponte completa (direita)



(fonte: adaptado de CURI, 2015 e BATTISTA, 2012)

7.2.3 Análise dinâmica através do MEF

A análise de vibrações da Ponte do Saber, sob tensões iniciais produzidas pelo peso próprio dos elementos estruturais e pelos estais tensionados, foi realizada para obter suas propriedades modais como as frequências fundamentais e os modos de vibração para determinadas fases construtivas. A partir da análise de vibrações, constatou-se que, conforme os balanços sucessivos da ponte estaiada são executados, ocorrem mudanças em relação aos modos de vibração da estrutura e também quanto aos valores das frequências naturais de excitação de cada modo. Sendo assim, seguindo o mesmo procedimento de cálculo apresentado no subitem 7.1.4 deste capítulo, as forças do vento atuantes sobre o tabuleiro da ponte foram determinadas como funções variáveis num período de 600 segundos, o que possibilitou a realização da análise dinâmica no domínio do tempo. Tomou-se o cuidado de incluir, para cada etapa construtiva, as frequências correspondentes ao período fundamental da estrutura na geração dos históricos de velocidades flutuantes do vento. Essa simulação foi realizada para duas situações críticas da montagem da ponte, correspondentes à etapa que antecede o fechamento do vão principal (*step* 168) e à etapa correspondente à modelagem da ponte completa (*step* 175).

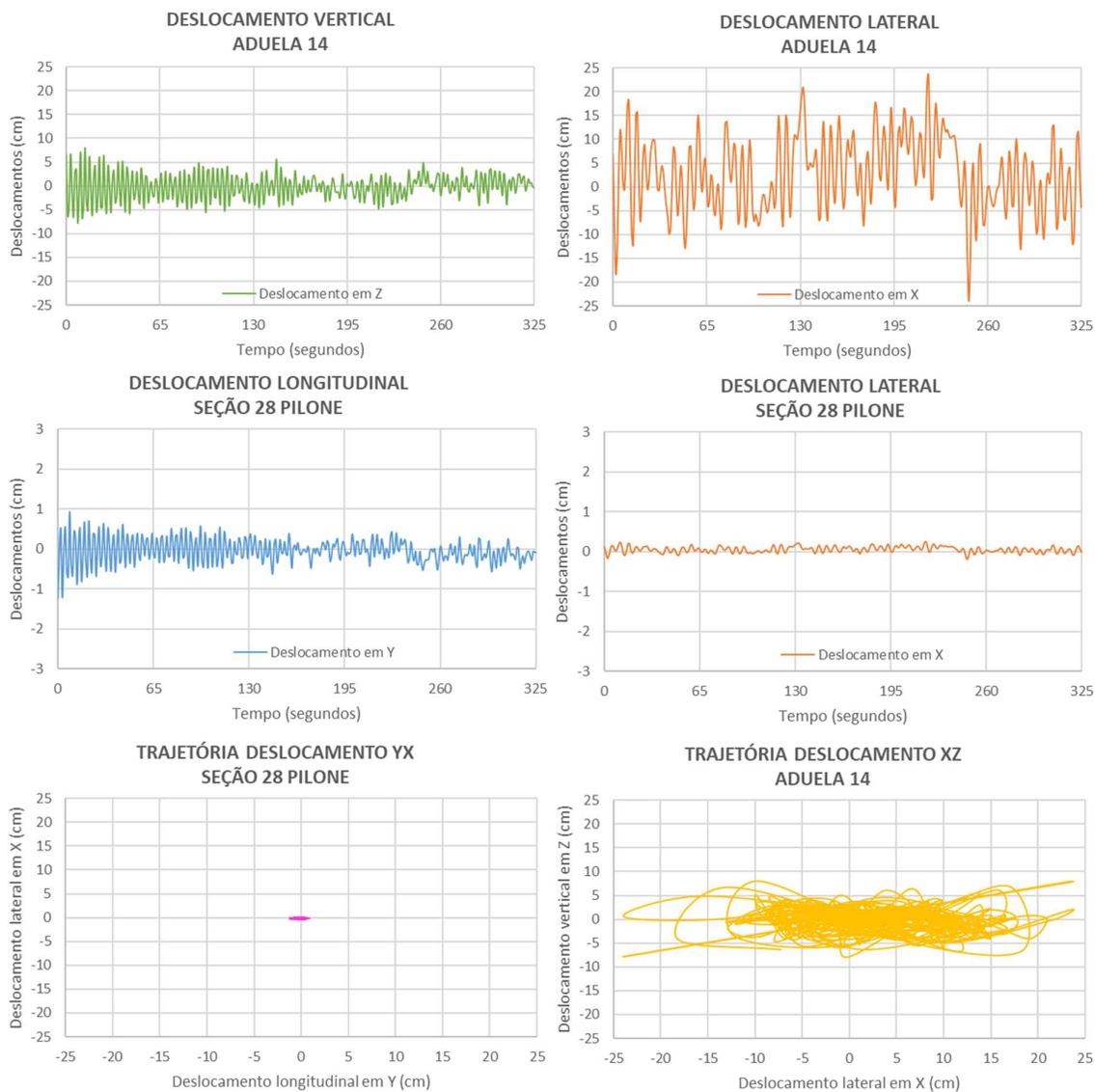
No *software* ANSYS, a inclusão do carregamento variável com o tempo, devido ao vento turbulento, foi possível ser feita através de uma análise transiente (ANTYPE, TRANS). Para que a carga de vento fosse aplicada em um passo de carga específico da montagem da ponte, inicialmente foi necessário realizar uma análise estática base até o passo de carga desejado, a

qual foi apresentada no subitem 7.2.1 deste trabalho. Esta análise preliminar também foi efetuada a partir de uma análise transiente, porém com os efeitos de integração de tempo inicialmente desativados (TIMINT, OFF), a fim de simular o comportamento estático da ponte nesta fase. A análise transiente base precisou ser realizada para que fosse possível considerar os resultados dos elementos finitos (deslocamentos, tensões e deformações), obtidos no último sub-passo, como condição inicial para o caso de carga atual. Em virtude do curto período de duração do carregamento de vento (10 minutos), o comportamento diferido do concreto foi desativado a partir desta etapa.

As respostas obtidas através do ANSYS, são também funções no tempo, em termos de deslocamentos, tensões, velocidades e acelerações. Para o passo de carga 168, correspondente à ponte em fase construtiva avançada, são apresentados, na figura 7.67, os históricos de deslocamentos verticais (eixo Z) e laterais (eixo X), bem como a trajetória do movimento no plano XZ da ponta do tabuleiro estaiado em balanço (aduela 14), sob ação do vento turbulento. A figura 7.67 também mostra os deslocamentos laterais (eixo X) e longitudinais (eixo Y), correspondentes à extremidade do pilone (seção 28). Com base nesta figura é possível observar que a amplitude de deslocamentos laterais do tabuleiro é preponderante em relação aos deslocamentos verticais, o que está de acordo com o modo de vibração obtido para a frequência fundamental da ponte para este passo de carga (figura 7.64).

O quadro 7.12 reúne os valores máximos retirados destes históricos referentes aos dois modelos numéricos simulados no ANSYS: o modelo completo, correspondente à presente análise; e o modelo reduzido considerando o comportamento viscoelástico com fissuração para o concreto. A partir deste quadro pode-se observar que, em fase construtiva avançada, o pilone apresenta deslocamentos laterais e longitudinais de pequena amplitude, mas que ainda assim, a rigidez deste elemento possui influência no comportamento dinâmico da ponte estaiada analisada, uma vez que os deslocamentos verificados no tabuleiro são significativamente superiores no modelo completo em relação aos deslocamentos obtidos no modelo reduzido.

Figura 7.67 – Histórico de deslocamentos do tabuleiro e do pilone da ponte, sob ação do vento turbulento, obtidos para o passo de carga 168 pela análise dinâmica no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

