RODOLFO GIACOMIM MENDES DE ANDRADE

MONITORAMENTO DE CURTA DURAÇÃO DE UMA PONTE CURVA
EM CONCRETO ARMADO: UM ESTUDO DE CASO

São Paulo

2012

RODOLFO GIACOMIM MENDES DE ANDRADE

MONITORAMENTO DE CURTA DURAÇÃO DE UMA PONTE CURVA
EM CONCRETO ARMADO: UM ESTUDO DE CASO

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Engenharia

São Paulo

2012

RODOLFO GIACOMIM MENDES DE ANDRADE

MONITORAMENTO DE CURTA DURAÇÃO DE UMA PONTE CURVA
EM CONCRETO ARMADO: UM ESTUDO DE CASO

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Livre-Docente
Túlio Nogueira Bittencourt

São Paulo

2012

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, de julho de 2012.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Andrade, Rodolfo Giacomim Mendes de
Monitoramento de curta duração de uma ponte curva em
concreto armado: um estudo de caso / R.G.M. de Andrade. --
ed.rev. -- São Paulo, 2012.
144 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e
Geotécnica.

1.Monitoramento de estruturas 2.Análise estrutural 3.Mode-
lagem numérica I.Universidade de São Paulo. Escola
Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e
Geotécnica II.t.

À minha esposa.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt, pelas oportunidades oferecidas, orientação e conselhos que ajudaram a trilhar o meu caminho durante a elaboração desta dissertação.

À minha esposa, Cristina, pelo companheirismo, amizade, apoio e paciência em todos os momentos juntos.

À minha família e à minha avó Jane Giacomini (*in memoriam*), por estarem por perto, torcendo por mim.

Aos meus sogros, Waldir e Eugénica, pelo carinho, incentivo e inspiração.

Ao meu avô, Waldemar Mendes de Andrade (*in memoriam*), pelas sábias e eternas palavras e grande incentivo à busca do conhecimento.

Ao meu colega Phil L Stone, por me mostrar as belezas da Engenharia. Minha sincera admiração.

Ao Sr. Alfredo P. C. Neto, pelo compartilhamento de sua vasta experiência com estruturas.

Ao Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein, pela amizade e apoio durante a elaboração dos modelos numéricos e desta dissertação;

A todos os colegas do GMEC, que me ajudaram direta ou indiretamente nestes dois anos. Em especial, gostaria de destacar o apoio de Luís Bittencourt e Alberto Colombo, pela paciência e compartilhamento de suas máquinas para o processamento dos meus modelos, e Leila Valverde e Ritermayer Teixeira, pela grande contribuição a esta dissertação.

À Concessionária OHL, por todo o apoio logístico para tornar possível o monitoramento da ponte.

RESUMO

As últimas quatro décadas foram importantes para o desenvolvimento da malha rodoviária brasileira. O sistema de rodovias do país recebeu incentivos financeiros à sua expansão e diversas soluções estruturais para pontes e viadutos foram criadas a fim de atender à demanda de infraestrutura. Em contrapartida, a carência de programas de manutenção preventiva tem causado um crescimento significativo no número de estruturas desse tipo que se encontra em estágio avançado de deterioração. Dessa maneira, esta dissertação propõe um plano de monitoramento de curta duração para monitorar o comportamento estrutural de uma ponte rodoviária curva de concreto armado já em serviço. A partir da revisão do estado-da-arte no assunto, são apresentados os tipos de monitoramento, as possíveis grandezas a serem monitoradas e as ferramentas para medi-las, assim como suas vantagens e desvantagens. A fim de avaliar estruturalmente o comportamento da ponte e auxiliar no plano de monitoramento, uma hierarquia de seis modelos numéricos é desenvolvida. Então, o plano de monitoramento proposto é aplicado na ponte sob estudo para aquisição de dados, que são posteriormente tratados e confrontados com os dois modelos numéricos mais complexos da hierarquia em um processo de análise e calibração desses modelos. Dessa análise, é possível mostrar a representatividade dos modelos desenvolvidos e a relação entre complexidade do modelo, número de parâmetros adotados para a representatividade da estrutura e convergência de resposta.

Palavras-chave: Monitoramento de estruturas. Análise estrutural. Sensores. SAP2000. Midas Fx+. DIANA. Modelagem numérica.

ABSTRACT

The last four decades were important for the development of the Brazilian highway system. Investments were made on the expansion of highways and many structural solutions for bridges and viaducts were developed in order to attend the country's demand. In contrast, the lack of preventive maintenance programmes has caused a significant increase in the number of those structures found in advanced deterioration stage. Thus, this thesis aims to suggest a short-term monitoring plan to monitor the structural behaviour of a curved highway concrete bridge in service. From studies on state-of-the-art in monitoring, it is presented its types, magnitudes and tools to measure them structures, as well as their advantages and disadvantages. In order to assess the structural behaviour of the bridge and support the monitoring plan, a hierarchy of six numerical models is developed. Then, the proposed monitoring plan is applied to the bridge under study for data acquisition. Afterwards, this data is processed and compared with the two more complex numerical models of the hierarchy in a process of analysis and calibration of these models. From this analysis, it is possible to show the representativeness of the developed models and the relationship between model complexity, number of parameters and convergence.

Keywords: Structural monitoring. Structural analysis. Sensors. SAP2000. Midas FX+. DIANA. Numerical modelling.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Impacto de veículos em vigas principais e secundárias (ponte do Limão)	18
Figura 2 - Proximidade de veículos com as vigas principais (ponte do Limão)	19
Figura 3 - Ponte estaiada sobre o rio Pinheiros (linha 5 do sistema metroviário).....	20
Figura 4 - Ponte Bernardo Goldfarb	20
Figura 5 - Ponte Construtor João Alves.....	20
Figura 6 – Teste de treliça metálica na Inglaterra, século XIX	24
Figura 7 – Testes para validação do método construtivo, século XIX	24
Figura 8 – Ponte ferroviária Firth of Forth, Escócia	25
Figura 9 – Vistas da ponte rodoviária Øresund, Dinamarca-Suécia.....	25
Figura 10 – Classificação das Técnicas de Monitoramento	26
Figura 11 - Extensômetro de fita	32
Figura 12 - Esquema típico de um LVDT (adaptado)	33
Figura 13 - Potenciômetro linear	34
Figura 14 - Funcionamento de um sensor magnetostrictivo.....	35
Figura 15 - Sensor magnetostrictivo de alto desempenho	35
Figura 16 - Sensor capacitivo.....	36
Figura 17 – Inclinômetro horizontal	37
Figura 18 – Corte transversal típico de um cabo de fibra óptica	38
Figura 19 – Esquema de um Sistema de Nivelamento Hidrostático.....	40
Figura 20 – Princípio do novo SNH	41
Figura 21 – Percurso de satélites sobre ponte Millenium em 24 horas	43
Figura 22 – Tensômetro de Huggenberger	45
Figura 23 – Sensor de resistência elétrica	47
Figura 24 – Sensor de deformação semicondutor.....	48
Figura 25 – Sensor Capacitivo	48
Figura 26 – Sensor de corda vibrante antes da instalação.....	49
Figura 27 – Sensor FBG.....	51
Figura 28 – Princípio de funcionamento do interferômetro de Fabry-Perot.....	51
Figura 29 – Instalação típica de um dispositivo WIM de placa de flexão.....	53
Figura 30 – Esquema típico de um dispositivo WIM piezelétrico.....	54

Figura 31 – Esquema típico de um acelerômetro piezelétrico.....	55
Figura 32 – Esquema típico de um acelerômetro Força-Equilíbrio.....	56
Figura 33 – Esquema típico de termopar	57
Figura 34 – Exemplo de um RTD	58
Figura 35 – Vista superior (a) e corte (b) de um chip do sensor MEMS	58
Figura 36 – Esquema típico de um sistema de monitoramento computadorizado	60
Figura 37 – Vista de satélite da ponte sobre o rio Jaguari.....	62
Figura 38 – Planta baixa (CAD) de vista superior da ponte sobre o rio Jaguari.....	63
Figura 39 – Vista inferior da ponte sobre o rio Jaguari.....	64
Figura 40 – Vista para o lado de Minas Gerais	64
Figura 41 – Vista lateral da ponte sobre o rio Jaguari (desnível de 5,9%)	65
Figura 42 – Dimensões da seção transversal da ponte sobre o rio Jaguari.....	66
Figura 43 – Vista inferior da ponte: variação de espessura da longarina.....	67
Figura 44 - Vista inferior da superestrutura e parte da mesoestrutura	67
Figura 45 – Vista inferior da ponte, com destaque para as 20 transversinas.....	68
Figura 46 - Ligação super - mesoestrutura por meio de aparelho de apoio	69
Figura 47 - Exposição de tubulão próximo ao rio Jaguari.....	70
Figura 48 – Curvatura da ponte sobre o rio Jaguari (sem escala).....	71
Figura 49 – Esquema hipotético: eixos de coordenadas e esforços	71
Figura 50 – Seção transversal mesoestrutura (a) e malha gerada para propriedades geométricas (b)	73
Figura 51 – Eixos principais da seção transversal	74
Figura 52 – Conceitos envolvidos na construção de um modelo numérico.....	77
Figura 53 – Sequência de modelos numéricos para um problema físico	77
Figura 54 – Sequência de modelos numéricos hierárquicos para a ponte sobre o rio Jaguari	78
Figura 55 – Vista tridimensional do modelo 1.....	79
Figura 56 – Superestrutura definida no Section Designer (centro dos vãos)	80
Figura 57 – Superestrutura definida no Section Designer (variação linear)	80
Figura 58 – Superestrutura definida no Section Designer (apoios).....	81
Figura 59 – Definição das longarinas no Section Designer (meio dos vãos).....	82
Figura 60 – Definição das longarinas no Section Designer (variação linear)	82
Figura 61 – Definição das longarinas no Section Designer (apoios)	82
Figura 62 – Vista tridimensional do modelo 2.....	82

Figura 63 – Largura de mesa colaborante.....	83
Figura 64 – Ferramenta BrIM, SAP2000® V14	84
Figura 65 – Ferramenta Parametric Variation, SAP2000® V14	84
Figura 66 – Vista inferior da meso e superestrutura.....	85
Figura 67 – Vista da ponte sobre o rio Jaguari – Modelo em sólidos	86
Figura 68 – Vista da ponte sobre o rio Jaguari – Modelo em sólidos	86
Figura 69 – Detalhe do aumento da espessura da longarina sobre os pilares.....	87
Figura 70 – Armadura de flexão e fissuração completa (a) e concentrada (b).....	87
Figura 71 – Armadura de cisalhamento completa (a) e concentrada (b).....	88
Figura 72 – Vista aproximada da concentração para armadura de cisalhamento.....	88
Figura 73 – Vista afastada (a) e aproximada (b) da concentração de armadura de pele	89
Figura 74 – Concentração de armadura longitudinal de flexão negativa.....	89
Figura 75 – Concentração de armadura longitudinal de flexão positiva	89
Figura 76 – Concentração de armadura das transversinas intermediárias	90
Figura 77 – Concentração de armadura das transversinas de apoio	90
Figura 78 – Concentração de armadura transversal de flexão positiva.....	91
Figura 79 – Concentração de armadura transversal de flexão negativa	91
Figura 80 – Vista inferior das concentrações de armadura inseridas no Modelo 6 ...	91
Figura 81 – Diagramas de amolecimento à tração.....	94
Figura 82 – Seção transversal e vista do aparelho de apoio em elastômero fretado	95
Figura 83 – Trem-tipo real com valores medidos em campo.....	99
Figura 84 – Caso 1: trem-tipo sobre a Longarina LB, vão de 30m	100
Figura 85 – Caso 2: trem-tipo sobre a Longarina LA, vão de 26m	100
Figura 86 – Condições de acesso para futuras instalações	109
Figura 87 – Verificação de pontos de acesso para monitoramento da ponte.....	109
Figura 88 – (a) Avaliação e (b) identificação de fissuras.....	110
Figura 89 – Aparelho de apoio: (a) pilar P6B e (b) pilar P4B.....	110
Figura 90 – Aparelho de apoio: medição de distorção	110
Figura 91 – Infiltrações no tabuleiro em região próxima à viga-transversina TR14.	111
Figura 92 – Identificação de cinco rachaduras no asfalto	111
Figura 93 – Modelo 4: Regiões críticas no vão central de 30m.....	114
Figura 94 – Corte longitudinal: localização de transdutores e acelerômetros	116
Figura 95 – Corte transversal: localização de extensômetros seções S1 e S5.....	116

Figura 96 – Corte transversal: localização de extensômetros seção S3	116
Figura 97 – Corte transversal: localização de extensômetros seções S2 e S4	116
Figura 98 – Panorâmica da base de monitoramento.....	118
Figura 99 – Equipamentos utilizados para o monitoramento.....	118
Figura 100 – Lçamento da treliça (a) e instalação de sensores na lateral (b)	119
Figura 101 – Retirada do asfalto (a) e superfície preparada para procedimentos de instalação (b).....	120
Figura 102 – Adição de asfalto sobre região monitorada (a) e compactação sem vibração (b)	120
Figura 103 – Atuação sob a ponte (a) e atuação sobre a ponte (b)	121
Figura 104 – Detecção de armadura na longarina (a) preparação extração do concreto (b).....	121
Figura 105 – Armadura exposta (a) e preparação da armadura para instalação de sensor (b)	122
Figura 106 – Armadura com sensor de deformação instalado (a) e longarina e cabo identificados (b).....	122
Figura 107 – Limpeza (a) e nivelamento da superfície para instalação do sensor (b)	123
Figura 108 – Sensor de deformação para concreto (a) e aplicação de cola para receber o sensor (b).....	123
Figura 109 – Posicionamento e instalação do sensor (a) e aplicação de massa plástica de vedação (b)	123
Figura 110 – Aplicação de asfalto frio (a) e superfície acabada (b)	124
Figura 111 – Instalação de sensores (a) acelerômetro (b)	124
Figura 112 – Instalação de sensores de LVDT (a) e sensores instalados (b)	125
Figura 113 – Vista geral de sensores instalados na longarina	125
Figura 114 – Instalação dos condicionadores de sinais no sistema de aquisição...	126
Figura 115 – Configuração dos canais (extensômetros)	126
Figura 116 – Adaptação de condicionadores para medidas de deslocamento	127
Figura 117 – Sistema de aquisição SCXI instalado.....	127
Figura 118 – Visualização em tempo real	127
Figura 119 – Passagem de veículo de prova no acostamento direito	128
Figura 120 – Passagem de veículo de prova no eixo central.....	129
Figura 121 – Passagem de veículo de prova no acostamento esquerdo.....	129

Figura 122 – Sinais tratados do ensaio estático sobre longarina LA.....	131
Figura 123 – Sinais tratados do ensaio estático sobre longarina LB.....	133
Figura 124 – Fissuração no vão central de 30m para o passo de carga $n = 2$ (a) e $n = 6$ (b).....	135

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros técnicos dos sensores elétricos de deslocamento	36
Tabela 2 – Valores-base de Energia da Fratura.....	93
Tabela 3 – Dimensões e quantitativos dos aparelhos de apoio em elastômero fretado	95
Tabela 4 – Rigidezes dos aparelhos de apoio em elastômero fretado	96
Tabela 5 – Modelo 1: Valores das sobrecargas permanentes	97
Tabela 6 – Modelo 1: Valores das cargas acidentais	97
Tabela 7 – Modelo 3: Valores das sobrecargas permanentes	98
Tabela 8 - Resultados dos deslocamentos verticais Modelo 1	101
Tabela 9 - Deslocamentos verticais das longarinas LB e LA Modelo 2.....	101
Tabela 10 - Deslocamentos verticais das longarinas LB e LA Modelo 3.....	102
Tabela 11 - Deslocamentos verticais das longarinas LB e LA Modelo 4.....	102
Tabela 12 – Erro relativo para deslocamentos verticais (vão = 20 m).....	102
Tabela 13 – Erro relativo para deslocamentos verticais (vão = 26 m).....	102
Tabela 14 – Erro relativo para deslocamentos verticais (vão = 30 m).....	103
Tabela 15 – Erro relativo para deslocamentos verticais do Modelo 5 (trem-tipo)....	103
Tabela 16 – Patologias do concreto armado	107
Tabela 17 – Caracterização do Concreto (ensaio de compressão axial)	112
Tabela 18 – Cronograma de implantação do monitoramento de curta duração.....	113
Tabela 19 – Identificação e localização dos sensores	117
Tabela 20 – Análise Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 30m)	134
Tabela 21 – Análise Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 26m)	134
Tabela 22 – Análise Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LA (Vão 26m)	134
Tabela 23 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 30m)	135
Tabela 24 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 26m)	135

Tabela 25 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LA (Vão 26m)	136
Tabela 26 – Comparativo deslocamento vertical entre os modelos 5 e 6	136

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVOS	21
1.2	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	21
1.3	MÉTODO.....	22
2	MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS	24
2.1	DURAÇÃO.....	27
2.2	INSTRUMENTAÇÃO.....	28
2.3	PRINCIPAIS GRANDEZAS.....	30
2.3.1	<i>Deslocamentos.....</i>	<i>31</i>
2.3.2	<i>Deformações específicas (strain)</i>	<i>43</i>
2.3.3	<i>Carregamentos.....</i>	<i>52</i>
2.3.4	<i>Parâmetros Dinâmicos</i>	<i>55</i>
2.3.5	<i>Medidas de ambiente</i>	<i>56</i>
2.4	O SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	59
2.4.1	<i>Manual.....</i>	<i>59</i>
2.4.2	<i>Computadorizado</i>	<i>59</i>
3	ESTUDO DE CASO: A PONTE SOBRE O RIO JAGUARI	62
3.1	APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA	62
3.1.1	<i>Superestrutura.....</i>	<i>65</i>
3.1.2	<i>Mesoestrutura.....</i>	<i>69</i>
3.1.3	<i>Infraestrutura</i>	<i>69</i>
3.2	PARTICULARIDADES.....	70
3.2.1	<i>Continuidade</i>	<i>70</i>
3.2.2	<i>Curvatura.....</i>	<i>71</i>
3.2.3	<i>Transversinas.....</i>	<i>72</i>
3.2.4	<i>Seção transversal.....</i>	<i>72</i>
4	HIERARQUIA DE MODELAGEM NUMÉRICA.....	75
4.1	PROGRAMAS DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	75

4.2	MODELAGEM NUMÉRICA HIERÁRQUICA	76
4.2.1	<i>Modelo 1</i>	79
4.2.2	<i>Modelo 2</i>	81
4.2.3	<i>Modelo 3</i>	83
4.2.4	<i>Modelo 4</i>	83
4.2.5	<i>Modelo 5</i>	85
4.2.6	<i>Modelo 6</i>	87
4.3	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	92
4.3.1	<i>Comportamento elástico-linear</i>	92
4.3.2	<i>Comportamento não-linear físico</i>	92
4.4	CONSIDERAÇÕES	95
4.4.1	<i>Condições de contorno</i>	95
4.4.2	<i>Cargas Permanentes</i>	97
4.4.3	<i>Cargas Verticais</i>	98
4.5	VALIDAÇÃO ENTRE OS MODELOS NUMÉRICOS DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO-LINEAR	
	100	
5	PLANO DE MONITORAMENTO DA PONTE SOBRE O RIO JAGUARI	105
5.1	INSPEÇÃO PRELIMINAR	105
5.2	ENSAIOS LABORATORIAIS	112
5.3	PLANO DE MONITORAMENTO DE CURTA DURAÇÃO	113
5.3.1	<i>Implantação</i>	113
5.3.2	<i>Instrumentação</i>	118
5.3.3	<i>Aquisição de Dados</i>	125
5.3.4	<i>Ensaio de carga</i>	128
5.3.5	<i>Análise e Interpretação dos Dados</i>	130
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	137
6.1	TRABALHOS FUTUROS	138
	REFERÊNCIAS	140

1 INTRODUÇÃO

A construção de pontes e viadutos permitiu ao homem, ao longo do seu desenvolvimento, conectar regiões antes separadas por acidentes geográficos. O intercâmbio entre regiões outrora separadas propiciou um crescimento urbano, graças à nova possibilidade de fluxo de pessoas e cargas.

É possível notar em registros históricos de construções de pontes e viadutos que diversos materiais foram utilizados ao longo da história da humanidade. Tem-se, na antiguidade, desde troncos de madeira envoltos por tiras de couro formando vigas simplesmente apoiadas (Babilônia, 2000 AC), passando pelos arcos de pedra romanos e chineses com até 30m de vão (período anterior ao nascimento de Cristo). Em séculos mais recentes, podem-se destacar uma ponte em madeira com 118m de vão (Alemanha, Século XVI), o início do uso do ferro fundido em forma de arco (Século XVIII), o surgimento do ferro forjado e de blocos de rochas envoltos por argamassa de cal e pozolana vulcânica (Século IX), a utilização do concreto de cimento Portland (Século XIX) e, a partir do final da década de 1930, a utilização do concreto protendido (MITRE, 2005), (LEONHARDT, 1982).

Na década de 1960, popularizou-se nos Estados Unidos a utilização de pontes com curvatura em planta para que fosse possível a adequação de projetos desenvolvidos pela engenharia de tráfego, com suas constantes adaptações ao desenvolvimento e crescimento das cidades e suas demandas ao tráfego da época (ITANI e RENO, 2000).

A década de 80 foi marcada por um extenso programa de construção de pontes e viadutos rodoviários na Europa Ocidental e Estados Unidos. À época, tinha-se um sólido conhecimento do processo de corrosão em estruturas metálicas, enquanto acreditava-se que elementos estruturais de concreto armado e protendido apresentavam uma durabilidade maior, proporcionando, dessa maneira, uma redução nos custos de manutenção para esse tipo de material (CASAS, KLAIBER e MARÍ, 1996). Entretanto, os efeitos do sal utilizados para a retirada de neve das rodovias mostraram-se de maneira agressiva, com corrosão em armaduras passivas

e ativas, gerando um investimento em reparo e substituição de estruturas de concreto da ordem de bilhões de dólares (PRITCHARD, 1992).

É observado na Europa, a partir da década de 90, uma crescente transferência de investimentos que seriam destinados a novas construções para a manutenção e a extensão da vida útil de estruturas. Lá, a infraestrutura marítima, rodoviária e ferroviária encontra-se totalmente em serviço e apresenta desgaste devido à sua utilização nos últimos 80 anos (DEL GROSSO, INAUDI, *et al.*, 2001).

Em paralelo ao incentivo de expansão rodoviária com a construção de diversas pontes e viadutos, também ocorrido no Brasil, houve nos últimos anos um crescimento significativo de Obras de Arte Especiais (OAEs) que apresentaram deterioração precoce causada pela carência de programas de manutenção preventiva dessas estruturas, consequência da falta de recursos públicos para este fim. Embora o Brasil apresente órgãos regulamentadores que forneçam todo o procedimento para a inspeção e garantia da integridade de OAEs, em grande parte dos casos, as patologias são detectadas e as providências são tomadas apenas quando a deterioração da estrutura atinge um estado crítico ou quando oferece risco aos usuários (OLIVEIRA, MONTEIRO, *et al.*, 2009), (LENCIONI e LIMA, 2004).

Segundo o DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes), as informações contidas em seu manual de projeto de OAEs abrangem os campos de projeto, construção, manutenção e comportamentos, estrutural e em serviço. Neste manual (DNIT, 1996) são descritos os seguintes princípios básicos para a manutenção de estruturas:

Difícilmente encontrar-se-á uma estrutura com defeitos que não pudessem ter sido evitados com melhor detalhamento e com construção mais cuidadosa; em geral, estes defeitos não são graves, mas eles existem e, inevitavelmente, reduzem a vida útil da estrutura.

