

Recursos para Desenvolvimento Tecnológico - RDT,

Capítulo XX do Edital 02, Lote 05, item 10 do PER

Rodovia BR 381

Trecho Belo Horizonte – São Paulo

**PROJETO 4
SGP/AFD_04 REV.0**

**DESENVOLVIMENTO DE METODOLOGIA DE PROJETO DE MONITORAÇÃO ESTRUTURAL PARA PONTES
RODOVIÁRIAS**



Autopista Fernão Dias
Grupo OHL

RELATÓRIO FINAL

FEVEREIRO 2011



Ministério dos Transportes

Agência Nacional de Transportes Terrestres

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	4
2	DESCRIÇÃO DA OBRA	4
	Superestrutura	6
	<i>Mesoestrutura</i>	<i>6</i>
	<i>Infraestrutura</i>	<i>6</i>
3	MODELOS NUMÉRICOS	7
	3.1 <i>Objetivos e metodologia.....</i>	<i>7</i>
	3.2 <i>Modelos numéricos de Pórtico Espacial em Elementos Finitos</i>	<i>8</i>
	3.2.1 <i>Modelo 1</i>	<i>8</i>
	3.2.2 <i>Modelo 2</i>	<i>8</i>
	3.3 <i>Carregamento adotado (Anexo 2).....</i>	<i>9</i>
	3.3.1 <i>Modelo 1.....</i>	<i>9</i>
	3.3.2 <i>Modelo 2.....</i>	<i>10</i>
	3.4 <i>Combinações de Ações.....</i>	<i>10</i>
4.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS DOS MODELOS 1 E 2 - DESLOCAMENTOS	11
5.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS DEMAIS RESULTADOS DE INTERESSE PARA O PLANO DE MONITORAMENTO	13
6.	MONITORAMENTO	15
	6.1 <i>Instrumentação.....</i>	<i>16</i>
	6.1.1 <i>Monitoramento Imediato.....</i>	<i>16</i>
	6.1.2 <i>Monitoramento ao longo do tempo (contínuo).....</i>	<i>16</i>
	6.1.3 <i>Transdutores e equipamentos a serem utilizados para aquisição e transmissão de sinais (monitoramento imediato ou ao longo do tempo).....</i>	<i>17</i>
	6.2 <i>Localização de transdutores e sensores (monitoramento imediato e ao longo do tempo)</i>	<i>19</i>
8.	COMENTÁRIOS FINAIS.....	22
	ANEXO 1	25
	INSPEÇÃO DA ESTRUTURA E ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	25
	A1.1 INTRODUÇÃO	26
	A.1.2 INSPEÇÃO TÉCNICA.....	26
	A1.2.1 <i>Levantamento Quantitativo.....</i>	<i>27</i>
	A1.2.2 <i>Levantamento Qualitativo.....</i>	<i>27</i>
	Aparelhos de apoio de elastômero fretado	27
	Longarinas.....	28
	Transversinas	30
	Pilares	30
	Lajes.....	31
	Pavimento.....	32



A1.3 ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	33
<i>A1.3.1 Ensaios Não Destrutivos</i>	<i>33</i>
Pacometria.....	33
Esclerometria	33
Ultrassom.....	35
Carbonatação.....	35
<i>A1.3.2 Leituras e Resultados dos Ensaios Não Destrutivos.....</i>	<i>36</i>
<i>A1.3.3 Ensaios Destrutivos</i>	<i>38</i>
Retirada de Testemunhos	38
Ensaio de Resistividade Elétrica do Concreto – Testemunhos Extraídos	39
Ensaio de Ultrassom - Testemunhos Extraídos	40
Ensaio de Porosidade – Testemunhos Extraídos.....	40
Ensaio de Esclerometria - Testemunhos Extraídos.....	41
Ensaios de Caracterização Mecânica – Testemunhos Extraídos	41
<i>A1.3.4 Leituras e Resultados dos Ensaios Destrutivos.....</i>	<i>41</i>
<i>A1.3.5 Discussão dos resultados experimentais – Ensaios Destrutivos e Não Destrutivos</i>	<i>44</i>
<i>A1.3.6 Conclusões dos Ensaios Experimentais</i>	<i>45</i>
ANEXO 2	46
MODELOS NUMÉRICOS.....	46
A2.1 INTRODUÇÃO	47
A2.2 MODELAGEM.....	47
<i>A2.2.1. Metodologia.....</i>	<i>47</i>
<i>A2.2.2. Modelo de Pórtico Espacial em Elementos Finitos.....</i>	<i>47</i>
A2.2.2.1. Modelo 1 (modelo de barras).....	47
A2.2.2.2. Modelo 2	48
A2.2.2.3. Modelo 3	49
<i>A2.2.3.Carregamentos</i>	<i>49</i>
A2.2.3.1. Cargas Permanentes	49
A2.2.3.2. Cargas Móveis Verticais.....	50
<i>A2. 2.4. Combinações de Ações</i>	<i>51</i>
A2. 3. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA ESTRUTURA	51
FIGURAS DO ANEXO 2.....	52
ANEXO 3	64
MODELOS NUMÉRICOS E MONITORAMENTO IMEDIATO E AO LONGO DO TEMPO DA PONTE DO RIO JAGUARI (FIGURAS).....	64

1 INTRODUÇÃO

Os planos de monitoramento imediato e ao longo do tempo para a Ponte do Rio Jaguari foram elaborados utilizando-se informações obtidas durante a inspeção estrutural da ponte, resultados dos ensaios realizados em campo e no laboratório para os corpos-de-prova extraídos da estrutura (testemunhos), e também os resultados obtidos por meio de análises numéricas. Tais análises constam dos modelos matemáticos elaborados utilizando o Método dos Elementos Finitos, denominados Modelos 1 e 2.

Os planos de monitoramento propostos consideram a utilização de uma instrumentação mínima necessária para caracterizar o comportamento da estrutura, tanto do ponto de vista imediato, quanto ao longo do tempo. A medição e análise de resultados em um ensaio preliminar (chamado de monitoramento imediato ou prova de carga) é uma medida necessária a ser tomada antes da implantação do sistema de monitoramento ao longo do tempo, pois os resultados preliminares obtidos servirão para orientar as providências a serem tomadas no longo prazo.

Neste Relatório são citados os equipamentos e as suas características necessárias para ambos os casos de monitoramento a considerar. A quantidade de equipamentos a ser exatamente utilizada, a análise e escolha dos equipamentos a serem adquiridos entre os disponíveis no mercado, os custos envolvidos e aspectos específicos da função monitoramento, tais como metodologia para tratamento de dados e plano de análise dos resultados quanto à segurança estrutural serão objeto de projeto específico complementar.

2 DESCRIÇÃO DA OBRA

As pontes sobre o rio Jaguari são obras em concreto armado, curva e em declive, localizadas na Rodovia BR 381 – Autopista Fernão Dias, km946+300, na divisa entre os estados de São Paulo e Minas Gerais, na pista Belo Horizonte–São Paulo.

Possuem 5 vãos (20m, 26m, 30m, 26m e 20m), sendo sustentadas por 6 pares de pilares. Cada extremidade das estruturas apresenta encontro com laje de transição, dando continuidade à via. O eixo longitudinal da ponte possui declividade de 5,9% no sentido Belo Horizonte – São Paulo. As duas pontes são bastante similares. Os estudos preliminares foram realizados em apenas uma das pontes.

O revestimento asfáltico utilizado na ponte do rio Jaguari é em concreto betuminoso usinado à quente (CBUQ) com 6 cm de espessura.

Os concretos descritos no projeto estrutural foram: $f_{ck} > 25\text{MPa}$ para a superestrutura, $f_{ck} > 20\text{MPa}$ para a meso e infraestrutura, $f_{ck} > 16\text{MPa}$ para os tubulões. Os cobrimentos mínimos descritos no projeto das armaduras para a meso e a superestrutura são de 2,5cm e para a infraestrutura de 3,0cm.

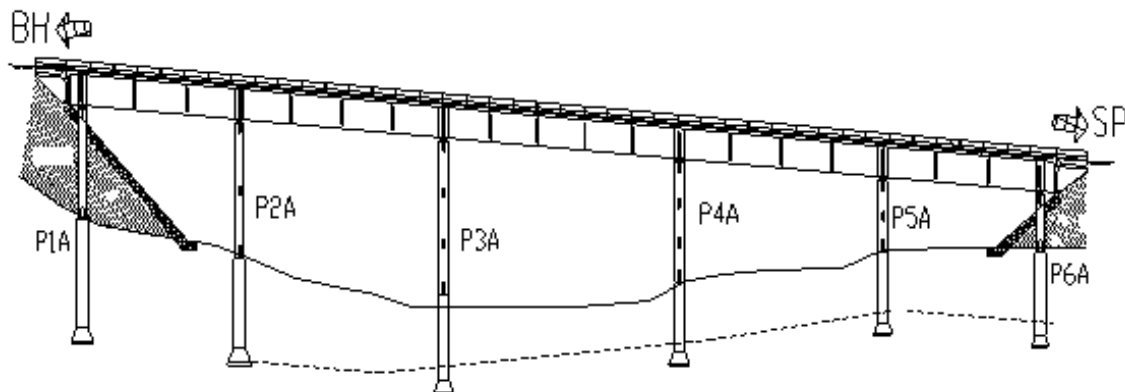


Figura 1 – Vista Lateral da Ponte do Rio Jaguari

Foram retirados testemunhos da ponte do rio Jaguari e realizados ensaios de caracterização mecânica nesses corpos-de-prova.

Os resultados desses ensaios mostraram pouca variabilidade nas resistências à compressão e do módulo de elasticidade estimados através de diferentes métodos não destrutivos e com os resultados dos ensaios mecânicos. Os distintos métodos mostraram-se eficientes para a caracterização dos materiais utilizados na construção da estrutura e verificação de sua integridade.

A resistência à compressão e o módulo de elasticidade encontradas nos testemunhos e suas análises atendem às especificações de projeto.

O ensaio realizado da frente de carbonatação retratou um concreto aceitável para a idade da estrutura, de acordo com CEB(1993).

Através de trena de fita e trena digital foram coletados dados geométricos da ponte, com intuito de comparar com os valores previstos em projeto.

Foram verificadas as dimensões das longarinas (largura, espessura, vão entre pilares), dimensões das transversinas (largura, espessura, comprimento e espaçamento), dimensões dos pilares (diâmetro) e alturas relativas entre peças.

A inspeção detalhada da ponte da direita do Rio Jaguari foi realizada. A ponte se encontra aparentemente em bom estado de conservação. Existem fissuras de retração nas longarinas, transversinas e lajes e em alguns casos de flexão nas longarinas. A evolução da fissuração ao longo do tempo pode ser monitorada sem comprometimento da integridade da estrutura.

A apresentação e a discussão detalhada dos resultados obtidos com a inspeção da estrutura e com a realização de testes não destrutivos e semi destrutivos encontra-se no Anexo 1.

Superestrutura

O tabuleiro apresenta largura total de 11,70m, sendo 10,90m de pista e 0,40m para cada guarda-rodas. A estrutura do tabuleiro é em grelha, constituída de duas longarinas cujas seções transversais são do tipo pi, com cada viga distando 6,40m (centro a centro) e altura total de 2,80m. Há 20 transversinas em concreto armado com espaçamentos longitudinais variando de 6,00m a 6,70m.

A transferência de esforços do tabuleiro para os pilares é feita por meio de aparelhos de apoio em elastômero fretado. Devido à curvatura da ponte ($R = 305,50m$) e à sua declividade, a seção transversal do tabuleiro apresenta inclinação variada, sendo a máxima de aproximadamente 8%. Nas extremidades da seção transversal do tabuleiro existem guarda-rodas do tipo New-Jersey, em concreto armado.

Mesoestrutura

A ponte apresenta 6 pares de pilares com seção circular, todos com diâmetro único de 120 cm. Individualmente, os pilares apresentam diferenças significativas de altura devido à inclinação do tabuleiro e são travados transversalmente por 2 a 4 vigas travessas, dependendo das alturas dos pilares.

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 também são variáveis, estendendo-se até o nível do terreno, local onde se conectam com os pilares.

Os pares de pilares presentes nas extremidades da estrutura, regiões das cortinas, não se encontram visíveis.

3 MODELOS NUMÉRICOS

3.1 Objetivos e metodologia

A análise estrutural da Ponte sobre o Rio Jaguari foi realizada por meio de modelos computacionais baseados no Método dos Elementos Finitos utilizando-se o software SAP2000® V14. Foram estudados dois modelos elástico-lineares (Modelos 1 e 2, respectivamente), sendo que os resultados obtidos são confrontados neste Relatório, visando interpretar e validar esses resultados.

Nota: Também foi estudado um terceiro modelo (Modelo 3), incorporando propriedades dos materiais que foram obtidas através de ensaios em corpos-de-prova retirados da obra, cujos resultados foram aproximadamente os mesmos dos obtidos para o Modelo 2. Assim, somente os resultados dos dois primeiros modelos é que são apresentados neste Relatório.

O Modelo 1 é composto apenas de elementos de barras e o Modelo 2 é composto de elementos de barras e de elementos tridimensionais ("Shell"). Descrições gerais e detalhes dos modelos encontram-se apresentadas no Anexo 2. O estudo destes modelos atende aos seguintes aspectos:

a) São modelos de referência que poderão ser utilizados para verificações do projeto estrutural ou simulações do comportamento da estrutura sob quaisquer condições de carregamento que venham a ser de interesse, como por exemplo a passagem de cargas excepcionais que não tenham sido consideradas no projeto original.

b) Permitem a realização de análises especiais que não foram realizadas no âmbito do projeto original, como é o caso da análise a seguir, cujo objetivo é providenciar condições de referência para o estabelecimento de um plano inicial de monitoramento da estrutura, o qual é o objeto do trabalho presente.

Estas análises especiais são de interesse imediato para o conhecimento de condições necessárias que definem o projeto de monitoramento, tais como a identificação de regiões mais solicitadas da estrutura, de locais onde ocorrem as maiores flechas, a determinação dos valores

dos esforços solicitantes nas seções mais solicitadas, etc. Baseiam-se nos fundamentos apresentados no Anexo 3, sendo que os resultados correspondentes encontram-se apresentados no Anexo 2.

Assim, os resultados que constam do Anexo 3 são os que são apresentados e discutidos a seguir, tendo em vista o plano de monitoramento estrutural e as atividades futuras que venham a ser realizadas ao longo do monitoramento. Quando considerado necessário, são feitas citações dos assuntos que constam do Anexo 2.

Nos casos estudados, considera-se a presença das cargas acidentais e seus efeitos estáticos e dinâmicos em termos de cargas móveis trafegando sobre a ponte. O carregamento adotado é o trem-tipo da classe 45, seguindo a norma brasileira.

Futuramente, uma vez que resultados experimentais venham a estar disponíveis para a estrutura já instrumentada, tais resultados poderão ser comparados com os resultados numéricos decorrentes de simulações de cálculo para carregamentos de veículos-tipo que efetivamente trafeguem sobre a ponte.

3.2 Modelos numéricos de Pórtico Espacial em Elementos Finitos

3.2.1 Modelo 1

O Modelo 1 é um modelo de barras e apresenta vantagens quanto à sua simplicidade e ao processamento de dados. Permite a redução do número de graus de liberdade da estrutura e considerável simplificação na maneira de distribuir as cargas atuantes (apenas na direção longitudinal). Assim, é esperado que haja certa margem de erro quando comparados os seus resultados com os do Modelo 2.

3.2.2 Modelo 2

O Modelo 2, tridimensional, é considerado uma referência para comparação de resultados com os obtidos para o Modelo 1. Os seus dados e propriedades seguem rigorosamente os do projeto estrutural original (propriedades geométricas e dos materiais). Note-se que em ambos os modelos, 1 e 2, foi verificado através das observações em campo e dos resultados laboratoriais que há conformidade entre o observado para a obra e o previsto no projeto de origem.

3.3 Carregamento adotado (Anexo 2)

3.3.1 Modelo 1

Dado que a estrutura do Modelo 1 é em barras unidirecionais, o carregamento incidente no tabuleiro é distribuído linearmente (kN/m) e/ou nodalmente (kN). Portanto, para a carga do asfalto (distribuída por área) foi necessário multiplicá-la pela largura da pista de rolamento, com o valor de 10,90m, tornando-a distribuída linearmente. O valor de carga para o guarda-rodas, distribuída linearmente, apenas foi adicionado a este resultado, enquanto as cargas devidas aos pesos próprios das transversinas foram inseridas nos nós, sendo estes coincidentes com as suas posições de projeto. O resultado final para as sobrecargas permanentes é mostrado na Tabela 1, abaixo. Para o peso próprio da estrutura, o software interpreta automaticamente a geometria e o associa com o peso específico fornecido nas propriedades dos materiais.

Tabela 1 – Valores das sobrecargas permanentes

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

Informações geométricas sobre o revestimento (CBUQ - Concreto Betuminoso Usinado a Quente), transversina e guarda-rodas foram retiradas do projeto fornecido. Os pesos específicos destes elementos foram adotados conforme recomendações da norma NBR 7188 (2003).

Para a carga acidental também foi levada em conta a geometria da estrutura e o mesmo procedimento foi realizado, ao converter a carga de multidão para incidência de distribuição linear e o trem-tipo classe 45 (TT45) em um veículo de 3 eixos com apenas 1 roda equivalente em cada um, conforme Tabela 2 abaixo:

Tabela 2 – Valores das cargas acidentais

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

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

Diversas combinações com carregamentos descritos acima foram realizadas, destacando-se as análises “Multi-Step Static” (pseudo-estática) e “Time-History” (dinâmica).

3.3.2 Modelo 2

A descrição detalhada da maneira de impor originalmente os carregamentos para o Modelo 2 pode ser encontrada no Anexo 3.

Para que seja possível a comparação entre os modelos 1 e 2, a posição do Trem-Tipo Classe 45 (TT45) deve ser a mesma nos dois casos. Para a geometria do Modelo 1 (modelo de barras) o TT45 é aplicado diretamente sobre a barra. No entanto, para que o Modelo 2 pudesse ser comparável ao Modelo 1, foi necessário posicionar o TT45 no centro da pista, com as cargas de multidão distribuídas nas extremidades da seção transversal, conforme mostrado na Figura 1 (Anexo 3).

Os procedimentos de carregamentos e análises “Multi-Step Static” (pseudo-estática) e “Time-History” (dinâmica) foram repetidos para comparação com os resultados do Modelo 1.

3.4 Combinações de Ações

Foram feitas verificações em regime de serviço da estrutura (ELS) com combinações de ações consideradas de interesse para futuros desenvolvimentos no âmbito do projeto. As combinações consideradas estão descritas na Tabela 3. A simbologia adotada e ilustrada nessa tabela é a seguinte: PP (peso próprio da estrutura), PC (peso complementar, que engloba guarda-rodas, asfalto e transversina), TT45 (trem-tipo classe 45, conforme as figuras 10 e 11 do Anexo 3 e a Figura 1 do Anexo 3), Φ (coeficiente de impacto vertical, o qual é definido para cada vão em análise). Por convenção, a longarina em nível superior (de maior raio em curva) é denominada longarina direita e a outra, longarina esquerda.

Tabela 3 - Combinações de Ações para análises de ELS (Deslocamentos)

Combinações para ELS	
C1	$1.0 \times PP + 1.0 \times PC + TT45_Direita$ (Multi-Step)
C2	$1.0 \times PP + 1.0 \times PC + TT45_Esquerda$ (Multi-Step)
C3	$1.0 \times PP + 1.0 \times PC + TT45_Barra$ (Multi-Step)
C4	$1.0 \times PP + 1.0 \times PC + TT45_Direita$ (Time History)

C5	1.0xPP + 1.0xPC + TT45_Esquerda (<i>Time History</i>)
C6	1.0xPP + 1.0xPC + TT45_Barra (<i>Time History</i>)
C7	1.0xPP + 1.0xPC + Φ x TT45_Direita (<i>Multi-Step</i>)
C8	1.0xPP + 1.0xPC + Φ x TT45_Esquerda (<i>Multi-Step</i>)
C9	1.0xPP + 1.0xPC + Φ x TT45_Barra (<i>Multi-Step</i>)

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS DOS MODELOS 1 E 2 - DESLOCAMENTOS

Os resultados dos processamentos para os casos de carregamento da Tabela 3 são analisados abaixo, considerando as situações de maior interesse para a definição do plano de monitoramento. Note-se que, durante o monitoramento, o efeito das cargas permanentes (PP, PC) já está presente na estrutura. Assim sendo, durante as medições que venham a ser realizadas na via, somente é possível observar experimentalmente os efeitos da carga acidental. Toma-se portanto, como referência, somente a parte relativa à passagem do trem-tipo teórico (TT45), a qual foi obtida diretamente do conjunto de arquivos contendo os resultados do processamento. Estes resultados são apresentados graficamente no Anexo 2 e analisados considerando deslocamentos (flechas) nas seções centrais, momentos fletores nos vãos (seções mais solicitadas) e nas seções dos apoios e forças normais nos pilares. Os valores máximos dos deslocamentos obtidos também encontram-se tabelados abaixo.

Foram levados em conta os casos de resposta quase-estática e dinâmica, tendo-se adotado como referência, neste último caso, a velocidade de passagem de 108km/h (30m/s). Há interesse particular na análise destes resultados, conforme acima citado, pois trata-se da simulação da passagem sobre a ponte, nessa velocidade, da carga acidental prevista em projeto. Futuramente será simulada a passagem de um (ou mais) veículo (s) a ser (em) definido (s) em comum acordo com a Concessionária, representando realisticamente o carregamento da estrutura.