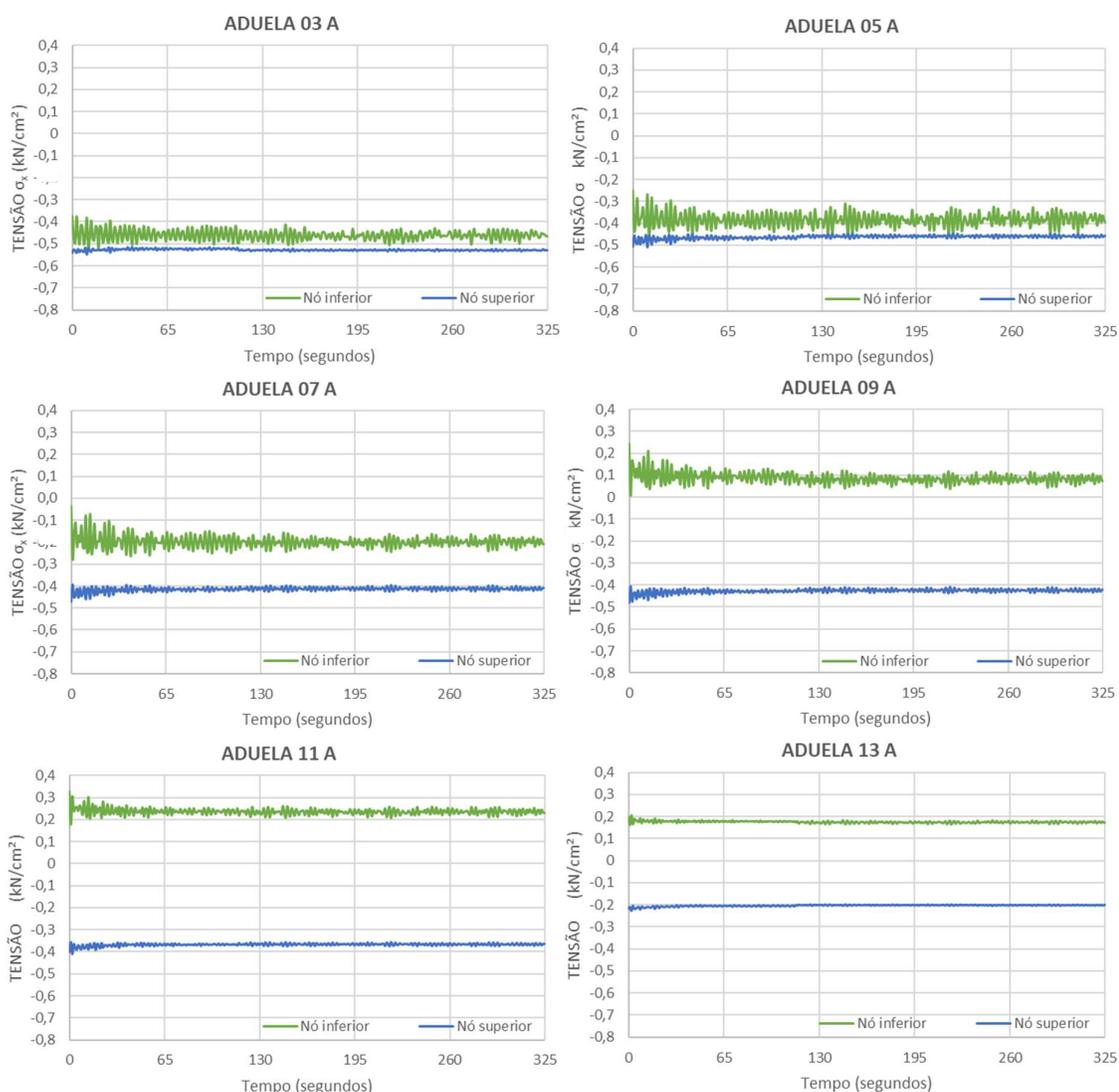
Quadro 7.12 – Deslocamentos máximos para o tabuleiro estaiado em balanço (step 168)

TABULEIRO ESTAIADO EM BALANÇO				
	U_z (cm) tabuleiro	U_x (cm) tabuleiro	U_y (cm) pilone	U_x (cm) pilone
ANSYS MODELO COMPLETO	$\pm 7,9$	$\pm 23,8$	$\pm 1,2$	$\pm 0,2$
ANSYS MODELO REDUZIDO	$\pm 2,5$	$\pm 16,0$	-	-

(fonte: elaborado pela autora)

Ainda em relação ao passo de carga 168, a figura 7.68 apresenta a variação das tensões desenvolvidas nos nós superior e inferior do tabuleiro, localizados na extremidade das aduelas tipo A da Ponte do Saber, quando submetidas à ação do vento turbulento. Através dos históricos de tensões apresentados, nota-se que, em todas as aduelas indicadas, a variação de tensões no nó inferior do tabuleiro é maior do que no nó superior. Isto ocorre, em função da geometria da seção transversal das aduelas, que na região inferior apresenta menor área de concreto em comparação com a região superior, a qual possui a contribuição da viga de rigidez central.

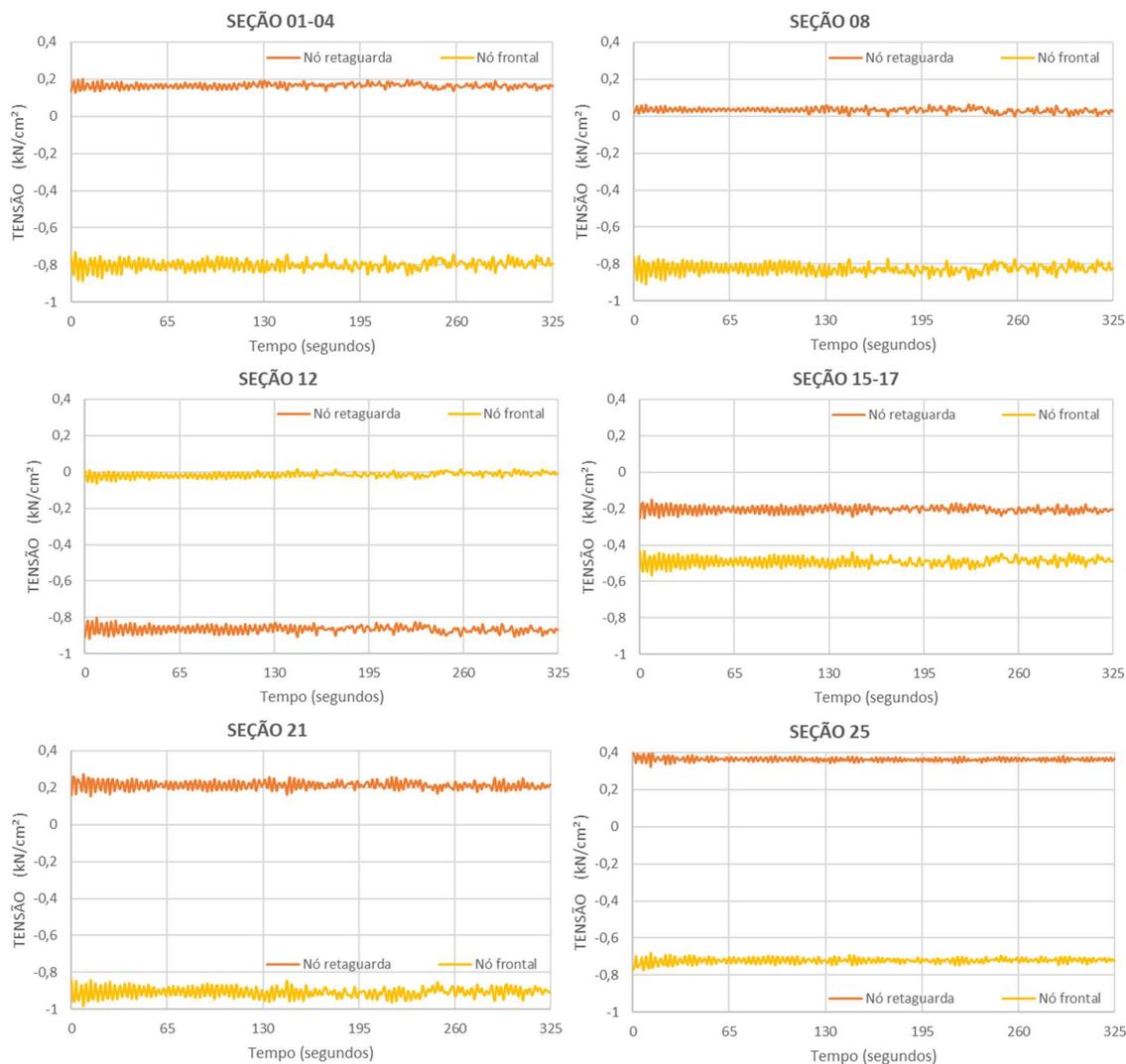
Figura 7.68 – Variação das tensões σ_y desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade das aduelas tipo A da ponte, sob ação do vento turbulento (*step* 168)



(fonte: elaborada pela autora)

Ainda assim, pode-se concluir que, ao longo do período em que o carregamento de vento foi imposto sobre a estrutura, o nível de tensões nos elementos de concreto do tabuleiro manteve-se baixo, tanto em tração quanto em compressão, não sendo observados pontos de integração fissurados. A figuras 7.69 apresenta a evolução das tensões nos nós de retaguarda e frontal para as mesmas seções do pilone indicadas na figura 7.59. Com base nestes valores é possível concluir que a variação de tensões nestes elementos também é baixa sob a ação do vento turbulento, ficando próximas às tensões obtidas no final do passo de carga 168 da análise estática (aos 454 dias).