Os mesmos problemas e deficiências se repetem em estruturas semelhantes; esta repetição parece ser consequência de uso de detalhes e/ou práticas inadequadas, no projeto e na construção. Este fato indica que os engenheiros projetistas, em geral, não têm conhecimento de que tais detalhes e práticas são, comprovadamente, insatisfatórios.

Os defeitos raramente são detectados antes que se tornem tão sérios, que os reparos tenham que ser feitos com urgência; o resultado, na melhor das hipóteses, é que o planejamento e os orçamentos de manutenção ficam prejudicados e, na pior das hipóteses, a estrutura é colocada em desuso enquanto os reparos são executados.

Percebe-se nestes itens do manual que a negligência e o descuido com o produto final ocorrem desde o início, na fase de concepção e conseqüente projeto estrutural, passando por falhas de execução, culminando numa estrutura finalizada já defeituosa, com tempo de vida útil reduzido. Este problema é intensificado por causa do descuido da gestão pública em manter a integridade destas estruturas.

Um estudo feito pelo SINAENCO (Sindicato Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Consultiva), intitulado "Infra-Estrutura da Cidade: Prazo de Validade Vencido", mostra a necessidade de uma política permanente de manutenção de estruturas e administração dos recursos. Este estudo foi realizado nos Estados de São Paulo, Bahia, Rio de Janeiro, Santa Catarina, Ceará, Minas Gerais e Distrito Federal. Em relação às obras de arte especiais na cidade de São Paulo, o estudo mostra que há 240 pontes e viadutos em estado de deterioração, apresentando diversas patologias, e oferecendo risco aos usuários. Um dos principais fatores para a deterioração é o investimento ínfimo em manutenção nos últimos anos, correspondente a 0,38% do custo final das obras (PAULO, 2005).

As figuras 1 e 2, extraídas do estudo acima, ilustram a ausência de manutenção da ponte do Limão, construída entre 1949 e 1953. É possível observar na Figura 1 a falta de manutenção da estrutura com diversas barras de aço rompidas da viga principal, possivelmente pelo contínuo impacto de veículos com carroceria elevada. Na Figura 2 pode-se ver a proximidade com que as carrocerias dos veículos passam, dado o baixo gabarito de 4,40m.

Figura 1 - Impacto de veículos em vigas principais e secundárias (ponte do Limão)

Figura 2 - Proximidade de veículos com as vigas principais (ponte do Limão)

Embora esse estudo tenha levantado centenas de estruturas críticas, no que diz respeito à conservação e manutenção de seu tempo de vida útil, podem-se destacar alguns exemplos de iniciativas que se preocupam com o comportamento global da estrutura (ASSIS, 2007). A ponte estaiada sobre o rio Pinheiros, Figura 3, na qual funciona uma estação da linha 5 do sistema metroviário da cidade de São Paulo, recebeu monitoramento de temperatura, deformações e acelerações, da sua fase construtiva até o início da sua operação. Dada a complexidade da solução estrutural adotada junto ao método construtivo (balanços sucessivos), a ponte Bernardo Goldfarb, Figura 4, situada no bairro de Pinheiros, São Paulo, recebeu monitoramento de deformações durante a sua construção e em anos posteriores. A recém-construída ponte estaiada Construtor João Alves, Figura 5, situada em Aracaju-SE, é um exemplo de obra de arte especial que vem sendo monitorada de forma contínua. Por fim, (ASSIS, 2007) ressalta o extenso trabalho desenvolvido na EPUSP (PENNER, 2001), no qual a avaliação do comportamento estrutural de pontes de concreto armado foi feita a partir de ensaios dinâmicos e modelos numéricos em rodovias brasileiras.

Figura 3 - Ponte estaiada sobre o rio Pinheiros (linha 5 do sistema metroviário)
Fonte: <http://www.wikipedia.org>

Figura 4 - Ponte Bernardo Goldfarb
Fonte: <http://www.wikipedia.org>

Figura 5 - Ponte Construtor João Alves
Fonte: <http://www.wikipedia.org>

1.1 Objetivos

O primeiro objetivo desta dissertação é propor um plano de monitoramento de curta duração para uma ponte rodoviária curva de concreto armado já em serviço, situada na divisa entre os Estados de São Paulo e Minas Gerais. Por meio de revisão do estado-da-arte no assunto, distingue-se o conceito de monitoramento de longa-duração e curta-duração, mostram-se os tipos de monitoramento e as possíveis grandezas a serem monitoradas, além das ferramentas utilizadas para medi-las, e suas vantagens e desvantagens. A partir de um estudo detalhado da geometria da ponte, apresentam-se suas particularidades e desenvolve-se uma hierarquia de seis modelos numéricos, sendo cinco modelos com comportamento linear e um não-linear. Dos modelos desenvolvidos, é possível avaliar estruturalmente o comportamento da ponte e levantar informações consistentes para auxiliar na criação do plano de monitoramento. Os quatro primeiros modelos serviram de base para a criação do plano de monitoramento. Em seguida, têm-se a efetivação do plano e sua consequente aquisição de dados, que são posteriormente tratados e analisados. Por fim, mostra-se a representatividade dos modelos 5 e 6 desenvolvidos e a relação entre complexidade do modelo, número de parâmetros adotados para a representatividade da estrutura e convergência da resposta com os dados de campo.

1.2 Organização da dissertação

O texto da dissertação está dividido em seis capítulos, considerando o capítulo introdutório.

No Capítulo 2 faz-se uma revisão bibliográfica do estado-da-arte em monitoramento de estruturas, distinguindo o monitoramento de curta e de longa duração, e apresentam-se as grandezas a serem monitoradas e ferramentas que tornam possível a realização do monitoramento. O Capítulo 3 discorre sobre o objeto de estudo, a ponte sobre o rio Jaguari, suas particularidades geométricas e propriedades dos materiais. O Capítulo 4 foca na criação do modelo numérico a ser

comparado com os dados obtidos em campo, apresentando um embasamento teórico para a criação e desenvolvimento da hierarquia de modelos numéricos. Serão descritos os seis modelos utilizados, sendo os cinco primeiros de comportamento elástico-linear e o sexto, não-linear. O Capítulo 5 discorre sobre o monitoramento de curta duração realizado, abordando desde a inspeção preliminar, passando pela efetiva instalação de sensores à análise de dados obtidos. Por fim, o Capítulo 6 faz uma discussão acerca do comparativo dos dados aquisitados em campo com os modelos numéricos refinados e apresenta sugestões para trabalhos futuros.

1.3 Método

O método utilizado neste trabalho é o de estudo de caso, com revisão bibliográfica da área, estudo dos diversos trabalhos correlatos, análise estrutural, modelagem numérica, proposição e efetivação de monitoramento de curta duração para uma ponte rodoviária curva de concreto armado já em serviço.

Inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica do estado-da-arte em monitoramento de estruturas, visando identificar os conceitos básicos relacionados às técnicas de monitoramento, suas ferramentas, assim como as vantagens e desvantagens de seu uso.

Depois, apresentou-se o objeto de estudo, e levantou-se uma série de informações relevantes para o trabalho: dados geométricos, propriedades dos materiais, desenhos e relatórios técnicos. A partir desse levantamento, foi possível listar particularidades inerentes à estrutura e suas consequências no prosseguimento do trabalho. Esta estrutura faz parte do trecho supervisionado pela concessionária OHL e a elaboração desta dissertação faz parte de um projeto de pesquisa solicitado ao GMEC (Grupo de Modelagem de Estruturas de Concreto), da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

A partir das lições aprendidas com a revisão bibliográfica e com o objeto de estudo, foi proposta uma hierarquia de seis modelos numéricos que apresentava um aumento de complexidade em seu comportamento, construção e parâmetros de

entrada à medida que se avançava. Com base nessa proposição, obteve-se um modelo considerado satisfatório para os padrões requisitados e o estudo de calibração foi realizado com ele.

Posteriormente, utilizaram-se os conhecimentos obtidos nas etapas anteriores para criar e implementar um plano de monitoramento de curta duração no objeto de estudo. Além das etapas anteriores, foram de auxílio uma inspeção preliminar, na qual foram levantados dados *in loco*, e ensaios laboratoriais, que auxiliaram na calibração final do modelo numérico. Ao final, os dados obtidos com o monitoramento foram avaliados, filtrados e validados, para que fossem possíveis a confrontação e calibração do modelo numérico.

2 MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS

Historicamente, os planos de monitoramento de estruturas surgiram com o propósito de compreender e calibrar os resultados e saída de dados dos modelos analíticos e numéricos desenvolvidos.

Registros fotográficos do século XIX ilustram que já existiam preocupação e curiosidade em relação à validação do comportamento e à integridade estrutural de novas metodologias empregadas para a construção. A Figura 6 ilustra um teste para a ponte treliçada metálica desenvolvida na Inglaterra, a ser exportada para Índia (MUFTI, 2001), no qual ferramentas foram empregadas no processo de investigação quanto à sua integridade. A Figura 7 mostra a validação do método construtivo de treliças metálicas em balanço da ponte *Firth of Forth*, Escócia, com início de construção em 1882 (Figura 8).

Figura 6 – Teste de treliça metálica na Inglaterra, século XIX

(MUFTI, 2001)

Figura 7 – Testes para validação do método construtivo, século XIX

Fonte: <http://www.pre-engineering.com>

Figura 8 – Ponte ferroviária Firth of Forth, Escócia

Fonte: <http://www.pre-engineering.com>

Um dos primeiros registros documentados de monitoramento de ponte foi em São Francisco, com as pontes *Golden Gate Bridge* e *Bay Bridge*, feito com o intuito de melhor interpretação e compreensão do comportamento estrutural em situações de terremotos. Nos anos 90, planos de monitoramento contínuo de pontes tiveram grande repercussão em países asiáticos como China e Japão e, posteriormente, em países como os Estados Unidos (BROWNJOHN, MOYO, *et al.*, 2005).

Atualmente, pontes de elevada complexidade geométrica, e/ou submetida a solicitações extremas, como a *Øresund Bridge*, Figura 9, já consideram em seu dimensionamento a presença de um sistema de monitoramento estrutural contínuo. Foram definidos para este sistema quatro tipos de sensores: acelerômetros triaxiais, de deformação, de temperatura e estações climáticas – medições de velocidade e direção do vento, umidade e temperatura do ar (PEETERS, COUVREUR, *et al.*).

Figura 9 – Vistas da ponte rodoviária Øresund, Dinamarca-Suécia

Fonte: <http://www.pre-engineering.com>

Embora haja o crescimento de implantação de sistemas de monitoramento para estruturas de elevada complexidade, ainda é limitado o número de pontes de pequeno e médio porte que tenham despertado o interesse de autoridades para a criação de planos de monitoramento equivalentes (LEE, FENG, *et al.*, 2008). A negligência quanto a sua integridade estrutural pode acarretar em acúmulo de deterioração e consequente colapso.

Uma obra de arte especial apresenta integridade estrutural caso um dano localizado não conduza a um colapso generalizado (BERGMEISTER e SANTA, 2001). Ao monitorar uma estrutura, a sua integridade é garantida a partir da aquisição de dados que descrevem o seu comportamento. O processo de monitoramento de uma estrutura engloba medição, aquisição e tratamento de dados, avaliação e registro digital de seus componentes (ASSIS, 2007). A Figura 10 ilustra as técnicas de monitoramento, com todos os seus tipos e aplicações, a serem discutidos ao longo deste capítulo.

Figura 10 – Classificação das Técnicas de Monitoramento

Fonte: adaptado de (BERGMEISTER e SANTA, 2001)

Dentre as justificativas que levam à necessidade de monitoramento estrutural, podem-se destacar as seguintes:

- Avanços tecnológicos: Uma estrutura, ao incorporar novos materiais e materiais compósitos empregados, procura no monitoramento a validação e calibração de modelos numéricos. Ainda, é levada em conta a necessidade de monitoramento quando surgem possibilidades de aperfeiçoamento e melhorias dos critérios e técnicas de execução (ASSIS, 2007).
- Degradação: Ao apresentar risco à segurança dos usuários, pode-se fazer o monitoramento de pontos críticos da estrutura e avaliar as suas condições. Dada a conclusão da análise, pode-se liberar ou restringir o seu uso, propor um reforço estrutural na região danificada ou, em caso extremo, realizar uma substituição integral da estrutura.
- Manutenção e Acompanhamento: A fim de garantir a integridade da estrutura, a manutenção de sua vida útil e economia em relação a uma recuperação estrutural desnecessária, investimentos neste setor vêm sendo feitos consideravelmente.

A seguir, será apresentada uma revisão bibliográfica do estado da arte de monitoramento, as distinções entre seus tipos e as etapas que seguem até a obtenção, análise e tratamento dos dados finais. O item 2.1 a seguir mostra a análise inicial para que seja possível a realização do programa de instrumentação, enquanto o item 2.2 descreve as principais grandezas a serem levantadas em um monitoramento.

2.1 Duração

Ao se medir deformações, rotações e translações, deve-se diferenciar as técnicas de medição de curta duração e longa duração. O monitoramento de curta duração é aquele no qual alterações na geometria da estrutura podem ser levantadas num período de horas e dias, enquanto para o de longa duração (também conhecido por *SHM - Structural Health Monitoring*) tem-se a duração de meses e anos. As transformações estruturais de curta duração geralmente são causadas por mudanças na carga permanente da estrutura (alteração na espessura do revestimento asfáltico, por exemplo), cargas acidentais, ciclos diários de temperatura, e carregamentos de vento. Já as transformações de longa duração são

causadas por mudanças de temperatura da estação, efeitos de fluência e retração, ou interação solo-estrutura (ASSIS, 2007), (BERGMEISTER e SANTA, 2001), (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

Destacando-se como uma nova e promissora área da Engenharia Civil, o *Structural Health Monitoring* (SHM) tem como objetivo monitorar o comportamento in-situ da estrutura de maneira efetiva e eficiente, avaliar o seu desempenho sob vários carregamentos em serviço, detectar danos ou deterioração, e determinar a condição da estrutura. O sistema SHM deve ser apto a prover, sob demanda, informação confiável pertinente à segurança e integridade da estrutura. A informação pode ser incorporada nas estratégias de manutenção e gerência da ponte e melhorar guias de dimensionamento. A ferramenta de diagnóstico físico do SHM é a integração compreensiva de vários dispositivos de sensoriamento e sistemas auxiliares, incluindo sistemas de:

- Sensoriamento
- Aquisição de dados
- Processamento de dados
- Comunicação
- Modelagem e detecção de dados.

2.2 Instrumentação

A confiabilidade do monitoramento estrutural é dependente não só de seu planejamento como um todo, mas de considerações locais, como a contribuição individual de cada sensor. Embora as etapas que envolvem a instrumentação de uma estrutura estejam consolidadas e bem instruídas pelos fornecedores, devem-se levar em consideração os seguintes aspectos (FARLEY, 2005):

- Faixa de medição: A faixa de medição atuante do sensor deverá ser pré-determinada, com base na análise estrutural, levando em consideração as cargas atuantes na estrutura. Na falta de dados precisos, deve-se aumentar a faixa de atuação para a escolha dos sensores, a fim de que se obtenham os dados requeridos.

- Comprimento de medição: A fim de que se obtenha uma média confiável da deformação específica em regiões de concentrações de tensões, a determinação do comprimento a ser medido deve ser feita com base na distribuição dos esforços locais. Recomendam-se valores da ordem de 20 cm para concretos armado e protendido.
- Rigidez: Deve-se levar em conta a rigidez do sensor em relação ao material a ser medido; em casos nos quais o elemento estrutural apresenta rigidez relativamente inferior ao sensor, a presença deste já oferece um distúrbio na distribuição dos esforços, afetando a obtenção dos dados.
- Acoplamento: A qualidade e a precisão da medida são dependentes de como o sensor é acoplado ao material, assim como a sua localização. Situações que envolvem perfuração, ancoragem, soldagem, devem ser feitas de maneira segura, a fim de que não se afete a integridade estrutural.
- Instalação interna: Para um monitoramento de longa duração, recomenda-se a inserção de sensores dentro do material (concreto, asfalto, etc), de maneira a contribuir para a medição, proteger e reduzir sua vulnerabilidade. Sensores inseridos sem o devido planejamento obterão dados locais, camuflando o comportamento real da estrutura. Uma adequada ancoragem garante uma correta aquisição dos dados.
- Defeito de fabricação: Deve-se levar em consideração ao instalar os sensores a possibilidade de mau-funcionamento e falha de leitura, devido a defeitos no processo de fabricação. Pontos importantes a serem monitorados devem apresentar sensores redundantes, a fim de que supra uma possível falha.
- Recalibração: Muitos sensores requerem calibração periódica, geralmente anual. A fim de que o processo de aquisição de sinais não seja afetado por uma possível retirada de um sensor para calibração, este fato deve ser levado em consideração no plano de monitoramento.
- Desempenho a longo prazo: Recomenda-se a validação junto aos fornecedores de equipamentos e sensores sobre o tempo de vida útil de cada componente a ser usado no plano de monitoramento, para que não sofram interrupções não programadas e afetem o processo de aquisição de sinais.

Geralmente, define-se um programa de instrumentação baseado em observação de pontos nos quais o comportamento estrutural não é bem conhecido, e de regiões

que podem oferecer risco aos usuários (BROWNJOHN, MOYO, *et al.*, 2005), (BERGMEISTER e SANTA, 2001). Recomenda-se o levantamento do comportamento estrutural em resposta aos diversos tipos de carregamento, a fim de determinar a quantidade de pontos a serem medidos, a localização dos pontos e a seleção adequada de instrumentos para fazê-lo. Para tal, é obrigatória uma estimativa das magnitudes a serem medidas, para que seja possível definir abrangência, resolução, precisão e sensibilidade dos instrumentos selecionados para a medição, pois os sensores trabalham com uma escala de atuação (BERGMEISTER e SANTA, 2001). A instrumentação geralmente é feita em regiões críticas (nas quais são esperados picos de concentração de tensões) ou em pontos nos quais já exista deficiência estrutural.

Para que seja possível a obtenção dos parâmetros levantados no parágrafo anterior, um modelo numérico deve ser criado, a fim de que se tenha uma base inicial para o plano de instrumentação. Pode-se começar a partir de um modelo numérico simples, de barras, para que sejam obtidos esforços de flexão e cisalhante, até atingir uma complexidade desejada e representação refinada, com modelos numéricos de área, de elementos de casca, do qual se obtém uma ótima aproximação do modelo real, a partir das comparações com os resultados de campo (BERGMEISTER e SANTA, 2001). O capítulo 4 desta dissertação abordará os modelos utilizados para o levantamento de esforços e parâmetros para a criação do plano de instrumentação.

2.3 Principais grandezas

O presente item discorrerá sobre as principais grandezas a serem medidas em um plano de monitoramento, tais como deformações, deslocamentos, acelerações, temperatura, efeitos do ambiente, força, dentre outros.

A escolha da grandeza a ser monitorada dependerá diretamente do seu objetivo, podendo ser de uma análise de um problema existente (apresentação de patologia), de um monitoramento a fim de evitar problemas futuros (prevenção), ou do levantamento do comportamento estrutural (avanço tecnológico).

2.3.1 Deslocamentos

A medição de uma transformação pode ser feita por duas abordagens: a partir do material estrutural, ou a partir do ponto de vista estrutural. Para o primeiro caso, o monitoramento será focado nas propriedades locais do material estrutural utilizado, quando submetido a carregamentos diretos e indiretos. Ao se distribuir ao longo da estrutura um número suficiente de sensores, pode-se extrapolar a análise de seu comportamento de caráter local para global, abrangendo toda a construção. Para a abordagem estrutural, observa-se a estrutura a partir de sua geometria (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

Tem-se o deslocamento como uma transformação da geometria da estrutura, geralmente ocorrida por incidência de carga, culminando numa mudança de posição, medida a partir de um referencial fixo (ASSIS, 2007).

Ao medir deslocamento, devem-se observar as alterações decorrentes em sua geometria e não a variação de seu carregamento. Para tal, ao se medir uma deflexão, por exemplo, deve-se realizá-la em duas etapas, antes e depois da presença de carga acidental, para que seja possível a observação de sua alteração geométrica. Deve-se discernir cada etapa da medição, além de considerar possíveis influências externas, como a variação de temperatura.

A escolha do tipo e quantidade de sensores a ser utilizado é de extrema importância para a qualidade de monitoramento. Para a determinação do melhor tipo de sensores, serão descritos a seguir:

- sensores mecânicos;
- sensores elétricos;
- sensores de fibras óticas;
- sistema de nivelamento hidrostático;
- sensores geodésicos.

2.3.1.1 Sensores mecânicos

Um dos tipos mais comuns de sensores mecânicos para a leitura de transformações é o extensômetro de fita (Figura 11) e fio, utilizado para detectar e monitorar

mudanças na distância entre dois pontos de referência, os quais são instalados permanentemente em estações de medição ao longo de uma estrutura.

Figura 11 - Extensômetro de fita

Fonte: <http://www.hoskin.ca>

O procedimento para utilização é feito ao esticar a fita e ligar os dois pontos, sendo um livre para a conexão e o outro, para a instrumentação.

Recomenda-se a constante calibração do instrumento, dada a fadiga do material, que se encontra sob tração constante por longos períodos de utilização, acarretando em resultados falsos em leitura (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2002). Para garantir a qualidade de obtenção de dados, deve-se instalar um mínimo de 3 sensores em três direções diferentes (tensões normais e cisalhantes).

Utilizados como componentes em extensômetros, fios de invar apresentam boa precisão na leitura, com precisão de 0,05mm ao detectar mudanças na faixa de 1,0m a 20,0m. Embora mais precisos do que fios e fitas de aço (precisão de 0,1mm a 1mm), os fios de invar necessitam cuidados ao manuseio, a fim de evitar variações indesejadas em seu comprimento (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003), (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2002).

2.3.1.2 Sensores elétricos

Utilizados para medir deslocamentos entre dois pontos, os sensores elétricos, considerados transdutores mecânico-elétricos, convertem os deslocamentos lidos em eletricidade. Transdutores são dispositivos capazes de transformar um tipo de sinal em outro para tornar possível a monitoração de fenômenos físicos (ALMEIDA, 2004). Comparados aos sensores elétricos de deformação (seção 2.2.2.2), os de deslocamento são recomendados para o monitoramento de longa duração, além de

serem apropriados para medir mudanças no comprimento de pontes longas sem juntas (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

A seguir, serão apresentados os tipos de sensores elétricos para medição de deslocamentos (ASSIS, 2007), (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003), (ALMEIDA, 2004):

a) Indutivos

Os tipos principais de sensores indutivos são o LVDC (*linear variable differential choke coil*), composto de um bastão magnético móvel, cercado por duas bobinas enroladas sobre uma bobina isolante, e o LVDT (*linear variable differential transformer*), composto de uma bobina primária e duas secundárias. O LVDT é o mais usado na engenharia civil.

A Figura 12 ilustra os componentes internos de um LVDT. Seu funcionamento é iniciado a partir do movimento do núcleo, deslocado do repouso, que gera uma tensão alternada na bobina primária, que induz uma tensão alternada nas bobinas secundárias.

Têm-se como vantagens da utilização do LVDT: elevada robustez, resolução infinita e possibilidade de operar em ambientes com temperatura elevada e variações extremas. Seu alcance atinge medições da ordem de 0,25mm a 550mm.

Figura 12 - Esquema típico de um LVDT (adaptado)

Fonte: <http://www.efunda.com>

b) Potenciométricos

Estes sensores usufruem da relação proporcional entre a resistência de um condutor elétrico e o seu comprimento.

Um potenciômetro de resistência mede o deslocamento entre dois pontos na estrutura a partir de uma variação da distância de seu ponteiro. O potenciômetro linear é um dispositivo no qual a resistência varia em função do deslocamento de seu ponteiro, conforme ilustrado na Figura 13 a seguir:

Figura 13 - Potenciômetro linear

Anteriormente, a resolução do potenciômetro estava ligada diretamente com o diâmetro do fio. Atualmente, com a substituição pelo plástico condutor, pode-se afirmar que a relação entre deslocamento e resistência é verdadeiramente linear.