Os resultados numéricos para os deslocamentos verticais da estrutura, em regime de serviço, foram obtidos para as seções centrais dos 3 diferentes vãos (com comprimentos de 20m, 26m e 30m) da ponte sobre o rio Jaguari. A comparação entre os modelos numéricos 1 e 2 foi feita apenas com o carregamento TT45, descrito pela norma NBR 7188 (1984), conforme explicado acima. No Anexo 2, as Figuras 2 a 7 apresentam os resultados para os deslocamentos verticais dos elementos de barra (Modelo 1) e no centro das longarinas da direita e da esquerda (Modelo 2), levando em consideração apenas o efeito isolado do trem-tipo, não combinado com as demais

ações. Tais resultados são apresentados em separado, para cada vão de comprimento distinto, combinação e tipo de análise.

Da simples observação dos resultados acima (Figuras 2 a 7 do Anexo 2) nota-se que para os modelos 1 e 2, em todos os casos considerados (tanto estáticos como dinâmicos), os deslocamentos obtidos são bem próximos. Assim, a proximidade entre os resultados obtidos, que de certa forma era esperada, fornece indicações sobre a adequabilidade dos modelos, permitindo aceitá-los como válidos, cada qual com a sua especificidade. Como o Modelo 1 (barras) é mais simples que o Modelo 2 (tridimensional), alguns de seus resultados, como a distribuição dos momentos fletores nas longarinas, serão utilizados para o estabelecimento do plano de instrumentação da estrutura. Demais resultados (deslocamentos, esforços nos apoios, outros esforços solicitantes, tensões, etc.) servirão posteriormente, nas próximas fases do trabalho, para novas verificações e análises quanto à segurança estrutural.

Complementarmente, as Tabelas 4, 5 e 6, a seguir, apresentam os resultados dos deslocamentos máximos totais, ou seja, os deslocamentos máximos obtidos somando-se ao efeito da passagem da carga móvel mostrado nas figuras 2 a 7 do Anexo 2 as contribuições dos outros tipos de carregamento conforme apresentado na Tabela 3. Mostram-se nessas tabelas os resultados comparativos entre o deslocamento da estrutura de barra (Modelo 1) e das longarinas Direita e Esquerda (Modelo 2).

Esses resultados também indicam proximidade entre os resultados obtidos para o modelo de barras e o modelo tridimensional. Além disso, mostram qual é a ordem de grandeza dos deslocamentos totais em face dos valores obtidos apenas para a carga móvel, anteriormente descritos.

Tabela 4 - Deslocamentos totais nos centros das longarinas; C1, C2 e C3

Combinação	Tipo de análise	Flecha Vertical Máxima (cm)		
		Vãos de comprimentos:		
		20m	26m	30m
C1	Longarina Direita (Multi-Step)	0,40	0,55	1,15
C2	Longarina Esquerda (Multi-Step)	0,38	0,52	1,04
C3	Barra (Multi-Step)	0,30	0,49	0,97

Tabela 5 - Deslocamentos totais nos centros das longarinas; C4, C5 e C6

Combinação	Tipo de análise	Flecha Vertical Máxima (cm)		
		Vãos de comprimentos:		
		20m	26m	30m
C4	Longarina Direita (Time History)	0,40	0,55	1,16
C5	Longarina Esquerda (Time History)	0,39	0,53	1,05
C6	Barra (Time History)	0,30	0,49	0,97

Tabela 6 - Deslocamentos totais nos centros das longarinas; C7, C8 e C9

Combinação	Tipo de análise	Flecha Vertical Máxima (cm)		
		Vãos de comprimentos:		
		20m	26m	30m
C7	Longarina Direita (Φ x Multi-Step)	0,40	0,57	1,18
C8	Longarina Esquerda (Φ x Multi-Step)	0,39	0,54	1,07
C9	Barra (Φ x Multi-Step)	0,31	0,50	0,99

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS DEMAIS RESULTADOS DE INTERESSE PARA O PLANO DE MONITORAMENTO

Para a elaboração do plano de monitoramento também é necessário interpretar os resultados dos modelos desenvolvidos até o momento em termos de esforços. Os resultados do modelo 1 são particularmente úteis no que diz respeito à distribuição longitudinal de esforços solicitantes (momentos fletores máximos e mínimos). Através destes resultados é possível identificar as seções mais solicitadas. O modelo 2 permitirá futuramente a análise detalhada do comportamento da superestrutura e mesoestrutura, fornecendo também detalhes sobre o comportamento dos pilares mais solicitados.

De acordo com o modelo 1, Figura 8 do Anexo 2, os esforços solicitantes máximos e mínimos totais, em termos do momento fletor longitudinal, ocorrem no trecho entre os pares de pilares P3A / P3B e P4A / P4B, correspondente ao vão de 30m. O máximo momento fletor longitudinal positivo obtido ocorre no meio deste vão, enquanto o máximo momento fletor longitudinal negativo, na região dos pilares P4A / P4B.

Nas Figuras 9 a 14 do Anexo 2 tem-se a resposta da estrutura ao momento fletor longitudinal quando o carregamento TT45 trafega isoladamente ao longo do comprimento da

ponte. Como referência, os valores máximos totais obtidos, para todos os elementos das combinações feitas na Tabela 7, estão quantificados abaixo, na Tabela 8:

Tabela 7 - Combinações de Ações para análises de ELS (Momento Fletor)

Combinações para ELS	
C1	1.0xPP + 1.0xPC + TT45 (<i>Multi-Step</i>)
C2	1.0xPP + 1.0xPC + TT45 (Time History)
C3	1.0xPP + 1.0xPC + Φ TT45 (<i>Multi-Step</i>)

Tabela 8 - Resultados de Momento Fletor Longitudinal para as Combinações C1 a C3

C1		C2		C3	
Trecho	Momento Fletor Longitudinal (kN-m)	Trecho	Momento Fletor Longitudinal (kN-m)	Trecho	Momento Fletor Longitudinal (kN-m)
Sobre P3	-19206,00	Sobre P3	-19304,00	Sobre P3	-19460,00
Centro (vão = 30m)	10368,00	Centro (vão = 30m)	10410,00	Centro (vão = 30m)	10664,00
Sobre P4	-19367,00	Sobre P4	-19424,00	Sobre P4	-19592,00

Analogamente, o comportamento dos pilares do modelo 2, determinado pelas combinações de ações descritas na Tabela 9, é quantificado por reações totais de apoio na Tabela 10, abaixo. Para a ação isolada da carga móvel / TT45, destacam-se nas Figuras 13 a 22 do Anexo 2 os comportamentos dos pares dos pilares P3 e P4, considerados os mais solicitados de todo o conjunto.

Tabela 9 - Combinações de Ações para análises de ELS (Esforço Axial)

Combinações para ELS	
C1	1.0xPP + 1.0xPC + TT45 (<i>Multi-Step</i>)
C2	1.0xPP + 1.0xPC + TT45 (Time History)
C3	1.0xPP + 1.0xPC + Φ TT45 (<i>Multi-Step</i>)

Tabela 10 - Resultados de Reação de Apoio para as Combinações C1 a C3

C1		C2		C3	
Pilar	Reação de Apoio (kN)	Pilar	Reação de Apoio (kN)	Pilar	Reação de Apoio (kN)
P1A	2013,76	P1A	2124,65	P1A	2141,83
P1B	2043,91	P1B	2179,39	P1B	2168,86
P2A	3919,77	P2A	4075,91	P2A	4036,79
P2B	3965,07	P2B	4020,84	P2B	4083,93
P3A	4543,09	P3A	4624,12	P3A	4639,69
P3B	4615,29	P3B	4720,77	P3B	4713,76
P4A	4488,96	P4A	4589,77	P4A	4573,53
P4B	4563,81	P4B	4641,61	P4B	4649,61
P5A	3861,38	P5A	3978,27	P5A	3957,36
P5B	3888,79	P5B	4003,98	P5B	3986,37
P6A	1895,60	P6A	1954,88	P6A	2017,28
P6B	1881,85	P6B	1882,95	P6B	1995,93

6. MONITORAMENTO

A elaboração do plano inicial de monitoramento, tendo em vista os interesses específicos relativos ao comportamento da estrutura, particularmente aqueles relacionados com a segurança estrutural, segue o que foi previsto nos planos de trabalho. Assim, o "emprego do monitoramento estrutural utilizando uma rede de sensores de deformação, deslocamento, rotações, acelerações e temperatura permitirá avaliar de forma mais confiável a integridade estrutural e a capacidade de carga da ponte estudada, viabilizando a aferição e calibração de modelo numérico e a simulação de várias combinações de carregamento".

Conforme descrito abaixo, uma vez instalados sensores e sistemas de aquisição apropriados, é possível realizar provas de carga (acompanhamento imediato) ou acompanhamento contínuo da estrutura por um período de interesse. É apresentada, para ambos os casos, uma metodologia adequada ao tipo estrutural da ponte, em concreto, ora em análise. O monitoramento em si e a análise dos resultados serão objeto de preocupação futura, sendo que planos de trabalho mais detalhados, envolvendo a aquisição de equipamentos e particularidades metodológicas de monitoramento e análise, irão sendo apresentados de maneira dinâmica e atualizada, procurando seguir os melhores procedimentos disponíveis atualmente, acompanhando o estado atual dos conhecimentos.

6.1 Instrumentação

A partir dos resultados obtidos através dos modelos numéricos e das informações resultantes da inspeção estrutural e dos ensaios de caracterização dos materiais estruturais, adota-se o plano de instrumentação a seguir, tendo-se considerado os casos de acompanhamento imediato (a ser realizado durante um período de aproximadamente uma semana) e de acompanhamento ao longo do tempo.

Note-se que as duas espécies de monitoramento, embora ambas podendo ser realizadas com sensores e transdutores de tipologia basicamente iguais e instalados nos mesmos pontos da estrutura, diferem significativamente entre si.

6.1.1 Monitoramento Imediato

No caso do monitoramento imediato, cujas características são bem semelhantes às de uma prova de carga, podem-se destacar as seguintes propriedades:

- Condições de estabilidade exigidas dos sensores, transdutores, sistemas de aquisição e transmissão de sinais e eletrônica associada podem ser bem menos rigorosas que no caso das exigidas para o caso do monitoramento contínuo.
- Condições de durabilidade de todos os elementos, incluindo as de proteção contra a exposição ao meio ambiente e resistência ao intemperismo, podem ser igualmente menos rigorosas.
- Há vantagem significativa em utilizar técnicas modernas de sensoriamento com cabos de instrumentação curtos, tirando partido de equipamentos de aquisição que dispõem de tecnologia "wireless" para permitir troca de informações e coleta de dados à distância no próprio ambiente da obra; tal vantagem possibilita a utilização de um número grande de sensores e transdutores, sem haver a necessidade de instalação de longas redes de cabos de instrumentação.

6.1.2 Monitoramento ao longo do tempo (contínuo)

No caso do monitoramento contínuo, destacam-se:

- Condições de estabilidade e durabilidade exigíveis para os sensores, transdutores, sistemas de aquisição, transmissão e análise de sinais, incluindo eletrônica, hardwares e softwares associados muito mais rigorosas do que no caso do monitoramento imediato.

- Em tese não há necessidade da utilização de tecnologias "wireless" no próprio ambiente da obra, podendo-se tirar partido da instrumentação cabeada, mesmo com cabos longos de instrumentação.
- Há necessidade de utilização de equipamentos complementares para a transmissão de dados a longa distância, devendo-se prover o sistema de monitoramento com energia proveniente da rede elétrica disponível no local ou através da utilização de sistemas com baterias solares.
- Há necessidade de pequenas obras de infraestrutura que possam garantir a segurança de todos os equipamentos, inclusive contra possíveis ações de vandalismo.
- Evidentemente, os custos envolvidos no sistema de monitoramento contínuo são muito maiores do que aqueles do monitoramento imediato, pois além das despesas maiores relacionadas com o sistema de monitoramento há muitas outras decorrentes do acompanhamento ao longo do tempo (despesas com mão de obra especializada para análise dos resultados, com desenvolvimento de softwares, com manutenção do sistema tanto no campo como no escritório, etc.).

6.1.3 Transdutores e equipamentos a serem utilizados para aquisição e transmissão de sinais (monitoramento imediato ou ao longo do tempo)

a) Transdutores e sensores

- Transdutores indutivos de deslocamento: transdutores de alta performance que permitem detectar os deslocamentos estáticos e dinâmicos da estrutura; podem ser construídos em diferentes dimensões e classes de sensibilidade, compondo, juntamente com seus condicionadores de sinais, medidores adequados, quanto às suas exatidões, precisões, estabilidade, etc., para utilização no monitoramento de estruturas. Podem ser utilizados para a medição de flechas, deslocamentos nas regiões dos apoios, aberturas de fissuras. As incertezas das medições podem ser até da ordem de centésimos ou milésimos de milímetro.
- Medidores de rotação (clinômetros ou inclinômetros): muito convenientes para a medição de rotações, principalmente nas regiões dos apoios da ponte, podendo permitir a detecção de rotações muito pequenas, da ordem de segundos ($1s = 10/3.600$).

- **Acelerômetros:** medem a aceleração do ponto medição; no caso de pontes como a que vai ser instrumentada, há interesse em utilizar acelerômetros de alta ou média sensibilidade, sendo estas das ordens de, respectivamente, 10^{-5} m/s^2 ou 10^{-3} m/s^2 . Podem ser utilizados acelerômetros com diferentes tecnologias (à base de extensômetros elétricos ou piezoresistivos, acelerômetros piezoelétricos, servo-acelerômetros, acelerômetros capacitivos ou com tecnologia de fibras ópticas). O tratamento dos resultados das medições de aceleração permitirá, através da utilização de técnicas de processamento digital de sinais, a identificação de frequências naturais e correspondentes modos de vibração excitados durante a passagem de veículos sobre a obra de arte. Tal identificação tem utilidade na caracterização do comportamento dinâmico estrutural e também pode ser útil na avaliação quanto à segurança da estrutura ao longo da sua vida útil ("structural health monitoring").

- **Alongâmetros elétricos ou em fibra óptica:** transdutores que, instalados em regiões selecionadas da estrutura, incluindo regiões fissuradas, permitem a medição de deformações no concreto. Diferenças entre deformações em seções de vigas e pilares, calculadas a partir de medições realizadas com estes transdutores, podem permitir o cálculo de curvaturas nestas seções, sendo que esta variável pode ser de grande interesse na avaliação da segurança desses elementos.

- **Extensômetros elétricos ou em fibra óptica:** sensores que permitem a medição de deformações em elementos estruturais em geral. Nas estruturas em concreto, caso da ponte a ser monitorada, pode-se medir as deformações em barras de armadura. É usual utilizar os resultados destas medições não só para caracterizar o nível de solicitação da barra de armadura durante a passagem da carga móvel ou causado pela variação da temperatura ambiente, como também para o cálculo de curvaturas em vigas e pilares de concreto armado ou protendido.

- **Outros equipamentos que deverão ser utilizados:** transdutores piezoelétricos de cargas de eixo, câmeras, etc.

b) Sistemas de aquisição e transmissão de dados (monitoramento imediato ou ao longo do tempo)

Estes equipamentos permitem realizar a aquisição dos sinais dos transdutores, o tratamento analógico destes sinais (amplificação, filtragem, integração, ajustes de offset, etc.), sua digitalização e armazenamento, tratamento adicional e transmissão à distância. A utilização de

modernas tecnologias, hoje existentes, permite a aquisição simultânea, o tratamento, o armazenamento e a transmissão de um conjunto de variados sinais independentes e de diferentes naturezas (acelerações, deslocamentos, deformações, etc.). O número de canais disponíveis pode ser programado em função do experimento a realizar, não havendo atualmente grandes limitações, conforme ocorria antigamente.

No caso presente, esses sistemas serão escolhidos de maneira que possam conformar-se perfeitamente à instrumentação planejada e às questões relativas ao posicionamento na obra, resistência ao intemperismo, durabilidade, etc.

6.2 Localização de transdutores e sensores (monitoramento imediato e ao longo do tempo)

Nos Desenhos 1 a 3, a seguir, estão preliminarmente indicadas as posições dos transdutores e sensores que serão utilizados. Tais posições e tipos de instrumentos corresponderão, em princípio, tanto ao caso do monitoramento de curta duração, quanto ao de longa duração. Os instrumentos de medição, propriamente, serão escolhidos em função do que foi discutido no item 5.1.1, acima. Assim, por exemplo, para a medição de deslocamentos em curta duração serão utilizados transdutores de deslocamento de uso geral e em longa duração, transdutores com grau de proteção superior, etc.

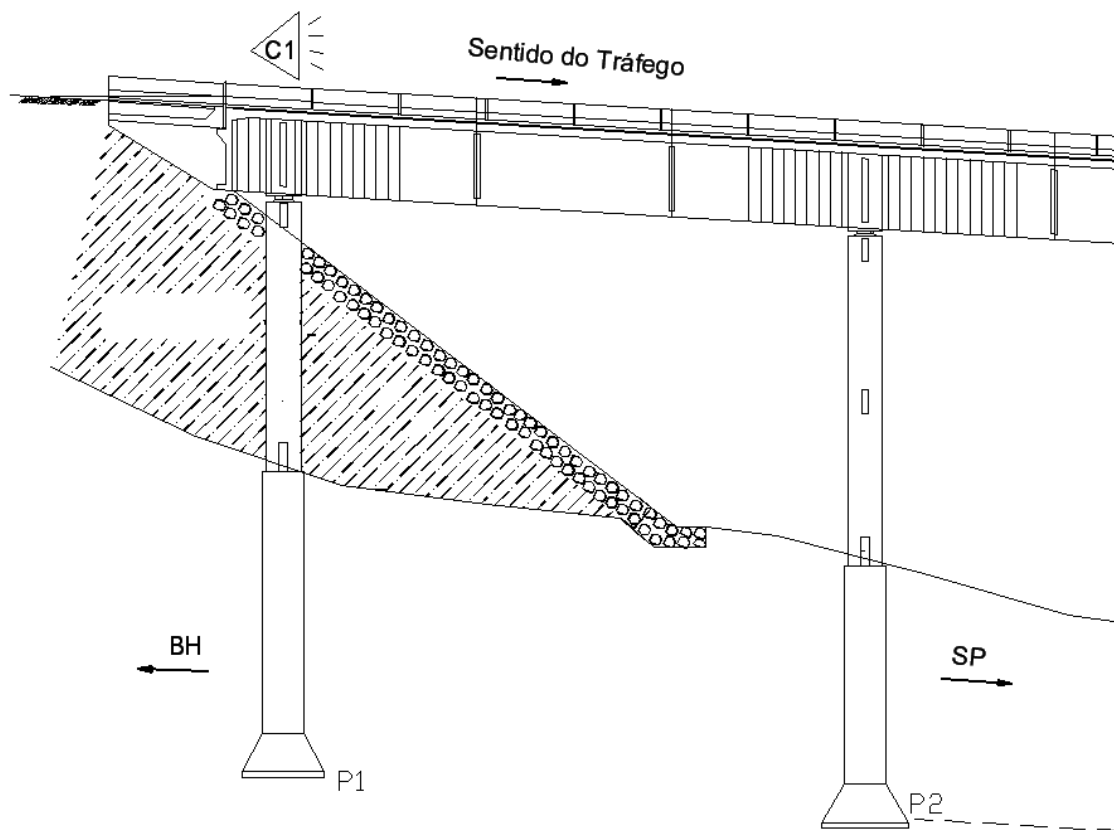
Conforme essas figuras, tem-se o seguinte quadro descritivo dos transdutores e sensores a utilizar:

Tabela 11 - Instrumentação da Ponte do Rio Jaguari

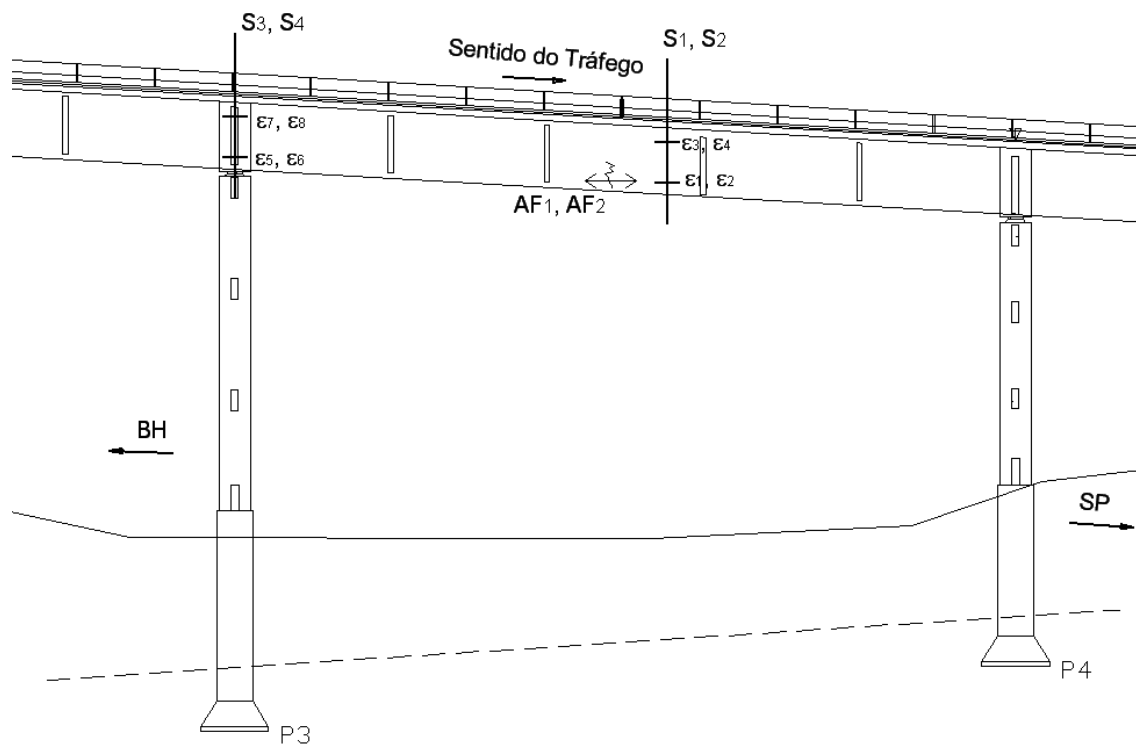
Sensor	Localização	Comentário
D1 a D4	Apoio P6 e meio do vão entre os pilares P5 e P6	Visa acompanhar os deslocamentos do tabuleiro e do aparelho de apoio elastomérico nas direções vertical, longitudinal e transversal no apoio e meio do vão