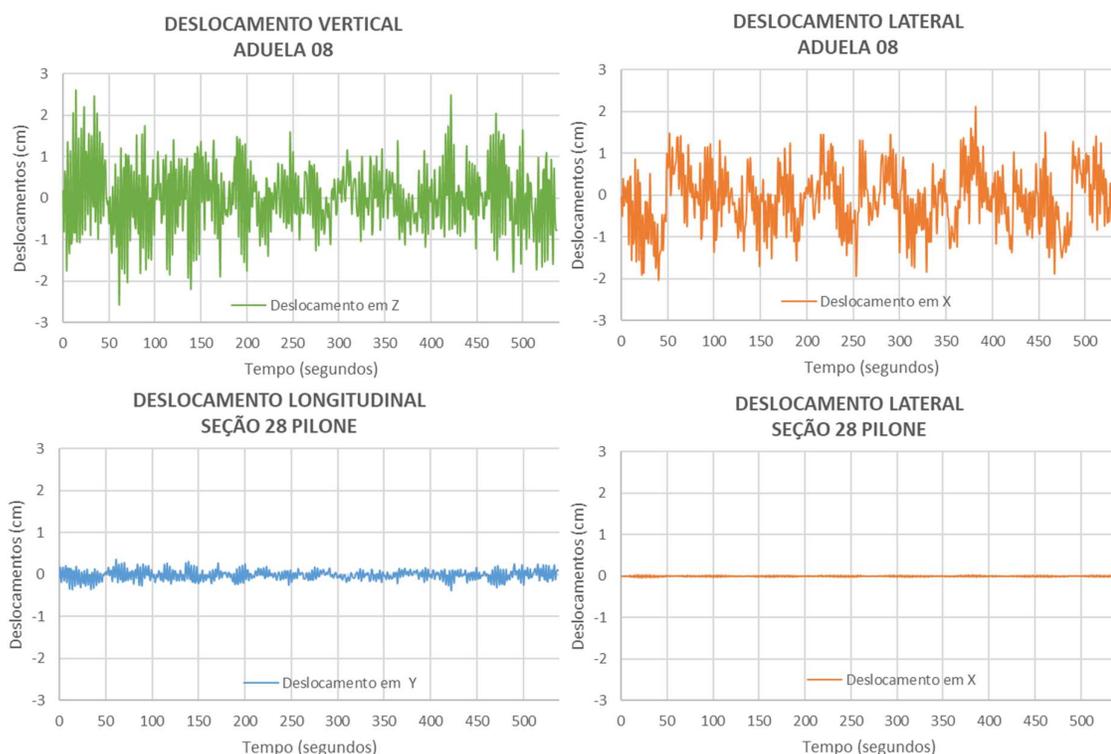
Figura 7.69 – Variação das tensões σ_z desenvolvidas nos nós frontal e de retaguarda das seções indicadas para o pilone da ponte, sob ação do vento turbulento (*step* 168)



(fonte: elaborada pela autora)

Para a última etapa construtiva da Ponte do Saber (*step* 175), em que a aduela final atinge o apoio P0, são apresentados, na figura 7.70, os históricos de deslocamentos verticais (eixo Z) e laterais (eixo X) do ponto de ancoragem do estai T12 no tabuleiro da ponte (aduela 08), sob ação do vento turbulento. Este ponto foi escolhido para compor os resultados desta análise, em função das maiores amplitudes de deslocamentos observadas nesta região. A figura 7.70 também mostra os deslocamentos em relação aos eixos X e Y, correspondentes à extremidade do pilone (seção 28).

Figura 7.70 – Histórico de deslocamentos do tabuleiro e do pilone da ponte, sob ação do vento turbulento, obtidos para o passo de carga 175 pela análise dinâmica no ANSYS

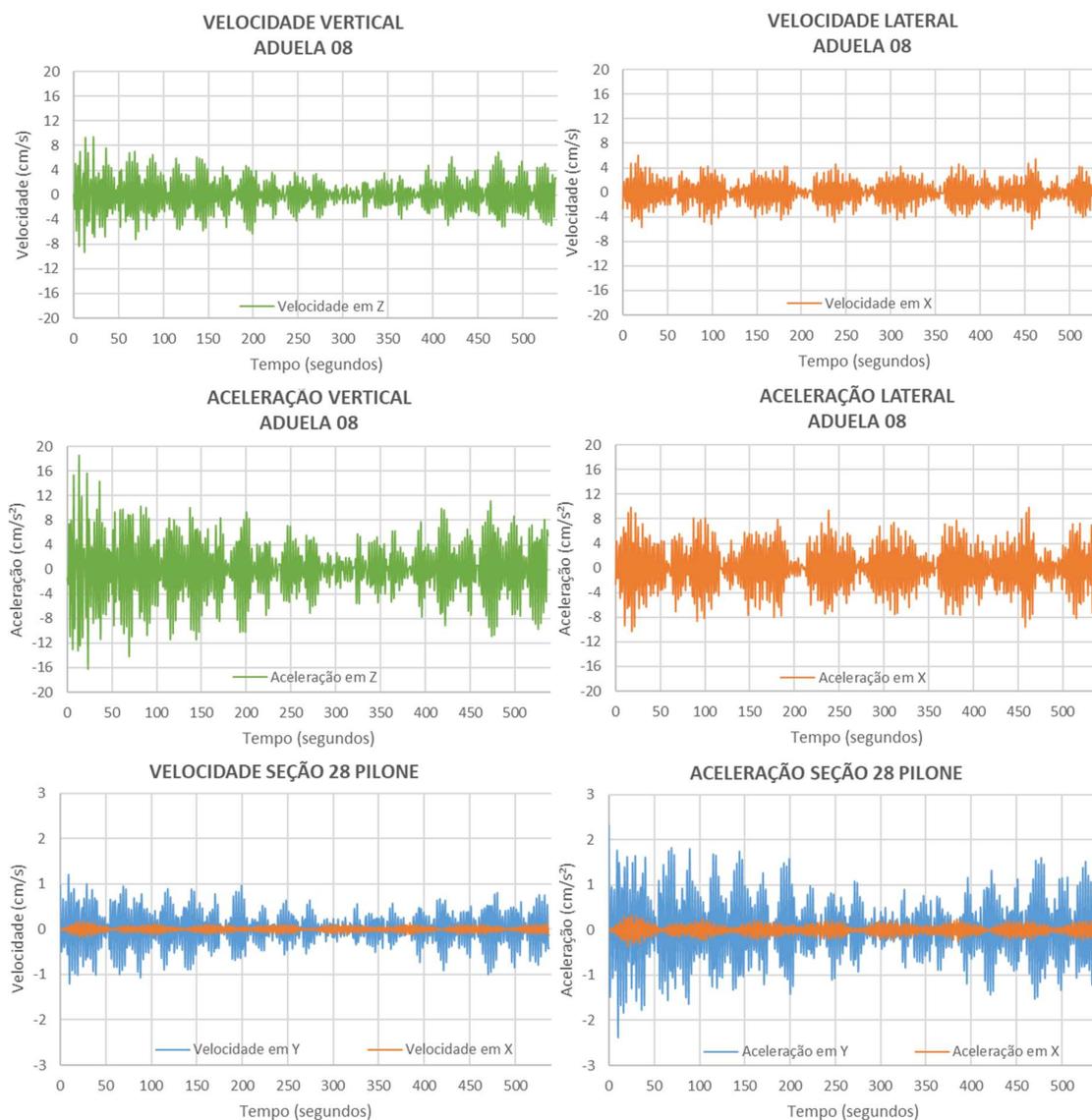


(fonte: elaborada pela autora)

Com base nestes diagramas é difícil afirmar qual é a direção preponderante de deslocamentos do tabuleiro, uma vez que os dois primeiros modos de vibração da estrutura, para esta etapa construtiva, possuem frequências naturais praticamente equivalentes, como mostra a figura 7.64. Para auxiliar nesta análise a figura 7.71 indica o histórico das velocidades e das acelerações registradas no ANSYS, nas diferentes direções no ponto de ancoragem do estai T12 e na seção 28 do pilone. Como os valores dos deslocamentos são obtidos por meio de dupla

integração dos sinais de aceleração, pode-se confirmar que o modo de flexão vertical do tabuleiro possui maior influência no comportamento dinâmico da ponte do que o modo de flexão lateral. Ou seja, é perceptível que o funcionamento da ponte sob ação do vento turbulento foi alterado em relação à fase construtiva anterior.

Figura 7.71 – Histórico de velocidades e de acelerações do tabuleiro e do pilone da Ponte do Saber, em diferentes direções, registradas para o passo de carga 175 no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

O quadro 7.13 reúne as máximas amplitudes de deslocamentos observadas para o caso do tabuleiro apoiado, referentes às análises realizadas no ANSYS para o modelo completo,

correspondente à presente análise; e para o modelo reduzido considerando o comportamento viscoelástico com fissuração para o concreto. A partir destes resultados, pode-se notar que, o apoio da extremidade do tabuleiro estaiado reduziu de forma significativa os deslocamentos do pilone; sendo a rigidez deste elemento menos relevante no comportamento dinâmico da ponte no passo de carga 175, em comparação com o passo de carga 168. Além disso, é possível observar que a amplitude de deslocamentos na fase final da construção foi menor do que para o caso do tabuleiro em balanço, confirmando a influência da rigidez do sistema nas frequências naturais de vibração e na suscetibilidade de uma estrutura a ações dinâmicas.