Embora este sensor seja de baixo custo para aquisição e apresente boa disponibilidade no mercado, a movimentação do ponteiro está sujeita a um grande desgaste e pode apresentar um ciclo de vida reduzido.

c) Magnetostrictivos

Tal tipo de sensor, ilustrado esquematicamente na Figura 14, funciona por meio do fenômeno chamado Efeito de Wiedemann, no qual uma onda ultrassônica é criada por um ímã em movimento perto de um guia-de-ondas magnetostrictivo, propagando-se até o topo do transdutor.

Figura 14 - Funcionamento de um sensor magnetoestrictivo

Fonte: <http://www.archives.sensorsmag.com>

A Figura 15, a seguir, ilustra um sensor de alto desempenho, que apresenta resistência aos mais severos ambientes, elevado tempo de re-calibração e abrangência a medições da ordem de 25mm a 5000mm.

Figura 15 - Sensor magnetoestrictivo de alto desempenho

Fonte: <http://www.directindustry.com>

d) Capacitivos

Este tipo de sensor contém um capacitor e mede a distância de qualquer ponto condutor elétrico. A distância entre o sensor e o ponto determina a capacitância do capacitor. A medida da alteração da capacitância fornece o sinal do deslocamento medido.

Apesar de apresentarem excelente resolução e estabilidade, requerem um ambiente limpo, livre de sujeira, poeira, água ou qualquer outro meio dielétrico que possa interferir no sinal de medição.

A Figura 16, adaptada de (ASSIS, 2007), mostra dois eletrodos ligados às placas paralelas de um capacitor, separadas por uma película dielétrica. Ao deslocar, a película promove uma variação da capacitância, fornecendo, assim, o deslocamento a ser medido.

Figura 16 - Sensor capacitivo

A seguir, tem-se uma tabela extraída e adaptada de (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003), que resume os principais parâmetros técnicos (alcance de medida, linearidade, resolução e alcance de temperatura) e compara os tipos de sensores elétricos:

Tabela 1 - Parâmetros técnicos dos sensores elétricos de deslocamento

Tipo de Sensor	Parâmetros Técnicos			
	Alcance de medida (mm)	Linearidade	Resolução	Alcance de temperatura
LVDC	$\pm 1 \text{ --- } \pm 50$	$\geq \pm 0,1\% \text{ EC}^{(1)}$	quase infinita	$-20^{\circ}\text{C} \text{ --- } + 120^{\circ}\text{C}$
LVDT	$\pm 1 \text{ --- } \pm 50$	$\geq \pm 0,1\% \text{ EC}$	quase infinita	$-20^{\circ}\text{C} \text{ --- } + 120^{\circ}\text{C}$
Potenciômetro	$\pm 5 \text{ --- } \pm 200$	$\geq \pm 0,1\% \text{ EC}$	0,5% EC	$-25^{\circ}\text{C} \text{ --- } + 125^{\circ}\text{C}$
Magnetoestrictivo	100 --- 1000	$\geq \pm 0,1\% \text{ EC}$	0,01% EC	$-20^{\circ}\text{C} \text{ --- } + 80^{\circ}\text{C}$

(1) EC: Escala Completa

Outra medida importante a ser feita com sensores elétricos é a inclinação (rotação) induzida na estrutura, proveniente de ações externas como variação de temperatura e deformação da fundação. Embora (KRELLING, 2006) afirme que um único tipo de instrumento meça a inclinação de estruturas, recebendo apenas nomes diferentes nas áreas da engenharia civil (inclinômetro em obras de construção civil e tiltímetro em obras para a área geológica), (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003) discerne tais tipos com as seguintes características:

a) Tiltímetro

Utilizado para medir mudanças na inclinação da estrutura, os tiltímetros apresentam dois tipos, o biaxial (mede rotações em duas direções ortogonais) e uniaxial (sensíveis em apenas uma única direção). Ao contrário do inclinômetro, mede apenas um ponto acessível específico, sendo necessária uma série de instrumentos para medir trechos de grande extensão da estrutura. Podem ser montados na vertical ou na horizontal, sendo possível obter dados a partir de leitura direta ou por meio de um sistema automatizado de aquisição de dados.

b) Inclinômetro

Utilizados para medir uma inclinação dado certo comprimento, na maioria dos casos é ligado a um sistema de aquisição de dados de monitoramento constante. A Figura 17 ilustra o inclinômetro horizontal.

Figura 17 – Inclinômetro horizontal

Fonte: adaptado de <http://www.slopeindicator.com>

Para a aquisição de dados, os instrumentos de medição de inclinação devem se basear num plano de referência. Apresentam resoluções da ordem de $0,001^\circ$ para faixas de medição de $\pm 10^\circ$. Dada a baixa taxa de amostragem dos instrumentos (1 a 2 amostras por segundo), não são recomendados para medições dinâmicas (ASSIS, 2007).

2.3.1.3 Sensores de fibras ópticas

As fibras ópticas são cabos finos, cilíndricos, que transmitem luz por meio de reflexão total interna por quilômetros de distância. Um cabo típico consiste de um núcleo de vidro, uma camada de revestimento feito de sílica (ou plástico), e uma camada externa protetora de acrilato. Além desses componentes, pode-se adicionar uma camada extra de revestimento (reforço) e um invólucro de proteção, conforme esquematizados na Figura 18.

Figura 18 – Corte transversal típico de um cabo de fibra óptica

O sensoriamento distribuído de fibras ópticas é uma importante ferramenta de monitoramento e obtenção de uma gama de parâmetros, como deformação, temperatura, força, índice óptico e parâmetros químicos.

Uma fibra óptica, sendo um meio físico, está sujeita a perturbações de diversos tipos, destacando-se mudanças em sua geometria (tamanho, formato) e suas propriedades ópticas (índice de refração e modo de conversão). Além disso, a fibra óptica serve como transdutor e converte medidas de temperatura, deformação, tensão, rotação, corrente elétrica e corrente magnética em uma mudança correspondente na radiação óptica.

A luz é caracterizada pela sua amplitude, fase, frequência e polarização; qualquer um desses parâmetros é suscetível a alterações, tornando a utilidade da fibra óptica dependente da magnitude da mudança de um desses parâmetros.

Destacam-se as seguintes vantagens da instrumentação por meio de fibras ópticas:

- Imune a Interferências Eletromagnéticas e de Frequência de Rádio, e a efeitos de radiação nuclear
- Imune a falhas de aterramento e raios
- Seguro e adequado para ambientes com elevado risco de explosão

- Ampla largura de banda
- Adequado para ambientes úmidos
- Versatilidade dada a sua geometria
- Facilidade no manuseio e transporte (leve e compacto)
- Resiste a elevadas temperaturas e ambientes agressivos quando adaptadas

Os sensores de fibras ópticas geralmente consistem de uma fonte emissora de luz, uma fibra sensora e transmissora, um fotodetector, um demodulador, um processador e expositor óptico, além dos itens eletrônicos a parte. Podem ser classificados de acordo com o mecanismo de modulação da luz:

- Sensor de intensidade
- Sensor de fase
- Sensor de frequência
- Sensor de polarização

Pode-se dizer que a variedade de tipos de sensores de fibra óptica disponíveis no mercado é proporcional as suas possibilidades de aplicação. Os sensores podem se dividir em grupos ou categorias, destacando-se a característica mais significativa entre todas: sensores intrínsecos e sensores extrínsecos. Um sensor intrínseco utiliza um mecanismo de transdução que é parte da fibra óptica, sendo que normalmente a parte sensorial não pode ser diferenciada do restante da fibra óptica. Já o sensor extrínseco utiliza a fibra óptica unicamente para conduzir luz para o elemento de sensoriamento e, conseqüente, para transmitir a luz processada para o sistema fotodetector (MEASURES, 2001).

Informações a respeito do estado da fibra óptica são relacionadas à luz transmitida por um número de mecanismos, tais como: mudança de intensidade, fase, frequência, polarização, comprimento de onda, ou distribuição modal da propagação de radiação dentro do núcleo da fibra óptica (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

2.3.1.4 Sistema de nivelamento hidrostático (SNH)

O sistema de nivelamento hidrostático, baseado na lei física de vasos conectantes, consiste de dois compartimentos cheios de fluido, conectados por uma tubulação, situados praticamente na mesma elevação, conforme Figura 19, a seguir:

Figura 19 – Esquema de um Sistema de Nivelamento Hidrostático

Fonte: Adaptado de (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003)

Há séculos, tem-se sua utilização como ferramenta para quantificar precisamente a diferença entre níveis. Em tempos atuais, sua aplicação é feita quando há entraves para observações visuais dos dados analisados (MEIER, GEIGER, *et al.*, 2010) e usado em larga escala principalmente em instalações ausentes de vibração (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

Pode-se destacar como vantagens a sua elevada precisão e resolução de leitura, além da sua simples configuração de montagem e manutenção ao longo do tempo (MEIER, GEIGER, *et al.*, 2010), e utilizar basicamente água como fluido principal, que apresenta propriedades conhecidas e baixo custo de reposição (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

Podem-se utilizar as seguintes três abordagens do SHN (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003):

a) Método de transferência de altura

Dado que os níveis de água dos vasos estão alinhados horizontalmente, os deslocamentos verticais sofridos pela estrutura podem ser deduzidos a partir da leitura da diferença entre o estado de deformação final e inicial. A leitura não é afetada por vibração gerada pelo tráfego.

b) Método de transferência de pressão

Variações de altura entre o ponto de leitura e o ponto de referência são proporcionais à variação de pressão dentro dos vasos. Um transdutor realiza a leitura da pressão interna de cada vaso, informando o comparativo com a pressão inicial (ponto de referência).

c) Método de comparação por peso

Sensores de peso (ou carregamento) instalados dentro do vaso determinam o peso inicial do sistema. A relação linear entre coluna d'água e peso do vaso promove informações sobre a deformação estrutural.

Estudos mostram que novas tecnologias vêm sendo empregadas para aumentar a precisão da leitura de SNHs (KIVIOJA, FRIEDSAM e PENINCK, 1997). Um modelo proposto, esquematizado na Figura 20, composto de um sensor óptico de posicionamento da lâmina d'água, fornece dados com precisão menor que 1 μm , a partir da leitura de feixes de laser desviados na água por reflexão total. Testes deste novo sistema mostram que após a sua instalação e uso corrente, requer pouco ou quase nenhum serviço de manutenção durante longos períodos, sendo recomendados, portanto, para monitoramento de longa duração.

Figura 20 – Princípio do novo SNH
Fonte: adaptado de (KIVIOJA, FRIEDSAM e PENINCK, 1997)

2.3.1.5 Sensores geodésicos

Usados para determinar a configuração geométrica de uma estrutura, a medição geodésica pode ser utilizada para monitorar variações geométricas devido a ações permanentes e de longa duração. Tal técnica não consegue fornecer informações

relevantes a cargas transientes e variáveis. Podem-se destacar as seguintes técnicas de medição geodésica (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003):

a) Triangulação

Recomendado para grandes estruturas e regiões de difícil acesso, a técnica de triangulação consiste em monitoramento em duas dimensões de pontos da estrutura e sua relação com pontos fixos (pontos de controle). Dessa forma, têm-se a formação de três vértices de um triângulo como pontos de leitura, uma das faces com dimensão conhecida, assim como os três ângulos internos. Os outros dois lados são obtidos por meios matemáticos.

b) Sistema de Posicionamento Global (GPS)

Munido de uma sólida infraestrutura composta de satélites e estações de controle terrestres, o Sistema de Posicionamento Global, criado e controlado pelo governo americano, fornece informações em tempo real para o usuário (ASSIS, 2007).

Atualmente, o usufruto desta técnica está ligada a controle anti-desmoronamento de encostas, controle tecnológico do processo construtivo e monitoramento de deformação estrutural, todos com elevada precisão de leitura e captação de movimentos (ROBERTS, MENG, *et al.*, 2006). São possíveis de monitorar deformações, deslocamentos, rotações e esforços (KOPÁČIK, 2003), (BURES, 2008).

De técnica altamente customizável, a utilização de GPS para monitoramento de estruturas depende da precisão desejada e o tipo de receptor requeridos pelo usuário. Podem-se dividir em três tipos básicos:

- *Navegação autônoma*
Apresenta erros da ordem de 100m para civis e 20m para militares
- *Posicionamento diferencial corrigido*
Apresenta erros da ordem de 0,50 a 5,0m, utilizado em navegação marítima e agricultura
- *Posição diferencial de fase*
Apresenta erros da ordem de 0,5mm a 20mm, utilizado para levantamentos topográficos, dentre outros.

Em estudo recente (ROBERTS, MENG, *et al.*, 2006), mostrou-se que a trajetória dos satélites que fornecem os dados obtidos durante o monitoramento afeta a

interpretação dos dados. Durante o monitoramento da ponte Millennium, em Londres, foram obtidos resultados absurdos acerca do comportamento axial da estrutura, que está alinhada ao eixo Norte-Sul magnético da Terra. Após levantamentos, foi constatado que havia ausência de satélites para o fornecimento de dados em parte do eixo Norte, conforme apresentado na Figura 21, contribuindo para a falha de leitura, alertando, assim, um fator negativo para o uso desta tecnologia.

Figura 21 – Percurso de satélites sobre ponte Millenium em 24 horas
Fonte: (ROBERTS, MENG, *et al.*, 2006)

2.3.2 Deformações específicas (*strain*)

Uma estrutura é dita deformada ao sofrer mudanças na sua forma, resultado de agentes diretos (tráfego, vento, etc.) ou indiretos (fissuração, variação de temperatura, etc.). Quando forças são aplicadas à estrutura, os seus componentes mudam sutilmente as suas dimensões e são ditos deformados (BERGMEISTER e SANTA, 2001). Tem-se na deformação uma variação relativa de comprimento em uma dada direção na superfície, ou no interior da peça.

A deformação refere-se ao estado interno de tração ou compressão de um material, fornecendo uma resposta ao carregamento sofrido em um ponto. Destacam-se no mercado os seguintes sensores de deformações:

- sensores mecânicos;

- sensores elétricos;
- sensores acústicos (corda vibrante);
- fibras ópticas.

Vale ressaltar que, embora declarados como sensores de deformação, com exceção ao sensor baseado em fotoelasticidade para materiais transparentes, tais sensores existentes no mercado medem deslocamentos (do inglês *deformation*, transformação, deslocamento) (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003). Para a obtenção da deformação específica nestes sensores, assume-se que o estado de deformação da estrutura é quase constante ao longo do comprimento de medida. Dessa maneira, para um comprimento de sensor L e para o deslocamento lido ΔL , tem-se:

$$\Delta L = \varepsilon L \quad \text{Equação 1}$$

Assim, de forma indireta, tem-se a deformação específica ε .

Este tipo de sensor é recomendado para monitoramento local de uma estrutura, não sendo recomendada a sua utilização para resposta global do comportamento estrutural.

Usualmente, os sensores de deformação são colados à estrutura com adesivos, salvo em situações especiais nas quais são soldados. Tal aplicação requer que o contato sensor – estrutura ocorra numa superfície preparada, com alcalinidade próxima de 7, além de limpeza e um preparo contra possíveis contaminações futuras. Uma terceira opção é a de inserção no material estrutural, restrita a alguns materiais, como argamassa e concreto.

A escolha do sensor de deformação é dependente de diversos fatos, dentre eles:

- Objetivo do monitoramento;
- condições mecânicas (estado de tensão, tipo de carregamento, etc.);
- condições ambientais (duração do monitoramento, temperatura, umidade).

A seguir, os três tipos de sensores para monitoramento de deformações específicas citados anteriormente serão descritos com os respectivos exemplos de utilização.

2.3.2.1 Sensores mecânicos

Possível de ser utilizado tanto em monitoramentos de curta e longa duração, o método consiste em medir uma distância entre dois pontos na superfície do concreto e compará-la com uma mira de referência feita de invar. Por necessitar de instalação de pontos especiais na superfície do concreto e o seu procedimento ser demasiadamente trabalhoso, esse tipo de sensor apresenta difícil utilização em paralelo com um sistema da aquisição de dados (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003). Em (ASSIS, 2007), é apresentado o Tensômetro de Huggenberger (Figura 22) como exemplo de sensor mecânico, além de enfatizar o desuso dessa tecnologia nos sistemas de monitoramento atuais, dada a sua incompatibilização.

Figura 22 – Tensômetro de Huggenberger

2.3.2.2 Sensores elétricos

A medição de deformação por meio de sensores elétricos é o método mais comum para a identificação da distribuição de tensões em uma estrutura. Consequentemente, sensores de deformação elétricos tiveram um grande investimento e pode-se dizer que se encontram em um alto estágio de desenvolvimento (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003). Apesar disso, os sensores de resistência elétrica não são recomendados para monitoramento de longa duração. Tal monitoramento deve ser feito com sensores específicos para este fim, pois necessitam de estabilidade e instalação robusta em campo, características ausentes nos sensores apresentados neste item.

Ao colar o sensor na estrutura a ser monitorada, parte-se do princípio de que tanto o sensor quanto a região monitorada apresentarão a mesma deformação. Ao entrar em serviço, a deformação estrutural afeta o circuito elétrico do sensor.

Pode-se dividir os sensores elétricos em três tipos, que serão descritos a seguir:

- Sensor de resistência metálica
- Sensor semicondutor
- Sensor capacitivo

a. Sensor de resistência metálica

Dentre os sensores elétricos, o sensor metálico é o mais usado e com maior campo de aplicação, apresentando uma tecnologia já estabelecida e diversas configurações, tais como:

- Sensores simples
- Rosetas retangulares
- Rosetas equiangulares
- Configuração de $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ de ponte

Para a leitura de deformação sob flexão, esforço axial, cisalhamento ou torção, seu princípio físico de seu funcionamento é dependente do esforço sofrido na estrutura, quando os fios elétricos sofrem alteração em seu comprimento, seção transversal e resistividade ρ , afetando, conseqüentemente, a sua resistência. A mudança relativa da resistência ΔR em relação à resistência inicial R é proporcional à deformação específica ε e é dada pela equação:

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + (1 + 2\mu) \frac{\Delta L}{L} = k \cdot \varepsilon , \quad \text{Equação 2}$$

onde μ é o coeficiente de Poisson.

k é o fator do sensor, dependente da sensibilidade do metal, variando de 2 a 4.

A Figura 23, a seguir, ilustra um tipo de sensor de resistência elétrica, que consiste de um resistor metálico sinuoso acoplado a uma base isolante. Quando o carregamento é aplicado à superfície da estrutura e esta se deforma, transferindo sua deformação ao sensor colado, que sofre uma variação linear em sua resistência (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

Figura 23 – Sensor de resistência elétrica

Recomenda-se a instalação de sensores de resistência elétrica em pontos que se complementem, com o intuito de refinar os dados obtidos (e.g., para uma viga submetida à flexão, devem-se instalar, no mínimo, dois sensores na mesma superfície, com um abrangendo a região sob tração e a outro, compressão). Assim, tem-se a saída de resultados dobrada para a mesma análise de deformação (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

Deve-se atentar para possíveis erros na detecção de deformação, pois este tipo de sensor possui uma sensibilidade a esforços transversais ao seu eixo principal (MUFTI, 2001).

b. Sensor semicondutor

Os sensores semicondutores apresentam uma grande dependência de sua resistividade específica com a sua deformação, apresentando, assim, uma maior sensibilidade perante o fenômeno. Enquanto o fator do sensor metálico apresenta uma variação de $k = 2$ a 4 , o sensor semicondutor apresenta um valor da ordem de $k = 120$, fazendo com que este tipo de sensor seja aplicado para leituras de deformação em uma escala na qual o sensor metálico não alcança.

Na Figura 24, a seguir, tem-se um típico sensor semicondutor; para o semicondutor propriamente dito, utilizam-se os tipos *n-type* e *p-type*. Esse sensor apresenta uma grande variação de temperatura ao entrar em serviço que pode ser compensada pela utilização de ambos os tipos. Ainda, o seu tamanho pequeno e a grande

sensibilidade perante a influência de esforços mecânicos contribuem para que não seja recomendado para monitoramentos de longa duração.

Figura 24 – Sensor de deformação semicondutor

c. Sensor capacitivo

A capacitância elétrica depende da área das placas do capacitor, da distância entre as placas e a constante dielétrica do material entre elas. Os sensores são construídos de maneira a sofrer alteração na capacitância quando submetidos à deformação. Na Figura 25 é mostrado um modelo de sensor no qual a distância entre as placas de cerâmica varia com a deformação da estrutura, alterando, assim, a capacitância durante a leitura dos dados.

Figura 25 – Sensor Capacitivo

Como vantagem, pode-se destacar a elevada resistência a altas temperaturas (até 800 °C) e baixo *ponto de desvio zero*¹.

¹ Ponto de desvio zero ou *Zero Drift* é um erro decorrente da aquisição de sinais no qual surge uma mudança gradual da leitura enquanto há ausência total de saída de dados, geralmente causado pelo decorrer do tempo ou variação de temperatura. Diversos dispositivos eletrônicos incluem o *zerocheck*, comando de cancelamento dos efeitos do desvio zero, similar ao comando para tarar uma balança (MAGALAS e PILAT, 2006). Tal erro pode ser cumulativo e, dependendo da escala de leitura, pode comprometer a aquisição de sinais. Em casos de monitoramento de longo prazo (SHM), recomendam-se sensores com baixo ponto de desvio zero.

2.3.2.3 Sensores acústicos (cordas vibrantes)

Os sensores de cordas vibrantes são baseados na medida da frequência de vibração de uma corda metálica tensionada entre dois pontos submetidos a um deslocamento relativo. O cabo é forçado a vibrar por meio de uma bobina submetida a pulsos elétricos. Após a estabilização do período, a frequência da corda é gravada. Já que a frequência depende da tensão da corda, que é proporcional ao deslocamento entre os dois pontos na qual é ligada, torna-se possível a obtenção da média da deformação entre ambos. A frequência de vibração também é dependente da variação de temperatura, sendo importante calibrar o sensor previamente.

A seguir, tem-se um modelo típico de sensor acústico, ilustrado na Figura 26.

Figura 26 – Sensor de corda vibrante antes da instalação

Fonte: <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/hpcinstr.htm>

Uma fina corda de aço inoxidável é tensionada entre os dois pontos de contato. Assim, a cada pulso, a frequência de vibração depende do comprimento da corda, da massa por unidade de comprimento e da tensão aplicada. Como o comprimento e propriedades da corda são conhecidos, a mudança da frequência pode ser associada diretamente com a mudança de tensão. A frequência fundamental de vibração de uma corda é relacionada com sua tensão, massa e comprimento, dada pela seguinte equação:

$$f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{F}{m}}, \quad \text{Equação 3}$$

onde,

L	comprimento da corda
F	tensão na corda
m	massa da corda por unidade de comprimento

Uma mudança na tensão da corda é relacionada à mudança no comprimento do sensor.

$$F = \varepsilon_w EA, \quad \text{Equação 4}$$

onde,

ε_w deformação específica da corda
 E módulo de Young para a corda
 A área da seção transversal da corda

Portanto, a deformação específica pode ser calculada diretamente a partir da medida das freqüências fundamentais da corda, de acordo com a fórmula a seguir:

$$\varepsilon = \frac{4mL^2f^2}{EA} \quad \text{Equação 5}$$

No mercado, os sensores de corda vibrante apresentam comprimentos de 50 a 250mm, apresentando faixa de medição de até 3000 $\mu\text{m/m}$ e uma resolução melhor que 1 μm . Para grandes estruturas de concreto, tal sensor é recomendado para análise localizada, sendo amplamente aceito no campo de sensores de deformação, operando sob temperaturas de -20°C a 50°C , além de apresentar excelente estabilidade ao longo do tempo. Pode ser inserido dentro do concreto, além de medir outros parâmetros como força e pressão. Devido ao fato de não detectar elevadas freqüências de vibração, os sensores de cordas vibrantes não são recomendados para monitoramentos dinâmicos (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

2.3.2.4 Sensores de fibras ópticas

Os sensores de fibras ópticas também podem ser utilizados para o monitoramento de deformações, destacando-se o sensor de grade de Bragg e o interferômetro de Fabry-Perot (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

Os sensores de grade de Bragg (FBG) são caracterizados por apresentarem boa estabilidade à sua utilização à longa duração e elevada confiabilidade. Comparado aos sensores de fibras de vidros, apresenta insensibilidade à interferência eletromagnética, pequena dimensão (são considerados microsensores) e boa transmissão em longas distâncias. Pode-se utilizar o sensor diretamente na

armadura de aço, na superfície de concreto, ou até mesmo inserido durante a concretagem. Abaixo, a Figura 27 ilustra um sensor FBG.