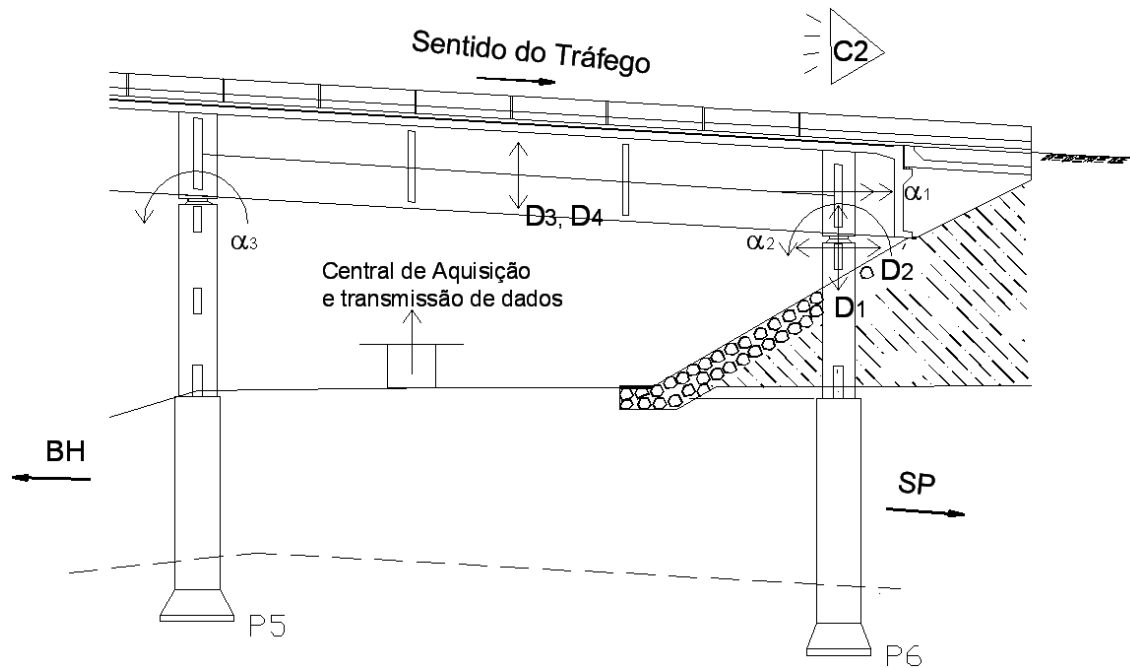
		(ambas as longarinas).
$\alpha 1$ a $\alpha 3$	Apoios P5 e P6	Para medição de rotações da superestrutura e dos aparelhos de apoio nos planos vertical longitudinal e transversal.
AF1 e AF2	Vão entre apoios P3 e P4 - ambas as longarinas do tabuleiro	São seções transversais localizadas no meio do vão (S1, S2) e nos apoios P3A e P3B. Nestas seções serão realizadas medições de deformação, conforme descrito abaixo.
$\epsilon 1$ a $\epsilon 8$	Longarinas do vão entre P3 e P4	Trata-se de medição de deformações em quatro seções em ambas as longarinas noo vão entre os pilares P3 e P4. Nas regiões tracionadas serão instalados extensômetros elétricos em barras de aço da armadura e nas regiões comprimidas serão instalados alongômetros elétricos no concreto.
S1 a S4	Seções transversais das longarinas no meio do vão entre P3 e P4 e no apoio P3	Seções para a medição de deformações, localizadas nas regiões citadas ao lado.
C1 e C2	Pilares P1 e P6	Câmeras que se destinam ao monitoramento da passagem de veículos sobre a ponte. Se necessário, poderão ser utilizadas para acompanhar qualquer outro parâmetro considerado de importância no monitoramento.



Desenho 1 – Instrumentação do vão entre pilares P1 e P2



Desenho 2 – Instrumentação do vão entre pilares P3 e P4



Desenho 3 – Instrumentação do vão entre pilares P5 e P6

8. COMENTÁRIOS FINAIS

Neste trabalho foram apresentados planos preliminares de monitoramento imediato e ao longo do tempo para a Ponte do Rio Jaguari, prevendo-se que a duração total dos trabalhos seja de quatro anos. Os planos definitivos deverão seguir o plano preliminar, porém, adequando-os a todas as características necessárias para que as suas execuções sejam bem sucedidas. A metodologia adotada para avaliação da integridade estrutural das pontes sobre o rio Jaguari consiste em:

1. Analisar a documentação existente a fim de obter informações relativas ao projeto e execução da obra.
2. Inspeccionar visualmente a estrutura com o objetivo de determinar o estado de conservação e verificar se as características geométricas obtidas em campo estão de acordo com o projeto.
3. Modelar numericamente a estrutura utilizando o Método dos Elementos Finitos.
4. Realizar ensaios não destrutivos e destrutivos (extração de testemunhos) para atestar a qualidade do concreto e verificar a existência de problemas de degradação devido à carbonatação do concreto e/ou corrosão da armadura.
5. Calibrar o modelo numérico com os resultados obtidos nos ensaios experimentais.

6. Analisar os resultados obtidos com a modelagem numérica em termos de esforços atuantes de modo a identificar as seções críticas, as quais serão analisadas por meio do monitoramento da estrutura.

7. Desenvolver os projetos de monitoração das estruturas.

8. Realizar o monitoramento imediato das duas pontes sobre o rio Jaguari. Nesta etapa, serão instalados os sensores conforme descrito no item 6 (Monitoramento). Esses sensores são necessários para a medição das deformações e deslocamentos impostos à estrutura, primeiramente por um carregamento conhecido (caminhão com peso conhecido) e em seguida, devido ao fluxo normal de trânsito (condições de serviço).

9. Analisar os resultados obtidos com o monitoramento das pontes e escolher a estrutura que deverá ser monitorada continuamente por um maior período de tempo. Produzir relatórios sobre o estado atual das pontes analisadas.

10. Realizar análises instantâneas e periódicas dos resultados obtidos com o monitoramento contínuo de maneira a observar o comportamento estrutural, e a partir disso, fornecer subsídios para a programação de atividades de manutenção, bem como desenvolver modelos de evolução dos processos de degradação.

Para o caso de futuro monitoramento da ponte, deverão ser abordados, oportunamente, os seguintes aspectos:

- Definição dos equipamentos e dispositivos a serem adquiridos ou fabricados (sensores, transdutores, sistemas de aquisição de dados, equipamentos para transmissão de informações, equipamentos para fornecimento de energia elétrica em campo, dispositivos de acesso e proteção das instalações, etc.) envolve a escolha dos fabricantes e fornecedores nos mercados nacional e internacional, contactos com centros de conhecimento, tais como equipes de Universidades e organismos internacionais para análise do "estado da arte" na área.

- Escolha e aquisição de softwares que venham a ser de interesse, tanto para o monitoramento, propriamente, quanto para a apresentação de resultados e análise quanto à segurança estrutural.

- Treinamento e qualificação de pessoal.



- Análise estrutural, utilizando o modelo matemático já desenvolvido, considerando: verificações do projeto estrutural original, tráfego de veículos típicos que utilizam a rodovia, tráfego de cargas especiais, etc.
- Instalação dos sistemas de monitoramento na obra.



ANEXO 1

INSPEÇÃO DA ESTRUTURA E ENSAIOS EXPERIMENTAIS

A1.1 INTRODUÇÃO

Este anexo relata atividades de inspeção e de ensaios experimentais não destrutivos e destrutivos realizados na ponte do Rio Jaguari no decorrer do projeto.

A.1.2 INSPEÇÃO TÉCNICA

A inspeção técnica consistiu em uma visita ao local para levantamentos quantitativos e qualitativos acerca da estrutura, executados em duas frentes:

- Inspeção sob a ponte: infraestrutura (quando exposta), mesoestrutura e superestrutura.
- Inspeção sobre a ponte: superestrutura, em destaque para a condição do revestimento CBUQ.

A inspeção detalhada sob a ponte se deu em aproximadamente 50% da estrutura, o que foi considerado suficiente para caracterizar o estado atual dos elementos estruturais. Futuramente, por ocasião das atividades de monitoramento, as quais já estão sendo planejadas, haverá nova inspeção mais detalhada em toda a ponte do Rio Jaguari. O trecho da obra de arte analisado iniciou-se pelos pilares em ordem decrescente listada a seguir: P6A, P6B, P5A, P5B, P4A e P4B, com os seus respectivos aparelhos de apoio, longarinas, transversinas, lajes e tubulões expostos, Fig 1.

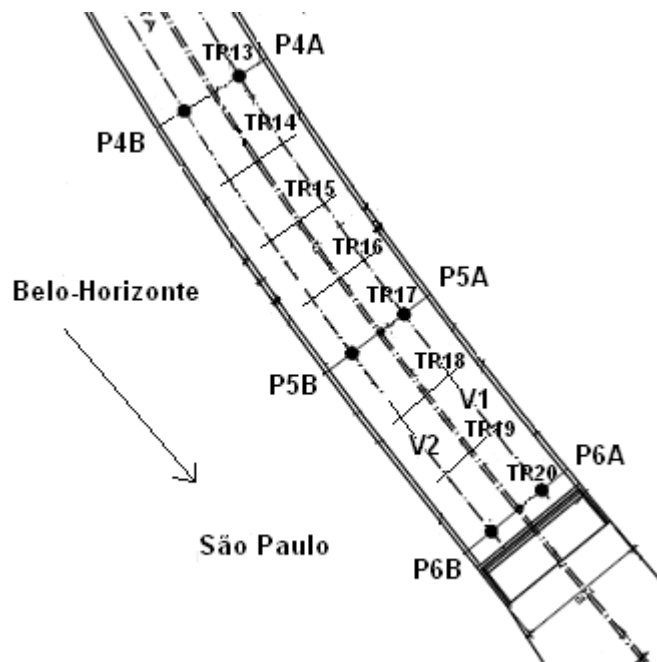


Figura 1 – Parte inspecionada da obra de arte

A1.2.1 Levantamento Quantitativo

Através de trena de fita e trena digital foram coletados dados geométricos da ponte, para comparação com os previstos em projeto.

Foram verificadas as dimensões das longarinas (largura, espessura, vão entre pilares), dimensões das transversinas (largura, espessura, comprimento e espaçamento), dimensões dos pilares (diâmetro) e alturas relativas entre peças.

Não foi possível realizar verificações de posicionamento de pilares e alturas efetivas para comparação com o projeto, pois não houve levantamento topográfico durante a inspeção.

A1.2.2 Levantamento Qualitativo

A inspeção qualitativa consistiu na procura por patologias na estrutura. Para cada peça analisada, foram procuradas deformações excessivas, fissuras, trincas, infiltrações, vandalismos, processos de lixiviação, descolamento do concreto, armaduras aparentes e corrosão de armadura.

A inspeção se deu em todas as faces de cada peça, as quais foram catalogadas individualmente em planilhas detalhadas com critérios de avaliação das propriedades da estrutura, através de notas (variando de zero - quando o elemento avaliado encontra-se em perfeitas condições - a quatro – quando o estado de degradação é elevado) e fotos. A nota final dependerá de resultados de ensaios de caracterização complementares que serão realizados oportunamente.

Aparelhos de apoio de elastômero fretado

Os aparelhos de apoio dos pilares P6A e P6B foram checados em todo o seu entorno, dada a facilidade de acesso, Fig. 2. Esses aparelhos mostraram um bom estado de conservação, não necessitando de qualquer reparo. As distorções medidas estavam dentro do previsível.

Os aparelhos de apoio dos pilares, P5A, P5B, P4A e P4B, embora não tenha sido possível inspecionar todos os seus contornos devido à limitação do comprimento da lança do caminhão Munck, apresentaram-se em condições satisfatórias de conservação, Fig. 3.



Figura 2 - Vista lateral do aparelho de apoio do pilar P6B.



Figura 3 - Aparelho de apoio referente ao pilar P4B.

Longarinas

Entre os pilares P6 e P5, as longarinas V1 e V2 foram inspecionadas nos lados interno e externo, além de sua parte inferior. A inspeção se deu em solo, devido ao fácil acesso. Foi observada a presença de fissuras por retração. Embora tenha sido observado um número elevado de pichações, não foi identificado qualquer vandalismo que pudesse afetar a integridade do concreto, conforme mostrado nas Fig. 4 e Fig. 5.



Figura 4 - Vista face externa da longarina V1 (fissuras por retração), entre os pilares P6A e P5A.



Figura 5 - Vista face interna da longarina V2 (fissuras por retração), entre os pilares P6B e P5B.

Entre os pilares P5 e P4, não foi possível observar a totalidade de ambas as longarinas, dada a limitação do alcance do caminhão. A longarina V1 foi observada em sua totalidade, tendo sido constatadas tanto fissuras por retração quanto por flexão, Fig. 6 e Fig. 7. A fissura por flexão, entre as transversinas TR16 e TR15, encontra-se tanto na face externa quanto na face interna da longarina V1.

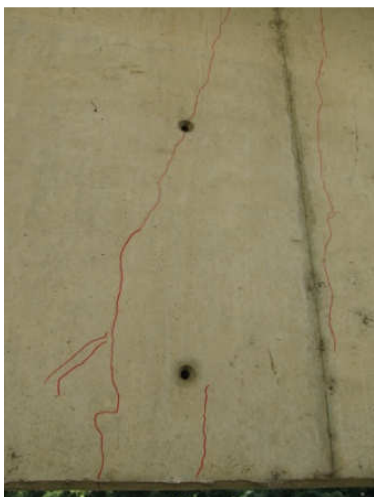


Figura 6- Vista face externa da longarina V1 (fissuras por flexão), entre os pilares P5A e P4A e transversinas TR16 e TR 15.



Figura 7 - Vista face inferior da longarina V1 (fissuras por retração e flexão), entre os pilares P5A e P4A.

A longarina V2 foi inspecionada em todas as faces e foram encontradas e registradas fissuras por retração na face interna, Fig. 8. No trecho próximo ao pilar P4B, notou-se fissura com indícios de umidade devido à infiltração de água. Em razão da dificuldade de acesso/visualização, não foi possível distinguir se havia exposição da armadura ou acúmulo de resíduos, Fig. 9.

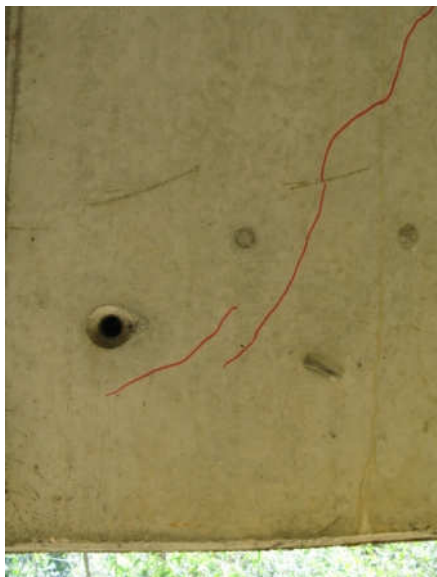


Figura 8 - Lado interno da longarina V2, entre P5B e P4B (fissuras por retração).



Figura 9 - Lado interno da longarina V2, próximo à transversina TR13 e ao pilar P4B.

Transversinas

As transversinas entre os pilares P6 e P5, respectivamente, TR20, TR19, TR18 e TR17, foram inspecionadas, tendo sido constatadas fissuras por retração, Fig. 10. Nessas transversinas há pichações, mas nada que comprometa a integridade do concreto.

As transversinas entre os pilares P5 e P4, respectivamente, TR17, TR16, TR15, TR14 e TR13, foram inspecionadas, tendo sido identificadas como fissuras por retração.

Em relação ao trecho entre P4 e P3, duas transversinas foram inspecionadas, TR13 e TR12, mas não há registro de nenhum dano.



Figura 10 - Transversina TR20 (fissuras por retração), entre os pilares P6A e P6B.

Pilares

Não foram encontrados sinais de danos em todos os 6 pilares inspecionados. Os pilares P6A e P6B foram inspecionados somente nos seus topos, pois o restante estava enterrado, Fig.11. Os pilares P5A, P4A, P5B e P4B tiveram uma inspeção completa, Fig. 12.



Figura 11 - Pilar P6B (enterrado).



Figura 12 - Pilar P5B.

Lajes

A primeira frente de inspeção para a superestrutura se deu na parte inferior da ponte, onde foi possível verificar as condições do concreto. Nas lajes foram procuradas patologias como infiltrações, corrosão, lixiviação e trincas.

As lajes localizadas entre os pilares P6 e P5 não apresentaram patologias graves, Fig. 13.

As lajes localizadas entre os pilares P5 e P4, entre as transversinas TR17 e TR16, apresentaram fissuras de retração.

As lajes localizadas acima dos pilares P4A e P4B e da transversina TR14 apresentaram forte infiltração, afetando a face interna da longarina V1, conforme Fig. 14. Acima da transversina TR12 foi apresentada a mesma patologia com percolação de água para a longarina V1. O trajeto da percolação da água se dá pela declividade do tabuleiro, conforme ilustrado nas Fig. 15 e Fig.16.



Figura 13 - Laje acima dos pilares P5A e P5B apresenta boa conservação.



Figura 14 - Infiltração na laje no tramo entre as transversinas TR14 e TR13.



Figura 15 – Infiltração na laje próximo aos pilares P4A e P4B e a transversina TR12 (direita).



Figura 16 - Destaque à infiltração na laje com Tr12 abaixo.

Pavimento

Existem 5 fissuras ao longo do comprimento longitudinal da ponte. Há indícios de que as fissuras localizadas no pavimento acompanham as fissuras transversais da laje da ponte, Fig. 17. Porém, para que esta indicação seja confirmada, é necessária uma inspeção visual detalhada da laje, através de um equipamento que permita a visualização na altura do fundo da laje e guarda-corpo. O equipamento disponível na inspeção permitiu a visualização apenas até a altura da face inferior da longarina; não sendo possível confirmar, a olho nu, a coincidência de fissuras entre laje e pavimento.

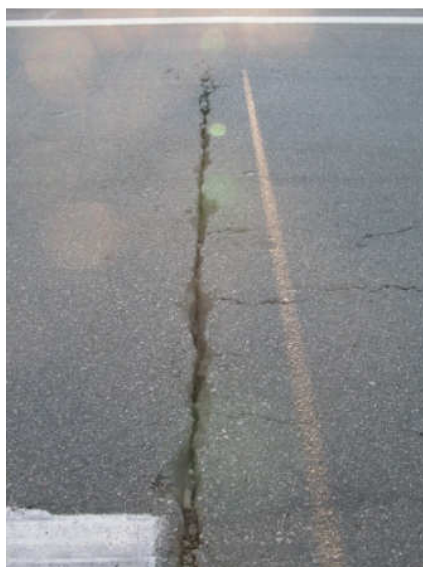


Figura 17- Fissuração do pavimento na pista da direita, sentido Belo Horizonte – São Paulo.

A1.3 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

A1.3.1 Ensaios Não Destrutivos

Foram realizados ensaios não destrutivos na ponte de pacometria, de esclerometria e de carbonatação. Todos os procedimentos de ensaios se encontram descritos a seguir.

Pacometria

O ensaio de pacometria contribui para a localização das armaduras, o valor do cobrimento e o diâmetro das barras de reforço. O equipamento utilizado nesse ensaio foi o pacômetro modelo Profometer 5 de marca Proceq. Com precisão de 1mm, foram feitas leituras na transversina TR20 e na longitudinal V1, como ilustrado na Fig.18. Após o mapeamento das armaduras, foi possível realizar os outros ensaios citados nos itens seguintes.

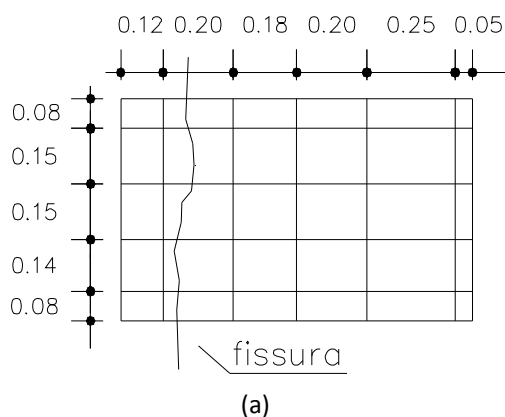
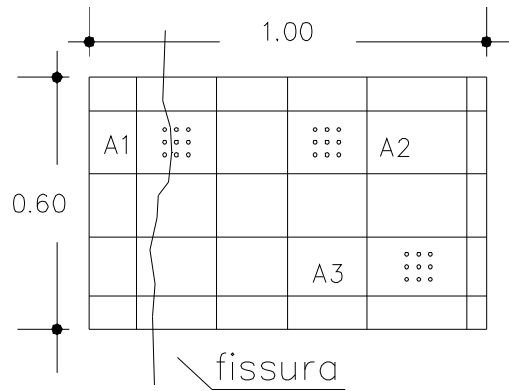


Figura 18 – Ensaios de pacometria realizados na TR20, Zona 1, próximo a V1; (a) Diagrama do resultado, (b) Desenho do posicionamento das armaduras.