Quadro 7.13 – Deslocamentos máximos para o tabuleiro estaiado apoiado (*step* 175)

TABULEIRO ESTAIADO APOIADO				
	U _z (cm) tabuleiro	U _x (cm) tabuleiro	U _y (cm) pilone	U _x (cm) pilone
ANSYS MODELO COMPLETO	± 2,6	± 2,1	± 0,4	± 0,0
ANSYS MODELO REDUZIDO	± 2,1	± 1,8	-	-

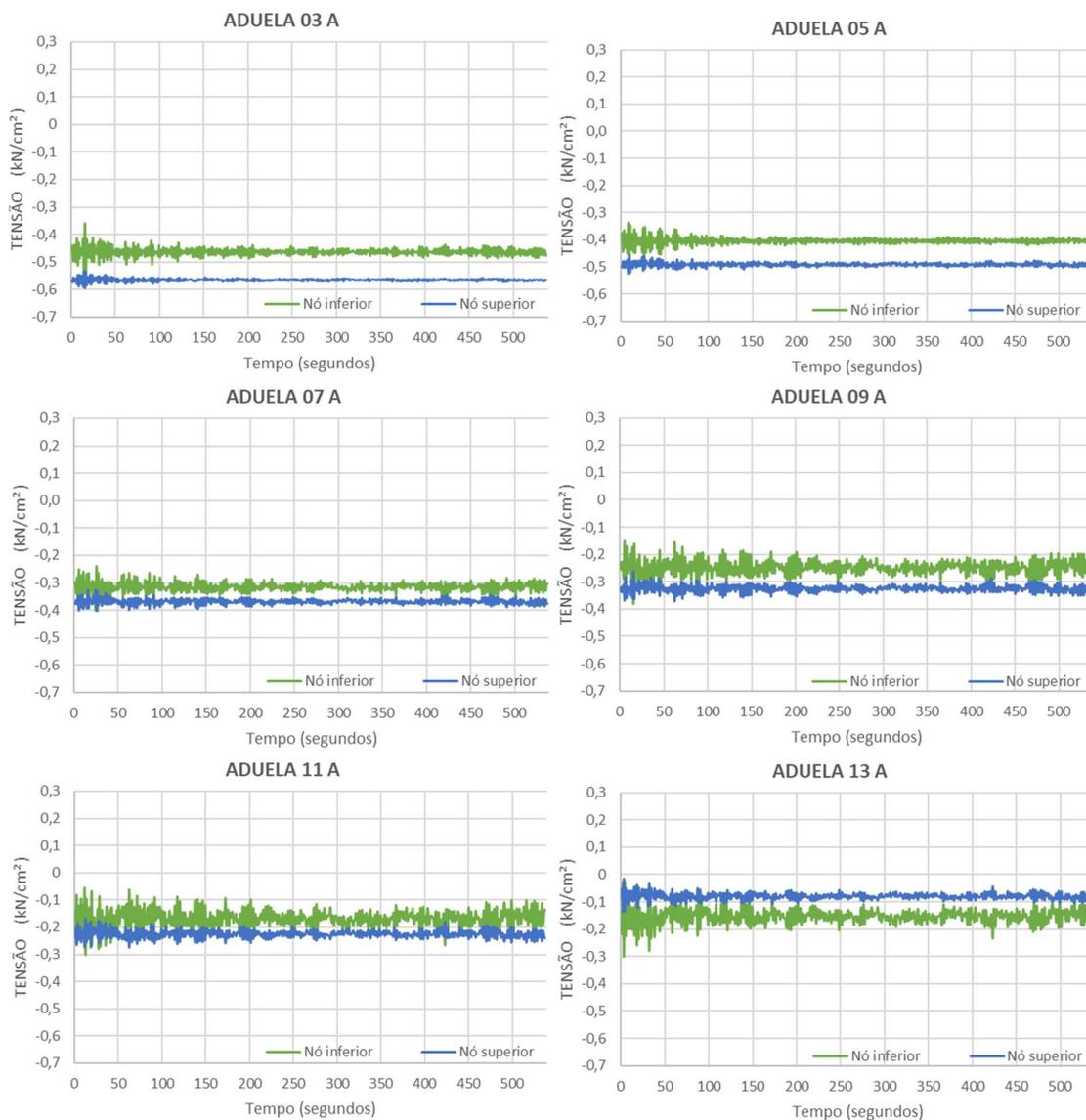
(fonte: elaborado pela autora)

Ainda em relação ao passo de carga 175, as figuras 7.72 e 7.73 apresentam a variação das tensões desenvolvidas nos nós superior e inferior do tabuleiro, localizados na extremidade das aduelas tipo A da Ponte do Saber; e a evolução das tensões nos nós de retaguarda e frontal para algumas seções transversais do pilone, quando submetidas à ação do vento turbulento. Analisando os valores apresentados, pode-se concluir que os níveis de tensões nestes elementos de concreto, mantiveram-se inferiores aos valores observados para o passo de carga 168, confirmando que os efeitos da ação de vento são mais acentuados na fase construtiva em que o tabuleiro encontra-se em balanço.

Além disso, é possível notar as diferenças de comportamento do tabuleiro e do pilone nas duas fases analisadas. No passo de carga 168, as tensões desenvolvidas nas aduelas indicavam a predominância de momentos positivos sob ação do vento turbulento, em todas as seções apresentadas (figura 7.68). Já para a última fase construtiva (*step* 175), o apoio do tabuleiro estaiado em P0 provocou a inversão dos momentos fletores a partir da aduela de número 13 até a aduela final (figura 7.72). Em relação às tensões desenvolvidas ao longo do pilone, também há diferença de comportamento quando a ponte é submetida à ação de um vento turbulento com o tabuleiro em balanço ou apoiado. Como mostra a figura 7.69, para o passo de carga 168, as seções correspondentes ao trecho localizado acima do ponto de inflexão do pilone (seções 15-

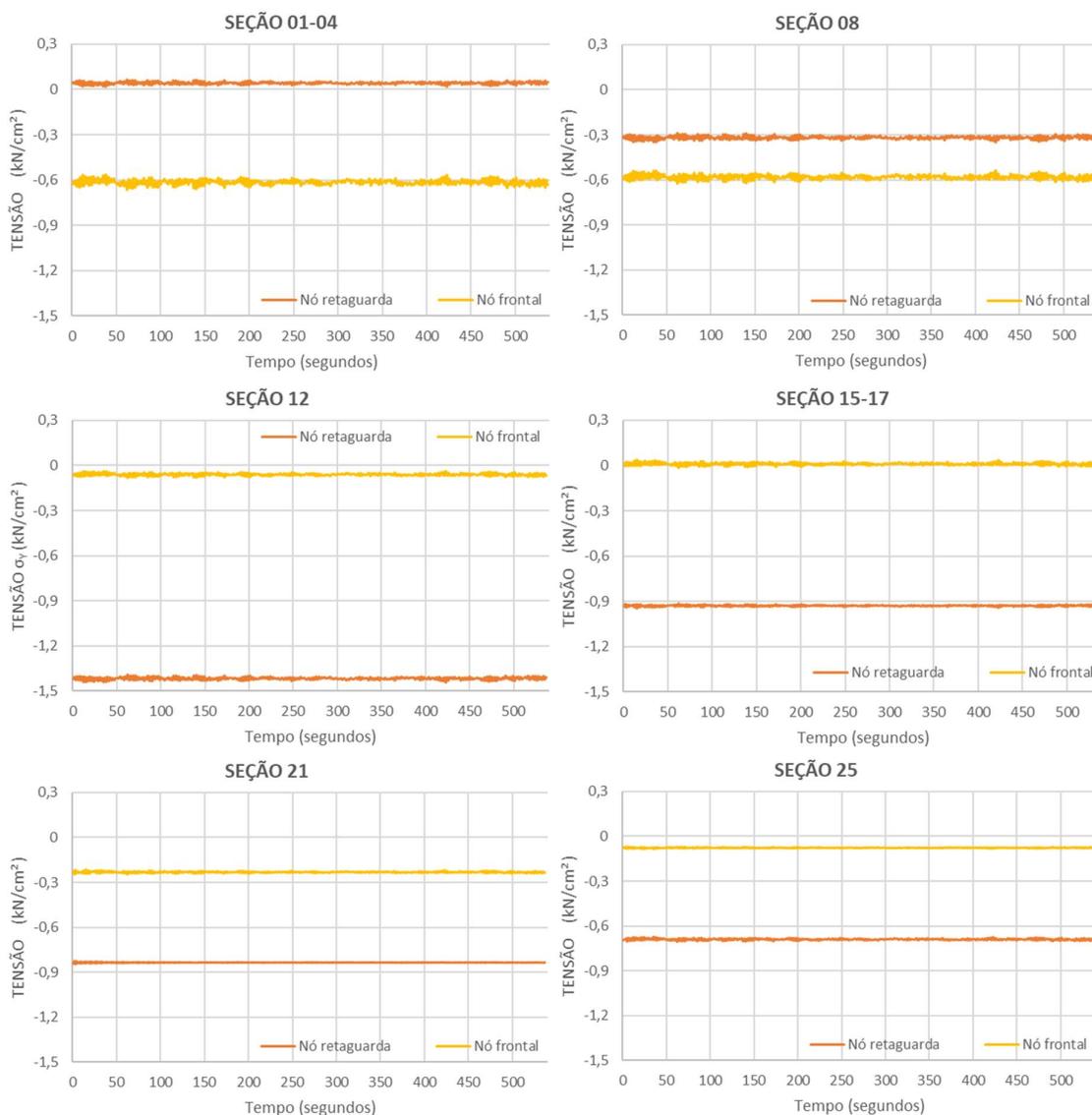
17, 21 e 25) estão com os nós de retaguarda menos comprimidos ou até mesmo tracionados, em relação aos nós frontais. Já para o passo de carga 175, em função da operação de estaiamento de T01 realizada antes do atirantamento do tabuleiro em P0, ocorre a inversão de comportamento nestas regiões (figura 7.73).