Figura 27 – Sensor FBG

Fonte: <http://www.opticalfibersensors.org>

O interferômetro extrínseco de Fabry-Perot (EFPI) é constituído de um tubo capilar de sílica, contendo duas fibras ópticas clivadas, separadas entre si por um espaço de ar da ordem de microns. Seu funcionamento pode ser observado na Figura 28, no qual uma luz lançada de uma fonte emissora é refletida quando se muda do meio vidro-ar para ar-vidro; o sinal refletido por meio da interferência, proporcional à variação do espaçador, é lido e modulado. A variação do comprimento do espaçador oferece a variação de deformação sofrida pela estrutura.

Figura 28 – Princípio de funcionamento do interferômetro de Fabry-Perot

Fonte: Adaptado de <http://agamemnon.cord.org>

O interferômetro de Fabry-Perot, comparado aos sensores de grade de Bragg pelo utilização similar, apresenta um melhor comportamento quando submetido a variações de temperatura. Assim como qualquer extensômetro de deformação, deve-se garantir a sua aderência à estrutura para uma efetiva aquisição de dados.

2.3.3 Carregamentos

Dentre os maiores contribuintes para a deterioração acelerada de uma estrutura, a sobrecarga de caminhões, aliada ao intenso tráfego nas rodovias brasileiras, faz com que a medição de carregamentos seja um importante parâmetro a ser considerado no monitoramento.

Podem-se destacar os seguintes métodos de aquisição de dados em estruturas submetidas a carregamentos:

2.3.3.1 Células de Carregamento

As células de carregamento podem se distinguir de acordo com o tipo de sinal de saída gerado (pneumático, hidráulico, elétrico) ou de acordo com o esforço (flexão, cisalhamento, compressão, tensão), podendo ser usadas para medir a força de protensão em cordoalhas e estais (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003). Serão descritos, a seguir, os tipos mais comuns de células de carregamento:

a. Hidráulica

Tem-se a medição do peso a partir da variação de pressão do fluido interno ao dispositivo. Tal célula de carregamento pode ser usada para medir carregamento de compressão entre elementos estruturais, como a região de apoio de uma viga a um pilar.

b. Pneumática

Mais precisas que as células de carregamento hidráulicas, as pneumáticas utilizam múltiplas câmaras amortecedoras e são utilizadas extensivamente na indústria.

c. Corda Vibrante

O carregamento aplicado à célula é medido por meio das cordas vibrantes, presentes em um cilindro de aço. Apresentam estabilidade ao longo do tempo, são à prova d'água e apresentam baixa sensibilidade à variação de temperaturas.

d. Extensômetro

Converte o peso atuante na célula em sinal elétrico. Recomenda-se a utilização de quatro extensômetros (dois sob tração e dois, sob tensão) para otimizar a aquisição de sinais.

2.3.3.2 Peso em Movimento (*Weigh in Motion - WIM*)

O método WIM consiste em registrar os carros que passam sobre o dispositivo, obtendo, ao fim da aquisição de dados, o número total de veículos passantes, a faixa utilizada, horário, velocidade, configuração e peso dos eixos e tensões/deformações sobre os dispositivos localizados. Dois tipos comuns do dispositivo são o de Placa de Flexão e o Piezelétrico.

A Figura 29 ilustra um esquema típico do dispositivo de placa de flexão instalado sobre o asfalto, que apresenta extensômetros embutidos. De fácil transporte, as placas podem ser instaladas provisória ou permanentemente, inseridas na direção perpendicular ao sentido do tráfego.

Figura 29 – Instalação típica de um dispositivo WIM de placa de flexão

Fonte: <http://www.project-asset.com>

A Figura 30 ilustra um esquema típico do dispositivo de placa de flexão instalado sobre o asfalto, que apresenta extensômetros embutidos.

Figura 30 – Esquema típico de um dispositivo WIM piezelétrico

Fonte: <http://wimuser.com.au>

De fácil transporte, as placas podem ser instaladas provisória ou permanentemente, inseridas na direção perpendicular ao sentido do tráfego.

2.3.3.3 Medição Direta de Tensão

Embora se utilize sensores de deformação para que sejam obtidos tensões, não é possível obter as tensões provenientes do peso próprio da estrutura. Para tal, destacam-se os seguintes métodos:

a) Medição ultra-sônica de tensão

Dada a condição de que a velocidade de ondas ultra-sônicas se altera com a variação de tensão, uma medição precisa da velocidade do som numa estrutura pode ser usada para obter sua tensão.

b) Difração de raio-x

Em regiões nas quais é esperada uma distribuição uniforme de tensão, recomenda-se o método de difração para a leitura de redistribuição de tensões.

c) Medição magneto-elástica de tensão

Os dados de tensões no material estrutural são obtidos a partir da alteração magnética das propriedades do material.

2.3.4 Parâmetros Dinâmicos

A resposta dinâmica de uma estrutura submetida a vibrações do ambiente pode ser avaliada pelo uso de diferentes métodos, nos quais podem ser medidos movimento (aquisição de deslocamentos, velocidades ou acelerações), deformação ou forças em pontos de interesse.

Esta seção dará destaque ao acelerômetro, dispositivo transdutor constituído de massa, mola e amortecedor, que produz sinais de proporção à sua aceleração. Seu uso é considerado o mais comum para ensaios dinâmicos, e que oferece resultados precisos na captação de dados, sendo de três tipos:

2.3.4.1 Piezelétrico

Esquematisado na Figura 31, o acelerômetro piezelétrico apresenta um material piezelétrico substituindo a mola. Seu funcionamento é decorrente do efeito piezelétrico de cristais de quartzo para gerar um sinal elétrico (transdutor ativo) proporcional à aceleração aplicada à massa. (PCB PIEZOTRONICS).

Figura 31 – Esquema típico de um acelerômetro piezelétrico
Fonte: http://www.pcb.com/techsupport/tech_accel.php

Embora existam o envelhecimento do material piezelétrico e a conseqüente necessidade de recalibração, podem-se destacar as seguintes vantagens de sua utilização (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003):

- Não necessita de energia externa para funcionamento;
- Robusto e estável para monitoramento de longa duração;
- Comportamento linear para uma grande faixa de freqüência.

2.3.4.2 Piezoresistivo e capacitivo

Considerados transdutores passivos, os acelerômetros piezoresistivo e capacitivo requerem suprimento de energia elétrica para seu funcionamento.

O funcionamento do sensor piezoresistivo é dado por meio de flexão de um filamento que suporta uma massa sujeita a efeitos de aceleração, que apresenta uma relação entre deformação do filamento e sinal elétrico (NATIONAL INSTRUMENTS). De maneira similar, o sensor capacitivo apresenta a mesma massa e filamento, porém seus dados de aceleração são obtidos por oscilação entre dois eletrodos (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003).

2.3.4.3 Força-Equilíbrio

Compostos de sistema massa-mola, inclusos na categoria de transdutores passivos, têm na oscilação da massa um desbalanceamento da capacitância e consequente alteração na geração de voltagem e envio de sinal (KINEMATRICS), conforme esquematizado na Figura 32, a seguir.

Figura 32 – Esquema típico de um acelerômetro Força-Equilíbrio

Fonte: <http://www.kinemetrics.com/uploads/PDFs/FBA-3.pdf>

2.3.5 Medidas de ambiente

Desde o processo de cura, as estruturas estão submetidas a variações de temperatura, umidade, incidência de vento e outros fenômenos ambientais. A variação de temperatura induz esforços de dilatação e retração estrutural, somados a retração e fluência, provenientes das propriedades materiais do concreto, podem

acelerar o processo de dano e comprometer o seu comportamento, reduzindo significativamente a sua vida útil (NORRIS, SAAFI e ROMINE, 2006).

Portanto, faz-se importante o monitoramento destes esforços em estruturas reais em serviço, visando um melhor conhecimento do comportamento estrutural perante as ações ambientais (DEL GROSSO, INAUDI, *et al.*, 2001).

2.3.5.1 Temperatura

Dois tipos de sensores para o monitoramento de temperatura podem ser destacados: os termopares (*thermocouples*) e os detectores resistivos de temperatura (*RTD – Resistance Temperature Detectors*).

O mais utilizado comercialmente (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003), o termopar é composto de condutores que estão submetidos a um gradiente de temperatura ao longo de seu comprimento. Consiste de dois fios metálicos unidos de um lado e separados do outro, onde a voltagem produzida é função da diferença de temperatura entre as extremidades, conforme esquematizado na Figura 33, a seguir. O termopar é recomendado para medição estrutural sujeita a elevadas temperaturas ou vibrações significativas (ASSIS, 2007).

Figura 33 – Esquema típico de termopar
Fonte: adaptado de (ASSIS, 2007) e (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003)

Os detectores resistivos de temperatura funcionam a partir da relação do coeficiente de temperatura com a resistência elétrica de metais como ouro, prata, cobre ou platina. Ao medir a resistência do material, tem-se, por meio de conversão em tabela e cálculo, a determinação da temperatura da estrutura (ASSIS, 2007), (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003). Os RTDs, exemplificados na Figura 34, são considerados os sensores de temperatura mais precisos do mercado, com elevada estabilidade e capacidade de reutilização (OMEGA).

Figura 34 – Exemplo de um RTD

Fonte: adaptado de <http://www.omega.com/prodinfo/rtd.html>

2.3.5.2 Umidade

As propriedades materiais do concreto que se alteram com o tempo, resistência à compressão, módulo de elasticidade, fluência e retração, são significativamente influenciadas pelo calor de hidratação e umidade do concreto nas idades iniciais. A umidade advinda de água marinha, chuva, solo e enchentes é responsável pela alta concentração de cloreto, contribuinte na corrosão das barras de aço, carbonatação e reação álcali-agregado (NORRIS, SAAFI e ROMINE, 2006). Dessa maneira, um sistema de sensoriamento interno é desejável durante e após a construção.

Dentre os sensores de monitoramento da umidade no concreto, podem-se destacar o sensor higroscópico capacitivo, que relaciona a constante dielétrica com o teor de água no ar ou no ambiente no qual estejam inseridos (ASSIS, 2007) e os sensores nanotecnológicos MEMS (Figura 35), ainda em fase de adaptação, que vêm demonstrando ser uma solução inovadora a um preço competitivo no mercado (NORRIS, SAAFI e ROMINE, 2006).

Figura 35 – Vista superior (a) e corte (b) de um chip do sensor MEMS

Fonte: adaptado de (NORRIS, SAAFI e ROMINE, 2006)

2.4 O Sistema de Aquisição de Dados

Um sistema de aquisição de dados engloba o processo de coleta de dados de vários sensores, sua conversão e transferência ao responsável. A compreensão deste sistema garante um eficiente programa de monitoramento de estruturas.

São dois os tipos de sistema de aquisição de dados: o manual e o computadorizado, a serem descritos a seguir:

2.4.1 Manual

O sistema de aquisição de dados manual consiste na leitura visual da saída de dados feita pelo responsável pelo monitoramento, seguida de um armazenamento manual. Durante a aquisição de sinais, a unidade leitora (*readout unity*) recebe os dados diretamente dos sensores e os converte em valores de engenharia.

Visto que não são necessários equipamentos robustos, este tipo é econômico e conveniente para uma coleta de dados de um pequeno número de sensores em um curto período de tempo (MUFTI, 2001).

2.4.2 Computadorizado

Utilizado na maioria dos casos, o sistema computadorizado consiste de dispositivos de aquisição de dados (DAQ) composto de conversor analógico-digital e condicionador de sinal (tratamento), e um computador munido de *driver* para comunicação com o dispositivo e um programa para a interpretação dos dados, conforme ilustrado na Figura 36.

Figura 36 – Esquema típico de um sistema de monitoramento computadorizado

Fonte: adaptado de <http://www.ni.com/dataacquisition/whatis/> e (MUFTI, 2001)

2.4.2.1 Componentes

a) Sensores

Sensores são os componentes que estão em contato físico com a estrutura e registra o seu comportamento quando submetida a um tipo de excitação. Da revisão bibliográfica dos tipos de sensores para suas respectivas grandezas feita em 2.3, tem-se nos sensores o início do processo de monitoramento. A partir deles se desencadeia o processo de aquisição e tratamento de dados.

b) Dispositivo DAQ

Um dispositivo DAQ (*Data Acquisition*) visa coletar as informações provenientes de sensores instalados, respectivos a uma grandeza específica. A escolha do equipamento para cada tipo de sistema deve ser feita com base nos tipos e quantidade de sensores (BERGMEISTER e ROSTAM, 2003). Como os sinais recebidos pelo dispositivo são analógicos, um conversor interno altera o sinal para digital, antes do envio para o computador.

O dispositivo DAQ é especificado a partir de seu número de canais (número de sinais analógicos que podem ser conectados simultaneamente ao dispositivo), taxa de amostragem (parâmetro que determina a frequência na qual a conversão analógico-digital é realizada), resolução (representação digital do sinal analógico, definido em *bits*), alcance (referente à voltagem máxima e mínima do sinal) e ganho

(fator de amplificação do sinal, visando o aumento de precisão na conversão) (MUFTI, 2001).

O custo de um dispositivo DAQ é dependente do número de canais suportados, tipos de entradas e saídas, precisão da conversão de sinais, taxa de amostragem, amplificação, tratamento, protocolo de transmissão e a distribuição final dos dados (BERGMEISTER e SANTA, 2001).

c) Computador (Programa DAQ)

Um computador com programa *DAQ* controla a operação do dispositivo *DAQ* e é utilizado para processamento, visualização e armazenamento de dados.

Um programa *DAQ* é um componente essencial para o sistema de aquisição de dados computadorizado. Ele realiza a coleta de dados baseado na frequência determinada pelo usuário, a maneira como deve ser feita e o que deve ser armazenado. Pode-se dividir o programa em duas componentes: *driver* (promove a ligação entre o dispositivo DAQ e a aplicação de maneira simplificada) e aplicação (facilita a interação do usuário durante o processo de aquisição, análise e apresentação dos dados).

É comum encontrar o conjunto Dispositivo DAQ + Programa DAQ fornecido por um fabricante, mas deve-se atentar se os requisitos do plano de monitoramento estão condizentes com o que é fornecido pelo conjunto (MUFTI, 2001).

3 ESTUDO DE CASO: A PONTE SOBRE O RIO JAGUARI

O capítulo a seguir realiza um levantamento sobre os aspectos estruturais relevantes para a modelagem numérica e a criação do plano de monitoramento de curta duração.

3.1 Apresentação da estrutura

A ponte sobre o rio Jaguari é uma obra de arte especial de concreto armado moldado in loco, situada na Rodovia Fernão Dias (BR 381), km 946+300, divisa entre os estados de São Paulo e Minas Gerais, apresentada em foto de satélite Figura 37 e em desenho digital em CAD na Figura 38. O objeto de pesquisa desta dissertação é a ponte correspondente ao sentido MG-SP. A Figura 39, registra parte desta infraestrutura, assim como a Figura 40, ao mostrar toda a mesoestrutura e superestrutura, ambas tiradas em visita técnica do autor em Outubro de 2010.

Figura 37 – Vista de satélite da ponte sobre o rio Jaguari

Figura 39 – Vista inferior da ponte sobre o rio Jaguari

Figura 40 – Vista para o lado de Minas Gerais

A ponte é constituída de cinco vãos (20m, 26m, 30m, 26m e 20m), com a superestrutura simplesmente apoiada em 6 pares de pilares. Sua superestrutura é contínua, sem juntas de dilatação, apresentando em cada extremidade um encontro com a laje de transição em concreto armado, dando continuidade à via.

O eixo longitudinal da ponte possui declividade de 5,9% no sentido Belo Horizonte – São Paulo, conforme Figura 41 abaixo, superelevação constante de 8% para o tabuleiro (Figura 42) e raio de curvatura em planta de 305,50m (Figura 38). Por conta desta superelevação, as duas longarinas e os pares de pilares estão defasados a uma altura de aproximadamente 50 cm. A transferência de esforços do tabuleiro para os pilares é feita por meio de aparelhos de apoio em elastômero fretado.

Figura 41 – Vista lateral da ponte sobre o rio Jaguari (desnível de 5,9%)

Informado em projeto, o revestimento asfáltico adotado na construção é o concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) com 6 cm de espessura constante. A resistência característica do concreto à compressão para a obra de arte especial apresenta três valores informados no projeto estrutural fornecido: $f_{ck} > 25$ MPa para a superestrutura, $f_{ck} > 20$ MPa para a mesoestrutura e a infraestrutura, e $f_{ck} > 16$ MPa para os tubulões. Os cobrimentos mínimos descritos no projeto das armaduras para a meso e a superestrutura são 2,5cm, enquanto para a infraestrutura, 3,0cm, o que sugere, segundo a NBR 6118:2003, que a classe de agressividade ambiental adotada em projeto foi a I (Frac, Rural) (ABNT, 2004).

3.1.1 Superestrutura

O tabuleiro apresenta largura total de 11,70m, sendo 10,90m divididos em duas faixas de pista de rolamento e uma faixa de acostamento, e 0,40m para cada

guarda-rodas do tipo New-Jersey, em concreto armado. Com seção transversal do tipo π , as longarinas (LB, maior raio e LA, menor) do tabuleiro distam 6,40m (centro a centro) e possuem largura de 40cm e altura total de 2,80m. Ligada monoliticamente às longarinas, a laje do tabuleiro apresenta espessura variável, sendo de 15 cm na extremidade dos balanços de 2,65m, de 24 cm no centro da pista, e de 40 cm sobre as longarinas. As características geométricas descritas podem ser visualizadas na Figura 42, a seguir.

Figura 42 – Dimensões da seção transversal da ponte sobre o rio Jaguari

Além da curvatura no plano e declividade longitudinal, as longarinas apresentam variação prismática da seção transversal ao se aproximarem dos apoios nos pilares. De acordo com a Figura 43, observa-se no centro do vão entre dois pares de pilares que as longarinas apresentam largura constante de 40 cm. Ao se aproximarem dos pilares, as faces internas das longarinas variam linearmente de seção até chegarem ao máximo de 100 cm de largura. Para cada par de pilares existe um comprimento longitudinal no qual a longarina varia de seção, representados por VAR3 e VAR4.

Figura 43 – Vista inferior da ponte: variação de espessura da longarina

Exercendo o travamento entre as duas longarinas, a superestrutura dispõe de vinte transversinas em concreto armado (Figura 45), com espaçamentos longitudinais variando de 6,00m a 6,70m. Deste total, as transversinas coincidentes com o encontro das longarinas com os pilares apresentam dimensões 25 x 220 cm, enquanto as restantes, 20 x 220 cm. Conforme Figura 42, as transversinas são ligadas apenas às longarinas, fazendo com que a laje trabalhe com uma direção principal, transferindo a carga exclusivamente para as longarinas (vazio representado em preto). Abaixo, a Figura 44 mostra uma transversina travando as longarinas, apoiada sobre pilares; é possível notar o vazio citado anteriormente.

Figura 44 - Vista inferior da superestrutura e parte da mesoestrutura

Figura 45 – Vista inferior da ponte, com destaque para as 20 transversinas

3.1.2 Mesoestrutura

A mesoestrutura consiste de seis pares de pilares com seção circular constante, com diâmetro de 120 cm, travados entre si por meio de vigas travessas, conforme mostrado na Figura 40. A quantidade e espaçamento das vigas travessas são dependentes das alturas dos pilares. A interação superestrutura–mesoestrutura é feita exclusivamente por meio dos aparelhos de apoio fretados (Figura 46); não há ligação monolítica entre as duas partes da estrutura.

Figura 46 - Ligação super - mesoestrutura por meio de aparelho de apoio

3.1.3 Infraestrutura

A infraestrutura da obra de arte é composta de tubulões de concreto armado. A dimensão das bases dos tubulões varia de 2,00m a 3,00m, assim como suas alturas são variáveis, estendendo-se até o nível do terreno, local onde se conectam com os pilares. A seguir, a Figura 47 ilustra pilares travados nascendo sobre tubulões, com destaque para a exposição do tubulão da direita. A foto foi tirada no sentido São Paulo-Minas Gerais.

Figura 47 - Exposição de tubulão próximo ao rio Jaguari

3.2 Particularidades

A seguir, serão apresentadas algumas particularidades a respeito do dimensionamento (3.2.1 e 3.2.3) e geometria (3.2.2 e 0) da ponte sobre o rio Jaguari.

3.2.1 Continuidade

Dada a ausência de juntas de dilatação ao longo da superestrutura, a ponte sobre o rio Jaguari é classificada como uma ponte contínua, sendo o seu tabuleiro um único maciço, sem interrupções.

As pontes contínuas apresentam uma melhor expectativa quanto ao seu funcionamento e vida útil. Com a ausência de juntas de dilatação, consideradas regiões críticas para formação de patologias e início de degradação, há uma redução considerável nos gastos em manutenção estrutural (PRITCHARD, 1995).

3.2.2 Curvatura

A ponte sobre o rio Jaguari apresenta curvatura em planta, α , ilustrada na Figura 48. Quando submetida a carregamento vertical, surgem esforços na seção transversal, tais como: de flexão e axial (atuantes no centróide) e momento torçor e esforços de cisalhamento (atuantes no centro de cisalhamento). O fato da seção transversal apresentar assimetria faz com que o Centróide e o Centro de Cisalhamento não coincidam (HIROSHI e CHAI, 1988), conforme ilustrado na Figura 49.

Figura 48 – Curvatura da ponte sobre o rio Jaguari (sem escala)
Fonte: adaptado de (DESANTIAGO, MOHAMMADI e ALBAIJAT, 2005)

Figura 49 – Esquema hipotético: eixos de coordenadas e esforços
Fonte: adaptado de (HIROSHI e CHAI, 1988)

A condição de apoio longarina – pilar faz surgir duas reações verticais de diferentes magnitudes na base da seção transversal, responsáveis pelo impedimento à

rotação. Tal restrição faz surgir o momento de torção (O'CONNOR, 1976), a ser combatido pela presença da transversina (LEONHARDT, 1982).

Um estudo comparativo (DESANTIAGO, MOHAMMADI e ALBAIJAT, 2005) feito para uma ponte de 30,5m de vão e ângulo de curvatura variando de $\alpha = 10^\circ$ a $\alpha = 30^\circ$ mostrou que o momento torçor começa a prevalecer diante dos outros esforços a partir de $\alpha = 30^\circ$. A ponte desta dissertação apresenta o ângulo de curvatura $\alpha = 11,9^\circ$, apresentando pouca variação na ordem de grandeza de seus esforços, se comparados a uma estrutura reta, sem curvatura.

3.2.3 Transversinas

Conforme apresentado na Figura 42, há uma separação (vazio) entre a laje do tabuleiro da ponte e as vigas transversinas. Este procedimento é feito com o intuito de evitar possíveis tensões longitudinais de tração na parte superior da laje, fazendo com que a armadura seja constante ao longo de toda a extensão da ponte (LEONHARDT, 1982).