Esclerometria

Para o ensaio de esclerometria, utilizou-se o esclerometro modelo DIGI SCHMIDT 2000 de marca Proceq. Esse ensaio foi realizado conforme a norma NBR 7584(1995). A energia de percussão foi de 2,50 N.m e com o mínimo de 9 impactos por região estudada. A Fig. 19 ilustra o ensaio de esclerometria. A Tabela 1 ilustra o resultado do ensaio de esclerometria através do índice esclerométrico e uma estimativa da resistência à compressão do concreto, através da curva fornecida pelo fabricante do equipamento.



(a) (b)
Figura 19 – Ensaio de esclerometria realizados na TR20, Zona 1, próximo a V1;
(a) localização dos ensaios, (b) equipamento utilizado no ensaio.

As zonas 1 e 2 estão posicionadas ao longo da transversina TR20 e as zonas 3 e 4 estão posicionadas na longarina V1 entre as transversinas TR19 e TR18, conforme ilustrado nas Fig. 20 e Fig.21.

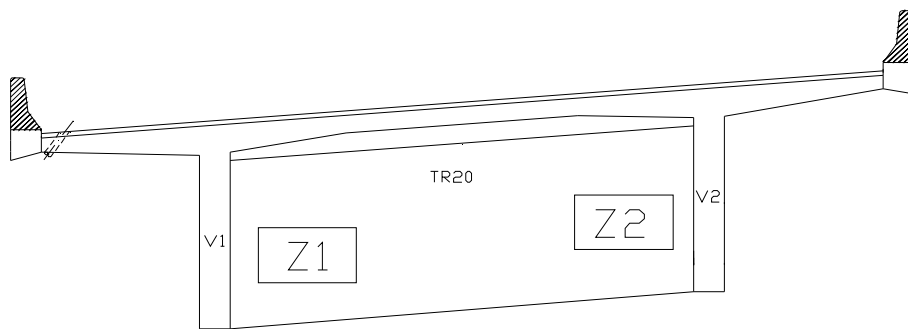


Figura 20 – Localização das zonas Z1 e Z2 na transversina TR20.

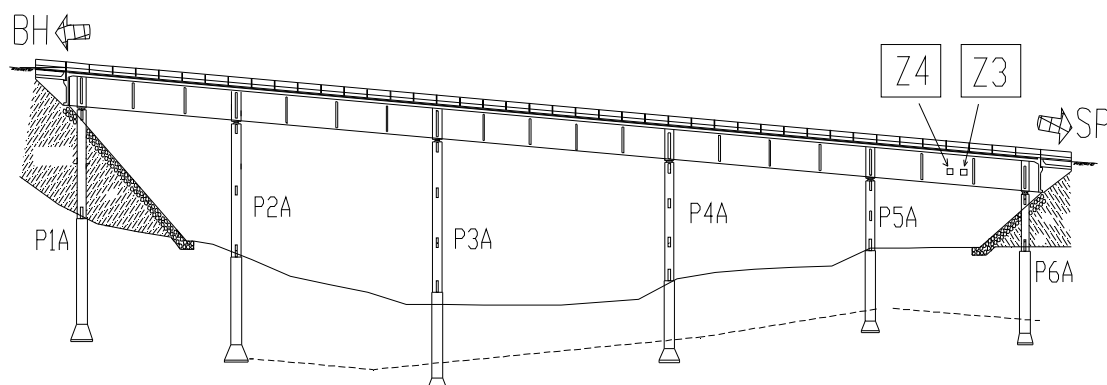
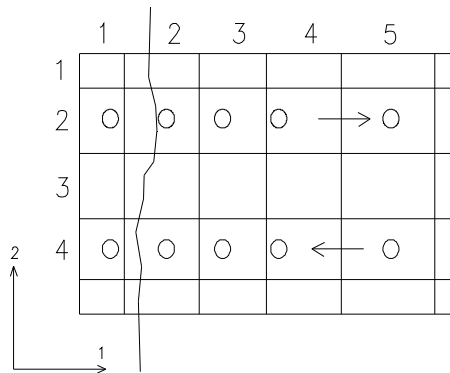


Figura 21– Localização das zonas Z3 e Z4 na longarina V1.

Ultrassom

O ensaio ultra-sônico foi realizado conforme a norma NBR 8802(1994). O aparelho utilizado foi o ultrassom de marca PUNDIT. Esse equipamento mede o tempo decorrido desde a emissão da onda até sua recepção, conforme ilustrado na Fig. 22.



(a) (b)
Figura 22 – Ensaio de ultrassom realizado na TR20, Zona 1, próximo a V1;
(a) diagrama de localização, (b) pontos de localização do ensaio.

O critério utilizado para avaliação da qualidade do concreto pelo ensaio ultra-sônico se encontra na Tabela 2 de acordo com Canovas(1988).

As leituras dos tempos dos pulsos longitudinais foram obtidas diretamente no visor do aparelho em micro-segundos (μs). O transdutor usado foi de 50 mm e 54 KHz. As Tabelas 3, 4, 5 e 6 informam as leituras do tempo, o posicionamento do transmissor e do receptor e a distância entre eles (transmissor e receptor) das zonas 1, 2, 3 e 4, respectivamente, além do valor da velocidade de propagação linear (m/s).

Carbonatação

O ensaio de carbonatação é realizado em concreto recém fraturado, livre de pó, partículas soltas e sem presença de danos. É feito uma abertura no concreto e molha-se com fenolftaleína, diluída em 1% de álcool etílico.

A carbonatação é identificada pela coloração do concreto. A cor violeta determina região alcalina sem carbonatação com pH próximo de 12. A ausência de cor determina região carbonatada com pH inferior a 9,2. A Figura 23 ilustra o ensaio de carbonatação.

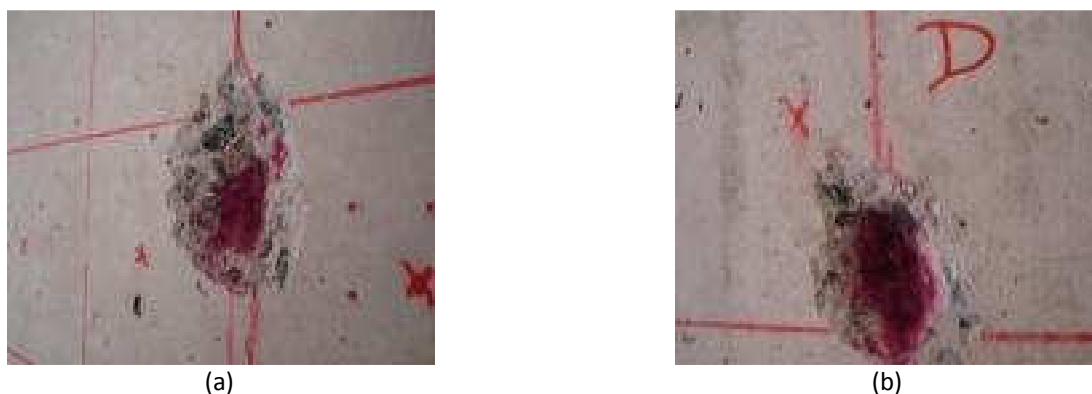


Figura 23 – Ensaio de carbonatação; (a) ensaio realizado na transversina TR20, Zona1, próximo a V1, (b) ensaio realizado na longarina V1, Zona 3, entre TR18 e TR19.

As medidas foram realizadas com paquímetro com precisão de 1 mm, realizaram-se 2 leituras para cada condição de exposição, onde o critério de julgamento adotado para a análise dos resultados de carbonatação foi determinístico. A Tabela 7 ilustra os resultados do ensaio de carbonatação.

A1.3.2 Leituras e Resultados dos Ensaio Não Destrutivos

As leituras e os resultados dos ensaios não destrutivos estão descritos abaixo.

A Tabela 1 ilustra o resultado do ensaio de esclerometria através do índice esclerométrico e uma estimativa da resistência à compressão do concreto, através da curva fornecida pelo fabricante do equipamento.

Tabela 1 – Resultado do ensaio de esclerometria através do índice esclerométrico e da estimativa da resistência do concreto

Zona	Área	IE (média)	f'c (MPa)	Média f'c
Z1	A1	43,7	32,9	34,93
	A2	45,2	35,0	
	A3	46,7	36,9	
Z2	A4	49,0	40,0	38,27
	A5	47,1	37,5	
	A6	47,0	37,3	
Z3	A7	51,7	43,7	43,53
	A8	50,2	41,7	
	A9	52,7	45,2	
Z4	A10	47,6	38,1	39,60
	A11	49,8	41,1	

Os resultados do ensaio de esclerometria indicam uma variabilidade moderada de dureza superficial do concreto. Esses valores foram comparados com os resultados obtidos nos ensaios em laboratório através de testemunhos retirados na ponte nas zonas analisadas e se encontram no item 3.5.

A Tabela 2 ilustra o critério adotado para avaliar a qualidade do concreto em função da velocidade de propagação linear obtida através do ensaio de ultrassom.

As Tabelas 3, 4, 5 e 6 informam as leituras do tempo, o posicionamento do transmissor e do receptor e a distância entre eles (transmissor e receptor) das zonas 1, 2, 3 e 4, respectivamente do ensaio de ultrassom e as velocidades de propagação linear. As velocidades foram calculadas de acordo com a norma NBR 8802(1994).

Tabela 2 – Critério utilizado para a avaliação da qualidade do concreto. Fonte: Canovas(1988)

Velocidade de propagação linear (m/s)	Qualidade do concreto
$V > 4500$	Excelente
$3500 < V < 4500$	Ótimo
$3000 < V < 3500$	Bom
$2000 < V < 3000$	Regular
$V < 2000$	Ruim

Tabela 3 - Leituras e resultado dos ensaios de ultrassom na transversina TR20 por transmissão indireta, Zona 1, próximo a longarina V1

Zona	Medidas	Posição do Transmissor	Posição de Receptor	Distancia entre Tr e R (cm)	Tempo (μ s)	Velocidade (m/s)
Z1-A	1 ^a	21	22	15	76,6	4162,8
	2 ^a	21	23	30	83,6	
	3 ^a	21	24	45	134,5	
	4 ^a	21	25	75	204,6	
Z1-B	5 ^a	25	24	30	67,3	2973,0
	6 ^a	25	23	45	107,8	
	7 ^a	25	22	60	146,2	
	8 ^a	25	21	75	218,4	
Z1-C	9 ^a	45	44	30	67,5	2071,4
	10 ^a	45	43	45	116,6	
	11 ^a	45	42	60	156,3	
	12 ^a	45	41	75	278,3	

Tabela 4 - Leituras e resultados dos ensaios de ultrassom na transversina TR20 para transmissão indireta, Zona 2, próximo a longarina V2

Zona	Medidas	Posição do Transmissor	Posição de Receptor	Distancia entre Tr e R (cm)	Tempo (μ s)	Velocidade (m/s)
Z2-A	1B	22	23	15	36,6	2125,90
	2B	22	24	45	115,3	

	3B	22	26	75	303,8	
Z2-B	4B	42	43	15	47	2124,70
	5B	42	44	45	126,3	
	6B	42	46	75	314,6	

Tabela 5 - Leituras e resultados dos ensaios de ultrassom na longarina V1 por transmissão indireta, Zona 3, entre transversinas TR18 e TR19

Zona	Medidas	Posição do Transmissor	Posição de Receptor	Distancia entre Tr e R (cm)	Tempo (µs)	Velocidade (m/s)
Z3-A	1C	32	33	15	46,1	2828,50
	2C	32	34	30	134,8	
	3C	32	36	60	201,7	
Z3-B	4C	41	42	15	61,0	3181,50
	5C	41	43	30	86,8	
	6C	41	45	60	217,4	
	7C	41	46	75	267,0	

Tabela 6 - Leituras e resultados dos ensaios de ultrassom na longarina V1 por transmissão direta, Zona 4, entre transversinas TR18 e TR19

Medidas	Posição do Transmissor	Posição de Receptor	Distancia entre Tr e R (cm)	Tempo (µs)	Velocidade (m/s)
Z4	11	12	40	89,0	4494,38

A Tabela 7 ilustra os resultados do ensaio de carbonatação.

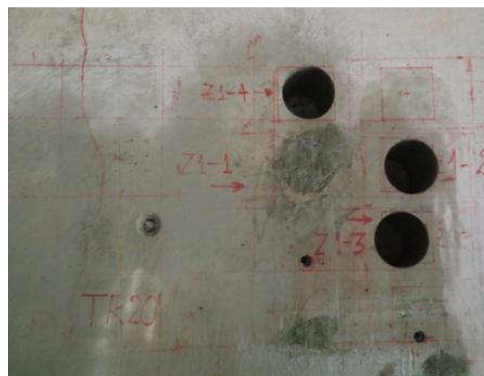
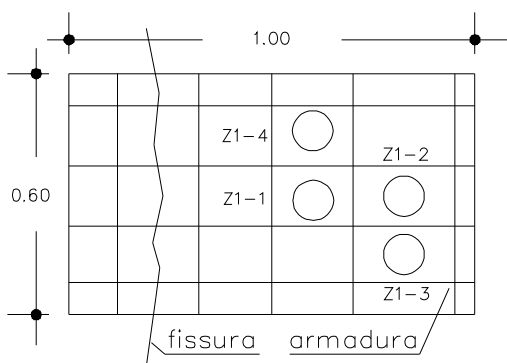
Tabela 7 - Profundidade de carbonatação do concreto

Indicador	Zona	Profundidade do furo (mm)	e _{co2} (mm)		
			Mínima	Máxima	Média
Fenolftaleína	Z2	35,62	10,30	13,60	11,95
		67,00	13,70	13,93	13,82
	Z3	37,00	9,50	12,60	11,05
		70,00	13,41	14,01	13,71
		30,91	16,90	17,30	17,10
		29,80	8,20	11,51	9,86

A1.3.3 Ensaios Destrutivos

Retirada de Testemunhos

A extração e o preparo dos testemunhos de concreto foram realizados conforme a norma NBR 7680(2007). A primeira área a ser estudada na ponte do rio Jaguari foi a transversina TR20 (zona 1) e foram retirados 4 testemunhos, Fig. 24. A segunda área foi a longarina V1 (zona 3) entre as transversinas TR19 e TR18, ali foram retirados 3 testemunhos, perfazendo um total de 7 testemunhos.



(a) (b)
Figura 24 – Extração de testemunhos na transversina TR20 (Zona 1)

Os corpos-de-prova extraídos foram polidos para que suas superfícies ficassem planas e lisas. Durante a extração, os testemunhos foram refrigerados com abundante água conforme a norma NBR 7680(2007), com o intuito de evitar aquecimento excessivo do local. As suas dimensões finais estão descritas na Tabela 8.

De acordo com a norma NBR 7680(2007), os corpos-de-prova a serem ensaiados devem ter as mesmas condições de composição e umidade relativa de campo. Tendo isso em vista, os corpos-de-prova foram secos em estufa a $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ durante 48 horas até a constância de massa. Em seguida, eles foram resfriados a temperatura de $(23 \pm 2)^{\circ}\text{C}$ a umidade relativa ambiente, por 48 h, procurando refletir as condições locais da ponte. Após essa preparação dos corpos-de-prova, eles foram submetidos a ensaios de resistividade elétrica, de ultrassom, de porosidade, de absorção de água por capilaridade, de umidade em equilíbrio, de esclerometria e de caracterização mecânica, módulo de elasticidade e resistência à compressão. Todos estes ensaios estão relatados abaixo.

Ensaio de Resistividade Elétrica do Concreto – Testemunhos Extraídos

O ensaio de resistividade elétrica do concreto determina a velocidade de corrosão e foi realizado nos testemunhos extraídos. O método utilizado para a realização desse ensaio foi o de quatro eletrodos, conforme as normas ASTM G-27 e CEB 192. O aparelho utilizado nesse estudo foi o modado Canim da marca Proceq.

As normas ASTM G-57 e a CEB 192, inicialmente, tem sido empregado para medir resistência de solos, mais, atualmente ele foi adaptado ao concreto. O critério utilizado para avaliação deste ensaio é o fornecido pelo CEB 192 a qual está apresentado na Tabela 9.

Os corpos-de-prova extraídos foram acondicionados conforme a norma NBR 9204, onde o teor de umidade de equilíbrio do concreto desempenha papel preponderante na resistividade.

Para cada corpo-de-prova foi realizado quatro leituras, com a finalidade de obter resultados confiáveis e representativos. A Fig. 25 e a Tabela 10 mostram a execução e os resultados da resistividade média do concreto.



Figura 25 - Realização de ensaios de resistividade elétrica nos testemunhos extraídos da ponte do rio Jaguari

Cabe indicar que a umidade no corpo-de-prova tem uma grande influência nas leituras de resistividade elétrica, para esse ensaio procurou-se reproduzir as condições de obra.

Ensaio de Ultrassom - Testemunhos Extraídos

O ensaio de ultrassom realizado nos testemunhos foi pelo método da transmissão direta. Foram colhidos 4 leituras para cada corpo-de-prova. Determinou-se dessa forma, o tempo médio de percurso da onda (t médio) para cada um deles. A Tabela 11 apresenta os resultados dos ensaios realizados.

Ensaio de Porosidade – Testemunhos Extraídos

O ensaio de porosidade no concreto permite conhecer a quantidade total de poros permeáveis em água. A partir desse valor têm-se indicações da qualidade do mesmo, e pode ser considerado como um indicador de permeabilidade do material. A Tabela 12 ilustra o critério adotado para verificar a qualidade do concreto a partir da porcentagem de porosidade do concreto.

Para o desenvolvimento deste ensaio, pode ser utilizada a norma ASTM C 642, ou a norma NBR 9778(2005). Foram ensaiados os 7 testemunhos extraídos.

As amostras foram secas em estufa a uma temperatura de $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ por um período de 72h. Tempo suficiente para adquirir a constância de peso. Os resultados desse ensaio estão ilustrados na Tabela 13.

Ensaio de Esclerometria - Testemunhos Extraídos

Foram realizados ensaios de esclerometria nos testemunhos extraídos de acordo com a Norma 7584(1995). Os resultados dos ensaios estão ilustrados na Tabela 14.

Ensaio de Caracterização Mecânica – Testemunhos Extraídos

Foram realizados os ensaios de caracterização mecânica, resistência à compressão e módulo de elasticidade de acordo com as normas da ABNT NBR 5739(2007) e NBR 8522(2008), respectivamente. A Tabela 15 ilustra os resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos testemunhos extraídos.

A1.3.4 Leituras e Resultados dos Ensaio Destrutivos

As dimensões finais dos testemunhos, após serem cortados e polidos, estão descritas na Tabela 8.

Tabela 8 – Dimensões e a massa dos corpos-de-prova

Corpo	Altura (mm)	Diâmetro (mm)	Massa seca (g)
Z1-1	203,34	100,36	3629,30
Z1-2	198,10	100,05	3508,80
Z1-3	193,65	99,76	3407,40
Z1-4	199,48	100,00	3524,30
Z3-1	200,26	100,10	3568,70
Z3-2	193,54	99,89	3457,20
Z3-3	199,88	100,21	3567,80

A Tabela 9 apresenta o critério utilizado para avaliação do ensaio de resistividade elétrica do concreto. Essa recomendação é fornecida pelo CEB 192 a qual está apresentada na Tabela 8.

Tabela 9 – Recomendação do CEB – 192 baseada na resistividade do concreto para estimar a provável taxa de corrosão. Fonte: Mehta e Monteiro, 2008.

Resistividade do concreto ($\Omega \cdot m$)	Taxa provável de corrosão	Nota
<50	Muito alta	1
50 a 100	Alta	2
100 a 150	Moderada	3

150 a 200	Baixa	4
>200	Desprezível	5

A Tabela 10 apresenta a leitura de resistividade elétrica do concreto nos testemunhos extraídos, a qual se estimou uma provável taxa de corrosão de acordo com a Tabela 8 citada anteriormente.

Tabela 10 – Resultados do ensaio de resistividade elétrica do concreto.

Leitura	Resistividade elétrica dos corpos de prova ($\Omega \cdot m$)						
	Z1-1	Z1-2	Z1-3	Z1-4	Z3-1	Z3-2	Z3-3
1	99	95	55	99	66	76	71
2	99	99	62	97	84	76	80
3	98	99	59	99	69	72	69
4	99	96	55	99	74	72	76
Média	98,75	97,25	57,75	98,5	73,25	74,0	74
Mínima	98	95	55	97	66	72	69
Nota	2	2	2	2	2	2	2

A Tabela 11 apresenta as leituras e os resultados dos ensaios de ultrassom realizados nos testemunhos extraídos por transmissão direta. A qualidade do concreto de acordo com a Tabela 2 é ótimo para todos os corpos-de-prova.

Tabela 11 – Resultados do ensaio de ultrassom por transmissão direta realizados nos testemunhos extraídos.

Corpo-de prova	Altura média (mm)	Tempo médio (μs)	Velocidade (m/seg) *	Ed (GPa) **	E (GPa) ***	Média E (GPa)	fc (MPa) ****	Média fc (MPa)
Z1-1	203,34	45,30	4488,74	39,81	38,90	37,66	35,66	32,45
Z1-2	198,10	46,30	4278,62	36,11	36,48		29,53	
Z1-3	193,65	45,50	4256,04	35,70	36,35		28,91	
Z1-4	199,48	44,40	4492,79	39,84	38,91		35,71	
Z3-1	200,26	46,60	4297,43	36,64	36,82	37,79	30,35	32,80
Z3-2	193,54	43,50	4449,20	39,48	38,67		35,07	
Z3-3	199,88	45,50	4392,97	38,27	37,88		32,99	

* Velocidade da onda ultra-sônica através do corpo de prova.