Figura 7.72 – Variação das tensões σ_y desenvolvidas nos nós superior e inferior da extremidade das aduelas tipo A da ponte, sob ação do vento turbulento (*step* 175)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.73 – Variação das tensões σ_z desenvolvidas nos nós frontal e de retaguarda das seções indicadas para o pilone da ponte, sob ação do vento turbulento (*step* 175)

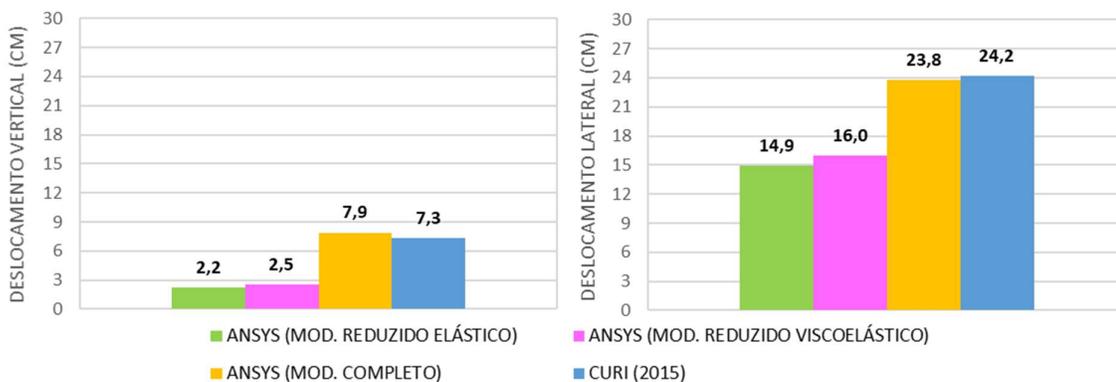


(fonte: elaborada pela autora)

A fim de ponderar os valores obtidos nas modelagens realizadas no ANSYS, foi feita uma análise comparativa entre os resultados obtidos no modelo completo e no modelo reduzido, em que inicialmente os materiais foram considerados com comportamento elástico linear e depois foram incluídas as não linearidades físicas. Estes valores foram relacionados com os resultados apresentados no trabalho de Curi (2015), que realizou a análise das vibrações do tabuleiro da Ponte do Saber submetida à ação dinâmica do vento turbulento, sendo os deslocamentos determinados através do *software* SAP2000, por superposição modal. Desta forma, as figuras

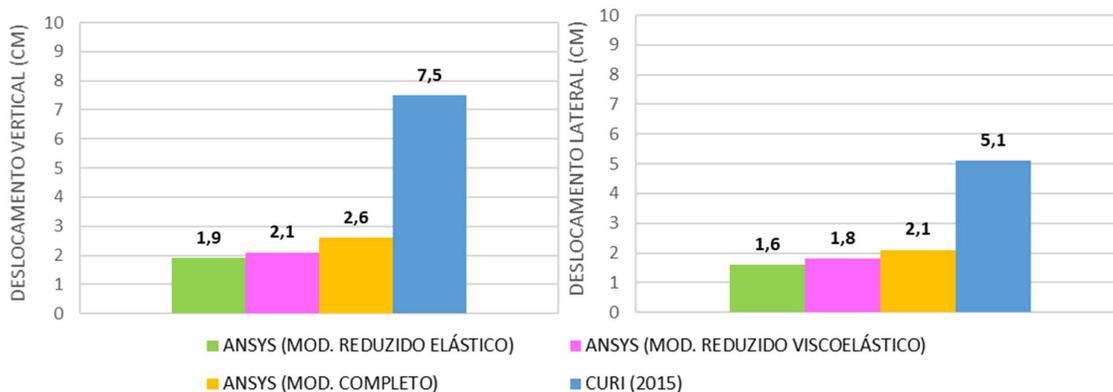
7.74 e 7.75 apresentam os máximos deslocamentos verticais e laterais observados no tabuleiro da Ponte do Saber, correspondentes, respectivamente, às etapas que antecedem o fechamento do vão principal, e para o caso em que o tabuleiro já se encontra apoiado.

Figura 7.74 – Deslocamentos máximos na extremidade do tabuleiro em balanço da Ponte do Saber, em fase construtiva avançada, sob ação do vento turbulento



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 7.75 – Deslocamentos máximos obtidos no tabuleiro da Ponte do Saber após conclusão do vão principal, sob ação do vento turbulento



(fonte: elaborada pela autora)

De forma geral, pode-se dizer que tanto nos modelos completo e reduzido simulados no ANSYS, quanto no modelo analisado por Curi (2015), os dois primeiros modos representam quase que integralmente os deslocamentos totais observados no tabuleiro da ponte sob ação do vento turbulento, se manifestando principalmente nas direções vertical e lateral. Isto ocorre em

função da elevada rigidez à torção proporcionada pela seção celular do tabuleiro, o que acaba limitando as rotações no modelo.

Em relação a etapa em que o tabuleiro da ponte encontra-se em balanço, é possível notar que os deslocamentos verticais e laterais gerados no modelo completo no ANSYS se aproximaram dos valores obtidos por Curi (2015). Na etapa seguinte, em que o vão principal já está apoiado, observa-se, no entanto, maior divergência entre eles. Este fato pode ser justificado pois na análise realizada por Curi (2015), referente à ponte estaiada em fase construtiva avançada, os carregamentos considerados, foram semelhantes aos implementados no modelo do ANSYS, sendo eles o peso próprio dos elementos e as forças de protensão instaladas nos estais, além das cargas devidas ao vento turbulento. Por outro lado, na análise dinâmica apresentada pelo mesmo autor, para a geometria completa da Ponte do Saber, além dos carregamentos mencionados na análise anterior, foram consideradas também as cargas correspondentes à situação da ponte em serviço, sendo incluídos o peso próprio referente ao pavimento asfáltico e às barreiras de proteção, bem como as cargas móveis. Ou seja, as análises realizadas para esta etapa final de construção da ponte não podem ser relacionadas de forma direta, uma vez que em todas as análises realizadas no presente estudo foram mantidos no modelo no ANSYS somente os valores das cargas permanentes.

Além disso, a partir da comparação entre os resultados apresentados, pode-se observar também que a construção do modelo numérico computacional completo da estrutura no ANSYS, considerando a análise estática prévia incluindo as não linearidades físicas foi fundamental, tanto na determinação da resposta da estrutura ao carregamento do vento, quanto na determinação das suas propriedades modais. Este fato ficou claro principalmente ao longo das etapas construtivas, em que a estrutura apresenta-se mais flexível do que na situação final.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo realizar a análise estática, modal e dinâmica das fases construtivas de uma ponte estaiada em concreto armado, através do método dos elementos finitos, utilizando os elementos de ativação e desativação (*Birth and Death elements*) do *software* ANSYS. Ao longo das análises feitas neste estudo, pretendeu-se verificar se a consideração da não linearidade dos materiais, através da introdução de um modelo viscoelástico com fissuração para o concreto, altera de forma significativa as solicitações que ocorrem na estrutura. Para a realização das análises de uma ponte estaiada real, tomou-se como exemplo a Ponte do Saber, localizada na cidade do Rio de Janeiro. Nas simulações feitas no ANSYS, foram utilizados dois modelos geométricos distintos: o modelo reduzido, em que foi realizada a modelagem apenas do tabuleiro e dos estais frontais, como forma de reduzir a quantidade de elementos finitos e, conseqüentemente, o esforço computacional; e o modelo completo, em que foi incluída a representação do pilone e dos estais de retaguarda.

Na análise estática realizada para os dois modelos de materiais (elástico e viscoelástico) simulados no modelo reduzido da Ponte do Saber, o efeito do comportamento viscoelástico com fissuração do concreto ficou evidente através das diferenças observadas nas forças de protensão iniciais a serem aplicadas nos estais frontais da ponte, a fim de anular os deslocamentos do tabuleiro ao longo das etapas construtivas. Além disso, ficou demonstrado que as diferenças de tensões aplicadas nos estais podem provocar alterações nos esforços no tabuleiro.