Além de contribuir no combate à tendência de rotação por torção, a presença de vigas transversinas garante o impedimento de movimentos radiais da longarina devido às componentes tangenciais de tensão (O'CONNOR, 1976) e uma maior rigidez transversal e consequente diminuição da flecha vertical (DESANTIAGO, MOHAMMADI e ALBAIJAT, 2005).

3.2.4 Seção transversal

Neste tópico é retratada a assimetria da seção transversal da ponte e seus reflexos em relação aos esforços submetidos.

A ferramenta *Section Designer* do programa SAP2000® foi utilizada com o intuito de obter dados sobre a seção transversal. A partir destes, foi possível obter parâmetros geométricos considerados relevantes. O procedimento feito pelo programa parte de

uma subdivisão da seção transversal, mostrado na Figura 50, na qual do somatório destas divisões obteve-se:

Área:	5,259m ²
Coordenadas do Centro de gravidade (referência em O):	(3,406m; 2,350m)
Momento de inércia x-x:	3,816m ⁴
Momento de inércia y-y:	55,692m ⁴
Momento de Inércia x-y (produto de inércia):	-4,277m ⁴

Figura 50 – Seção transversal mesoestrutura (a) e malha gerada para propriedades geométricas (b)

Dado o momento de inércia x-y, diferente de zero, tem-se que os eixos principais da seção transversal não correspondem aos eixos x e y, adotados inicialmente. Logo, com as equações a seguir, os eixos principais serão determinados (GERE, 2006).

Ângulo do Eixo Principal	$\tan(2\theta_p) = -\frac{2I_{xy}}{I_x - I_y}$	Equação 6
--------------------------	--	-----------

$$\theta_{p1} = 85,32^\circ \text{ e } \theta_{p2} = -4,68^\circ$$

Momento Principal de Inércia (máximo)	$I_1 = \frac{I_x + I_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{I_x - I_y}{2}\right)^2 + I_{xy}^2}$	Equação 7
	$I_1 = 56,042m^4$	

Momento Principal de Inércia (mínimo)	$I_2 = \frac{I_x + I_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{I_x - I_y}{2}\right)^2 + I_{xy}^2}$	Equação 8
	$I_2 = 3,466m^4$	

Uma verificação deve ser feita, a fim de confirmar os eixos principais e seus respectivos momentos principais de inércia (*HIBBELER, 2004*):

Com o ângulo de $85,32^\circ$:

$$I_1 = \frac{I_x + I_y}{2} + \frac{I_x - I_y}{2} \cos(2\theta) - I_{xy} \sin(2\theta)$$

$$I_1 = 56,042m^4 \rightarrow ok$$

$$I_2 = \frac{I_x + I_y}{2} - \frac{I_x - I_y}{2} \cos(2\theta) + I_{xy} \sin(2\theta)$$

$$I_2 = 3,466m^4 \rightarrow ok$$

Assim, têm-se na Figura 51 os eixos principais nos quais a estrutura trabalha sobre solicitação de esforços.

Figura 51 – Eixos principais da seção transversal

4 HIERARQUIA DE MODELAGEM NUMÉRICA

O presente capítulo descreve os procedimentos realizados para a criação, desenvolvimento e validação dos modelos numéricos. Com a hierarquia de modelagem numérica, espera-se obter dados relevantes dos esforços da ponte, a fim de que sejam usados como base principal para a criação do plano de monitoramento de curta duração e posterior calibração de dados obtidos em campo com o modelo considerado mais representativo.

Serão apresentados e descritos ao longo deste capítulo seis modelos hierárquicos, sendo os três primeiros em elementos finitos de barras lineares; o quarto, em elementos finitos de superfície (*shell*); e, por fim, os modelos quinto e sexto em elementos finitos de volume.

4.1 Programas de análise estrutural

Os modelos numéricos para a ponte sobre o rio Jaguari foram criados com os programas SAP2000® V14 e Midas Fx+ for DIANA® V9.4.3., que serão apresentados no parágrafo seguinte.

SAP (*Structural Analysis Program*) é um programa de elementos finitos criado pela Computer & Structures, Estados Unidos. Presente no mercado há 30 anos, fornece soluções para as áreas de engenharia de transportes, industrial, serviço público, dentre outros (COMPUTERS & STRUCTURES). Destaca-se no programa a ferramenta interativa *BrIM*®, que permite modelar pontes com toda a sua complexidade geométrica, condições de contorno, além da inserção de trem-tipos para análise estrutural sob cargas móveis. A geração automática do modelo, após a definição dos parâmetros geométricos, pode ser em elementos unidirecionais (*frames*), de superfície (*shell*) ou volumétricos (*solid*). Para a presente dissertação, este software foi utilizado para os modelos com comportamento elástico-linear.

DIANA (*Displacement ANALyser*) é um software de elementos finitos criado pela TNO Building and Construction Research, Holanda. Com módulos voltados para

engenharia civil, o qual abrange análise estrutural e geotécnica, e simulações de engenharia de petróleo, além de sua reconhecida capacidade para soluções lineares e não lineares, tanto para modelagem 2D quanto para 3D (TNO DIANA, 2003). Nesta dissertação, utilizou-se o programa para as soluções numéricas de análise elástico-linear de elementos sólidos e de formação de fissuras devido ao comportamento não-linear do material concreto. Os critérios de entrada de dados e definição de parâmetros para a não-linearidade do concreto serão apresentados no item 4.3.2 deste capítulo.

Dado um acordo realizado, a TNO Building and Construction Research passou a fornecer o modelador Midas FX+, um pré-processador e pós-processador genérico, que fornece ferramentas para modelagem em elementos finitos, equipado de funções avançadas de modelagem geométrica e poderosos algoritmos de geração de malha. Dessa maneira, pode-se realizar com ele toda a modelagem (pré-processamento), enquanto o DIANA se encarrega da solução numérica (solver). Por fim, retorna-se ao Midas Fx+ para a interpretação e transformação dos dados em esforços, deslocamentos, dentre outros parâmetros (pós-processamento).

4.2 Modelagem numérica hierárquica

Um dos questionamentos mais comuns que se tem ao tratar de modelagem numérica diz respeito à precisão e qualidade dos resultados obtidos. Os dados a serem inseridos para a concepção do modelo (geometria, propriedades materiais, carregamentos e condições de contorno) são de extrema importância, a fim de criar uma representação da estrutura na qual é possível obter seu comportamento estrutural (deformadas, tensões, deformações). O modelo numérico pode ser esquematizado de acordo com a Figura 52, na qual um problema levantado, aliado a considerações e hipóteses, culmina no modelo representativo.

Figura 52 – Conceitos envolvidos na construção de um modelo numérico
 Fonte: adaptado de (BUCALEM e BATHE, 2011)

A essência da modelagem hierárquica está na composição e solução de modelos adicionais (e mais refinados) da estrutura considerada. Atrelado ao refinamento estão os equacionamentos matemáticos representativos que, quanto mais complexos forem os modelos, mais difícil será a convergência para a solução. Ainda, há inúmeras maneiras de modelar numericamente um problema físico, conforme esquematizado na Figura 53. Assim, ao passar para um próximo modelo, novas hipóteses para o problema são levantadas até chegar ao modelo final, considerado satisfatório em termos de precisão e resposta (BUCALEM e BATHE, 2011).

Figura 53 – Sequência de modelos numéricos para um problema físico
 Fonte: adaptado de (BUCALEM e BATHE, 2011)

Dessa maneira, pode-se afirmar que o problema físico em estudo é uma ponte curva em concreto armado sob solicitação de tráfego e cargas permanentes. Portanto, são levantados os possíveis modelos numéricos a serem descritos neste capítulo, apresentados na Figura 54, a seguir.

Figura 54 – Sequência de modelos numéricos hierárquicos para a ponte sobre o rio Jaguari

A análise estrutural da ponte sobre o rio Jaguari foi realizada por meio de modelos numéricos baseados no Método dos Elementos Finitos. Foram estudados e criados cinco modelos elástico-lineares e um modelo não-linear utilizando-se os softwares SAP2000® V14 (modelos 1 ao 4) e Midas Fx+ for DIANA® (modelos 5 e 6). Tais modelos serão, a seguir, confrontados a título de interpretação e validação dos resultados.

O primeiro modelo foi composto de apenas um elemento de barra retilíneo que representa toda a seção transversal da superestrutura. Os pilares foram modelados em sua integridade, separadamente. Seu intuito é obter os principais esforços solicitantes na estrutura: momento fletor, momento torçor e esforço cortante para a superestrutura e momento fletor e força normal para a mesoestrutura. Os resultados obtidos servirão para comparações com os modelos mais complexos.

O segundo modelo, também composto de elementos de barras retilíneas, possui dois elementos de barra para a seção transversal do tabuleiro, com uma barra para cada longarina (seção T).

O terceiro modelo apresenta a mesma descrição do parágrafo anterior, diferindo apenas pela redução da largura da mesa colaborante, conforme a Norma Brasileira NBR6118:2003 (ABNT, 2004).

O quarto modelo, feito com a já idealizada ferramenta *BrIM*®, é composto de elementos de barras (mesoestrutura) e elementos de área (superestrutura).

O quinto modelo apresenta em sua totalidade elementos finitos de volume (sólidos).

O sexto modelo, assim como o quinto, também apresenta elementos finitos de volume, acrescidos de concentrações de armadura para a análise não linear.

Apresenta-se, a seguir, uma discussão mais detalhada sobre o comparativo entre os modelos e a interpretação dos resultados.

4.2.1 Modelo 1

O Modelo 1 apresenta vantagens como simplicidade, agilidade na criação e no processamento de dados bem como informações mais sucintas em termos de esforços internos.

Na modelagem foram utilizados elementos de barra do tipo pórtico espacial, retilíneos, para os pilares e o tabuleiro, conforme ilustrado na figura a seguir.

Figura 55 – Vista tridimensional do modelo 1

Representada como única barra ao longo de toda a ponte, a seção transversal da superestrutura, composta de laje sobre longarinas, foi criada utilizando-se a ferramenta denominada “*Section Designer*”, na qual é possível gerar uma seção genérica para compor elementos do modelo numérico. Dada a seção genérica, todas as suas propriedades geométricas são determinadas automaticamente, enquanto as propriedades do material a ser adotado são inseridas a parte. Segundo citado no item 4.1.1 a respeito da variação prismática linear da seção transversal das longarinas, foram criadas três seções transversais para representar toda a superestrutura. Conforme ilustrado nas três figuras a seguir (Figura 56, Figura 57 e Figura 58) têm-se, respectivamente, a seção transversal no meio dos vãos, a seção transversal representando a variação linear e a seção transversal na região do apoio sobre os pilares. Dada a variação da largura da longarina, de 40cm a 100cm, a largura adotada para representar a variação linear é de 70 cm.

Figura 56 – Superestrutura definida no Section Designer (centro dos vãos)

Figura 57 – Superestrutura definida no Section Designer (variação linear)

Figura 58 – Superestrutura definida no Section Designer (apoios)

Nesse modelo, toda a seção transversal permanece plana e indeformável, mas com liberdade para translações e rotações. A superestrutura se comporta como elemento de viga e, neste sentido, as transversinas entram apenas como carga nodal aplicada em sua posição de projeto, não sendo necessária sua modelagem geométrica. Para a criação da seção transversal, a superelevação de 8% descrita em projeto foi levada em consideração, assim como a declividade de 5,9% da pista e o raio de curvatura de 305,50 m.

O material utilizado foi o concreto classe C25, $f_{ck} = 25$ MPa, para a superestrutura e C18, $f_{ck} = 18$ MPa, para a mesoestrutura. O peso específico do concreto foi adotado de acordo com as recomendações da norma ABNT NBR 6118:2003 (ABNT, 2004).

4.2.2 Modelo 2

O Modelo 2 apresenta os mesmos critérios geométricos e propriedades dos materiais adotados na modelagem do Modelo 1, diferindo pela substituição do único elemento de barra que representava a seção transversal do tabuleiro por dois elementos (longarinas em seção T), mostrados nas três figuras abaixo (Figura 59, Figura 60 e Figura 61). A solidarização entre os dois elementos de barra é feita por meio das vinte transversinas, com dimensões fornecidas em projeto.

Figura 59 – Definição das longarinas no Section Designer (meio dos vãos)

Figura 60 – Definição das longarinas no Section Designer (variação linear)

Figura 61 – Definição das longarinas no Section Designer (apoios)

A Figura 62 ilustra o modelo em vista 3D.

Figura 62 – Vista tridimensional do modelo 2

4.2.3 Modelo 3

Enquanto o Modelo 2 apresenta integralmente a largura da mesa da seção transversal da longarina, contribuindo na sua totalidade aos esforços de compressão, o Modelo 3 apresenta os mesmos critérios geométricos e propriedades adotados na modelagem, diferindo pela consideração da larguras de mesa colaborante das seção T, com redução e contribuição parcial à compressão, conforme considerações feitas de acordo com norma NBR 6118:2003 (ABNT, 2004) e ilustrada na Figura 63. Essa redução ocorre, pois sabe-se que apenas parte da mesa comprimida trabalha à compressão. Dessa maneira, quando se faz a redução, espera-se representar a contribuição efetiva de trabalho da mesa.

Figura 63 – Largura de mesa colaborante
Fonte: adaptado de (ABNT, 2004)

4.2.4 Modelo 4

Este modelo é uma versão aprimorada das modelagens exclusivas com barras descritas anteriormente, e utiliza elementos finitos de superfícies (*shell*) para representação da superestrutura. O modelo permite que se façam novas considerações em relação ao anterior, tais como: distribuição do carregamento do trem-tipo sobre a laje do tabuleiro; deslocamento relativo entre longarinas; modelagem geométrica das transversinas exercendo o seu travamento transversal; flexão das lajes em relação às longarinas; modelagem do conjunto completo de pilares (pares de pilares transversais à ponte com seus respectivos travamentos); obtenção das distribuições de tensões nos elementos da superestrutura. As propriedades do concreto e toda a geometria da estrutura utilizada para a criação do modelo 1 foram mantidas. A modelagem da superestrutura, tabuleiro sobre longarinas, foi feita parcialmente no *BrIM®*, conforme figura a seguir.

Figura 64 – Ferramenta BrIM, SAP2000® V14

Uma diferença de altura entre as seções transversais das longarinas e transversinas permite a existência de um vazio entre a face superior de cada transversina e a face inferior da laje do tabuleiro, conforme já citado na Figura 42. Devido à variação de espessura da longarina, que tende a aumentar na região dos apoios, foi necessário adotar recursos adequados de modelagem, empregando-se a função Parametric Variations, disponível no software utilizado, conforme ilustrado na Figura 65.

Figura 65 – Ferramenta Parametric Variation, SAP2000® V14

De mesma maneira adotada nos modelos 1 ao 3, um *joint link*, nó com propriedades de mola é inserido entre a longarina e o pilar, representando o aparelho de apoio – suas propriedades serão descritas na seção 4.4.1.1. A Figura 66 destaca o aumento de espessura na região do pilar, de acordo com o projeto estrutural.

Figura 66 – Vista inferior da meso e superestrutura

4.2.5 Modelo 5

Após a utilização de elementos de superfície no modelo hierárquico 4, optou-se por elementos volumétricos na criação do Modelo 5, de comportamento elástico-linear, considerado o mais completo dentre os cinco modelos apresentados até o momento. É esperado um comportamento estrutural semelhante ao Modelo 4, dadas as possibilidades de transferência de esforços dos carregamentos, agora em três dimensões.

Criada no software MIDAS Fx+, a geometria foi desenvolvida a partir de inserção de pontos individuais criados em planilhas Excel. A partir da inserção dos pontos, foram desenhadas linhas, posteriormente inseridas superfícies e, por fim, com o fechamento de superfícies, gerou-se, automaticamente, o volume. Testes de geração de volume foram feitos a fim obter um resultado mais preciso; volumes com 50cm de aresta foram inicialmente gerados, passando por 40cm até chegar no modelo final, de volumes de 15cm de aresta e adaptação geométrica em regiões nas quais esta dimensão não fosse possível.

Para este modelo, todas as peças constituintes da estrutura foram modeladas em elementos de volume, dos pilares ao tabuleiro. A propriedade de material elástico-linear foi mantida, conforme pré-estabelecido nos modelos anteriores. A seguir, a Figura 67 e a Figura 68 ilustram o Modelo 5.

Figura 67 – Vista da ponte sobre o rio Jaguari – Modelo em sólidos

Figura 68 – Vista da ponte sobre o rio Jaguari – Modelo em sólidos

A Figura 69 ilustra o detalhe de aumento da espessura da longarina, considerado um dos pontos mais importantes para a criação dos modelos mais refinados. Além disso, foi respeitado o vazio entre as vigas-transversinas e o tabuleiro, conforme mostrado anteriormente na Figura 42.

Figura 69 – Detalhe do aumento da espessura da longarina sobre os pilares

4.2.6 Modelo 6

O Modelo 6 apresenta a mesma descrição geométrica apresentada para o modelo 5 (seção 4.2.5), diferindo pela consideração de parâmetros dos materiais de comportamento não linear físico para o concreto da superestrutura, e pela inserção de concentrações de armadura – elementos de barras de 2 nós – incorporadas à malha de concreto por aderência perfeita (conexão do tipo *embedded reinforcement*), de acordo com projeto estrutural fornecido.

Tem-se na Figura 70 um desenho típico destacando, em sua totalidade, a armadura de flexão positiva, negativa e de fissuração (pele), enquanto que, ao lado, tem-se o resultado final da concentração de armadura inserida no modelo. Em todos os casos a serem apresentados nesta seção, a concentração de armadura foi inserida no centro de gravidade do conjunto a ser representado; cada concentração representa um único diâmetro de armadura.

Figura 70 – Armadura de flexão e fissuração completa (a) e concentrada (b)

A Figura 71 ilustra na imagem superior as armaduras de cisalhamento inseridas na longarina conforme projeto, enquanto a inferior, sua concentração (razão 4:1).

Figura 71 – Armadura de cisalhamento completa (a) e concentrada (b)

A série de imagens, a seguir, ilustra todas as concentrações de armadura inseridas no modelo numérico. Para que fossem representados de maneira satisfatória os efeitos da não-linearidade física do concreto e a propagação de fissuração ao longo das seções, foram inseridas no modelo as armaduras consideradas principais para atender a tais imposições. As concentrações de armadura reduziram em até 4x o total de armadura em projeto.

A Figura 72 mostra parte da armadura de cisalhamento inserida nas longarinas, enquanto na Figura 73 é possível ver a inserção da armadura de fissuração (pele) em sua totalidade.

Figura 72 – Vista aproximada da concentração para armadura de cisalhamento

Figura 73 – Vista afastada (a) e aproximada (b) da concentração de armadura de pele

A Figura 74 e a Figura 75 apresentam, respectivamente, as concentrações de armaduras de flexão negativa e positiva. A aglomeração de armadura de flexão negativa se dá no topo dos pilares, enquanto que a armadura de flexão positiva apresenta tal aglomeração no meio dos vãos.

Figura 74 – Concentração de armadura longitudinal de flexão negativa

Figura 75 – Concentração de armadura longitudinal de flexão positiva

Inseridas separadamente por apresentarem diferenças à seção transversal da peça, diâmetros e distribuição da armadura, a Figura 76 ilustra a concentração de armadura das transversinas intermediárias, enquanto a Figura 77 representa as

transversinas que se situam logo acima dos pilares. Em ambos os casos, as figuras representam concentrações de armadura de flexão positiva e negativa, e armadura de fissuração (pele).

Figura 76 – Concentração de armadura das transversinas intermediárias

Figura 77 – Concentração de armadura das transversinas de apoio

Foram escolhidas como armaduras principais para a laje da superestrutura a armadura de flexão transversal positiva, distribuída entre as duas longarinas, além de armadura longitudinal positiva nas bordas (Figura 78), e a armadura de flexão negativa, que abrange a largura da laje em sua totalidade (Figura 79).

Figura 78 – Concentração de armadura transversal de flexão positiva

Figura 79 – Concentração de armadura transversal de flexão negativa

Por fim, a Figura 80 mostra como se distribuem todas as armaduras inseridas no Modelo 6.

Figura 80 – Vista inferior das concentrações de armadura inseridas no Modelo 6

4.3 Propriedades dos Materiais

As propriedades dos materiais para os dados de entrada nos modelos numéricos foram de comportamento elástico-linear (Modelos 1 ao 5) e não-linear físico (Modelo 6). Ambas as propriedades serão discutidas a seguir.

4.3.1 Comportamento elástico-linear

A propriedade material necessária para os programas de análise estrutural elástico-linear é apenas o módulo de elasticidade, que depende da resistência característica do concreto, f_{ck} . Os valores utilizados para os módulos de elasticidade dos modelos de 1 a 5 serão descritos na seção 5.2 desta dissertação.

De acordo com a norma brasileira NBR 6118:2003 (ABNT, 2004), deve-se adotar o módulo de elasticidade secante em análises elásticas de projeto na determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, a ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times f_{ck}^{1/2} \quad \text{Equação 9}$$

4.3.2 Comportamento não-linear físico

As propriedades e equações utilizadas para as simulações de fissuração do concreto no programa DIANA, consideradas de boa representatividade para os efeitos não-lineares físicos (TRAUTWEIN, 2006), (SCHREPPERS, FRISSEN e KANG, 2011) foram (BETON, 1991):

Resistência característica à compressão	$f_{ck} \text{ [MPa]}$
Parâmetro intermediário	$f_{ck0} \text{ [MPa]}$
Parâmetro intermediário	$\Delta_f \text{ [MPa]}$

Resistência mínima à tração $f_{ctk,min} = f_{ctk0,min} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3} [MPa]$ Equação 10

Parâmetro intermediário $f_{ctk0,min} [MPa]$

Resistência máxima à tração $f_{ctk,max} = f_{ctk0,max} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3} [MPa]$ Equação 11

Parâmetro intermediário $f_{ctk0,max} [MPa]$

Parâmetro intermediário $f_{ctk0,m} [MPa]$

Resistência média à tração $f_{ctm} = f_{ctk0,m} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3} [MPa]$ Equação 12

Resistência média à compressão $f_{cm} = f_{ck} + \Delta_f [MPa]$ Equação 13

Parâmetro intermediário $f_{cm0} [MPa]$

A energia de fratura do concreto, G_F , é a energia requerida para propagar a tensão da fissura por unidade de área. Recomenda-se a Equação 14, a seguir, na ausência de dados experimentais (BETON, 1991):

Energia de fratura $G_F = G_{F0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0.7} [Nmm/mm^2]$ Equação 14

Os valores-base da energia de fratura, G_{F0} , são dependentes do diâmetro máximo do agregado, apresentados de acordo com a Tabela 2 (BETON, 1991):

Tabela 2 – Valores-base de Energia da Fratura

$d_{max} [mm]$	$G_{F0} [Nmm/mm^2]$
8	0.025
16	0.030
32	0.058

Ao realizar a análise estrutural no DIANA, devem-se determinar critérios de convergência, a fim de que sejam obtidas respostas refinadas. São disponibilizadas três opções de critérios de convergência em termos de deslocamento, força e energia. O critério de convergência por energia é considerado o mais recomendado por levar embutidos os critérios de força e deslocamento. Além disso, sugere-se uma

tolerância de 10^{-4} para que as soluções sejam consideradas satisfatórias (GOMES, 2001).

As simulações numéricas realizadas no Modelo 6 utilizaram apenas o modelo de fissuração distribuída. O programa DIANA oferece três possibilidades de simulação de abertura e orientação de fissuras: *Fixed Crack Model*, *Rotating Crack Model* e o *Multi Directional Fixed Crack Model*.