** Módulo de elasticidade dinâmico, obtido a partir do ensaio de ultrassom.

*** Módulo de elasticidade estático calculado a partir do ensaio de ultrassom pelo critério do CEB-FIP.

**** Resistência do concreto dos corpos de prova calculado a partir do módulo de elasticidade dinâmico.

A Tabela 12 ilustra o critério adotado para verificar a qualidade do concreto a partir da porcentagem de porosidade do concreto obtido a partir do ensaio de porosidade do concreto.

Tabela 12 – Resultados do ensaio de porosidade do concreto. Fonte: Andrade, 1992.

Porosidade (%)	Qualidade do concreto
>15	Deficiente
10 a 15	Normal
<10	Durável

A Tabela 13 ilustra o resultado do ensaio de absorção de água por capilaridade através da porcentagem de porosidade. Para todos os testemunhos a qualidade do concreto foi normal.

Tabela 13 – Resultados do ensaio de absorção de água, porosidade, massa específica da amostra seca e massa específica real do concreto dos testemunhos extraídos.

Corpo de prova	P seco (g)	P sat (g)	P sub (g)	Porosidade (%)	Absorção (%)	Média Porosidade (%)
Z1-1	3629,30	3843,30	2248,00	13,41	5,90	14,11
Z1-2	3508,80	3724,80	2175,00	13,94	6,16	
Z1-3	3407,40	3635,50	2121,00	15,10	6,70	
Z1-4	3524,30	3743,00	2178,00	14,00	6,20	
Z3-1	3568,70	3784,30	2212,00	13,71	6,04	13,65
Z3-2	3457,20	3662,50	2149,00	13,56	5,94	
Z3-3	3567,80	3782,30	2213,00	13,67	6,01	

A Tabela 14 ilustra a resistência à compressão (f_c) estimada a partir do índice esclerométrico. Foi utilizada a curva dada pelo fabricante do aparelho para o cálculo de f_c .

Tabela 14– Caracterização do concreto dos corpos-de-prova extraídos, através do ensaio de esclerometria.

Corpo-de-prova	IE*	f'_c (MPa) **	Média f'_c (MPa)
Z1-1	43,94	33,19	31,39
Z1-2	42,50	31,24	
Z1-3	42,00	30,56	
Z1-4	42,00	30,56	
Z3-1	43,44	32,51	32,56
Z3-2	44,11	33,42	
Z3-3	42,88	31,75	

* Índice esclerométrico

** Resistência à compressão estimada pela curva do fabricante do aparelho de ensaio (Proceq)

A Tabela 15 ilustra os resultados da resistência à compressão de cada corpo-de-prova e o módulo de elasticidade. Foram analisadas a zona 1 relativo à transversina TR20 e a Zona 3 relativo à longarina V1.

Tabela 15– Caracterização do concreto dos testemunhos extraídos, através dos ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade.

Corpo-de-prova	f_c (MPa) *	Média f_c (MPa)	E (GPa) **	Média E (GPa)	E (GPa) ***
Z1-1	39,26	32,07	26,48	26,28	26,86

Z1-2	29,74		27,70		
Z1-3	26,68		♦		
Z1-4	32,60		24,65		
Z3-1	29,58	28,53	28,91	32,10	24,70
Z3-2	25,83		♦		
Z3-3	30,18		35,28		

- * Resistência do concreto dos corpos de prova, obtido a partir do ensaio de compressão axial.
- ** Módulo de elasticidade estático, obtido a partir do ensaio de módulo de elasticidade.
- *** Módulo de elasticidade estático calculado a partir da resistência a compressão, de acordo com a norma NBR 6118(2003).
- ♦ Corpo-de-prova utilizado para a determinação da resistência inicial.

A1.3.5 Discussão dos resultados experimentais – Ensaio Destrutivos e Não Destrutivos

A Tabela 16 ilustra os resultados dos ensaios não destrutivos realizados na Ponte sobre o Rio Jaguari. Os resultados desses ensaios mostraram em geral um concreto regular devido a presença de fissuras no local do ensaio e uma frente de carbonatação aceitável para a idade da estrutura de acordo com CEB(1993).

Tabela 16 – Resultados dos ensaios não-destrutivos

Zonas	Esclerometria	Ultrassom		Carbonatação
	Média Fc' (MPa)	Velocidade (m/s)	Qualidade concreto	Média da Profundidade de Carbonatação (mm)
Z1	34,93	4162,8 2973,0 2071,4	Ótimo Regular Regular	-
Z2	38,27	2125,90 2124,70	Regular Regular	12,89
Z3	43,53	2828,50 3181,50	Regular Bom	12,93
Z4	39,60	4494,38	Ótimo	-

A Tabela 17 ilustra os resultados dos ensaios destrutivos através dos testemunhos extraídos. Os ensaios realizados foram de caracterização mecânica do concreto, além dos ensaios de esclerometria, de ultrassom e de porosidade nos corpos-de-prova retirados na ponte.

Os resultados desses ensaios mostraram pouca variabilidade nas resistências à compressão e do módulo de elasticidade estimados através de diferentes métodos com os resultados dos ensaios mecânicos. Esses

métodos mostraram-se eficientes para a caracterização dos materiais utilizados na construção da estrutura e verificação de sua integridade.

A resistência à compressão e o módulo de elasticidade atendem as especificações de projeto, haja vista que os testemunhos extraídos sofrem o efeito de bronqueamento. Esse efeito causa um pequeno decréscimo na resistência do concreto, podendo diminuir o valor da resistência à compressão de até 10%.

Tabela 17 – Média dos Resultados dos ensaios destrutivos realizados nos testemunhos extraídos

Zona	Esclerometria - Média	Ultrassom - Média		Compressão axial - Média		Porosidade
	f'_c (MPa) *	f'_c (MPa) *	E (GPa) **	f_c (MPa) *	E (GPa) **	Qualidade concreto
Z1	31,39	32,45	37,66	32,07	26,28	Normal
Z3	32,56	32,80	37,79	28,53	32,10	Normal

* Estimativa da resistência à compressão do concreto dos corpos-de-prova obtido a partir dos ensaios não-destrutivos.

** Módulo de elasticidade estático calculado a partir do ensaio de ultrassom pelo critério do CEB-FIP.

A1.3.6 Conclusões dos Ensaios Experimentais

Foram realizados ensaios experimentais não destrutivos e destrutivos na ponte do Rio Jaguari.

Os resultados desses ensaios mostraram pouca variabilidade nas resistências à compressão e do módulo de elasticidade estimados através de diferentes métodos com os resultados dos ensaios mecânicos. Esses métodos mostraram-se eficientes para a caracterização dos materiais utilizados na construção da estrutura e verificação de sua integridade.

A resistência à compressão e o módulo de elasticidade atendem as especificações de projeto, haja vista que os testemunhos extraídos sofrem o efeito de broqueamento. Esse efeito causa uma pequeno decréscimo na resistência do concreto, podendo diminuir o valor da resistência à compressão do corpo-de-prova de até 10%.

O ensaio realizado da frente de carbonatação retratou um concreto aceitável para a idade da estrutura, de acordo com CEB(1993).



ANEXO 2
MODELOS NUMÉRICOS

A2.1 INTRODUÇÃO

Neste anexo apresenta-se, de maneira sucinta, os principais aspectos concernentes aos modelos numéricos elaborados para representar a estrutura da Ponte do Rio Jaguari. São descritos os fundamentos dos modelos, o tipo de carregamento adotado e as características dinâmicas estruturais. A estrutura, considerada em regime linear, foi modelada de duas maneiras: através de elementos de barra e em elementos tridimensionais.

A2.2 MODELAGEM

A2.2.1. Metodologia

A análise estrutural da Ponte sobre o Rio Jaguari foi realizada por meio de modelos computacionais baseados no Método dos Elementos Finitos utilizando-se o software SAP2000® V14.

O primeiro modelo foi composto apenas de elementos de barras retilíneas (superestrutura e mesoestrutura). O intuito deste modelo 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 permitem comparações com os modelos mais complexos, discutidos a seguir.

O segundo modelo foi composto de elementos de barras e elementos de área (tridimensional / shell). Este modelo foi desenvolvido com o software utilizado por meio da ferramenta denominada BrIM (módulo para pontes), no qual é possível a edição de veículos e geometria do tabuleiro, com a definição mais apropriada dos casos a analisar.

O terceiro caso em estudo (terceiro modelo) apresenta o mesmo desenvolvimento do segundo modelo, porém, tendo-se utilizado as propriedades reais do concreto, de acordo com os ensaios laboratoriais efetuados nos testemunhos extraídos na ponte do Rio Jaguari.

A2.2.2. Modelo de Pórtico Espacial em Elementos Finitos

A2.2.2.1. Modelo 1 (modelo de barras)

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

Para as condições de contorno da mesoestrutura, foi considerado engastamento perfeito para a base dos pilares. Já a superestrutura foi considerada simplesmente apoiada sobre os pilares. Esta condição também foi adotada para as extremidades (região da laje de transição).

Na modelagem, foram utilizados elementos de barra, do tipo pórtico espacial, retilíneos para os pilares e curvilíneos para a superestrutura, conforme ilustrado na Figura 1 deste anexo.

A seção transversal da superestrutura, composta de laje sobre longarinas, foi criada utilizando-se o recurso denominado "Section Designer", existente no software já referido, conforme ilustrado na Figura 2 deste anexo. 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, não sendo necessária sua modelagem geométrica. Para a criação da seção transversal, a superelevação de 8% descrita em projeto foi levada em conta, assim como a declividade de 5,9% da pista e o raio de curvatura de 305,50m. As barras com as seções transversais do tabuleiro podem ser parcialmente visualizadas na Figura 3 deste anexo.

O material utilizado foi o concreto classe C20, $f_{ck} = 20\text{MPa}$, para a superestrutura e C18, $f_{ck} = 18\text{MPa}$, para a mesoestrutura. O módulo de elasticidade foi calculado de acordo com a norma NBR 6118 (2004). Para a superestrutura obteve-se $E_c = 25,0\text{GPa}$ e para a mesoestrutura $E_c = 23,8\text{GPa}$. As demais propriedades do concreto (massa, peso específico e coeficiente de dilatação) foram adotadas de acordo com as recomendações das normas ABNT, NBR 7187 (2003) e NBR 6118 (2003).

A2.2.2.2. Modelo 2

Este modelo é uma versão aprimorada do modelo simplificado descrito anteriormente e utiliza elementos finitos tridimensionais (tipo "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 4 do anexo.

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 ilustrado na Figura 5 deste anexo. 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 6 deste anexo.

A Figura 7 do anexo apresenta a superestrutura isolada, destacando parte do tabuleiro, transversinas e a variação da longarina, enquanto a Figura 8 ilustra, de maneira mais abrangente, uma visão inferior da superestrutura onde é possível observar o total de transversinas, face inferior do tabuleiro, variações da espessura da longarina, número de vãos e curvatura da ponte.

Um nó simples permite a ligação entre pilares e longarina. A Figura 9, no anexo, ilustra essa ligação, dando destaque para o aumento de espessura na região do pilar, de acordo com o projeto estrutural.

A2.2.2.3. Modelo 3

O modelo 3 apresentaria a mesma geometria desenvolvida no modelo 2, acrescida de informação efetiva das propriedades do concreto que foram obtidas em laboratório por meio dos corpos-de-prova extraídos in loco. Com isso, o modelo representaria a estrutura de maneira mais realista e consistente.

Nota: Os valores correspondentes às propriedades do concreto estrutural, tanto o previsto em projeto, quanto o determinado a partir de ensaios em corpos-de-prova retirados da obra, foram aproximadamente os mesmos. Assim, não houve necessidade de realizar o processamento do modelo 3 da estrutura.

A2.2.3. Carregamentos

A2.2.3.1. Cargas Permanentes

De acordo com as propriedades do material adotadas no modelo geométrico, dentre eles o peso específico, o software utilizado quantifica automaticamente o peso próprio de toda a estrutura representada no modelo geométrico. As cargas que representam o guarda-rodas e a camada de asfalto foram inseridas a parte, sendo que os seus valores estão descritos na Tabela 1, a seguir:

Tabela 1 – Valores das sobrecargas permanentes

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

Informações geométricas sobre o revestimento e guarda-rodas foram retiradas do projeto fornecido. Os pesos específicos destes elementos foram adotados conforme recomendações da norma NBR 7188 (2003).

A2.2.3.2. Cargas Móveis Verticais

Todas as simulações realizadas foram feitas de acordo com os carregamentos descritos na NBR 7188 (1984) para trem-tipo Classe 45. O carregamento principal é dado por um veículo composto de 3 eixos e 6 rodas, com carga por eixo de 75kN e espaçamentos entre o eixo das rodas de 1,5m, conforme ilustrado nas Figuras 10 e 11 em anexo.

Além do carregamento principal, uma carga distribuída de 5kN/m² (carga de multidão para simular o efeito de outros veículos sobre a ponte) é imposta segundo orientação da norma NBR 7188(1984), conforme mostrado na Figura 12 em anexo. A carga distribuída de intensidade p é aplicada em toda a pista de rolamento, e estão incluídas: as faixas de tráfego, os acostamentos e os afastamentos. Foi descontada a área sob o veículo.

Nos processamentos, o trem-tipo foi lançado como carga móvel, tendo-se analisado os casos “Multi-Step Static” (pseudo-estático / estático) e “Time-History” (dinâmico). A pista de rolamento, “Lane”, foi concebida para as duas piores posições transversais consideradas, de maneira a maximizar os esforços nas longarinas. A distribuição das forças da carga móvel para a superestrutura foi realizada pelo próprio software, de acordo com a parametrização fornecida pelo usuário.

A norma NBR 7187 (2003) recomenda a utilização do coeficiente de impacto vertical, Φ , a ser aplicado sobre a solução estática e obtido conforme a equação (1), onde L é o vão entre eixos dos apoios, em metros.

$$\Phi = 1,4 - 0,007 \times L \quad (1)$$

Este coeficiente é utilizado para amplificar as cargas do trem-tipo para considerar, simplificada, os efeitos dinâmicos induzidos. Por este motivo, tal coeficiente é utilizado somente nas análises que utilizam o caso “Multi-Step Static” para simular o deslocamento do veículo. Nas análises que utilizam o caso “Time-History” não há necessidade de aplicar o coeficiente de impacto uma vez que suas soluções são dinâmicas, já considerando os efeitos induzidos pela velocidade do veículo, massa e amortecimento da estrutura.

A2. 2.4. Combinações de Ações

Foram feitas verificações de serviço da estrutura com combinações de ações consideradas de interesse para futuros desenvolvimentos no âmbito deste projeto de pesquisa.

A2. 3. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA ESTRUTURA

Frequências naturais e modos de vibração da ponte sobre o rio Jaguari foram determinados através do modelo numérico 2. Nos cálculos foram considerados, além da massa da estrutura, as contribuições das massas do asfalto e do guarda-rodas. O software utilizado gerou os resultados dos 12 primeiros modos de vibração, tendo-se escolhido os 6 primeiros para serem aqui apresentados graficamente, conforme ilustrado nas Figuras 14 a 19 deste anexo. A Tabela 5 apresenta períodos e frequências naturais associados aos 12 primeiros modos de vibração.

Tabela 5 - Frequências obtidas para os modos de vibração

Modo	Período (seg)	f_n (Hz)*	ω (rad/seg)**
1	0,9053	1,1046	6,9404
2	0,7278	1,2739	8,0041
3	0,4762	2,0999	13,1941
4	0,3109	3,2167	20,2111
5	0,2165	4,6195	29,0252
6	0,2031	4,9247	30,9428
7	0,1958	5,1069	32,0876
8	0,1571	6,3639	39,9856
9	0,1496	6,6859	42,0087
10	0,1465	6,8277	42,8997
11	0,1351	7,4018	46,5069
12	0,1171	8,5422	53,6722

* Frequência natural ** Frequência natural angular

FIGURAS DO ANEXO 2

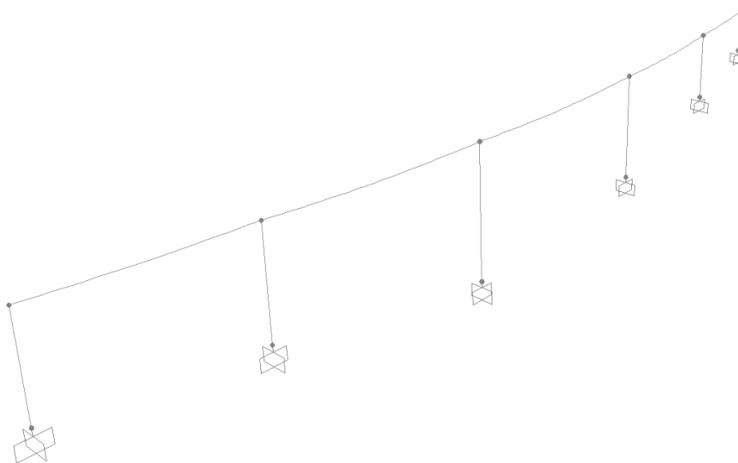


Figura 1 - Vista 3D do Modelo 1 composto de barras curvas e retilíneas

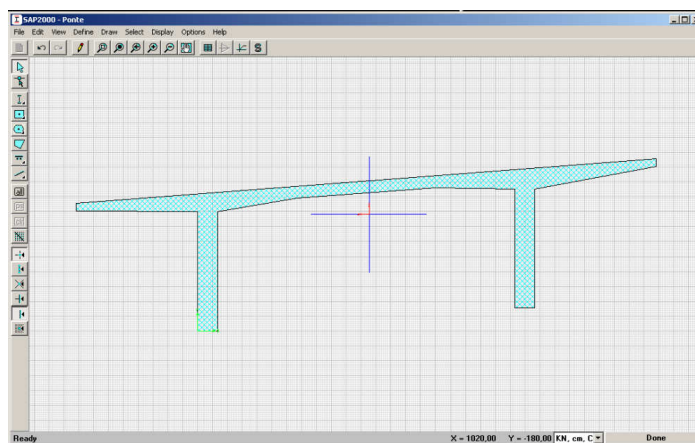


Figura 2 - Versão final da seção do tabuleiro após utilização do "Section Designer"

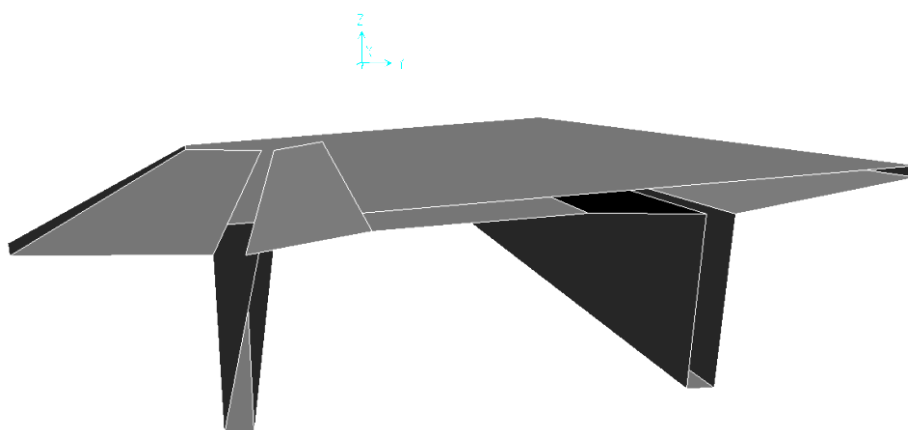
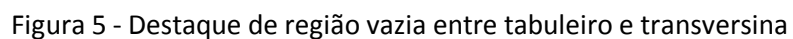


Figura 3- Visualização em perspectiva da barra que representa o tabuleiro





Variation Definition

Variation Name: PVAR1 Units: KN, m, C

Variation Definition:

Point ID	Segment Type and Point Type Segment Is From Point(n - 1) to Point(n)	Distance m	Dim. Change m	Slope m / m
1	Start of Span	0.	0.6	
2	Linear to End of Span	6.	0.	

Buttons: Quick Start..., Insert Above, Insert Below, Modify, Delete, Delete All

Variation Sketch: ☐ Use Equal Horizontal And Vertical Scales In Sketch

Dimension Change Sign:

Distance: Dim. Change: Slope:

Buttons: OK, Cancel

Figura 6 - Declaração da qualidade da variação da seção transversal

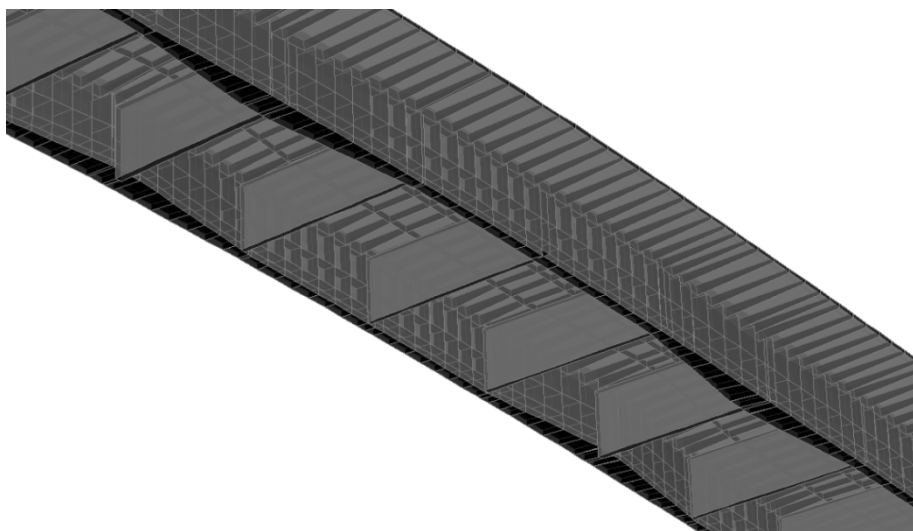


Figura 7 - Vista em perspectiva da superestrutura

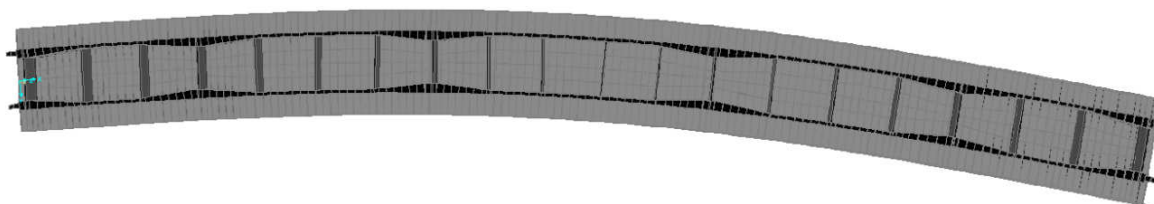


Figura 8 - Vista inferior da superestrutura.