A partir das formas modais determinadas para cada etapa construtiva da ponte no modelo reduzido no ANSYS, foi possível também observar as diferenças em relação à caracterização dinâmica da estrutura entre os modelos de materiais considerados. De forma geral, as diferenças de forças de protensão aplicadas nos estais resultaram em esforços de compressão mais elevados no tabuleiro da ponte cujo material foi considerado com comportamento não linear, diminuindo assim a rigidez da estrutura. Desta forma, as frequências de excitação da ponte sob tensões iniciais (estais tensionados) acabam sendo mais baixas do que no modelo que considera o regime elástico para os materiais. De posse do modelo modal, foi possível realizar a análise dinâmica da estrutura no modelo reduzido no ANSYS. As diferenças de resultados observadas entre os dois modelos de materiais, comprovam que a consideração da reologia do concreto,

além de alterar o plano de estaiamento e, conseqüentemente, a distribuição dos esforços no tabuleiro, pode modificar também a rigidez da estrutura frente às ações dinâmicas, sendo importante a sua consideração na etapa de projeto. Em face das análises realizadas no ANSYS com o modelo reduzido da Ponte do Saber, fica evidente a importância dos efeitos dinâmicos do vento no projeto estrutural, uma vez que o tabuleiro respondeu dinamicamente à ação de vento turbulento, apresentando oscilações superiores aos deslocamentos estáticos obtidos a partir da metodologia proposta pela norma brasileira. Este fato torna-se especialmente importante uma vez que do ponto de vista dinâmico, a ponte não concluída responde de modo distinto da ponte acabada, verificando-se que alguns estágios da montagem apresentam situações com maior risco de falha estrutural.

Na análise estática feita para o modelo completo da Ponte do Saber simulado no ANSYS se buscou respeitar as tensões definidas em projeto para os estais frontais e de retaguarda e avaliar a resposta da estrutura em comparação com os dados de deslocamentos verticais registrados em campo. As diferenças obtidas em relação ao greide resultante do modelo em elementos finitos no ANSYS e as informações fornecidas através do monitoramento realizado durante a execução da ponte podem ser justificadas, uma vez que a geometria lançada no modelo numérico seguiu a proposta de seção transversal do tabuleiro definida no projeto inicial, o qual considerava que a concretagem da viga de enrijecimento central seria executada de forma conjunta com o restante da aduela. Porém, na prática, a execução da viga central de enrijecimento foi interrompida após a concretagem da aduela 04. Com base no modelo em elementos finitos simulado no ANSYS, foi interessante observar que as cotas finais do tabuleiro ficaram próximas ao greide geométrico previsto em projeto, indicando que na obra, a execução da viga central poderia ter ocorrido de forma conjunta com o restante das aduelas. No entanto, através da simulação do efeito da fissuração no concreto, foi possível notar que a continuidade da construção da viga central com o avanço do tabuleiro poderia resultar em possíveis ajustes no plano de estaiamento previsto inicialmente em projeto, uma vez que a identificação de algumas regiões fissuradas no pilone exigiriam a antecipação da operação de estaiamento.

Os resultados dos históricos de tensões observados nos estais do modelo completo da ponte indicaram uma boa aproximação tanto com os valores medidos durante a execução da ponte, quanto com aqueles definidos no projeto estrutural. Diante disso e em virtude do comprimento dos estais ter sido limitado a menos de 200 metros na Ponte do Saber, a partir dos resultados obtidos pode-se concluir que o efeito de catenária dos cabos não influenciou de modo

significativo o comportamento mecânico dos estais. Além disso, em função do nível de tensões observadas nos cabos ao longo das etapas construtivas da ponte, o efeito da relaxação nos estais é desprezível, estando de acordo com o modelo elastoplástico adotado para este material.

Os resultados dos históricos de tensões nos elementos de concreto da aduela e do pilone do modelo completo da Ponte do Saber, apresentados ao longo das análises estática e dinâmica, mostram que as tensões de compressão estão dentro da validade do formulário do CEB-MC90. Além disso, em função das baixas tensões de compressão observadas, pode-se concluir que o modelo viscoelástico definido para este material está de acordo com o comportamento observado. Em relação às tensões geradas nas armaduras passivas, observou-se que os valores mostraram-se bem inferiores à tensão limite de escoamento do aço. Este fato ocorreu pois, ao final das análises numéricas, foi identificada uma baixa incidência de elementos de concreto fissurados. Desta forma, apesar do modelo de fissuração não ter influenciado de modo significativo no resultado das análises, entende-se que a sua utilização seja importante para a definição dos instantes adequados para aplicação da força de protensão nos estais de retaguarda.

Ao final das análises realizadas neste estudo, pode-se notar que, como as pontes estaiadas são caracterizadas por serem estruturas esbeltas e flexíveis, e, portanto, o efeito viscoso dos materiais e a possibilidade de fissuração dos elementos de concreto ao longo da sequência construtiva são fatores relevantes, torna-se de suma importância a realização de uma avaliação adequada do comportamento não linear dos materiais, especialmente durante as etapas construtivas. Também ficou demonstrado que, com os recursos computacionais atuais é possível modelar cada etapa construtiva de uma ponte estaiada buscando compreender a evolução do comportamento desta estrutura, e reduzir, ao máximo, as operações de protensão dos estais durante a execução.

Foi constatado que a NBR 6123 possui limitações na determinação da resposta dinâmica de estruturas sob ação de turbulência, pois não aborda o comportamento de tabuleiros de pontes. De forma geral, pode-se dizer que tanto nos modelos completo e reduzido simulados no ANSYS, quanto no modelo analisado por Curi (2015), os dois primeiros modos representam quase que integralmente os deslocamentos totais observados no tabuleiro da ponte sob ação do vento turbulento, se manifestando principalmente nas direções vertical e lateral. Além disso, a partir da comparação entre os resultados apresentados, pode-se observar também que a construção do modelo numérico computacional completo da estrutura no ANSYS,

considerando a análise estática prévia incluindo as não linearidades físicas foi fundamental, tanto na determinação da resposta da estrutura ao carregamento do vento, quanto na determinação das suas propriedades modais, uma vez que os resultados obtidos a partir desta análise se aproximaram de forma satisfatória aos valores dos trabalhos de referência de Curi (2015) e Battista (2012).

Com os bons resultados obtidos através deste modelo pode-se concluir também que a ferramenta de customização UPF, disponibilizada pelo ANSYS, permite a inclusão dos modelos dos materiais através da rotina USERMAT de forma eficiente, podendo ser aplicada nos projetos envolvendo obras de arte especiais. Como este é um primeiro trabalho dentro do PPGE/UFRRGS, envolvendo a análise dinâmica de pontes estaiadas juntamente com o programa customizado ANSYS, objetivou-se mostrar a viabilidade de se realizar uma análise deste tipo com os recursos disponíveis. Assim, ficam como sugestões de continuação deste trabalho:

- a) Simulação das etapas construtivas da Ponte do Saber considerando a metodologia utilizada na execução da estrutura real, a qual considerou que a conclusão da viga central de enrijecimento foi realizada após a finalização da concretagem das aduelas do tabuleiro;
- b) Lançamento de um modelo em elementos finitos simplificado no ANSYS, considerando o uso de elementos finitos de viga e de casa para comparação dos resultados;
- c) Estudo de soluções para a correção de imprecisões da obra e de resultados fora do esperado ao longo do processo construtivo, preservando as diretrizes iniciais de projeto;
- d) Estudo da influência da consideração da armadura passiva em elementos de concreto na determinação das deformações causadas pelo efeito da fluência e da retração do concreto;
- e) Análise dinâmica das fases construtivas de pontes estaiadas, considerando a ação do vento sobre os demais elementos da estrutura;
- f) Estudo dinâmico deste tipo de estrutura na sua fase final, considerando a aplicação de cargas móveis no tabuleiro;
- g) Comparação teórico-experimental do comportamento dinâmico de uma ponte estaiada sob ação de vento turbulento;
- h) Realização de estudo sobre as etapas construtivas de outras concepções de pontes executadas por balanços sucessivos, bem como a utilização de aduelas pré-moldadas em conjunto com a protensão longitudinal, cuja inclusão de elementos de contato e do modelo de relaxação da armadura ativa seria necessário.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, A. E. F. **Análise de etapas construtivas em pontes estaiadas**. 2017. 166 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete**. Report No. ACI 209 1R-05, ACI Manual of concrete practice, 2005.
- ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Theory reference**. Release 15.0, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.
- _____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- _____. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e protendido: procedimento. Rio de Janeiro. 2019.
- AWRUCH, A.M.; LINN, R.V.; MORSCH, I.B. **Teoria da Elasticidade Aplicada à Mecânica Estrutural**. 2. ed. Porto Alegre: UFRGS Editora, 2018. 310 p.
- BARBOZA, R. R. **Análise do comportamento dinâmico, avaliação de conforto humano e controle de vibrações de edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- BATTISTA, R. C. **Dinâmica de pontes estaiadas: fases de projeto de construção e de operação**. Trabalho apresentado durante o V Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. 2012.
- BAZANT, Z. P.; PRASANNAN, S. Solidification theory for concrete creep I: formulation. **Journal of engineering mechanics**, v. 115, n. 8, p. 1691-1703, 1989^a.
- _____. Solidification theory for concrete creep II: verification and application. **Journal of engineering mechanics**, v. 115, n. 8, p. 1691-1703, 1989^b.
- BEHIN, Z. **Erection analysis of cable-stayed bridges**. PhD thesis, Dept. of Civ. Engineer, University of Alberta, Edmonton, AB, Canadá, 1990.
- BEHIN, Z.; MURRAY, D. W. **A substructure-frontal technique for cantilever erection analysis of cable-stayed bridges**. *Computer & Structures*, 42(3), 145–157, 1992.
- BENINCÁ, M.E. **Simulação numérica de vigas alveolares mistas de aço e concreto: modelo parametrizado de elementos finitos**. 2019. 206 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.
- BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. 2ª edição. Editora da UFRGS, Porto Alegre. 2005.

BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. 2ª edição. Editora da UFRGS. Porto Alegre. 2013.

BYFORS, J. **Plain concrete at early ages**. Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm, 1980.

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.

CARDOSO JÚNIOR, S. D. **Edificações flexíveis sob ação dinâmica de vento turbulento**, 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

CHEN, W. **Plasticity in Reinforced Concrete**. J. Ross Publishing. Fort Lauderdale. 2007.

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.

CHOPRA, A.K. (2007) **Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering**. 3rd ed., Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007.

CIDADE, D. F. **Análise reológica computacional das etapas construtivas de ponte estaiada**. 2017. 204 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

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.

COOK, N. J. **The designer's guide to wind loading of building structures. Part 1: Background, damage survey, wind data and structural classification**. Building Research Establishment., Londres, Inglaterra. 1985.

CREUS, G. J. **Viscoelasticity – basic theory and applications to concrete structures**. 1 ed. Heidelberg. Alemanha: Springer-Verlag, 1986. v. 1, 186 p.

CSI (*Computers and Structures, Inc.*). **SAP2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures – Analysis Reference**. California, U.S.A. 1998.

CURI, A. P. **Vibrações em tabuleiro de ponte sob ação dinâmica de vento turbulento**. 2015. 73 p. Projeto de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

_____. **Comparação teórico-experimental do comportamento dinâmico de uma ponte estaiada sob ação de vento turbulento**. 2018. 108 p. Dissertação de mestrado (Mestrado em

Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

DYRBYE, C.; HANSEN, S.O. **Wind Loads on Structures**. John Wiley & Sons. EUA. 1997.

ERNST, H. J. **Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges**. Der Bauingenieur, v. 40. n. 2, p. 1718-1731. 1965.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2 – Design of concrete structures – part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Guidance for Good Bridge Design**. Bulletin 9, 2000.

_____. **Acceptance of Stay Cable Systems Using Prestressing Steels**. Lausanne, 2005.

FERRAZ, M. A. C. **Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas**. 2001. 258p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto, Porto. 2001.

FRANCO, M. **Direct Along-Wind Dynamic Analysis of Tall Structures**. São Paulo: Escola Politécnica da USP, 1993. Boletim técnico N. 9303.

GARAMBONE, V. F. **Ponte do Saber**. Trabalho apresentado durante o V Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. 2012.

GIMSING, N. J.; GEORGAKIS, C. T. **Cable supported bridges: concept and design**. 3rd ed., Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 2012.

GRABOW, M. J. **Construction Stage Analysis of Cable-Stayed Bridges**. 2004. Diplom Ingenieur thesis, Technical University of Hamburg-Harburg, Hamburg, Germany, 2004.

GRANATA, M.F.; MARGIOTTA, P.; ARICI, M.; RECUPERO, A. Construction stages of cable-stayed bridges with composite deck. **Bridge Structures**, [s.l.], v. 8, n. 34, p. 93-106, 2012.

GOMES, R. R. S. **Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada**. 2013. 138 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

HAN, D.J.; YAN, Q. **Cable force adjustment and construction control**. Cap. 58 “Bridge Engineering Handbook”, CRC Press, 2000.

HINTON, E. **Numerical methods and software for dynamic analysis of plates and shells**. Swansea: Pineridge Press Limited, 550p. 1988.

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.

KIM, H.; WON, D.H.; KANG, Y.; KIM, S. Structural stability of cable-stayed bridges during construction. **International Journal Of Steel Structures**, [s.l.], v. 17, n. 2, p. 443-469, jun. 2017. Springer Science and Business Media LLC.

LAC. **Site do Laboratório de Aerodinâmica das Construções**. Disponível em: <<http://www.ufrgs.br/lac/>>. Acesso em: 6 abril. 2018.

LAZANHA, E. C. **Análise dinâmica elasto-plástica de estruturas metálicas sob excitação aleatória de vento**. 2003. 160 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

LAZZARI. B. M. **Análise por elementos finitos de peças de concreto armado e protendido sob estados planos de tensão**. 2015. 208 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

LAZZARI. P. M. **Simulação numérica das etapas construtivas de pontes estaiadas através do método dos elementos finitos**. 2016. 301 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

LOREDO-SOUZA, A.M.; ROCHA, M.M.. **Estudo em Túnel de Vento da Ponte sobre o Rio Negro**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 5., 2012, Rio de Janeiro.

MACHADO, D. S. **Caracterização aerodinâmica de cabos de pontes estaiadas submetidas à ação combinada de chuva e vento**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

MAZARIM, D. M. **Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no Brasil**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, 2011.

MEYER, K. F. **Passarelas e pontes para dutos**. 2. ed. Belo Horizonte: Editora Rona, 2011.

NEVES, F.A. **Vibrações de estruturas aporticadas espaciais estaiadas**. 1990. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

NEWLAND, D. E. **An introduction to random vibrations, spectral and wavelet analysis**. 3. ed. New York: Wiley, 1993.

OTTOSEN, N. S. **A failure criterion for concrete**. Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, v. 103, n.4, p.527-535, 1977.

PFEIL, M. S. **Comportamento aeroelástico de pontes estaiadas**. 1993. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

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.

SIMI, E.; SCANLAN, R. **Wind Effects on Structures**. 3ª edição. John Wiley & Sons, EUA. 1996.

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.

SVENSSON, H. **Schrägbelbrücken 40 Jahre Erfahrung Weltweit**. 1 ed. Berlin, Ernst & Sohn. 2011.

TOLEDO, R. L. S. **Dimensionamento de Vigas de Rigidez de Concreto de Pontes Estaiadas**. 2014. 195 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

TORNERI, P. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: comparação de alternativas**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

WALTHER, R.; HOURIET, B.; ISLER, W.; MOÏA, P. **Ponts haubanés**. Lausanne: Presses Polytechniques Romandes, 1985.

WALTHER, R. **Schrägseilbrücken**. Editora Bau+Technik. Alemanha. 1994.

WALTHER, R.; HOURIET, B.; ISLER, W.; MOÏA, P. **Cable stayed bridges**. 2nd ed., London: Thomas Telford Ltd, 1999.

WANG, P. H.; TSENG, T.C.; YANG, C.G. **Initial shape of cable-stayed bridges**. Computers & Structures, v. 46, n. 6, p. 1095-1106, 1993.

WANG, P.; TANG, T.; ZHENG, H. **Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods**. Computers & Structures, [s.l.], v. 82, n. 4-5, p. 329-346, fev. 2004. Elsevier BV.

WIKIPEDIA A enciclopédia livre. **Pontes**. Disponível em: <<http://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte>>. Acesso em 06 abril. 2018.

WITTFOHT, H. **Building bridges: history, technology, construction**. Dusseldorf: BetonVerlag, 1984.

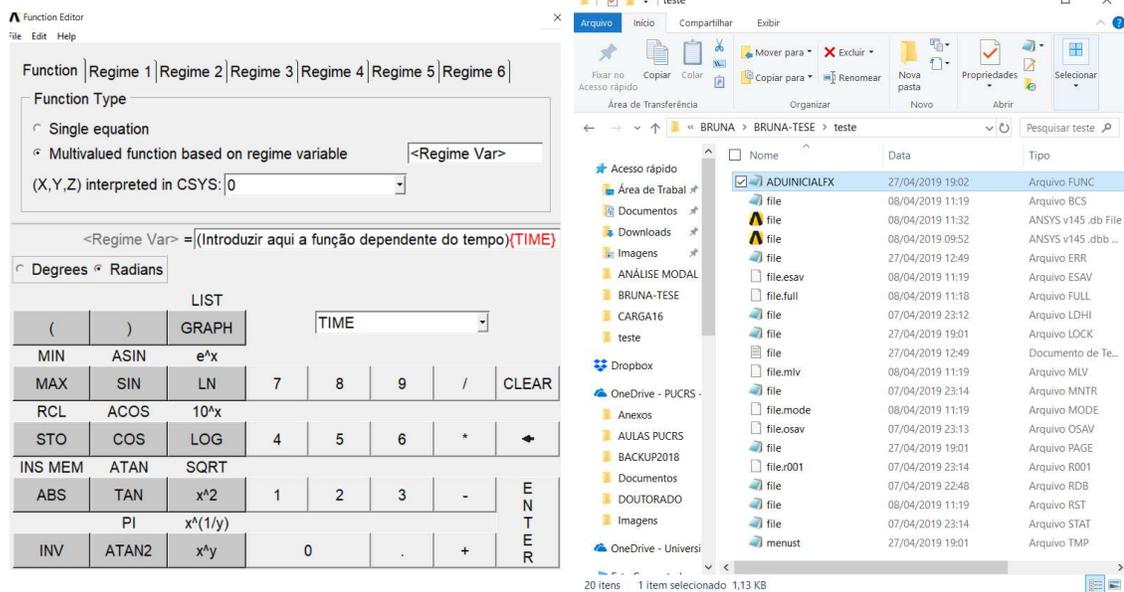
APÊNDICE A – Roteiro para introduzir carregamento variável no ANSYS

A introdução de um carregamento variável em função do tempo, pode ser feita no ANSYS APDL a partir de uma Análise Transiente (*Transient Analysis*), através de duas maneiras. A primeira delas consiste em introduzir uma função, dependente do tempo, com o valor de carregamento aplicado ao nó do elemento finito correspondente ($F = F(t)$), ou seja, para cada incremento de tempo o programa irá calcular o carregamento correspondente ao referido nó; e a segunda forma seria através da utilização de tabelas com os valores das cargas de vento já determinadas para cada instante de tempo t .