No *Fixed Crack Model*, tem-se a propagação da fissura a um ângulo definido no momento da abertura, o qual permanece constante até a ocorrência de uma variação maior que 90° em relação ao ângulo inicial. O *Rotating Crack Model* permite a adaptação da inclinação da fissura à medida que o carregamento evolui. Por fim, o *Multi-Directional Fixed Crack Model* permite a abertura de várias fissuras em um mesmo ponto. Para as simulações do Modelo 6 foi escolhido o *Rotating Crack Model*, por apresentar bons resultados em testes realizados. (TRAUTWEIN, 2006)

Encontrado no DIANA, o modelo constitutivo de amolecimento à tração do concreto, apresentado em cinco tipos de curvas Tensão-Deformação na Figura 81, é definido em função da energia de fratura, G_f . A curva utilizada no Modelo 6 foi a (e), não-linear.

Figura 81 – Diagramas de amolecimento à tração

Fonte: (TRAUTWEIN, 2006)

4.4 Considerações

Esta seção apresenta as considerações referentes às condições de contorno dos modelos (iteração mesoestrutura-superestrutura e base dos pilares) e incidência de cargas.

4.4.1 Condições de contorno

4.4.1.1 Aparelhos de apoio: Modelos 1 a 4

Para o cálculo dos valores das rigidezes do aparelho de apoio em elastômero fretado, condição de contorno na interação superestrutura – mesoestrutura, considerou-se o módulo de elasticidade transversal $G = 1,0$ MPa, coeficiente de Poisson $\nu = 0,5$, e dureza Shore A 60 (propriedades e dimensões extraídas de projeto). As almofadas apresentam dimensões conforme Tabela 3, a seguir.

Tabela 3 – Dimensões e quantitativos dos aparelhos de apoio em elastômero fretado

Dimensões	Pilares P1 e P6	Pilares P2 e P5	Pilares P3 e P4
Espessura e Individual Almofada (mm)	11	15	15
Número n_{ca} de Camadas	5	4	4
Espessura e_c das Chapas (mm)	4	4	4
Número de Chapas n_{ch} por Almofada	6	5	5
Largura B da Almofada (mm)	600	700	700
Comprimento L da Almofada (mm)	450	600	650
Altura H da Almofada (mm)	85	86	86

A Figura 82 ilustra o aparelho de apoio presente nos pares de pilares da ponte.

Figura 82 – Seção transversal e vista do aparelho de apoio em elastômero fretado

A Tabela 4, a seguir, apresenta os coeficientes de mola obtidos para os 6 graus de liberdade dos aparelhos de apoio (BRAGA, 1986), (TEIXEIRA, 2009).

Tabela 4 – Rigidezes dos aparelhos de apoio em elastômero fretado

Pilares P1 e P6		Pilares P2 e P5		Pilares P3 e P4	
À translação	(kN/m)	À translação	(kN/m)	À translação	(kN/m)
Axial (direção Z)	$8,25 \times 10^6$	Axial (direção Z)	$1,15 \times 10^7$	Axial (direção Z)	$1,45 \times 10^7$
Cisalhamento (direção X)	$3,20 \times 10^3$	Cisalhamento (direção X)	$4,90 \times 10^3$	Cisalhamento (direção X)	$5,30 \times 10^3$
Cisalhamento (direção Y)	$3,20 \times 10^3$	Cisalhamento (direção Y)	$4,90 \times 10^3$	Cisalhamento (direção Y)	$5,30 \times 10^3$
À rotação	(kN.m/rad)	À rotação	(kN.m/rad)	À rotação	(kN.m/rad)
Flexão em Y (em torno de X)	$2,25 \times 10^4$	Flexão em Y (em torno de X)	$5,40 \times 10^4$	Flexão em Y (em torno de X)	$8,05 \times 10^4$
Flexão em X (em torno de Y)	$2,40 \times 10^7$	Flexão em X (em torno de Y)	$3,30 \times 10^7$	Flexão em X (em torno de Y)	$4,15 \times 10^7$
Torção (em torno de Z)	$9,25 \times 10^3$	Torção (em torno de Z)	$1,45 \times 10^4$	Torção (em torno de Z)	$1,55 \times 10^4$

4.4.1.2 Aparelhos de apoio: Modelos 5 e 6

Os aparelhos de apoio para os modelos 5 e 6 foram inseridos em elementos de volume, com as dimensões conforme exposto na Tabela 3. Para os dois modelos, foi sugerido um módulo de elasticidade fictício, conforme Equação 15 (BRAGA, 1986).

$$E_{fic} = \frac{3G \times \left[1 + 0,5 \times \nu \times \left(\frac{L}{e} \right)^2 \right]}{1 - \nu^2} \quad \text{Equação 15}$$

Módulo de Elasticidade Fictício

4.4.1.3 Apoio dos pilares

A condição de contorno para o apoio dos pilares ao solo em todos os seis modelos é a de engastamento perfeito (restrição aos seis graus de liberdade). Difere-se apenas o fato de os modelos 1 ao 4 apresentarem engastamento perfeito em seu nó extremo da barra representativa do pilar, enquanto os modelos 5 e 6 possuem os nós da área da base dos pilares representados em volume engastados.

4.4.2 Cargas Permanentes

4.4.2.1 Modelo 1

Dada a estrutura do Modelo 1 ser em barras unidirecionais, o carregamento incidente na superestrutura é linear (kN/m) e/ou nodal (kN). Portanto, para a carga do asfalto (distribuída por área) multiplicou-se pela largura da pista de rolamento, 10,90m, tornando-a linear. O valor de carga para o guarda-rodas, linear, apenas foi adicionado a este resultado, enquanto a carga das transversinas foi inserida nos nós, estes coincidentes com a sua posição de projeto. O resultado final das sobrecargas permanentes é mostrado na Tabela 5, abaixo. Para o peso próprio da estrutura, o programa interpreta a geometria e associa com o peso específico fornecido nas propriedades do material.

Tabela 5 – Modelo 1: Valores das sobrecargas permanentes

Elemento	Peso específico	Carga
Asfalto CBUQ	24 kN/m ³	15,70 kN/m
Guarda-rodas	25 kN/m ³	4,35 kN/m
Transversinas	25 kN/m ³	82,5 kN

Os pesos específicos destes elementos foram adotados conforme recomendações da norma NBR 7188:1984 (ABNT, 1984).

Para a carga acidental também foi levada em consideração a geometria da estrutura e o mesmo procedimento foi realizado, ao converter a carga de multidão para incidência linear, e o trem-tipo Classe 45 em um veículo de 3 eixos com apenas 1 roda equivalente em cada um, conforme Tabela 6 abaixo:

Tabela 6 – Modelo 1: Valores das cargas acidentais

Elemento	Carga
Multidão	54,50 kN/m
TT45	150 kN/roda

O espaçamento de 1,50m entre os eixos, conforme NBR 7188:1984 (ABNT, 1984) foi respeitado.

4.4.2.2 Modelos 2 e 3

Para os modelos 2 e 3, todas as considerações de carregamento feitas para o Modelo 1 foram levadas em consideração, mas dividindo o total das cargas informadas para cada uma das longarinas.

4.4.2.3 Modelo 4

De acordo com as propriedades do material adotadas no modelo numérico, dentre eles o peso específico, o programa em questão quantifica automaticamente o peso próprio de toda a estrutura representada. As cargas referentes ao guarda-rodas e a camada de asfalto foram inseridas a parte, sendo que os seus valores estão descritos na Tabela 7, a seguir:

Tabela 7 – Modelo 3: Valores das sobrecargas permanentes

Elemento	Peso específico	Carga
Asfalto CBUQ	24 kN/m ³	1,44 kN/m ²
Guarda-rodas	25 kN/m ³	4,35 kN/m

4.4.2.4 Modelos 5 e 6

Para os modelos 5 e 6 foi considerado somente o carregamento referente ao peso próprio da estrutura. Assim como o programa SAP2000, o DIANA interpreta toda a geometria e associa o volume de cada elemento ao peso específico equivalente, cujo valor é estipulado conforme NBR 7188:1984 (ABNT, 1984).

4.4.3 Cargas Verticais

4.4.3.1 Modelos 1 a 4

Todas as simulações realizadas foram feitas de acordo com os carregamentos descritos para trem-tipo Classe 45 (ABNT, 1984). O carregamento principal é dado por um veículo composto de 3 eixos e 6 rodas, com carga por eixo de 75 kN e espaçamentos entre o eixo das rodas de 1,5m.

Além do carregamento principal, uma carga distribuída de 5 kN/m² (carga de multidão para simular o efeito de outros veículos sobre a ponte) é inserida à estrutura (ABNT, 1984) e aplicada em toda a pista de rolamento.

No processamento, o trem-tipo foi lançado como carga móvel concentrada, e foi analisado no caso *Multi-Step Static* (pseudo-estático). A pista de rolamento foi inserida nas duas piores posições transversais consideradas para maximizar os esforços nas longarinas. Para obter essas duas piores posições, foram realizados testes com o trem-tipo e movimentações laterais da ordem de 20cm foram feitas, a fim de obter o resultado que mais solicitasse as longarinas.

4.4.3.2 Modelos 5 e 6

As simulações numéricas realizadas nos modelos 5 e 6 foram feitas para um trem-tipo real, um caminhão carregado de brita, com cinco eixos (duas rodas por eixo); suas dimensões (cm) e cargas por eixo (kN) foram medidas em balança fornecida pela concessionária e são apresentadas na Figura 83, a seguir:

Figura 83 – Trem-tipo real com valores medidos em campo

O carregamento nodal representativo ao trem-tipo real inserido em cada um dos modelos foi do tipo estático, sendo escolhida uma única posição estratégica para cada caso em análise. A escolha da posição levou em consideração a maximização de esforços nas longarinas, e facilidade de posicionamento do trem-tipo real na estrutura para o motorista de testes e acompanhamento do grupo supervisor. A Figura 84 ilustra o trem-tipo sobre a longarina de maior extensão para o vão médio de 30m, enquanto a Figura 85, sobre a longarina de menor extensão para o vão médio de 26m.

Figura 84 – Caso 1: trem-tipo sobre a Longarina LB, vão de 30m

Figura 85 – Caso 2: trem-tipo sobre a Longarina LA, vão de 26m

4.5 Validação entre os modelos numéricos de comportamento elástico-linear

O método utilizado para a validação entre os modelos numéricos de comportamento elástico-linear consistiu em um processo iterativo, no qual a primeira etapa visou o levantamento de esforços máximos e mínimos para a criação do plano de monitoramento de curta duração. Essa etapa foi feita por comparação de deslocamentos e esforços entre os modelos 1 ao 4, de comportamento elástico-linear. Por simples convenção, o Modelo 4 foi considerado *Modelo Mestre* e os

modelos 1 ao 3 foram comparados a ele. Após considerada satisfatória a ordem de grandeza da comparação de deslocamentos verticais entre os quatro primeiros modelos da hierarquia (ANDRADE, TEIXEIRA, *et al.*, 2011), seguiu-se para a segunda etapa, que consistiu em validar o Modelos 5, de maior complexidade representativa. Foi estipulado pelos membros do GMEC que o comparativo para os quatro primeiros modelos deveria apresentar um erro relativo máximo de 15%. A comparação se deu por meio de deslocamentos e os resultados foram considerados suficientes para avançar na representatividade dos modelos e criar o mais complexo dentre todos, o Modelo 6, de comportamento não-linear. Este último modelo terá sua validação e calibração no Capítulo 5, quando confrontado com os dados aqusitados em campo.

A seguir, têm-se os resultados de deslocamentos das longarinas (meio do vão) entre os modelos de 1 a 4, mostrados da Tabela 8 à Tabela 11. A simbologia utilizada corresponde a PP (peso próprio), CD (carga distribuída) e TT (trem-tipo).

O erro aproximado entre os modelos será determinado pela formulação a seguir:

$$\text{Erro relativo Modelo Numérico Linear} = \frac{\text{Valor}_{\text{satisfatório}} - \text{Valor}_{\text{intermediário}}}{\text{Valor}_{\text{satisfatório}}} \quad \text{Equação 16}$$

Tabela 8 - Resultados dos deslocamentos verticais Modelo 1

Modelo 1			
Deslocamentos (mm)			
Vão	PP	CD	TT
20m	1,99	1,02	0,65
26m	2,80	1,43	1,02
30m	5,95	3,08	1,47

Tabela 9 - Deslocamentos verticais das longarinas LB e LA Modelo 2

Modelo 2							
Deslocamentos LB (mm)				Deslocamentos LA (mm)			
Vão	PP	CD	TT	Vão	PP	CD	TT
20m	2,15	1,11	0,70	20m	2,03	1,07	0,68
26m	2,99	1,54	1,16	26m	2,82	1,49	1,09
30m	6,65	3,48	1,67	30m	5,91	3,15	1,59

Tabela 10 - Deslocamentos verticais das longarinas LB e LA Modelo 3

Modelo 3							
Deslocamentos LB (mm)				Deslocamentos LA (mm)			
Vão	PP	CD	TT	Vão	PP	CD	TT
20m	2,18	1,24	0,82	20m	2,12	1,24	0,68
26m	2,85	1,63	1,29	26m	2,71	1,59	1,25
30m	6,48	3,74	1,83	30m	5,8	3,43	1,78

Tabela 11 - Deslocamentos verticais das longarinas LB e LA Modelo 4

Modelo 4							
Deslocamentos LB (mm)				Deslocamentos LA (mm)			
Vão	PP	CD	TT	Vão	PP	CD	TT
20m	2,23	1,12	0,72	20m	2,28	1,14	0,69
26m	2,99	1,57	1,15	26m	3,01	1,56	1,07
30m	6,62	3,60	1,66	30m	6,00	3,21	1,52

A seguir, é mostrado da Tabela 12 à Tabela 14 os erros relativos da comparação. Para comparar os deslocamentos do Modelo 1, fez-se uma média aritmética dos deslocamentos do Modelo 4.

Tabela 12 – Erro relativo para deslocamentos verticais (vão = 20 m)

Carregamento	Erro Relativo (%) em vão = 20m				
	Modelo 1	Modelo 2		Modelo 3	
	-	LB	LA	LB	LA
PP	11,75	3,59	10,96	2,24	7,02
CD	9,73	0,89	6,14	10,71	8,77
TT	7,80	2,78	1,45	13,89	0,00

Tabela 13 – Erro relativo para deslocamentos verticais (vão = 26 m)

Carregamento	Erro Relativo (%) em vão = 26m				
	Modelo 1	Modelo 2		Modelo 3	
	-	LB	LA	LB	LA
PP	6,67	0,00	6,31	4,68	9,97
CD	8,63	1,91	4,49	3,82	1,92
TT	8,11	0,87	1,87	12,17	0,00

Tabela 14 – Erro relativo para deslocamentos verticais (vão = 30 m)

Carregamento	Erro Relativo (%) em vão = 30m				
	Modelo 1	Modelo 2		Modelo 3	
	-	LB	LA	LB	LA
PP	5,71	0,45	0,98	2,11	3,33
CD	9,54	3,33	1,87	3,89	0,00
TT	5,71	0,60	4,61	10,24	0,00

Pode-se perceber um decréscimo do erro relativo à medida que se aproxima ao vão central, o maior. O efeito de corpo rígido das longarinas dos modelos 1 ao 3, aliados à ausência de uma representação do tabuleiro para uma distribuição transversal de esforços, contribuíram para a discrepância de deslocamentos entre o Modelos 4 e os modelos 1 ao 3. Além disso, percebe-se que a condição de contorno dos apoios ao avançar para o vão central é mais representativa que nos extremos, onde nota-se o maior erro relativo. Dessa maneira, dentre as diferentes representações da estrutura, o Modelo 4 foi considerado satisfatório para ser comparado com o modelo seguinte, devido a sua maior representatividade do comportamento estrutural da ponte perante os outros modelos.

Dada a elevada complexidade do Modelo 5 e o tempo de processamento das simulações, o comparativo com o Modelo 4 será feito apenas por meio de deslocamentos, conforme apresentado na Tabela 15 a seguir. Neste caso, o *Modelo Mestre* será o Modelo 5. O comparativo foi feito apenas para peso próprio, pois os modelos apresentam trens-tipo diferentes.

Tabela 15 – Erro relativo para deslocamentos verticais do Modelo 5 (trem-tipo)

Modelo 5					
Carregamento	Vão	Deslocamentos LB (mm)	Deslocamentos LA (mm)	Erro Relativo LB (%)	Erro Relativo LA (%)
PP	20m	2,72	2,18	7,74	4,83
	26m	2,87	2,71	4,29	10,91
	30m	6,18	5,56	7,15	7,91

O Modelo 5 apresenta, em sua maioria, uma rigidez maior que o Modelo 4, o que culminou em diferenças de flecha de até 11%. Uma maior rigidez do Modelo 5 em relação ao 4 era esperada por conta da distribuição de esforços dentro do volume e

uma maior contribuição da largura colaborante da mesa comprimida. Na modelagem dos elementos de volume foi possível representar efetivamente o aumento de espessura da longarina ao se aproximar dos apoios, enquanto que o Modelo 4 apresenta restrições devido à sua modelagem por área. Um fator que contribuiu para a diferença de resultados foi a modelagem em volume dos aparelhos de apoio para o Modelo 5, enquanto que no Modelo 4 representou-se o aparelho de apoio com apenas uma ligação com rigidez de mola para os seis graus de liberdade. Assim, o Modelo 5 representa satisfatoriamente o comportamento estrutural e foi usado como base para gerar o Modelo 6.

5 PLANO DE MONITORAMENTO DA PONTE SOBRE O RIO JAGUARI

5.1 Inspeção preliminar

Ao inspecionar uma obra-de-arte, verifica-se, fiscaliza-se e registra-se sua aparência e condição visual, integridade estrutural e segurança a todos os usuários que a usufruem.

O processo de inspeção e avaliação de uma ponte pode seguir as seguintes etapas: coleta de informações e fatos, formulação de hipóteses, início da investigação, análise de resultados e conclusões.

O início da inspeção se dá ainda no escritório, ao analisar desenhos técnicos, relatórios, e todo tipo de dado disponível. A inspeção tem seguimento com visita em campo para uma inspeção visual em busca de patologias aparentes. Dessa primeira visita, é provável que tenha se obtido (RYALL, PARKE e HARDING, 2007):

- *Estado e qualidade dos materiais constituintes da obra de arte especial, segundo recomendado pelas normas técnicas vigentes.*
- *A resposta estrutural, em comparação ao comportamento teórico de projeto.*

Um procedimento adicional, vivenciado pelo autor quando trabalhou na empresa *Mouchel plc* (<http://www.mouchel.com/>), Inglaterra, é a visita de um Engenheiro de Segurança à ponte, antes de qualquer inspeção programada. Cabe ao profissional vistoriar toda a estrutura em busca de possíveis riscos, seja de acessibilidade, vazamentos ou manuseio de equipamentos. Após essa vistoria, o engenheiro emite uma planilha ao gestor da inspeção estrutural para que sejam tomadas as devidas precauções e providenciados os equipamentos de proteção individuais devidos para a ocasião.

No Brasil, o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias criado pelo DNIT (DNIT, 2004) classifica os cinco tipos de inspeção a seguir:

- Inspeção Cadastral: Primeira inspeção da obra, deve ser efetuada imediatamente após a conclusão ou assim que ela incorpora no sistema viário; é também a inspeção que deve ser feita quando há alteração sensível na configuração da obra.
- Inspeção Rotineira: Inspeção visual programada com intervalos adequados, em geral de um a dois anos, destinada a coletar observações e/ou medições para identificar qualquer anomalia em desenvolvimento ou qualquer alteração em relação à inspeção Cadastral ou à Inspeção Rotineira anterior.
- Inspeção Especial: A ser efetuada em intervalos máximos de cinco anos, em todas as pontes consideradas excepcionais.
- Inspeção Extraordinária: Inspeção não programada, deve ser efetuada quando ocorrem danos estruturais repentinos, provocados pelo homem ou pelo meio ambiente.
- Inspeção Intermediária: Inspeção recomendada para monitorar uma anormalidade já suspeitada ou já detectada.

Geralmente, uma equipe de inspeção apresenta a seguinte hierarquia de profissionais envolvidos (MITRE, 2005):

- Gerente do sistema de inspeção: engenheiro sênior, experiente em dimensionamento, inspeção e manutenção de obras de arte especiais. Responsável pela coordenação e planejamento da inspeção.
- Engenheiro responsável pela inspeção: Engenheiro pleno, responsável técnico pela inspeção propriamente dita e coordenador da equipe de campo.
- Auxiliares técnicos: Profissionais capacitados para exercer as atividades da inspeção. Responsáveis desde a limpeza da área de acesso, sinalização da via a medição geométrica da estrutura.

O conhecimento de patologias é de enorme importância para a inspeção preliminar. Portanto, foi levantada na Tabela 16, a seguir, uma lista as patologias para estruturas de concreto armado (ISAIA, 2005). São apresentados os seus sintomas, situações típicas e mecanismos de formação.

Tabela 16 – Patologias do concreto armado

Origem	Mecanismos de Deterioração	Sintoma	Situações Típicas	Mecanismos de formação
Concreto	Lixiviação	Eflorescência	Percolação de água em concretos fissurados ou com alta permeabilidade.	Dissolução dos compostos da pasta de cimento por águas puras, carbônicas ou ácidas.
	Ataques por sulfato (Fig. 7)	Fissuração e perda de massa (resistência)	Tubulações de esgoto, blocos de fundação, elementos de contato com solo contaminado.	<ul style="list-style-type: none"> - Expansão pela reação dos sulfatos com os aluminatos e $CA(OH)_2$ presentes no concreto, com formação da etringita; - Perda progressiva de resistência pela decomposição do C-S-H devido à formação da gipsita.
	Reação álcali-Agregado (Fig. 8)	Expansão e fissuração	Barragens, blocos de fundação (ambientes úmidos)	Reação química entre a sílica do agregado, com íons alcalinos do cimento e íons hidroxila, formando gel expansivo que circunda o agregado em presença de água.
	Reação superficial de agregados	Manchamento superficial	Superfícies úmidas	Oxidação de produtos ferruginosos presentes nos agregados
Armadura	Corrosão (Fig. 9)	Expansão, fissuração e lascamentos.	Peças de concreto armado sujeitas a agentes agressivos – formação de célula de corrosão eletroquímica	<ul style="list-style-type: none"> - Perda Progressiva da alcalinidade pela carbonatação: redução do pH do concreto e despassivação da armadura; - Ataque por íons cloreto: penetração de cloreto por difusão até atingir a armadura, tornando-a passível de oxidação
Estrutura	Ações mecânicas	Fissura, lascas.	Pilares em garagens, guarda-corpos, etc	Comprometimento da capacidade resistente devido a choques, impactos, recalque diferencial das fundações, acidentes, incêndios, sismos, inundações
	Dilatação térmica	Fissuras verticais em contato com o elemento que restringe a contração	Concreto massa: barragens, blocos de grandes volumes.	Devido ao calor gerado na hidratação do cimento, o concreto aumenta de volume e, após o resfriamento, contrai, ocasionando esforços de tração caso o movimento seja restringido pela base.
	Retração hidráulica	Fissuras	Pavimentos, grandes lajes, argamassas	Fissuras geradas pelo esforço de tração, provocado na peça nas primeiras idades, devido à perda prematura de água.

A inspeção preliminar será descrita no item 5.2 a seguir. Segundo as definições do DNIT, esta inspeção se enquadraria entre a Inspeção Cadastral, por ser a primeira e pelos registros levantados e a Inspeção Rotineira, dados alguns procedimentos executados.

A inspeção técnica realizada na ponte sobre o rio Jaguari apresentou a hierarquia sugerida de profissionais citada anteriormente e foi iniciada no Laboratório de

Estruturas e Materiais Estruturais (LEM), da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Foi decidido que seria feita uma primeira inspeção, preliminar, de caráter visual, e que registros fotográficos seriam feitos, visando uma preparação da equipe para a próxima etapa.