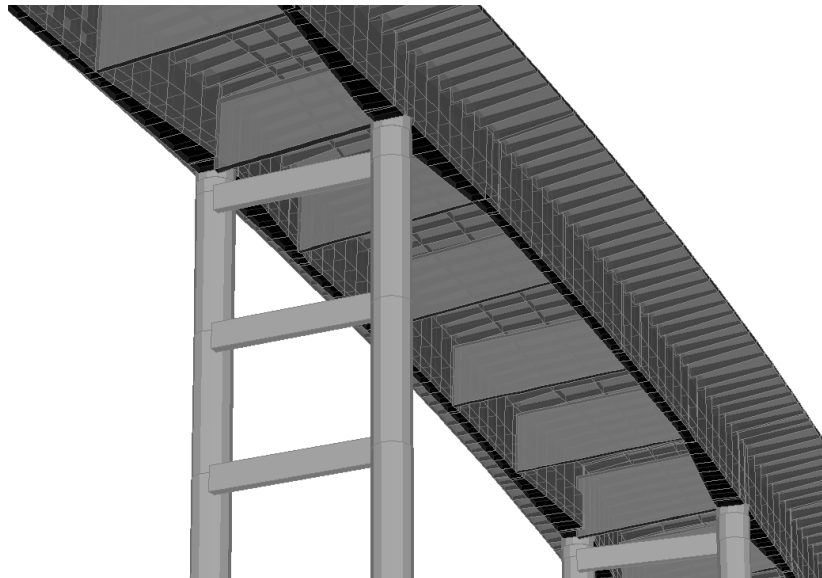


Figura 9 – Vista da Ligação Longarina-Pilar

TIPOS 45 E 30

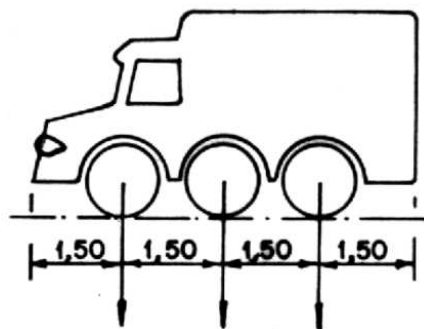


Figura 10 - Vista lateral dos espaçamentos do trem-tipo Classes 30 e 45.

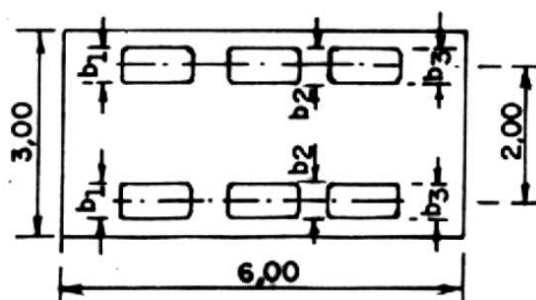


Figura 11 - Vista inferior dos espaçamentos do trem-tipo Classes 30 e 45

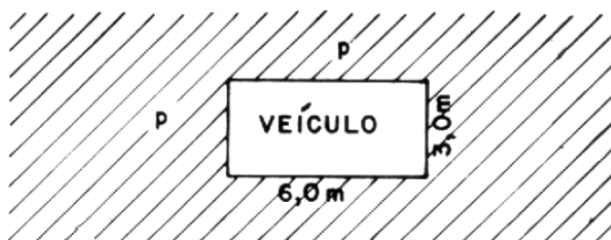


Figura 12 - Carga p distribuída (multidão) ao redor do trem-tipo

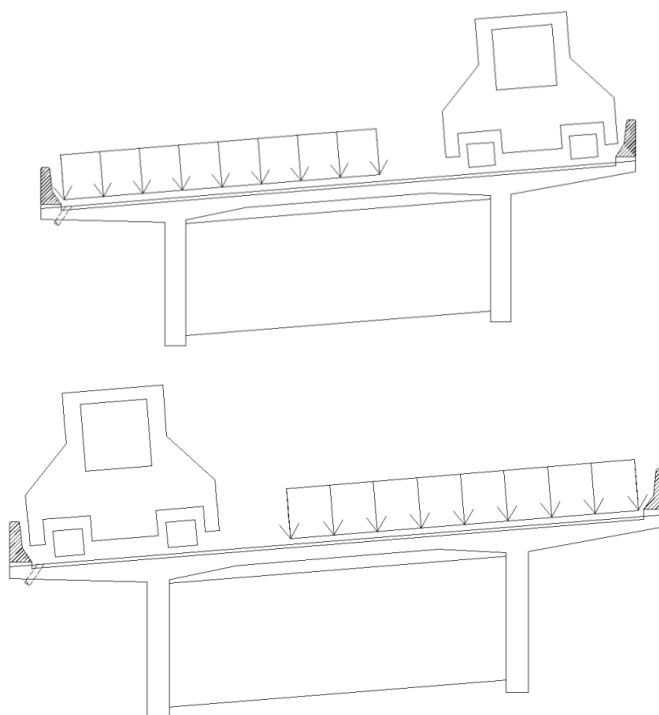
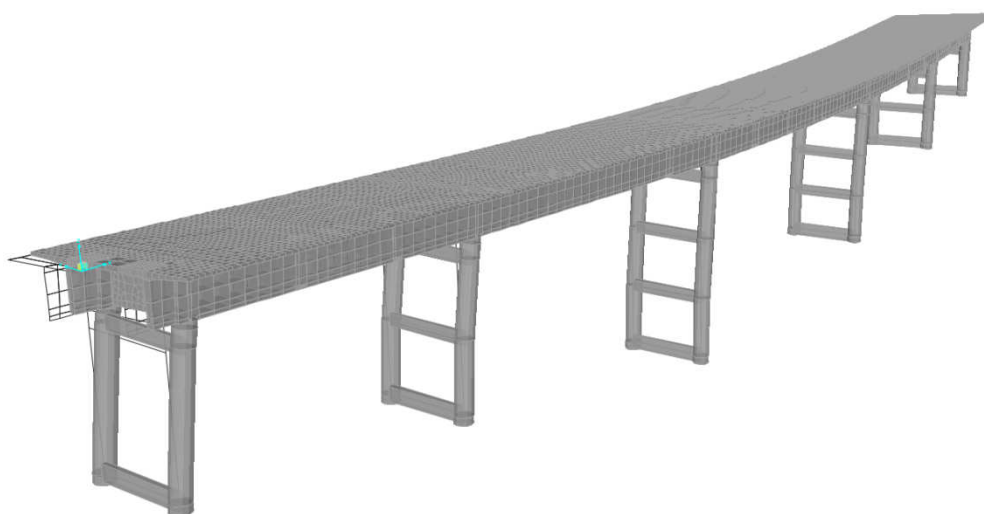


Figura 13 – Distribuição transversal do trem-tipo C45 visando maior esforço individual das longarinas



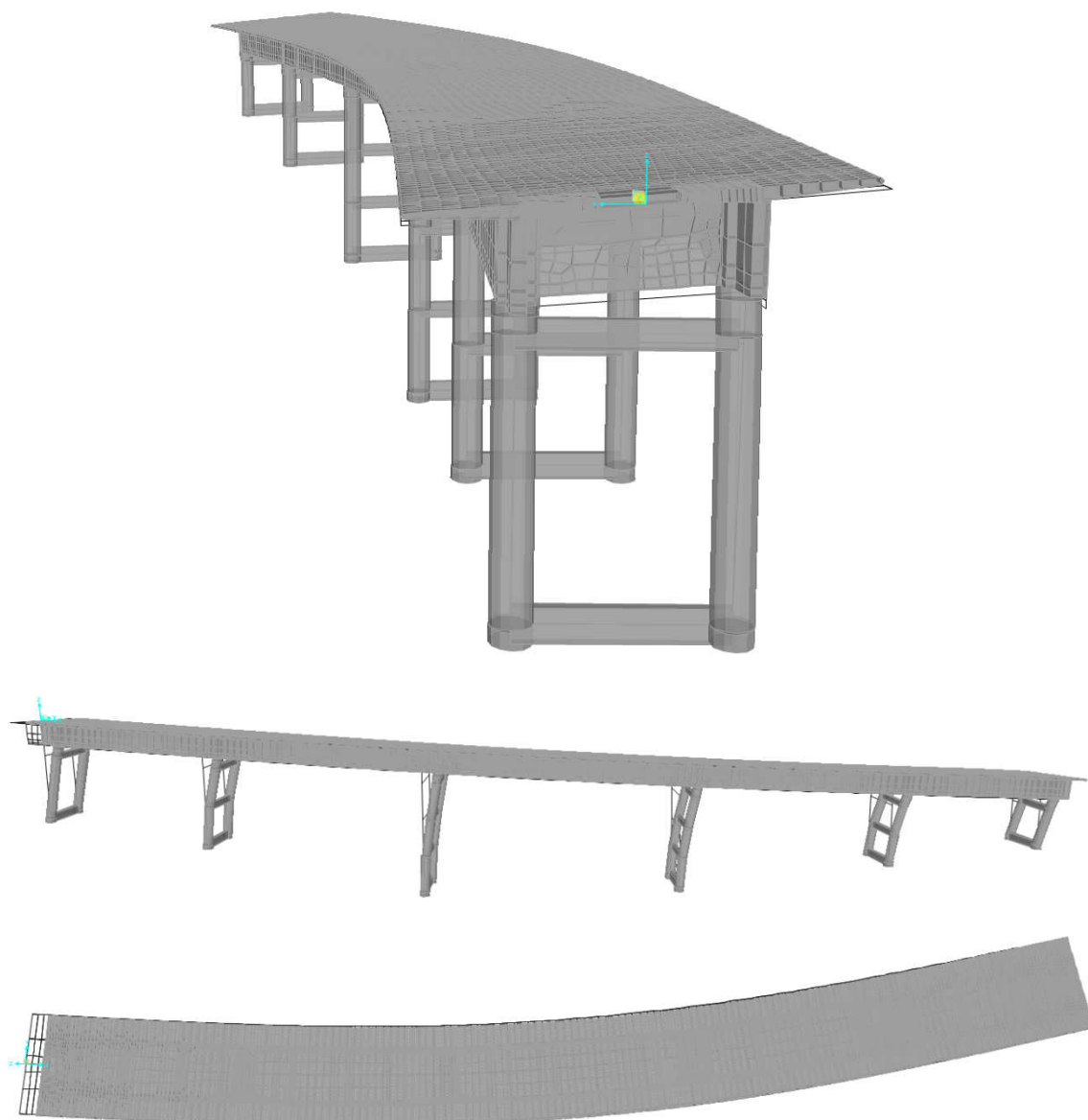
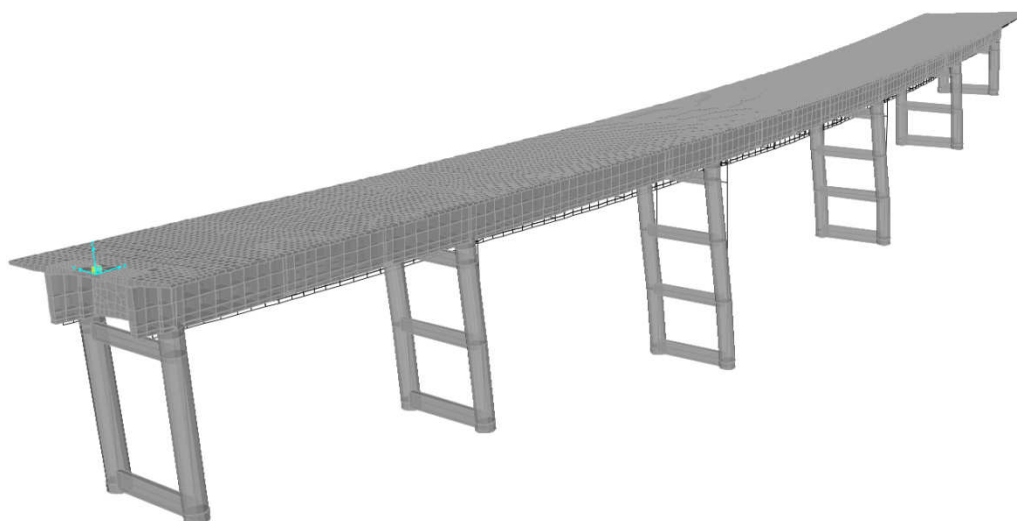


Figura 14 - Vista da deformada e da indeformada da estrutura para o modo de vibração 1 ($f_n = 1,1046\text{Hz}$)



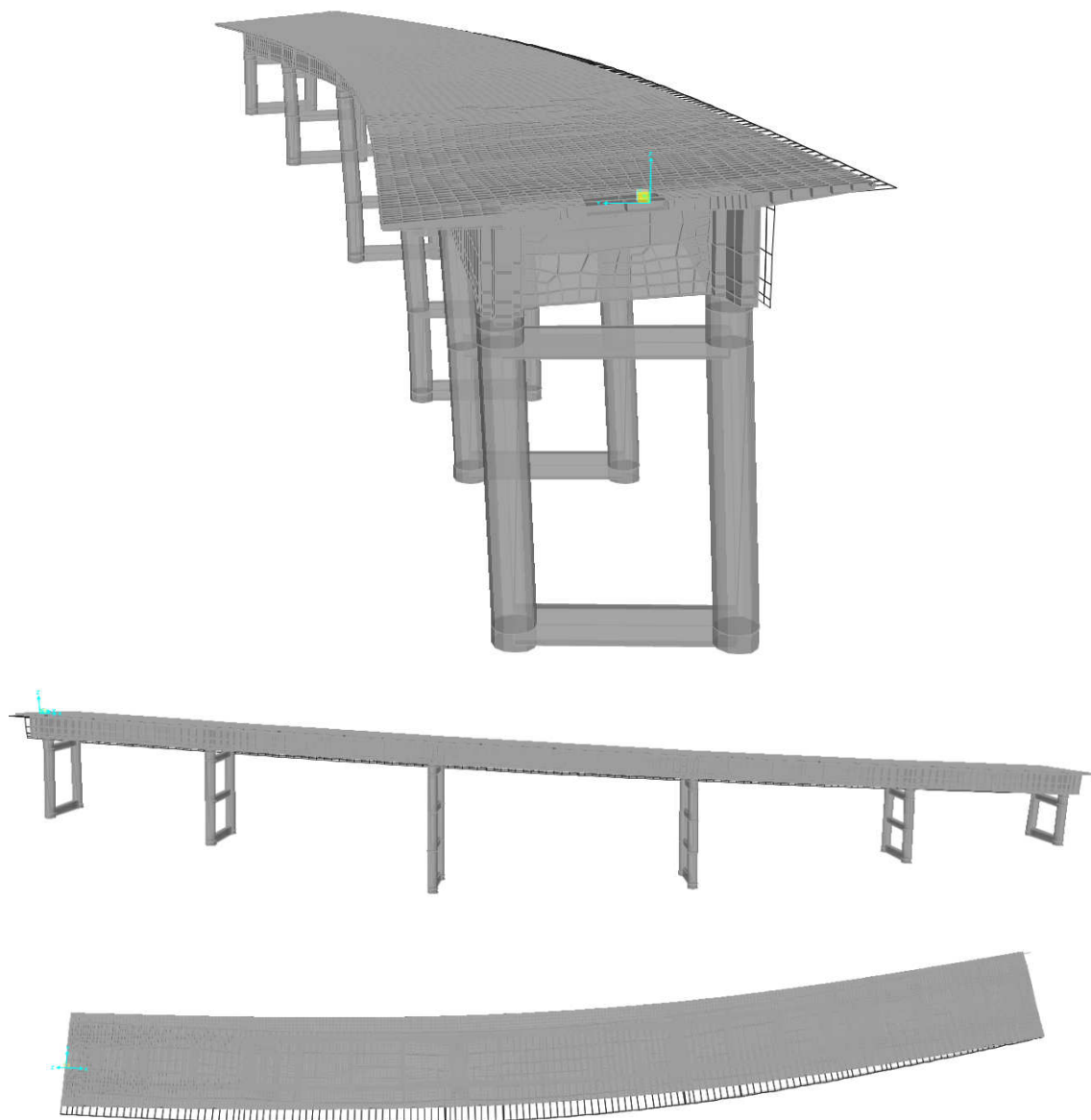
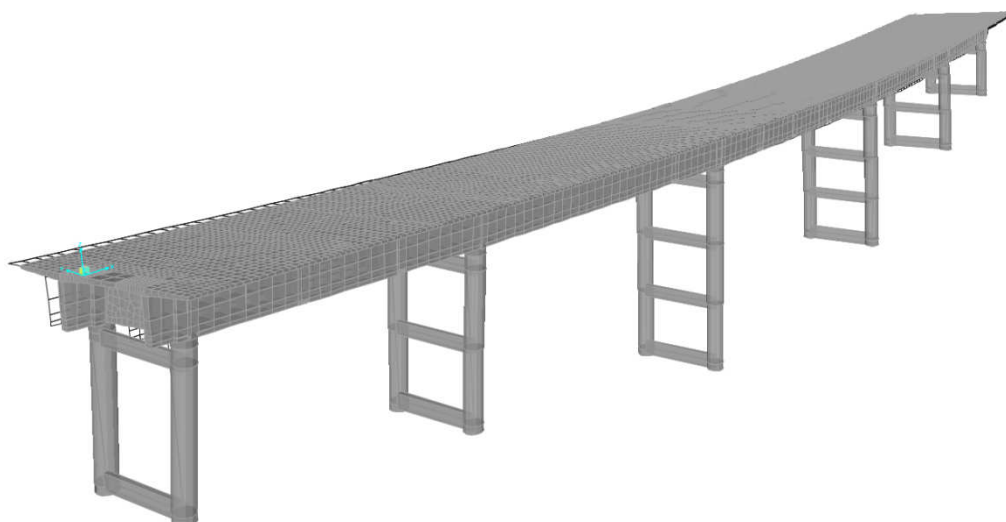


Figura 15 - Vista da deformada e da indeformada da estrutura para o modo de vibração 2 ($f_n = 1,2739\text{Hz}$)