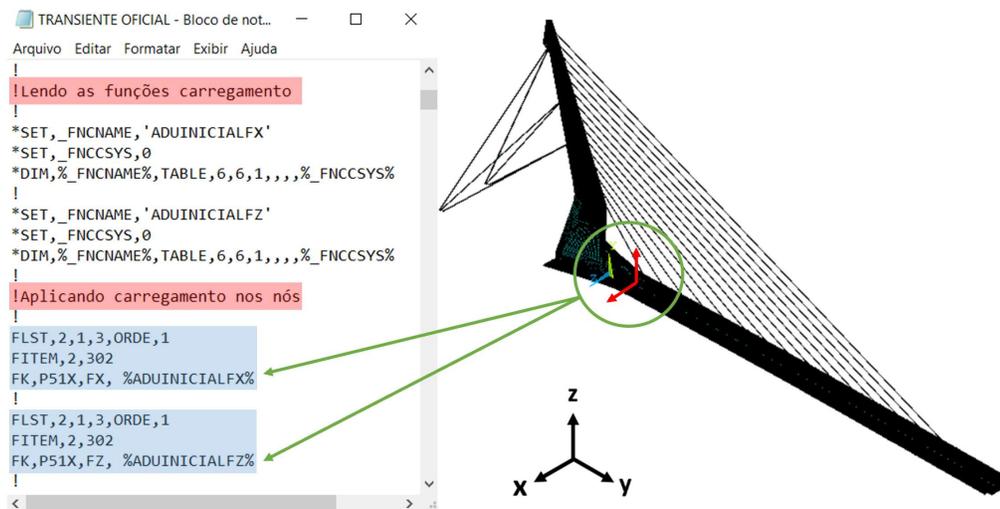
Para introduzir uma função no *software* ANSYS, é necessário selecionar no menu principal do programa o item *PARAMETERS > FUNCTIONS > DEFINE/EDIT*, conforme apresenta a figura A.1. Na janela *Function Editor*, deve-se selecionar o item *Multivalued function based on regime variable*, indicando que a variável da função será o tempo, através da inclusão do mesmo (*TIME*) no *Regime Var*. A seguir, deve-se definir o valor da função e salvá-la como padrão, sendo que a extensão do arquivo deve ser *.func*. Esta função ficará salva dentro da pasta de trabalho (*Working Directory*) que estiver sendo utilizada pelo programa no referido momento, a qual será posteriormente carregada no ANSYS para que seja aplicada aos nós dos elementos. No exemplo apresentado na figura A.1, a função foi salva com o nome *ADUINICIALFX*, cujo arquivo com extensão *.func* aparece gerado dentro da pasta de trabalho.

Com a função carregamento gerada, o próximo passo é fazer com que o programa ANSYS leia o arquivo com estas informações para a entrada de dados. Para tanto, deve-se selecionar *PARAMETERS > FUNCTIONS > READ FROM FILE*. O ANSYS trabalha com essa função como sendo uma tabela de parâmetros (*table parameter*). Neste caso, para aplicar um carregamento na estrutura, ao invés de aplicar um valor constante, a função criada deverá ser aplicada como carregamento, sendo selecionado o item *Existing table* no menu *drop-down* desta janela. Na janela que surge, aparecem as tabelas disponíveis para serem aplicadas em forma de carregamento na estrutura, bastando selecionar o nome da função desejada. Este passo a passo de leitura e aplicação do carregamento em um determinado nó pode ser visto no *script* de entrada de dados detalhado da figura A.2.

Figura A.1 – Definição dos valores da função dependente do tempo no ANSYS



(fonte: elaborada pela autora)

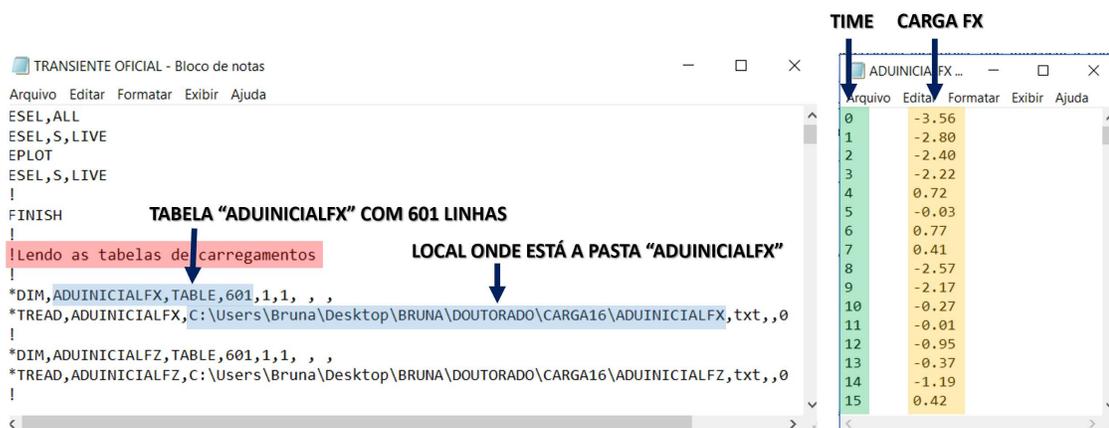
Figura A.2 – Arquivo .txt com o *script* de entrada de dados para leitura e aplicação do carregamento em função do tempo em um determinado nó

(fonte: elaborada pela autora)

Esta forma de introdução de carregamento, por meio de uma função dependente do tempo ($F = F(t)$), é interessante quando se trabalha com um carregamento determinístico, onde é possível considerar uma função bem comportada para um determinado evento. Na prática, entretanto, o vento tem propriedades instáveis e características aleatórias, que impedem a consideração

determinista do seu carregamento. Desta forma, neste estudo, optou-se por incluir a carga de vento no *software* ANSYS diretamente por meio das tabelas com os valores das cargas de vento já determinadas para cada instante de tempo t , em formato de arquivos de texto (.txt). Isto foi possível de forma análoga ao descrito pela figura A.2, porém o comando de leitura do arquivo com as tabelas de carregamentos foi alterado, conforme apresenta a figura A.3.

Figura A.3 – Arquivo .txt com o *script* de entrada de dados para leitura do carregamento incluído por meio das tabelas com os valores das cargas de vento já determinadas para cada instante de tempo t



(fonte: elaborada pela autora)

A continuação e definição da análise dinâmica depende ainda da configuração dos demais parâmetros. A figura A.4 apresenta o *script* de entrada de dados utilizado no ANSYS para a realização da análise transiente, levando em consideração a solução pelo método completo de Newmark. Esta etapa foi realizada a partir da análise estática, onde, através do comando *restart* (ANTYPE,TRANS,REST), foi possível considerar os resultados obtidos nas análises preliminares (deslocamentos, tensões e deformações) para a avaliação dos efeitos do carregamento devido ao vento sobre o tabuleiro da ponte analisada.

Figura A.4 – Configurações da análise transiente no ANSYS

```

*ANÁLISE TRANSIENTE COM AMORTECIMENTO - Bloco de Notas
Arquivo Editar Formatar Exibir Ajuda
-----
!
!      CASO DE CARGA: ANÁLISE TRANSIENTE
!
!
/SOLU
!
ANTYPE,TRANS,REST
!
!----- Parametros a serem salvos
!
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,LAST           ! Salva os últimos resultados a nível de elemento
OUTRES,SVAR,ALL          ! Salva o vetor USTATEV
!
!-----Parametros para a análise não linear
PSCONTROL,ALL,ON         ! Liga e desliga processamento paralelo
TRNOPT,FULL              ! Define solução pelo método de Newmark, pelo método completo
NLGEOM,ON                ! Liga grandes deformações
SSTIF,ON
NROPT,FULL,,ON          ! Analise não-linear por NR completo
SOLCONTROL,ON           ! O ANSYS controla os parâmetros de NR
NCNV,2,,,'              ! Se a solução de NR não convergir não fecha o programa
PRED,OFF                 ! Activates a predictor in a nonlinear analysis.
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-8            ! Especifica o coeficiente que multiplica a matriz de rigidez para desativar os elementos
!
!----- 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
!
LUMPM,0
!*
DELTIM,1,1,1
TIMINT,ON               ! Ativa os efeitos de integração no tempo
!
!AMORTECIMENTO = 2%
ALPHAD,0.034           ! Define o multiplicador da matriz de massa para o amortecimento
BETAD,0.0092           ! Define o multiplicador da matriz de rigidez para o amortecimento

```

(fonte: elaborada pela autora)