A inspeção preliminar, por ser uma análise qualitativa dependente do julgamento pessoal do inspetor, obriga que o mesmo tenha conhecimento prévio dos processos de deterioração da material constituinte da estrutura para facilitar o julgamento do grau de deterioração de cada patologia; é comum a adoção de planilhas com escalas numéricas, nivelando as ocorrências. Na inspeção preliminar identificam-se as principais patologias manifestadas, levantam-se as primeiras hipóteses de diagnóstico e condiciona-se a estrutura para receber a inspeção detalhada com possíveis ensaios laboratoriais (MITRE, 2005), (OLIVEIRA, MONTEIRO, *et al.*, 2009).

Esta inspeção preliminar realizada na ponte sobre o rio Jaguari teve o intuito de:

- fazer o reconhecimento do local, levantando as facilidades e dificuldades da logística para a instalação de uma base de monitoramento;
- fazer um levantamento de patologias da estrutura (checagem de distorção em aparelhos de apoio, presença de fissuração e mapeamento de fissuras, trincas no concreto e asfalto e corrosão de armaduras) ;
- promover informações relevantes em relatórios que contribuíssem para a previsão de ensaios laboratoriais.

A Figura 86 registra o acesso sob a ponte no lado de São Paulo e a partir dela são levantadas condições necessárias ao monitoramento: acesso de veículos, instalação da base, mobilidade e segurança da equipe. Da mesma maneira, a Figura 87 registra o acesso ao lado de Minas Gerais, no qual se concluiu a impossibilidade de acesso de veículos e possível instalação de base e pessoas, deixando a primeira opção como a escolhida.

Figura 86 – Condições de acesso para futuras instalações

Figura 87 – Verificação de pontos de acesso para monitoramento da ponte

Após tal constatação, iniciou-se a identificação, o mapeamento e a verificação de abertura de fissuras, conforme registro feito na Figura 88-a e Figura 88-b. A verificação das fissuras foi feita com um fissurômetro; a ordem de grandeza da maioria das fissuras nas longarinas e transversinas não ultrapassou 10^{-5} m. Entretanto, há registros pontuais de fissuras por retração e flexão da ordem de 10^{-4} m (SAHUINCO, 2011).

Figura 88 – (a) Avaliação e (b) identificação de fissuras

Em paralelo, uma equipe foi responsável pela verificação da distorção dos aparelhos de apoio em elastômero fretado, conforme Figura 89 e Figura 90. Após confirmar as medidas em campo com as medidas de projeto, a distorção (relação entre deslocamento horizontal e altura do aparelho de apoio) apresentada estava dentro dos limites estabelecidos pela NBR 9783:1987.

Figura 89 – Aparelho de apoio: (a) pilar P6B e (b) pilar P4B

Figura 90 – Aparelho de apoio: medição de distorção

Duas patologias em estágio avançado foram detectadas: uma infiltração no tabuleiro, registrada na Figura 91, e cinco rachaduras da ordem de 2cm no asfalto, espaçadas igualmente, registradas na Figura 92. Entretanto, foi concluído que a ponte se encontrava íntegra e que a modelagem numérica não seria afetada pelas patologias citadas.

Figura 91 – Infiltrações no tabuleiro em região próxima à viga-transversina TR14

Figura 92 – Identificação de cinco rachaduras no asfalto

Ao fim da inspeção, um relatório foi elaborado, acompanhado de croquis, identificações do mapeamento das fissuras e seus valores e registros fotográficos.

5.2 Ensaios laboratoriais

Os ensaios laboratoriais aqui descritos têm por objetivo levantar informações sobre a caracterização do concreto *in loco*, assim como fornecer informações relevantes aos parâmetros de entrada das propriedades materiais dos modelos numéricos criados.

As regiões escolhidas para tais ensaios foram consideradas críticas, quando comparadas ao restante da estrutura. Foram levadas em consideração regiões com maior incidência de intempéries e solicitações induzidas por carregamentos.

Assim, os seguintes ensaios não-destrutivos e semi-destrutivos foram realizados na ponte sobre o rio Jaguari (SAHUINCO, 2011):

- Pacometria;
- Esclerometria;
- Ultrassom;
- Carbonatação;
- Resistividade elétrica do concreto;
- Extração de corpos de prova;
- Compressão axial do concreto;
- Porosidade (índice de vazios);
- Determinação do teor de cloretos.

Dentre os parâmetros obtidos dos ensaios laboratoriais, foi escolhido como o principal para o Modelo Numérico 6 o f_{ck} obtido a partir dos valores da Tabela 17, a seguir.

Tabela 17 – Caracterização do Concreto (ensaio de compressão axial)

Corpo-de-prova	f_c (MPa)	Média f_c (MPa)	E (GPa)	Média E(GPa)
Longarina CP1	29,58	28,53	28,91	32,10
Longarina CP2	25,83		-	
Longarina CP3	30,18		35,28	

A partir da resistência média à compressão do concreto extraído, $f_{c,ext,j}$, foi corrigido o seu valor (Equação 17) e, dado o número de corpos de prova extraídos ($n = 3$) e adotada a condição de preparo do concreto como A, corrigiu-se via controle estatístico do concreto por amostragem parcial o f_{ck} do concreto (ABNT, 2006).

$$f_{c,ext,j} = 28,53 \text{ MPa}$$

$$f_{c,j} = 1,1 \times f_{c,ext,j} = 31,38 \text{ MPa} \quad \text{Equação 17}$$

$$f_{ck} = f_{c,j} \times \Psi_6 = 31,38 \times 0,86 \quad \text{Equação 18}$$

$$f_{ck} = 26,98 \text{ MPa}$$

Consequentemente, o módulo de elasticidade adotado nos modelos de 1 a 6 será o Módulo de Elasticidade Secante, estabelecido pela NBR 6118:2003 (ABNT, 2004). Portanto:

$$E_{Cs} = 24,68 \text{ GPa}$$

5.3 Plano de monitoramento de curta duração

As etapas necessárias para a implantação do monitoramento de curta duração serão descritas a seguir.

5.3.1 Implantação

A implantação do plano se deu, inicialmente, com a criação de um cronograma de atividades a serem realizadas *in loco*, apresentadas na Tabela 18 a seguir:

Tabela 18 – Cronograma de implantação do monitoramento de curta duração

Data	Atividade	Observação
Dia 1	Instalação de canteiro e montagem de treliça metálica	Interdição de faixa
Dias 2 a 7	Instalação dos instrumentos de medição	Interdição de faixa
Dia 8	Monitoramento de caminhão de prova	Interrupção em 2 intervalos de 20 min.
Dias 9 e 10	Monitoramento de tráfego aleatório	-

Para o monitoramento da ponte sobre o rio Jaguari empregaram-se técnicas para medição de deformação da estrutura, suas acelerações e deslocamentos, causados pelo tráfego de veículos. Dada a revisão bibliográfica realizada no Capítulo 2 e o orçamento disponível para a aquisição de materiais para o monitoramento, definiu-se que as grandezas fossem medidas por meio de extensômetros elétricos de resistência, acelerômetros e transdutores de deslocamento, instalados em pontos críticos da estrutura. A Figura 93, ilustra uma etapa de determinação de região crítica, feita com o Modelo 4. Tem-se para o vão central de 30m uma concentração de tensões devido aos esforço de tração causado pela passagem do trem-tipo (região azul escura), enquanto há nos apoios uma concentração de tensão por compressão (região vermelha).

Figura 93 – Modelo 4: Regiões críticas no vão central de 30m

Ressalta-se, ainda, que houve limitação das regiões de monitoramento por conta de simetria da estrutura, acessibilidade aos locais e tempo disponível para a logística de fechamento da via.

Dados os resultados de esforços e deslocamentos obtidos nos modelos 1 a 5, foram definidas cinco regiões críticas a serem monitoradas (Figura 94): S1, S3 e S5, correspondentes aos vãos centrais de 30m, 26m, e 20m, respectivamente, e S2 e S4, regiões de apoios sobre os pilares P4 e P5. As seções S1, S3 e S5 apresentaram nos modelos numéricos momento fletor positivo e deslocamentos

máximos, enquanto que S2 e S4, elevados esforços de tração da fibra superior devido ao momento fletor negativo.

Assim, constatou-se que o deslocamento vertical estático de ambas as longarinas deveria ser medido por meio de transdutores de deslocamento, identificados na Figura 94 pela letra *D*. Ainda, foram monitorados deslocamentos longitudinais e transversais de dois aparelhos de apoio situados sobre os pilares P4 e P6. Por fim, transdutores de deslocamentos foram utilizados para monitoramento de aberturas de fissuras nas longarinas e no tabuleiro.

O monitoramento de deformação ocorreu nas cinco seções previamente apresentadas; tais deformações foram monitoradas com o uso de extensômetros elétricos (*strain gages*).

Três acelerômetros foram instalados em regiões correspondentes a um dos primeiros modos de vibração obtidos no Modelo 4: centro dos vãos central (S1), intermediário (S3) e extremo (S5).

A seguir, da Figura 94 à Figura 97, é possível identificar e localizar os sensores utilizados para o monitoramento de curta duração para a ponte sobre o rio Jaguari. Para facilitar a visualização e compreensão das figuras, estabeleceu-se a seguinte convenção de identificação: A: Acelerômetro, D: Transdutor de deslocamento, E: Extensômetro elétrico e S: Seção transversal. Além dessa identificação, pode-se observar a convenção de orientação e localização dos sensores, com formas geométricas de diferentes cores.

Na Figura 96, da seção S3 em destaque, é possível observar dois tipos diferentes de extensômetros: um, a ser aplicado na armadura, e o outro, no concreto. Ainda, esses dois tipos se subdividiram em outros dois: longitudinal e transversal. Com os extensômetros *E14* e *E22* pretende-se monitorar deformações por tração provenientes de flexão positiva das longarinas; com *E15*, *E16*, *E23* e *E24*, pretende-se monitorar deformações por compressão, provenientes de flexão negativa das longarinas; com *E17* e *E25*, monitorar deformações por tração, provenientes de flexão negativa do tabuleiro; e com *E18*, *E19*, *E20* e *E21*, esforços de tração e compressão para concreto e armadura na região central do tabuleiro.

Figura 94 – Corte longitudinal: localização de transdutores e acelerômetros

Figura 95 – Corte transversal: localização de extensômetros seções S1 e S5

Figura 96 – Corte transversal: localização de extensômetros seção S3

Figura 97 – Corte transversal: localização de extensômetros seções S2 e S4

A Tabela 19 lista todos os sensores empregados no monitoramento, seção em que foi inserido, e localização.

Tabela 19 – Identificação e localização dos sensores

Tipo de sensor	Seção	Denominação	Descrição
<i>Strain gage</i>	S1, S5	E1, E39	Face inferior da viga V1
		E2, E40	Face superior da viga V1
		E3, E41	Face superior do pavimento – direção de V1
		E4, E42	Face inferior da viga V2
		E5, E43	Face superior da viga V2
		E6, E44	Face superior do pavimento – direção de V2
	S2, S4	E7, 26	Face inferior da viga V1
		E8, E27	Face inferior da viga V1
		E9, E28	Face superior do pavimento – direção de V1
		E10, E29	Face inferior da viga V1
		E11, E30	Face inferior da viga V1
		E12, E31	Face superior do pavimento – direção de V1
	S3	E13	Face inferior da laje em balanço
		E14	Face inferior da viga V1
		E15	Face superior da viga V1
		E16	Face superior do pavimento – direção de V1
		E17	Face superior do pavimento – transversal
		E18	Face inferior da laje – transversal armadura
		E19	Face inferior da laje - armadura
		E20	Face superior da laje - concreto
		E21	Face superior da laje – transversal concreto
		E22	Face inferior da viga V2 – armadura
		E23	Face superior da viga V2 – concreto
		E24	Face superior da laje
		E25	Face superior da laje - transversal
Transdutor de deslocamento	S1	D1A, D1B	Deslocamento vertical o no meio do vão (30m)
	S2	D2A, D2B	Deslocamento vertical no meio do vão (26m)
	P3	D3	Deslocamento longitudinal
		D4	Deslocamento vertical
	P4	D5	Deslocamento longitudinal
		D6	Deslocamento transversal
	P5	D7	Deslocamento longitudinal
		D8	Deslocamento transversal
Alongâmetro	S1	D9	Abertura de fissura – vão de 30 m
	S2	D10	Abertura de fissura – vão de 26 m
	S3	D11	Abertura de fissura – vão de 20 m
	Pavimento	D12	Abertura de fissura – pavimento
	Pavimento	D13	Abertura de fissura – pavimento
Acelerômetro	S1	A1	Dispostos na face superior da ponte
	S3	A2	
	S5	A3	

5.3.2 Instrumentação

Dada a localização estabelecida na Inspeção Preliminar, a Figura 98 mostra as instalações da base de monitoramento de curta duração. A base estava munida de um gerador de energia movido a combustível para eventuais utilizações de equipamentos elétricos e um veículo (Figura 99) com todos os equipamentos para o efetivo monitoramento (notebooks, hardwares, cabos, sensores, ferramentas e kits de primeiros-socorros).

Figura 98 – Panorâmica da base de monitoramento

Figura 99 – Equipamentos utilizados para o monitoramento

5.3.2.1 Logística

Para a realização do monitoramento, os seguintes profissionais estavam presentes: membros do GMEC-USP (Grupo de Modelagem de Estruturas de Concreto), responsáveis pelo monitoramento propriamente dito, e membros da OHL,

responsáveis pelas perfurações na via, logística do tráfego, suas paralisações, controle de velocidade e desvios na via.

Devido à intensidade do tráfego e à importância da rodovia, sua total paralisação para o monitoramento foi inviável, sendo necessário realizar os procedimentos em etapas. Para tal, três equipes foram formadas:

a) Equipe Lateral

Responsável pela instalação de sensores e seus respectivos cabeamentos nas duas longarinas, esta equipe contou com uma estrutura metálica para acesso às faces da longarina. O tráfego era desviado e trechos da via eram interditados para a movimentação e instalação da estrutura metálica nas regiões estratégicas, determinadas no plano de monitoramento (Figura 100).

Figura 100 – Içamento da treliça (a) e instalação de sensores na lateral (b)

b) Equipe de extração e reposição de asfalto

Para a instalação de sensores a serem inseridos sobre o concreto e as barras de aço, foi necessária a mobilização de uma equipe para a extração do asfalto (instalação de sensores sobre concreto) e para a extração de parte do concreto (instalação de sensores sobre barras de aço), conforme registrado na Figura 101.

Figura 101 – Retirada do asfalto (a) e superfície preparada para procedimentos de instalação (b)

Ao fim de cada instalação, outros membros da equipe, responsáveis pela reposição e compactação do asfalto, eram acionados (Figura 102).

Figura 102 – Adição de asfalto sobre região monitorada (a) e compactação sem vibração (b)

c) Equipe de acesso a pé

Esta equipe realizou a instalação de sensores em regiões consideradas de fácil acesso - pontos determinados sob a ponte (Figura 103- a) e pontos sobre a via (Figura 103-b). Durante a instalação dos sensores sobre a via, foi necessária a intervenção da equipe de controle de tráfego.

Figura 103 – Atuação sob a ponte (a) e atuação sobre a ponte (b)

5.3.2.2 Procedimento

A efetivação do monitoramento e consequente instalação dos sensores se dão após as frentes de trabalho divididas. Com o plano de monitoramento em mãos (apresentado em 5.3), têm-se os pontos definidos para a inserção e os tipos de sensores a serem utilizados. A primeira etapa a ser realizada, comum a todas as etapas descritas a seguir, é a distribuição prévia dos cabos sobre a estrutura; para cada região foi numerada a quantidade e tipos de cabos e estes, devidamente identificados.

a) Inserção de sensor de deformação de aço na longarina

Localizado o ponto de inserção, inicia-se o processo de detecção de armadura com um scanner de aço, registrado na Figura 104-a. Após a detecção, sua posição é marcada e a extração do concreto é feita com o uso de ferramenta (Figura 104-b).

Figura 104 – Detecção de armadura na longarina (a) preparação extração do concreto (b)

A extração do concreto é realizada até exposição considerada suficiente da barra de aço (Figura 105-a). Em seguida, a superfície do aço é lixada (nivelada) para preparar a superfície de contato aço-sensor, registrada na figura (Figura 105-b).

Figura 105 – Armadura exposta (a) e preparação da armadura para instalação de sensor (b)

Garantida a limpeza da superfície, o sensor é colado diretamente à barra de aço com adesivo instantâneo. Passado o tempo de secagem da cola, em torno de 30 segundos, e garantida a fixação do sensor, aplica-se uma camada protetora de cola epóxi (Figura 106-a). Após, faz-se a soldagem do sensor aos fios constituintes do cabo identificado. Por fim, identifica-se o sensor à longarina (Figura 106-b).

Figura 106 – Armadura com sensor de deformação instalado (a) e longarina e cabo identificados (b)

b) Inserção de sensor de deformação de concreto na longarina

Após a extração do asfalto para a exposição da superfície do concreto, tem-se a limpeza da região para dar início à instalação (Figura 107-a). Para garantir um melhor nivelamento da superfície, uma camada de cola epóxi é espalhada sobre o

concreto (Figura 107-b) para receber o sensor (Figura 108-a). Após o período de secagem, a superfície nivelada recebe uma camada de adesivo instantâneo (Figura 108-b) e o sensor é colado com o auxílio de uma pinça (Figura 109-a). Após a soldagem dos terminais do sensor ao cabo identificado, aplica-se uma massa plástica protetora para encobrir toda a superfície (Figura 109-b), isolando-a do contato direto com a nova camada de asfalto a ser inserida (Figura 110).

(a)

(b)

Figura 107 – Limpeza (a) e nivelamento da superfície para instalação do sensor (b)

(a)

(b)

Figura 108 – Sensor de deformação para concreto (a) e aplicação de cola para receber o sensor (b)

(a)

(b)

Figura 109 – Posicionamento e instalação do sensor (a) e aplicação de massa plástica de vedação (b)

(a) (b)
Figura 110 – Aplicação de asfalto frio (a) e superfície acabada (b)

c) Inserção de acelerômetro e LVDTs na longarina

Limitado à Equipe Lateral (Figura 111-a), a instalação de sensores de deformação seguiu o mesmo critério descrito anteriormente. A instalação de acelerômetro e LVDT foi realizada com perfuração e inserção do sensor na face lateral da longarina (Figura 111-b).

(a) (b)
Figura 111 – Instalação de sensores (a) acelerômetro (b)

O LVDT foi afixado em conjunto com uma base magnética, responsável pela manutenção da posição correta do sensor, e com um fio de aço, utilizado para medir o deslocamento vertical da longarina. Este fio foi esticado e afixado no solo sob a ponte (Figura 112-a). Na Figura 112-b, observa-se parte do concreto extraído da longarina exibindo o sensor de deformação do aço. Logo acima e à esquerda deste sensor, encontra-se o conjunto LVDT-Fio-Base magnética e à direita, o acelerômetro.

Figura 112 – Instalação de sensores de LVDT (a) e sensores instalados (b)

A Figura 113 registra a vista dos sensores instalados nas longarinas e a distribuição dos cabos.

Figura 113 – Vista geral de sensores instalados na longarina

5.3.3 Aquisição de Dados

Esta seção registra a instalação e configuração do sistema de aquisição de dados para o monitoramento da ponte sobre o rio Jaguari. As figuras a seguir serão comentadas a fim de descrever as etapas consideradas importantes para o processo.

Conforme descrito na seção 2.4, um sistema de aquisição de dados realiza a conversão em formato digital dos sinais provenientes dos sensores e transdutores. Após o monitoramento e consequente armazenamento de seus dados, os sinais foram enviados para uma análise detalhada em laboratório.

Registrado na Figura 114, o sistema de aquisição de sinais empregado foi o *NI-SCXI*, da *National Instruments*. Este sistema realiza processamentos em tempo real, composto por condicionadores de sinais específicos para os diferentes tipos de sensores e transdutores da National Instruments. O sistema é um conjunto robusto e de boa estabilidade, pois apresenta elevado número de canais, eletrônica associada para calibração, amplificação, conversão analógico-digital e simples conexão com os sensores (NATIONAL INSTRUMENTS, 2012).

Figura 114 – Instalação dos condicionadores de sinais no sistema de aquisição

A Figura 115 registra a configuração dos canais na placa de ligação do módulo para extensômetros.

Figura 115 – Configuração dos canais (extensômetros)

Observa-se na Figura 116 a adaptação de condicionadores para as medidas de deslocamentos.

Figura 116 – Adaptação de condicionadores para medidas de deslocamento

A Figura 117 mostra os módulos para extensômetros, transdutores de deslocamentos e acelerômetros já conectados e adaptados ao sistema *NI-SCXI*.

Figura 117 – Sistema de aquisição SCXI instalado

Por fim, a Figura 118 mostra a visualização em tempo real, utilizando instrumentação virtual no programa LabVIEW.

Figura 118 – Visualização em tempo real

5.3.4 Ensaios de carga

Os ensaios de carga para o monitoramento de curta duração foi dividido em três frentes, a serem descritas a seguir.

5.3.4.1 Ensaio estático com veículo de prova

Para a realização deste ensaio, composto por três sub-ensaios, foi necessário o fechamento integral do fluxo de veículos na ponte, deixando somente o veículo de prova, cujas medidas e peso por roda foram apresentados anteriormente na seção 4.4.3.2 , Figura 83.

Cada sub-ensaio com o veículo de prova teve duração de 20 minutos, que foi o tempo de fechamento da via permitido pelas autoridades, assim realizados:

1. passagem a uma velocidade de 10 km/h pelo acostamento (sobre a Longarina B) com parada média de 20 segundos sobre os vãos de 30m, 26m e 20m;
2. passagem a 10 km/h pelo acostamento (sobre a Longarina A) com parada média de 20 segundos sobre os vãos de 30m, 26m e 20m;
3. passagem a 10 km/h pelo eixo central da ponte com parada sobre os vãos de 30m, 26m e 20m.

As figuras a seguir ilustram (Figura 119, Figura 120 e Figura 121), respectivamente, os sub-ensaios 1, 2 e 3.

Figura 119 – Passagem de veículo de prova no acostamento direito

Figura 120 – Passagem de veículo de prova no eixo central

Figura 121 – Passagem de veículo de prova no acostamento esquerdo

5.3.4.2 Ensaio dinâmico com veículo de prova

Seguindo o mesmo procedimento logístico descrito na seção anterior, foi realizado um ensaio dinâmico com velocidade controlada no meio do vão central, dividido em três sub-ensaios, assim descritos:

1. passagem a uma velocidade controlada de 30 km/h;
2. passagem a 70 km/h;
3. passagem a 100 km/h.

5.3.4.3 Ensaio com fluxo aleatório de veículos

Este ensaio ocorreu com a ponte liberada para o tráfego normal. A aquisição de sinais deste ensaio foi feita por tempo determinado em função da quantidade / diversidade de veículos passantes.

5.3.5 Análise e Interpretação dos Dados

Após os ensaios realizados conforme descrito na seções 5.3.3 e 5.3.4, os dados aqusitados foram levados para laboratório, onde ocorreu o processo de filtragem de sinal e análise. Para esta dissertação, utilizaram-se apenas os dados referentes ao deslocamento vertical das longarinas, obtidos do ensaio estático para as situações com passagem do veículo sobre as longarinas LA e LB. Os demais dados aqusitados, referentes à aceleração e deformação da estrutura, ficaram a cargo de membros do GMEC-USP, responsáveis por outras frentes de pesquisa.

Em palestra assistida pelo autor em 2007, realizada pelo Dr. Lee Canning (empresa Mouchel, Inglaterra), na qual são apresentados resultados de monitoramentos de curta duração em pontes de polímero reforçado, é afirmado que o número de sensores que apresentam falha / mau-funcionamento chega até 25% do total instalado. Assim, deve-se ressaltar a ocorrência de mau-funcionamento de alguns sensores durante o processo de aquisição de sinais. Excluídos dos gráficos a serem mostrados nesta seção, os sensores identificados por D1A (instalado no vão central de 30m, longarina LA) e D3B (instalado sobre o pilar P3B), apresentaram ruídos (alta frequência), não coincidindo com o tipo de resposta esperada. Portanto, para este trabalho, optou-se por focar nos sensores D1B, D2B e D2A, cuja resposta foi considerada dentro da ordem de grandeza levantada nos modelos numéricos.