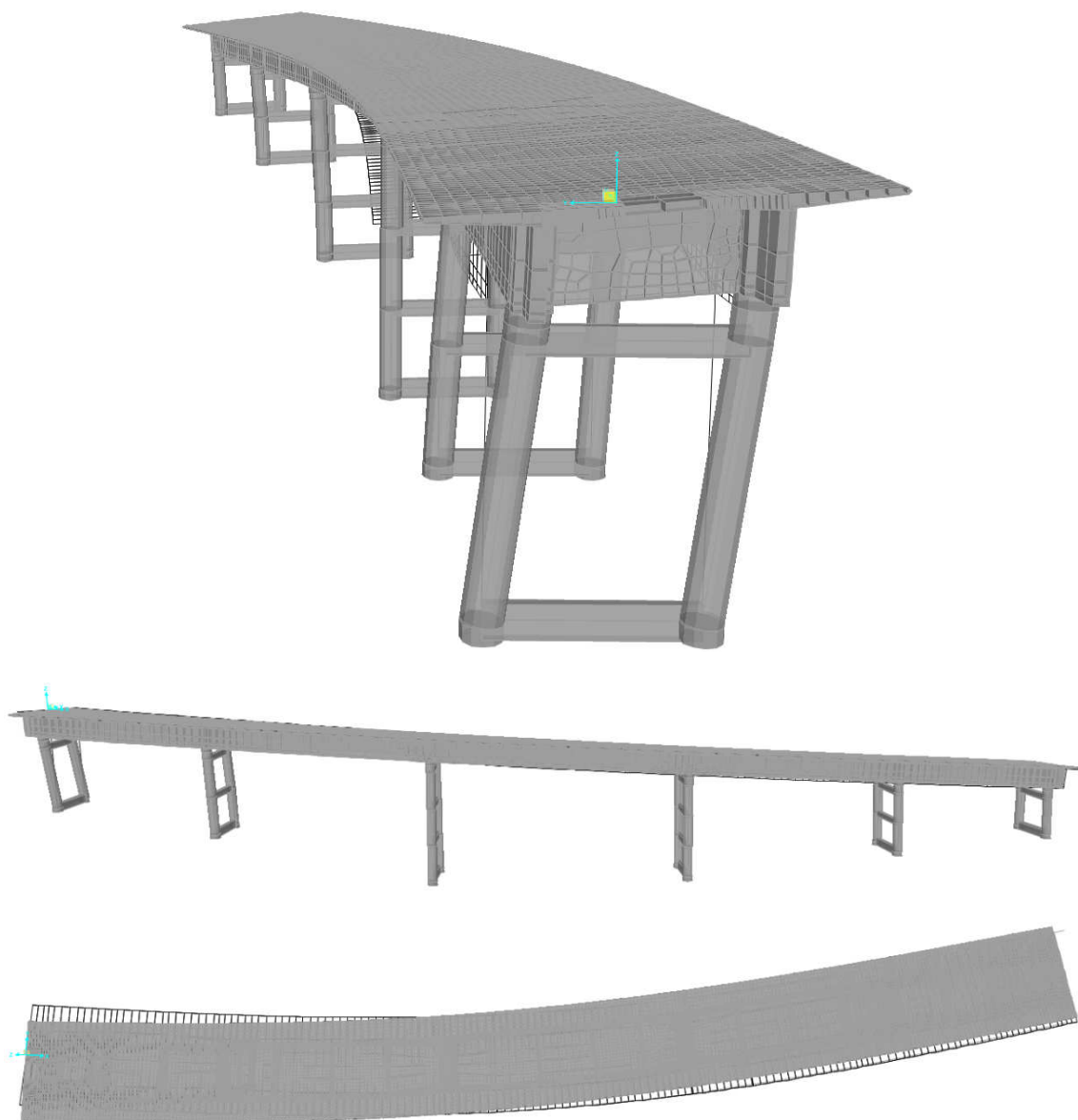
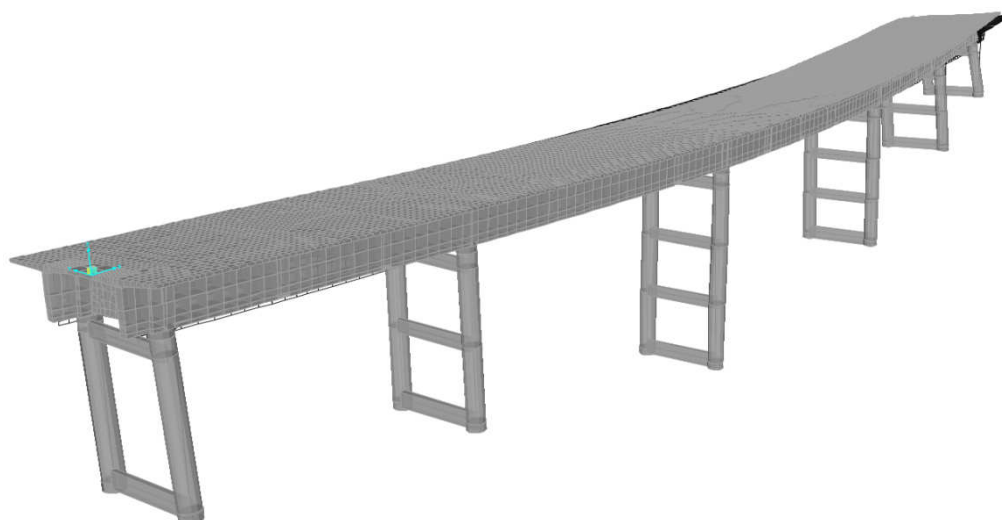


Figura 16 - Vista da deformada e da indeformada da estrutura para o modo de vibração 3 ($f_n = 2,0999\text{Hz}$)



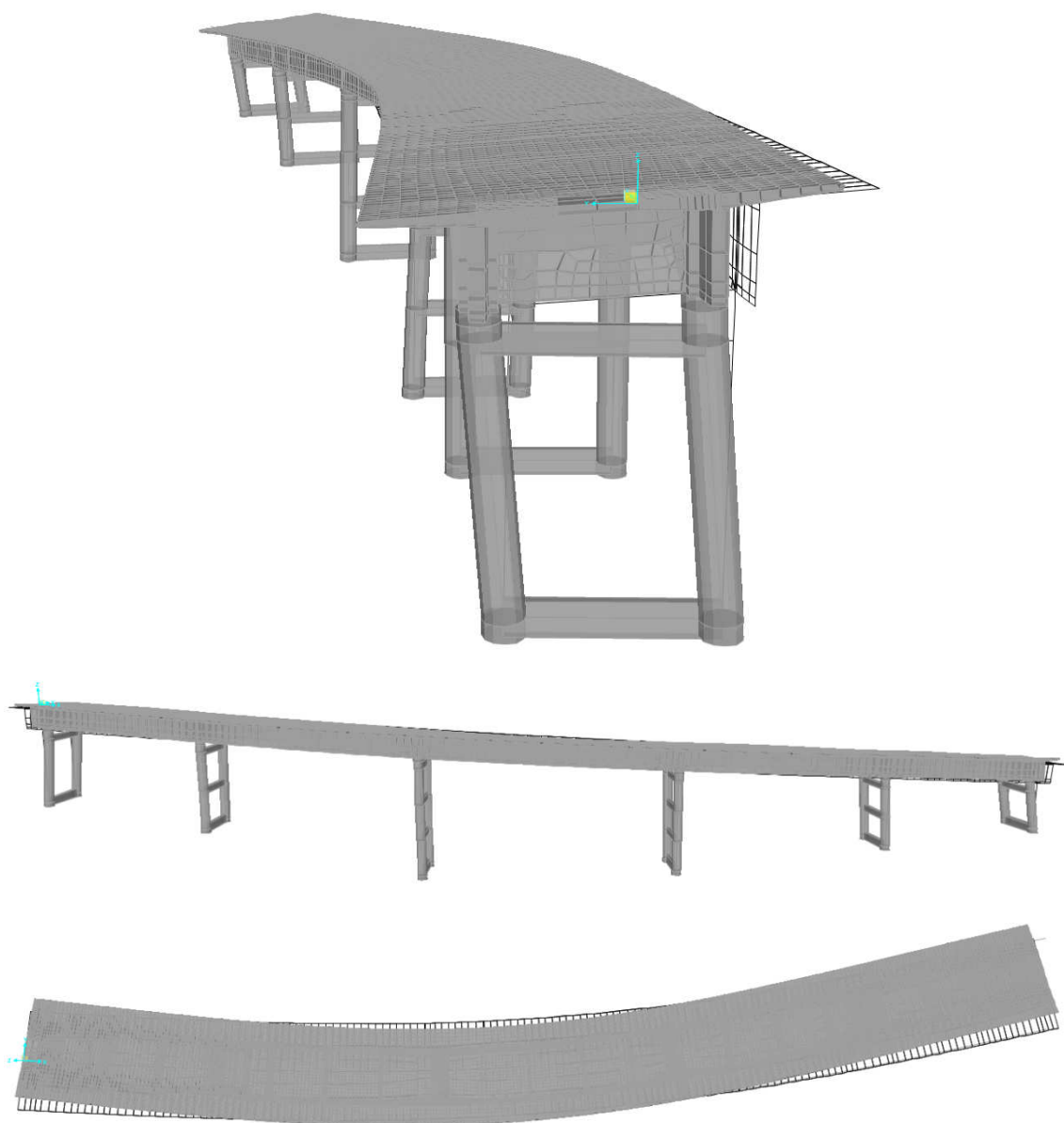
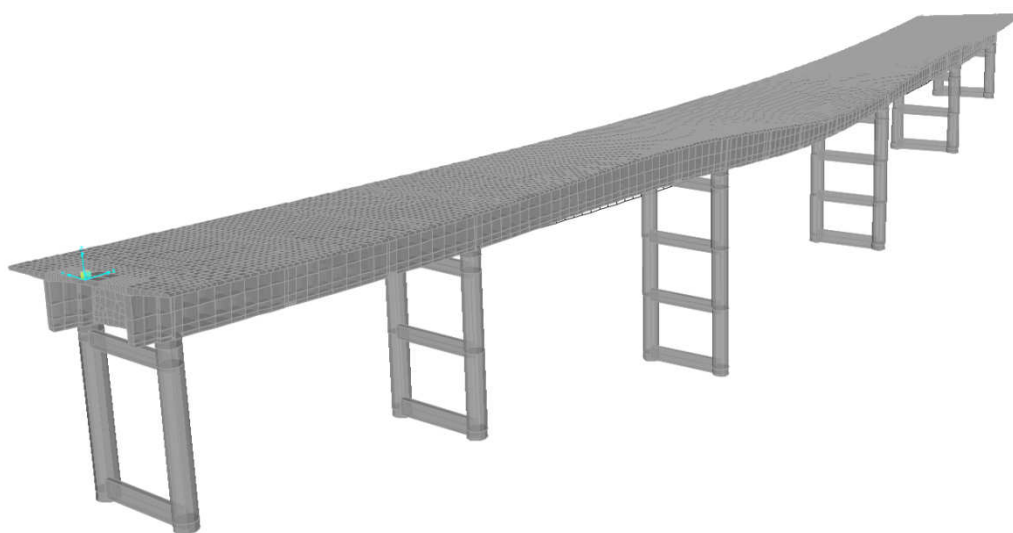


Figura 17 - Vista da deformada e da indeformada da estrutura para o modo de vibração 4
($f_n = 3,2167\text{Hz}$)



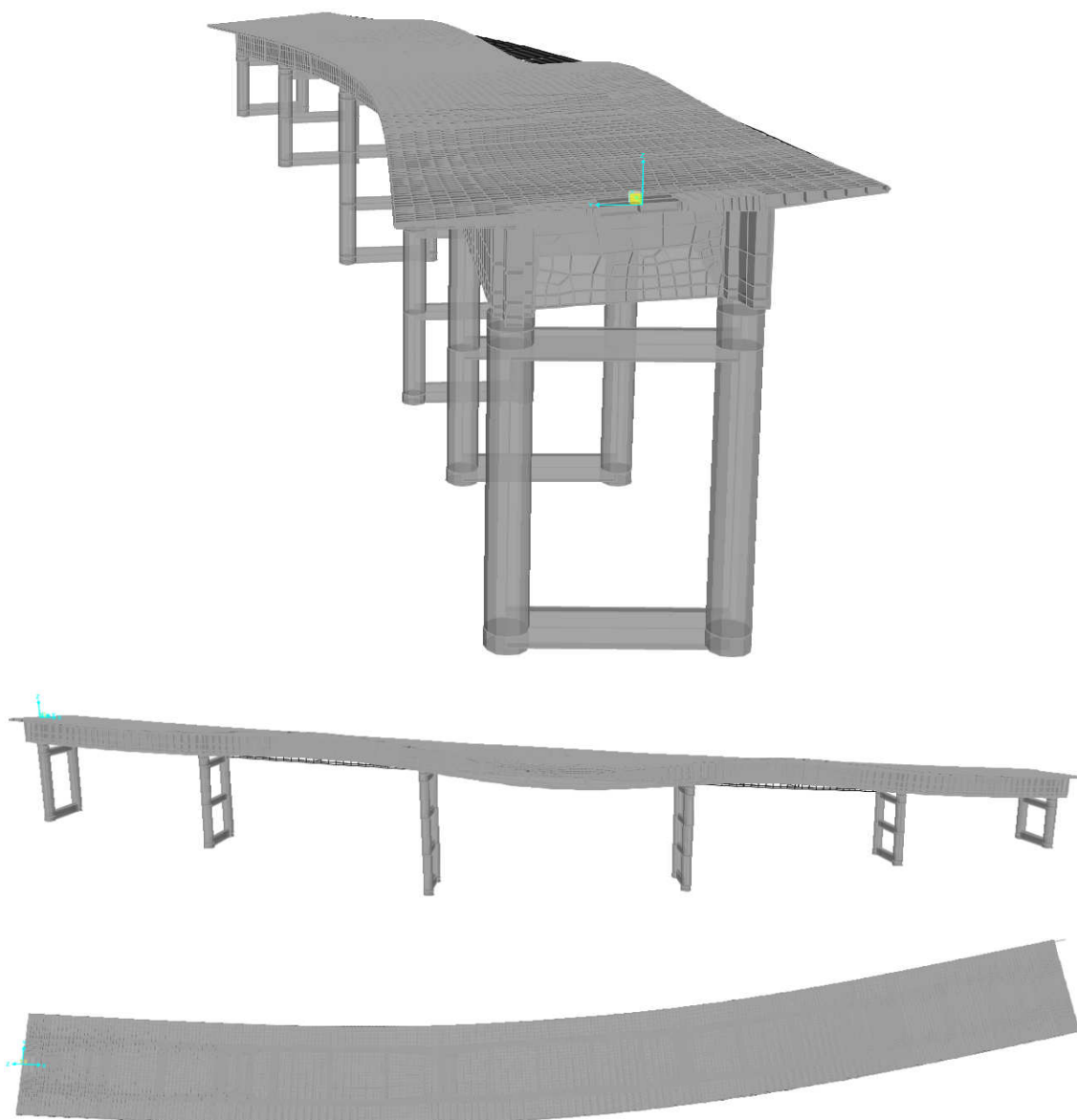


Figura 18 - Vista da deformada e da indeformada da estrutura para o modo de vibração 5
($f_n = 4,6195\text{Hz}$)



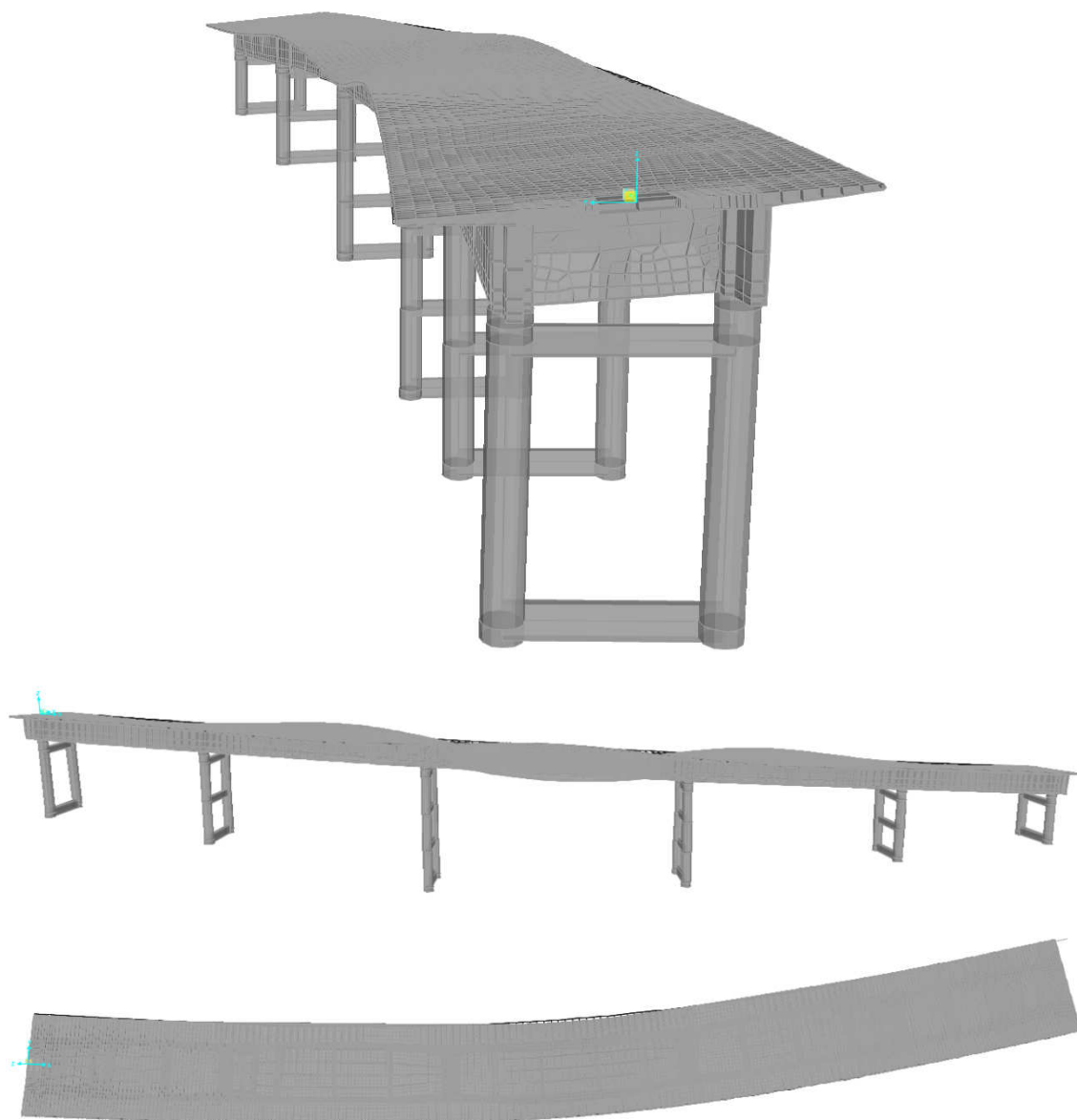


Figura 19 - Vista da deformada e da indeformada da estrutura para o modo de vibração 6
($f_n = 4,9247\text{Hz}$)



ANEXO 3

MODELOS NUMÉRICOS E MONITORAMENTO IMEDIATO E AO LONGO DO TEMPO DA PONTE DO RIO JAGUARI (FIGURAS)

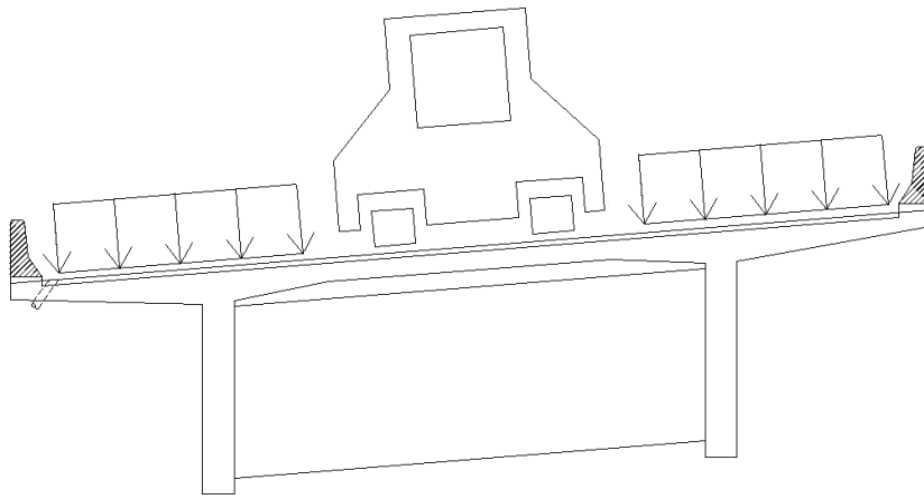


Figura 1 – Distribuição transversal do TT45 no Modelo 2 para comparativo de deslocamentos

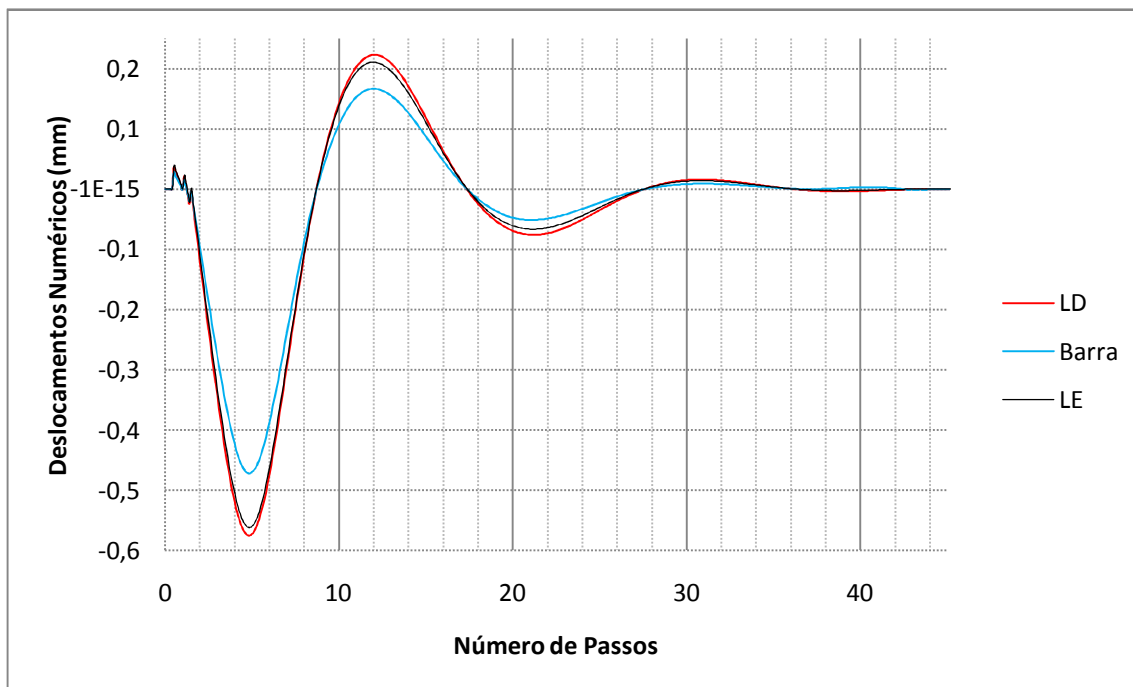


Figura 2- Deslocamento vertical pseudo-estático no centro das longarinas Direita e Esquerda (Modelo 2) e no elemento de barra (Modelo 1) para TT45 (vão de 20m)