A Figura 122 ilustra os sinais já tratados da longarina LA. A resposta em destaque é referente ao sensor D2A, instalado no vão central correspondente a 26m, situado entre os pilares P4 e P5. A seguir, são destacadas algumas etapas da interpretação dos sinais:

- Nos primeiros 100 segundos percebe-se uma estabilidade de movimento da longarina (aproximação do veículo ao pilar P3);
- Do segundo 105 ao 120, apresenta-se um trecho constante, referente ao apoio do veículo sobre o pilar P3;
- Em seguida, com o avanço do veículo ao vão central de 30m, nota-se um aumento linear da flecha negativa, o que corresponde à ascensão da longarina no vão de 26m;

- Do segundo 180 a 200 tem-se uma estabilidade referente à passagem do veículo sobre o pilar P4;
- Do segundo 200 ao 270, nota-se um aumento da flecha positiva, que indica o deslocamento para baixo da longarina, seguida de um período de estabilidade, promovido pela paralisação completa do veículo;
- De 270 a 345 segundos, o veículo fica sobre o pilar P5;
- Ao entrar no vão de 20m, novamente a longarina sofre uma ascensão causada pela continuidade da estrutura. Dessa vez, conforme esperado, o efeito de levantamento é menor, dada a relação entre vãos;
- Por fim; do segundo 420 até o fim da aquisição, a leitura é estável devido ao posicionamento do veículo sobre o pilar P6.

Figura 122 – Sinais tratados do ensaio estático sobre longarina LA

Em destaque na Figura 123 os sensores D1B e D2B instalados, respectivamente, nos vãos de 30m (Pilares P3-P4) e 26m (Pilares P4-P5). A, seguir, são destacadas algumas etapas da interpretação dos sinais:

- Nos primeiros 50 segundos, que antecedem à aproximação do veículo ao pilar P3, percebe-se uma leve movimentação captada pelo sensor D1B, enquanto nada é detectado pelo sensor D2B;
- Do segundo 50 ao 95, a aproximação ao pilar P3 provoca uma ascensão da longarina para o vão de 30m;
- O trecho correspondente a 95-110 segundos é marcado pela estabilidade de ambos os sensores, devido à passagem do veículo sobre o pilar P3;
- O segundo 110 corresponde ao avanço do veículo em direção ao centro do vão de 30m – nota-se uma divergência no gráfico: enquanto o avanço do veículo promove a descida da longarina em 30m, tem-se para o vão de 26m a sua ascensão;
- Ao sair do vão de 30m e avançar sobre o pilar P4 no segundo 160, nota-se uma estabilidade da leitura em ambos os sensores;
- A partir do segundo 180 a mesma divergência anterior é notada à medida que o veículo avança no vão de 26m. Agora, enquanto a longarina neste trecho desce, o trecho de 30m sofre ascensão;
- O trecho correspondente a 235 – 250 segundos é referente à passagem do veículo sobre o pilar P5;
- Do segundo 250 a 305 o sensor D2B apresenta os efeitos de ascensão causados pela entrada do veículo no vão de 20m
- Por fim, o restante da aquisição de sinais é marcado pela estabilidade, com a passagem do veículo sobre o pilar P6.

Figura 123 – Sinais tratados do ensaio estático sobre longarina LB

Dados os sinais apresentados na Figura 122 e na Figura 123, mostra-se, a seguir, o comparativo destes com os valores extraídos dos modelos numéricos 5 e 6, a ser feito por meio da Equação 19, na qual se calcula o erro relativo. Identificados por VP e MN, têm-se respectivamente, os valores máximos de deslocamento vertical para o Veículo de Prova e Modelo Numérico.

Erro relativo Modelo
Numérico Não-Linear

$$Erro_{NL} = \frac{Valor_{VP} - Valor_{MN}}{Valor_{VP}} \quad \text{Equação 19}$$

Os resultados da análise linear feita com o Modelo 5 serão apresentados com dois módulos de elasticidade: o obtido por meio do ensaio de laboratório (24,68 GPa) e outro (23,80 GPa), como sugestão de calibração. Para o processo de calibração do Modelo 5, optou-se por alterar apenas o módulo de elasticidade, não modificando outras propriedades como, por exemplo, a área da seção transversal (inércia). Os testes, cujos resultados são mostrados nas tabelas Tabela 20, Tabela 21 e Tabela 22, foram realizados até que o erro de todos os comparativos fosse menor que 15%, considerado satisfatório de acordo com o grupo de estudos do GMEC.

Tabela 20 – Análise Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 30m)

Módulo de Elasticidade (GPa)	Deslocamento (mm)		Erro Relativo (%)
	Modelo Numérico (MN)	Veículo de prova (VP)	
24,68	2,933	3,55	17,37
23,80	3,047		14,16

Tabela 21 – Análise Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 26m)

Módulo de Elasticidade (GPa)	Deslocamento (mm)		Erro Relativo (%)
	Modelo Numérico (MN)	Veículo de prova (VP)	
24,68	2,138	2,26	5,39
23,80	2,221		1,73

Tabela 22 – Análise Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LA (Vão 26m)

Módulo de Elasticidade (GPa)	Deslocamento (mm)		Erro Relativo (%)
	Modelo Numérico (MN)	Veículo de prova (VP)	
24,68	1,838	2,05	10,32
23,80	1,910		6,83

A análise não linear realizada com o Modelo 6 considerou um passo de carga para a representação da incidência do peso próprio (decidiu-se por este número devido ao desconhecimento do processo construtivo da estrutura), enquanto que a carga relativa ao veículo de prova (Figura 83) apresentou sua divisão em 10 passos de carga, número considerado de boa resposta para esta análise (SCHREPPERS, FRISSEN e KANG, 2011). Inicialmente, a análise consistiu em processar a ponte apenas a peso próprio, simulando todas as considerações de não-linearidade física já descritas. Ao término deste processamento, inseriu-se o trem-tipo real sobre a ponte já fissurada a peso próprio (o histórico de fissuração a peso próprio foi armazenado pelo programa D.I.A.N.A.). Assim, a cada incremento de carga do trem-tipo real, tem-se um esperado aumento da fissuração da ponte, conforme ilustrado

na Figura 124. A Figura 124-a ilustra o início da propagação de fissuração causada pelo incremento de carga do trem-tipo $n = 2$, enquanto a Figura 124-b, a propagação da fissuração no incremento de carga $n = 6$.

Figura 124 – Fissuração no vão central de 30m para o passo de carga $n = 2$ (a) e $n = 6$ (b)

A Tabela 23 e a Tabela 24 mostram os comparativos de deslocamento vertical da Longarina B em seus respectivos vãos com os resultados dos sinais tratados da Figura 123. Já a Tabela 25 mostra os comparativos de deslocamento vertical da Longarina A para o vão de 26m com os resultados dos sinais tratados da Figura 122.

Tabela 23 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 30m)

Energia de Fratura (Nm/m ²)	Deslocamento (mm)				Erro Relativo (%)
	Peso Próprio (PP)	Modelo Numérico (MN)	MN - PP	Veículo de prova	
144.20	5,701	8,487	2,786	3,55	21,52
120.14	5,701	8,513	2,812		20,79

Tabela 24 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 26m)

Energia de Fratura (Nm/m ²)	Deslocamento (mm)				Erro Relativo (%)
	Peso Próprio (PP)	Modelo Numérico (MN)	MN - PP	Veículo de prova	
144.20	2,763	4,668	1,905	2,26	15,71
120.14	2,763	4,669	1,906		15,66

Tabela 25 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LA (Vão 26m)

Energia de Fratura (Nm/m ²)	Deslocamento (mm)				Erro Relativo (%)
	Peso Próprio (PP)	Modelo Numérico (MN)	MN - PP	Veículo de prova	
144.20	2,611	4,223	1,612	2,05	21,37
120.14	2,611	4,223	1,612		21,37

Conforme observado na análise linear, a alteração do módulo de elasticidade provocou uma redução significativa do erro, aproximando a resposta do modelo à resposta de campo. Para a análise não linear, optou-se por deixar o módulo de elasticidade inalterado, mudando apenas a energia de fratura, calculada conforme o CEB. Dessa maneira, a alteração da energia da fratura é dependente do tamanho da brita, neste caso, adotado como média e pequena. Sendo restringida a calibração do modelo a este procedimento, um erro próximo a 20% foi admitido e considerado aceitável pelos membros do GMEC.

A seguir, a Tabela 26 ilustra o comparativo de deslocamentos verticais entre os modelos 5 e 6, considerando o módulo de elasticidade obtido em campo. Pode-se notar um menor erro relativo para o vão de 30m (5,01% para LB) quando comparado com o vão de 26m (erro relativo de 10,90% para LB e 12,30% para LA). Embora o vão de 26m apresente um erro maior, a mesma proporção para as longarinas LA e LB indicam um comportamento estrutural semelhante quando considerado o mesmo vão.

Tabela 26 – Comparativo deslocamento vertical entre os modelos 5 e 6

Longarina	Deslocamento (mm)					
	Modelo 5 (Vão 30m)	Modelo 6 (Vão 30m)	Erro Relativo (%)	Modelo 5 (Vão 26m)	Modelo 6 (Vão 26m)	Erro Relativo (%)
LB	2,933	2,786	5,01	2,138	1,905	10,90
LA	-	-	-	1,838	1,612	12,30

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho, a partir da criação do plano de monitoramento e efetivação deste, compararam-se os resultados da aquisição de sinais do ensaio estático do veículo de prova com os de modelos numéricos. A primeira parte do trabalho consistiu no estudo do estado-da-arte em monitoramento, seguido de apresentação e descrição das particularidades do estudo de caso: uma ponte rodoviária curva de concreto armado. Uma hierarquia de seis modelos numéricos foi proposta, a fim de aprimorar a representatividade do comportamento estrutural da ponte e levantar esforços relevantes para a criação do plano de monitoramento e sua efetiva implantação. Por fim, a partir dos dados aquisitados, foi possível retornar aos modelos numéricos e comparar os resultados a fim de sugerir alterações nos modelos para calibração e aproximação da resposta.

O Modelo 5, de comportamento elástico linear, necessitou de aproximadamente 10 horas de processamento (Processador Intel(R) Core (TM) i7 CPU 960 @ 3.20GHz, 16BG RAM) para cada caso de carga. O resultado do modelo numérico para a longarina LB, vão de 30m, foi 17,37% menor que o apresentado na aquisição de dados, ou seja, apresentou maior rigidez que a estrutura real. Já os resultados para o vão de 26m, longarinas LA e LB apresentaram, respectivamente, 10,32% e 5,39% a menos que o deslocamento vertical de campo. Conforme experiência dos membros do grupo GMEC que auxiliaram neste trabalho, uma maior rigidez do modelo elástico era esperada, confirmando um bom resultado inicial. Após, um f_{ck} sugerido de 25 MPa ($E = 23,8$ GPa) foi utilizado a título de calibração e convergência da resposta. A redução em 3,57% no valor do módulo de elasticidade culminou na diminuição do erro em aproximadamente 3,40% em relação aos resultados de campo.

O Modelo 6, de comportamento não linear, necessitou de aproximadamente 120 horas de processamento para os casos de carga referentes ao vão de 30m, enquanto aproximadamente 40 horas foram necessárias para os casos de carga do vão de 26m. Como parâmetros adicionais ao Modelo 5, foram incluídos neste modelo energia de fratura, tensão média à tração, modelo constitutivo de amolecimento à tração do concreto, e concentrações de armadura de flexão,

fissuração e cisalhamento. Para o módulo de elasticidade obtido em laboratório, o Modelo 6 apresentou um erro de 21,52% em relação aos resultados de campo para a longarina LB, vão de 30m, enquanto as longarinas LA e LB, no vão de 26m, apresentaram, respectivamente, erros de 21,37% e 15,71%. Conforme decidido anteriormente, a calibração deste modelo ficou a cargo da energia de fratura; o decréscimo de 16,69% em seu valor gerou uma redução de até 0,73% para o vão de 30m, enquanto para a longarina A não houve alteração. Nota-se, portanto, que com a diminuição dos vãos e consequente diminuição das tensões de tração, a energia de fratura teve pouca influência na alteração destes resultados.

Comparativamente, o Modelo 6 apresentou uma rigidez maior que o Modelo 5 para o módulo de elasticidade obtido da extração de corpo de prova e ensaio laboratorial. Percebe-se que, embora tenham sido inseridos parâmetros de não linearidade física no Modelo 6, a inserção de concentrações de armadura no modelo conferiu uma rigidez maior que o Modelo 5, de comportamento linear-elástico.

Pode-se concluir que o refinamento da modelagem numérica por meio de uma hierarquia é importante para aumentar a representatividade do comportamento estrutural do objeto em estudo. Ao aumentar o número de graus de liberdade do modelo numérico e adicionar novos parâmetros inerentes à estrutura, cada ascensão à hierarquia deve ser passível de interpretação e calibração, a fim de que se convirja à resposta experimental que se tem como base. Ressalta-se, ainda, a importância do conhecimento de cada novo parâmetro a ser inserido, pois quanto mais complexo for o modelo, mais propensa à divergência a resposta estará, dificultando assim, a validação dos resultados.

6.1 Trabalhos futuros

Um dos entraves encontrados para este trabalho foi o tempo de processamento computacional para as análises não lineares da estrutura, quando submetida a carregamentos estáticos – tempo total de até 5 dias para cada combinação de carga (peso próprio da estrutura e trem-tipo posicionado estrategicamente para análise estática computacional).

Dessa maneira, podem-se listar os possíveis parâmetros a serem considerados em modelos numéricos mais refinados para aproximar a resposta da modelagem numérica aos resultados reais da estrutura:

- Consideração de perda de aderência da superfície de contato aço-concreto (*bond-slip*);
- Consideração de comportamento não-linear dos aparelhos de apoio em elastômero fretado (admitir grandes deformações) para a modelagem em elementos sólidos;
- Ensaio laboratorial para determinação do módulo de elasticidade médio das barras de aço das longarinas, tabuleiro e transversinas;
- Ensaio laboratorial para determinação de coeficientes de mola representativos para a interação solo-estrutura;
- Aquisição de dados em monitoramento de longa duração a fim de obter um histórico mais detalhado do fluxo aleatório de veículos e sua influência no comportamento estrutural (fadiga);
- Informações referentes à retração e fluência do concreto, provenientes do monitoramento de longa duração;
- Calibração do modelo numérico pelo Teste de Vibração Ambiente, dividido em análise de sensibilidade (seleção de parâmetros que mais influenciam nos modos de vibração local e global) e processo de otimização (processo iterativo no qual se extrai a matriz de rigidez e massa do modelo numérico e uma solução matemática baseada nos modos de vibração experimentais é sugerida) (RIBEIRO, CALÇADA, *et al.*, 2012) (DELGADO e CALÇADA, 2012).

REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre**. Rio de Janeiro. 1984.
- ABNT. **NBR 7187:2003 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2003.
- ABNT. **NBR 6118: 2003 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2004.
- ABNT. **NBR 12655: 2006 Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento**. [S.l.]: [s.n.], 2006.
- ALMEIDA, P. A. D. O. **Transdutores para medida de deslocamentos lineares - Notas de Aula**. São Paulo: [s.n.], 2004.
- ANDRADE, R. G. M. D. et al. Aplicação de Hierarquia de Modelos Numéricos para uma Ponte Curva em Concreto Armado. **Anais do 53º Congresso Brasileiro do Concreto**, Florianópolis, 2011.
- ASSIS, W. S. D. **Sistemas Computacionais de Apoio à Monitoração de Estruturas de Engenharia Civil**. São Paulo. 2007.
- BERGMEISTER, K.; ROSTAM, S. **Monitoring and Safety Evaluation of Existing Structures**. Switzerland: Fédération Internationale du Béton (fib), 2003.
- BERGMEISTER, K.; SANTA, U. Global monitoring concepts for bridges. **Structural Concrete**, 1, 2001.
- BETON, C. E.-I. D. **CEB-FIP Model Code 1990 - Design Code**. Lausanne, Switzerland: Thomas Telford, 1991.
- BRAGA, W. A. **Aparelhos de Apoio das Estruturas**. São Paulo: Edgard Blücher, 1986.
- BROWNJOHN, J. M. W. et al. Lessons from monitoring the performance of highway bridges. **Structural Control and Health Monitoring**, 12, 2005.

- BUCALEM, M. L.; BATHE, K. J. **The Mechanics of Solids and Structures - Hierarchical Modeling and the Finite Element Solution**. Combridge: Springer, 2011.
- BURES, J. Deformation Measurement of Large Bridge Constructions, Bratislava, 2008.
- CASAS, J. R.; KLAIBER, F. W.; MARÍ, A. R. **Recent Advances in Bridge Engineering - Evaluation, management and repair**. Barcelona: [s.n.], 1996.
- COMPUTERS & STRUCTURES, I. **Computers & Structures, Inc.** Disponível em: <<http://www.csiberkeley.com/sap2000>>. Acesso em: 09 Fevereiro 2012.
- DEL GROSSO, A. et al. Monitoring of Bridges and Concrete Structures with Fiber Optic Sensors in Europe. **IABSE Reports**, 2001.
- DELGADO, R.; CALÇADA, R. Dynamic Effects Induced by High Speed Traffic on Rail Bridges, v. 1, n. 1, 2012.
- DESANTIAGO, E.; MOHAMMADI, J.; ALBAIJAT, H. M. O. **Analysis of Horizontally Curved Bridge Using Simple Finite-Element Models**. [S.I.]: Practive Periodical on Structural Design and Construction, ASCE, 2005.
- DNIT. **Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1996.
- DNIT. **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2004.
- FARLEY, D. N. Bridge Instrumentation and Monitoring, Dayton, v. 4, 2005.
- GERE, J. M. **Mechanics of Materials**. Canada: Thomson, 2006.
- GOMES, I. R. **Simulação Numérica do Ensaio de Compressão de Prismas de Alvearia pelo Método dos Elementos Finitos com Comportamento de Interface**. Florianópolis. 2001.
- HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais**. São Paulo: Prentice Hall, 2004.
- HIROSHI, N.; CHAI, H. H. **Analysis and Design of Curved Steel Bridges**. New York, United States: McGraw-Hill, Inc., 1988.

ISAIA, G. C. **CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: SmartSystem Consulting Ltda., 2005. ISBN Volume 2.

ITANI, A. M.; RENO, M. L. **Bridge Engineering Handbook**. Boca Raton: CRC Press, 2000.

KINEMATRICS. **Kinematics**. Disponível em:
<<http://www.kinematics.com/uploads/PDFs/FBA-3.pdf>>. Acesso em: 1 December 2011.

KIVIOJA, L. A.; FRIEDSAM, H.; PENINCK, M. A New Hydrostatic Levelling System Developed for the Advanced Photon Source, Argonne, 1997.

KOPÁČIK, A. Loading Tests of Highway Bridges in Slovakia, Santorini, 2003.

KRELLING, P. C. L. **Concepção de um inclinômetro foto-mecânico para controle geodésico de estruturas**. Curitiba: [s.n.], 2006.

LEE, S. et al. Long-Term Monitoring and Analysis of a Curved Concrete Box Girder Bridge, v. Vol. 2, pp 91-98, 2008.

LENCIONI, J. W.; LIMA, M. G. D. Análise da Importância da Consideração de Fatores Ambientais na Degradação de Obras de Arte. **46^a Congresso Brasileiro do Concreto**, IV, 2004.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto: Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto**. Vol. 6. Rio de Janeiro: Interciência, 1982.

MAGALAS, L. B.; PILAT, A. Zero-Point Drift in Low-Frequency Mechanical Spectroscopy, Kraków, v. 115, 2006.

MEASURES, R. M. **Structural Monitoring with Fiber Optic Technology**. London: Academic Press, 2001.

MEIER, E. et al. Hydrostatic Leveling Systems: Measuring at the System Limits, Sydney, Australia, 2010.

MITRE, M. P. **Metodologia Para Inspeção e Diagnóstico de Pontes e Viadutos de Concreto**. São Paulo: [s.n.], 2005.

MUFTI, A. **Guidelines for Structural Health Monitoring**. Winnipeg: ISIS Canada Corporation, 2001.

NATIONAL INSTRUMENTS. **National Instruments**. Disponível em: <<http://zone.ni.com/devzone/cda/ph/p/id/183>>. Acesso em: 1 December 2011.

NATIONAL INSTRUMENTS. NI SCXI Signal Conditioning. **National Instruments**, 2012. Disponível em: <<http://sine.ni.com/nips/cds/view/p/lang/en/nid/1604>>. Acesso em: 30 Abril 2012.

NATIONAL INSTRUMENTS. What is Data Acquisition? **National Instruments**. Disponível em: <<http://www.ni.com/dataacquisition/whatis/>>. Acesso em: 21 Fevereiro 2012.

NORRIS, A.; SAAFI, M.; ROMINE, P. Temperature and moisture monitoring in concrete structures using embedded nanotechnology/microeletromechanical systems (MEMS) sensors. **Construction and Buildings Materials**, 2006.

O'CONNOR, C. **Pontes - Superestruturas VOL. 2**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1976.

OLIVEIRA, M. Q. et al. Verificação de Deterioração em Pontes de Concreto: Estudo de Caso de uma ponte sobre o Rio Piauí. **Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto**, 2009.

OMEGA. RDTs. **Omega**. Disponível em: <<http://www.omega.com/prodinfo/rtd.html>>. Acesso em: 1 December 2011.

PAULO, S. S. **Infra-Estrutura da Cidade de São Paulo: Prazo de Validade Vencido**. [S.l.]. 2005.

PCB PIEZOTRONICS, I. **PCB Piezotronics, Inc**. Disponível em: <http://www.pcb.com/techsupport/tech_accel.php>. Acesso em: 30 Novembro 2011.

PEETERS, B. et al. **Continuous Monitoring of the Oresund Bridge: System and Data Analysis**. Florida: 2003 IMAC-XXI: Conference & Exposition on Structural Dynamics.

PENNER, E. **Avaliação de Desempenho de Sistemas Estruturas de Pontes de Concreto**. São Paulo: [s.n.], 2001.

PRITCHARD, B. **Bridge Design for Economy and Durability, Concepts for new, strengthened and replacement bridges**. London: Thomas Telford, 1992.

PRITCHARD, B. **Continuous and Integral Bridges**. Cambridge, UK: E & FN SPON, 1995.

RIBEIRO, D. et al. Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters, v. 40, n. 431-435, 2012.

ROBERTS, G. W. et al. GPS measurements on the London Millenium Bridge, London, v. 159, n. BE4, 2006.

RYALL, M. J.; PARKE, G. A. R.; HARDING, J. E. **Manual of Bridge Engineering**. London: Thomas Telford, 2007.

SAHUINCO, M. H. C. **Utilização de Métodos Não-Destrutivos e Semi-Destrutivos na Avaliação de Pontes de Concreto**. São Paulo. 2011.

SCHREPPERS, G.-J.; FRISSEN, C.; KANG, H.-J. Prediction of Crack-width and Crack-pattern, Netherlands, 2011.

TEIXEIRA, R. M. **Estudo Teórico-Experimental do Comportamento Estrutural de uma Ponte Ferroviária em Concreto Armado**. [S.l.]. 2009.

TNO DIANA. **TNO DIANA**, 2003. Disponível em:
<<http://tnodiana.com/content/DIANA>>. Acesso em: 8 Fevereiro 2012.

TRAUTWEIN, L. M. **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado: Análise Experimental e Numérica**. São Paulo, SP: [s.n.], 2006.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. Official Publications of the Headquarters. In: _____ **Engineering and Design - Structural Deformation Surveying**. Washington, DC: [s.n.], 2002.