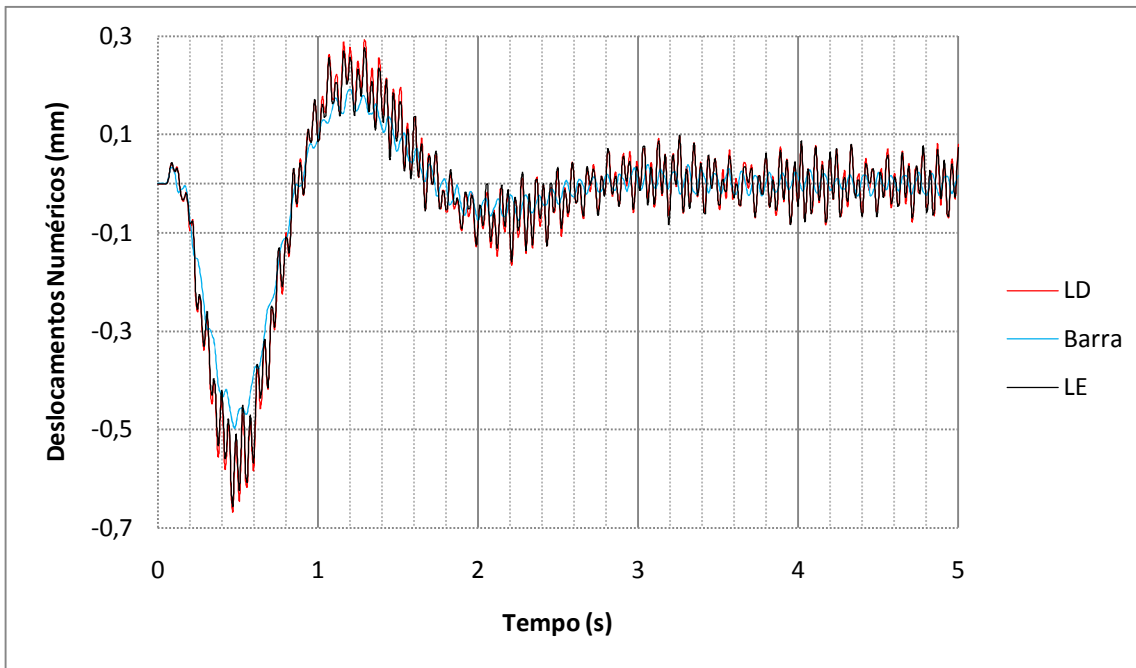


Figura 3- Deslocamento vertical dinâmico no centro das longarinas Direita e Esquerda (Modelo 2) e no elemento de barra (Modelo 1) para TT45 (vão de 20m)

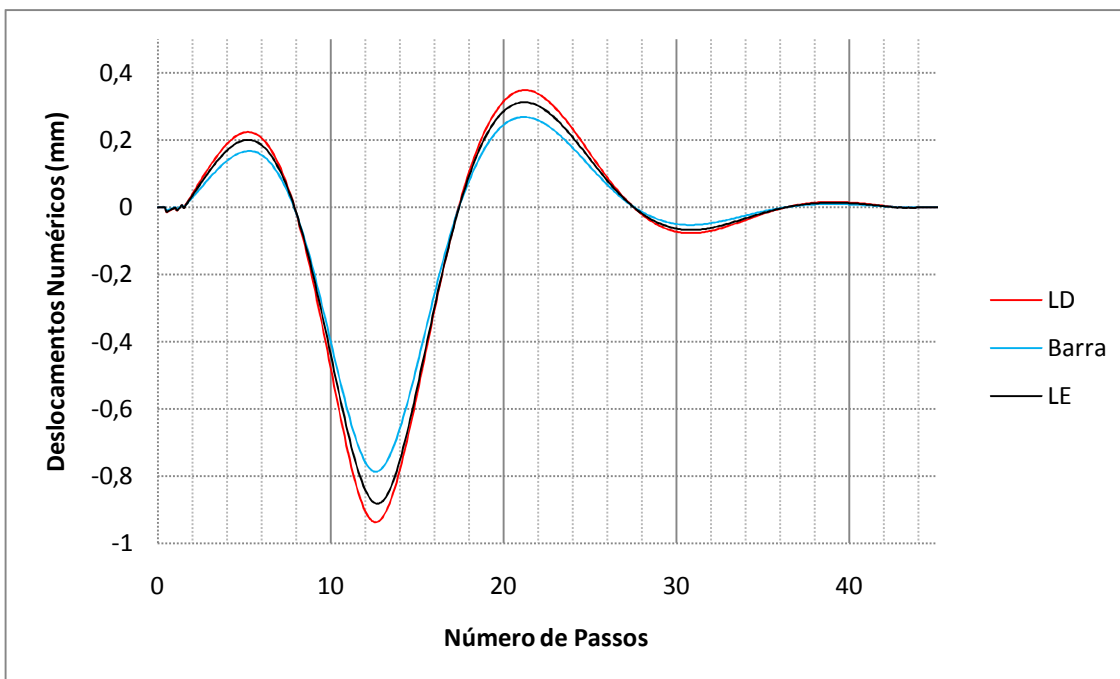


Figura 4- Deslocamento vertical pseudo-estático no centro das longarinas Direita e Esquerda (Modelo 2) e no elemento de barra (Modelo 1) para TT45 (vão de 26m)

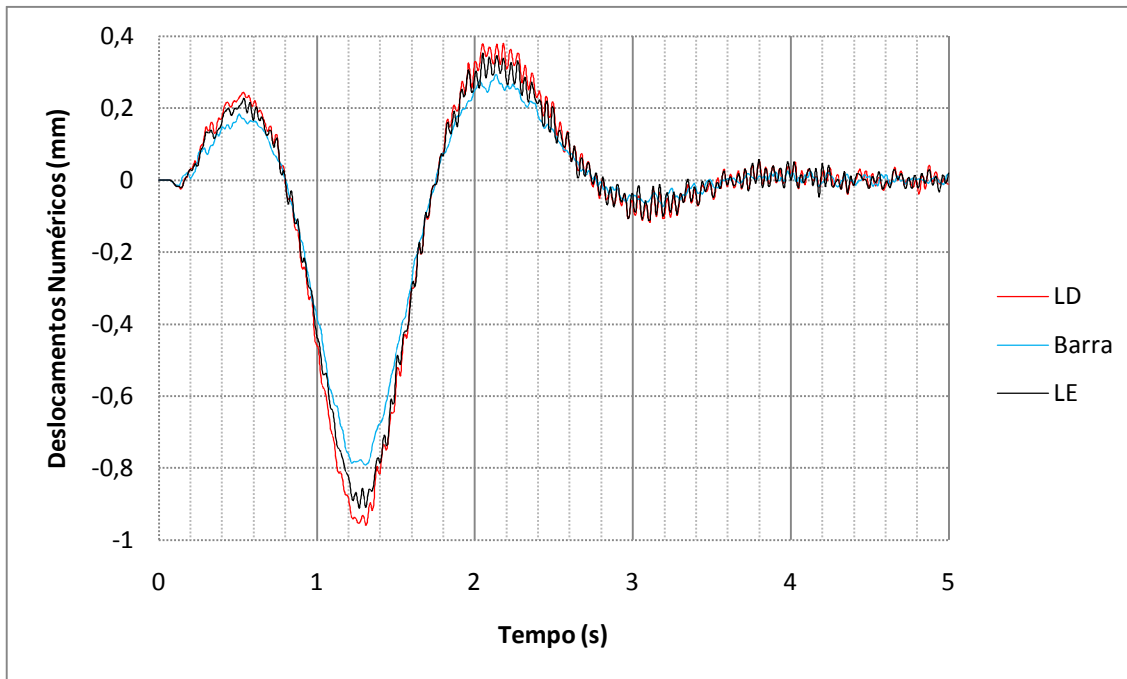


Figura 5- Deslocamento vertical dinâmico no centro das longarinas Direita e Esquerda (Modelo 2) e no elemento de barra (Modelo 1) para TT45 (vão de 26m)

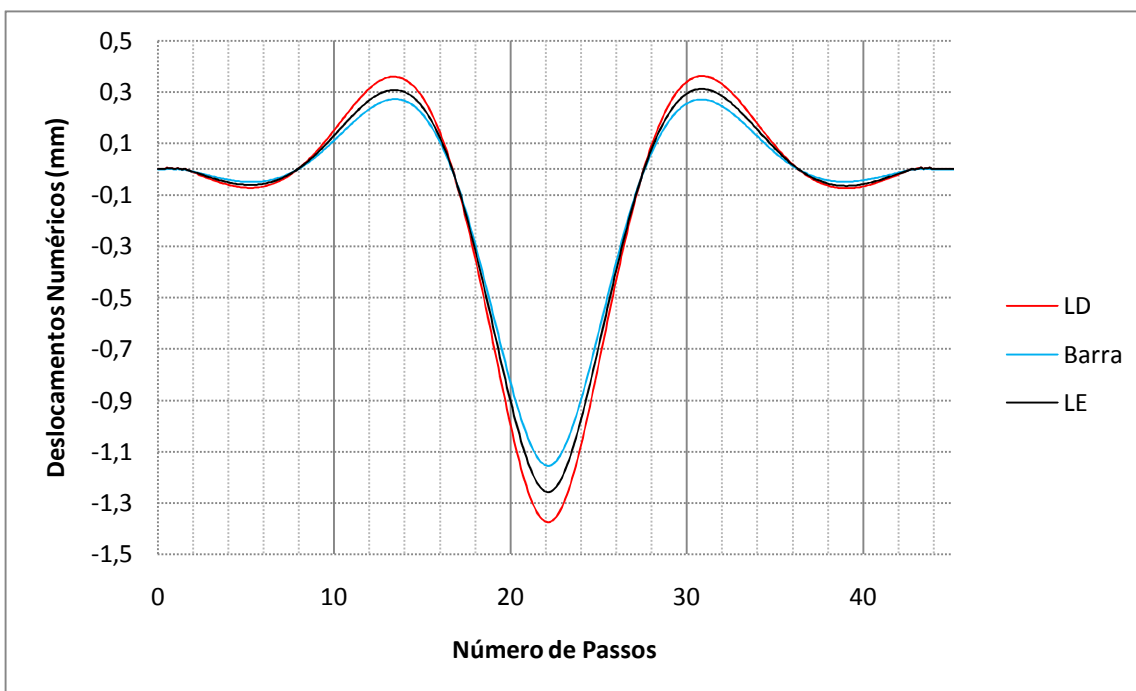


Figura 6 – Deslocamento vertical pseudo-estático no centro das longarinas Direita e Esquerda (Modelo 2) e no elemento de barra (Modelo 1) para TT45 (vão de 30m)

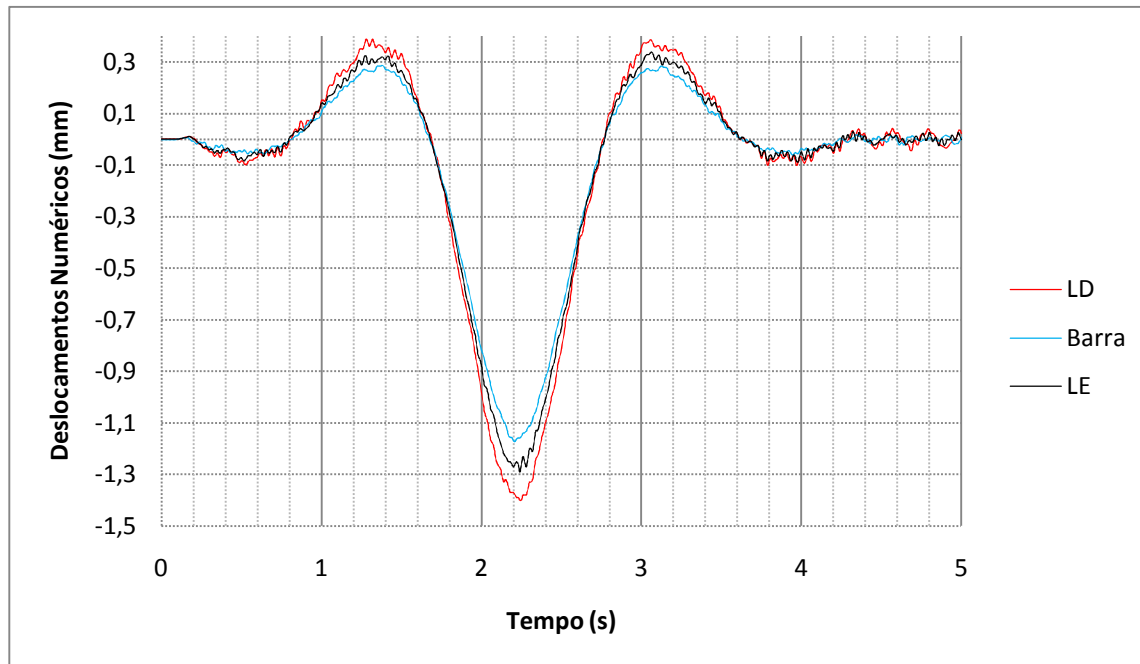


Figura 7 – Deslocamento vertical dinâmico no centro das longarinas Direita e Esquerda (Modelo 2) e no elemento de barra (Modelo 1) para TT45 (vão de 30m)

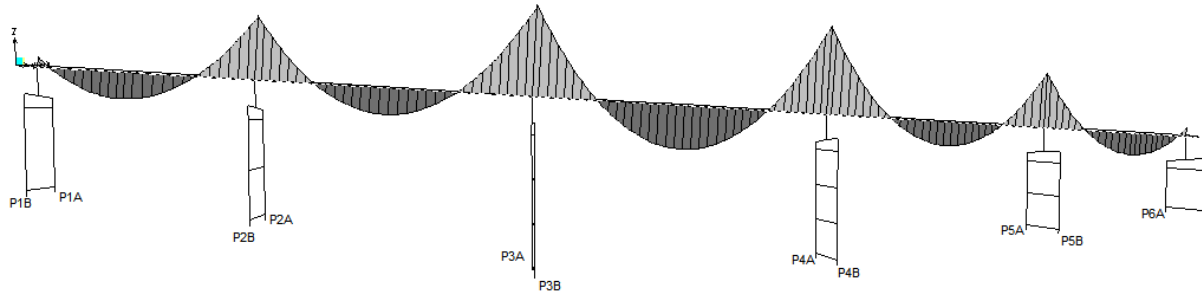


Figura 8 – Diagrama de Momento Fletor Longitudinal

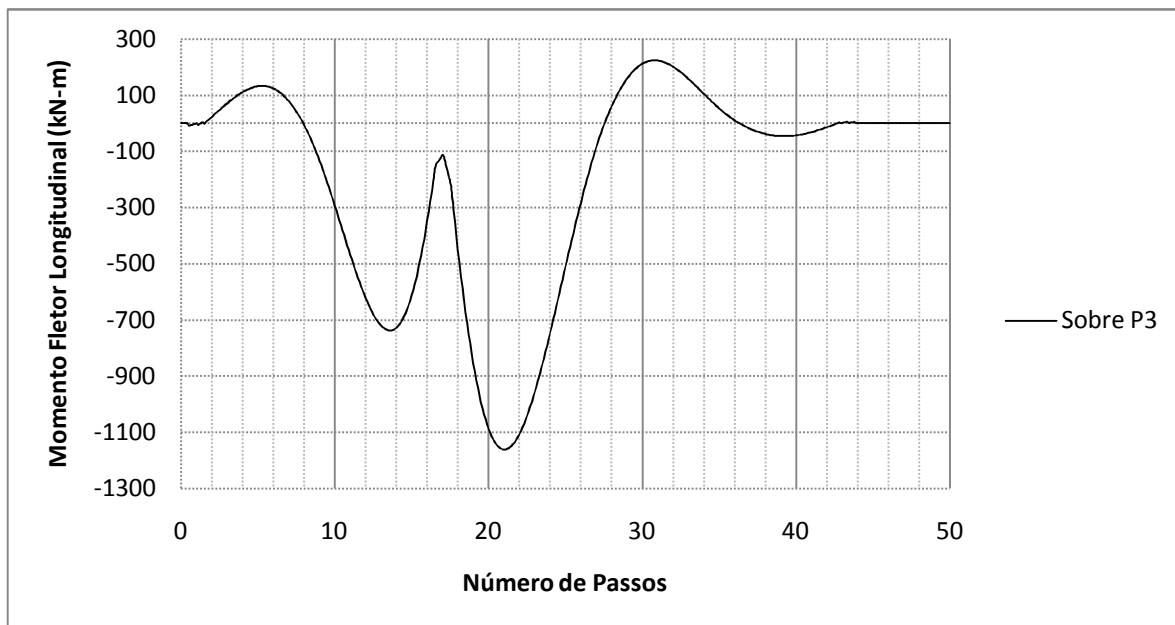


Figura 9 – Distribuição pseudo-estática do momento fletor sobre o pilar P3 para TT45

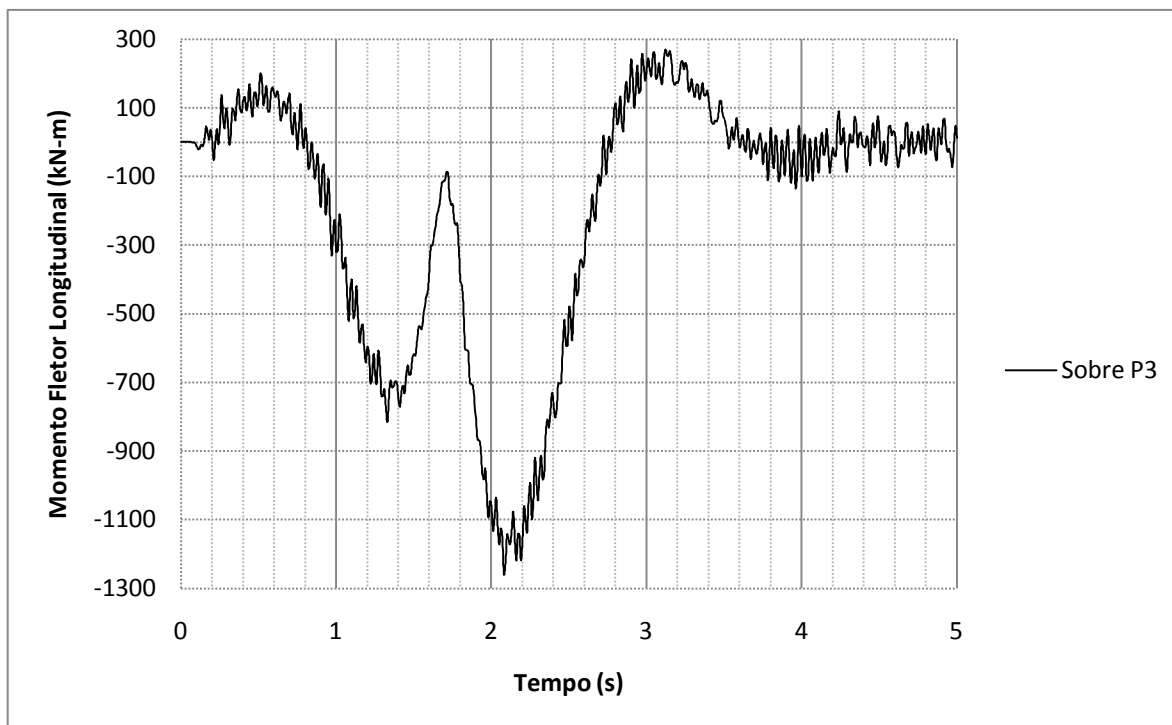


Figura 10 – Distribuição dinâmica do momento fletor sobre o pilar P3 para TT45

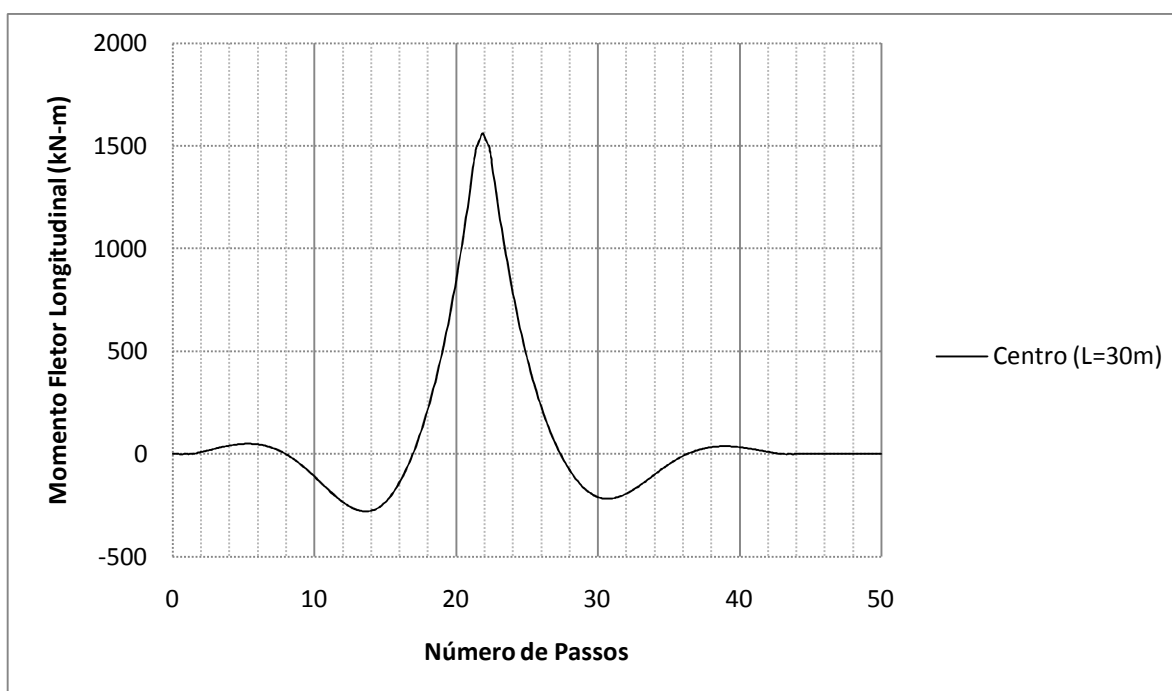


Figura 11 – Distribuição pseudo-estática do momento fletor ao centro (L= 30m) para TT45

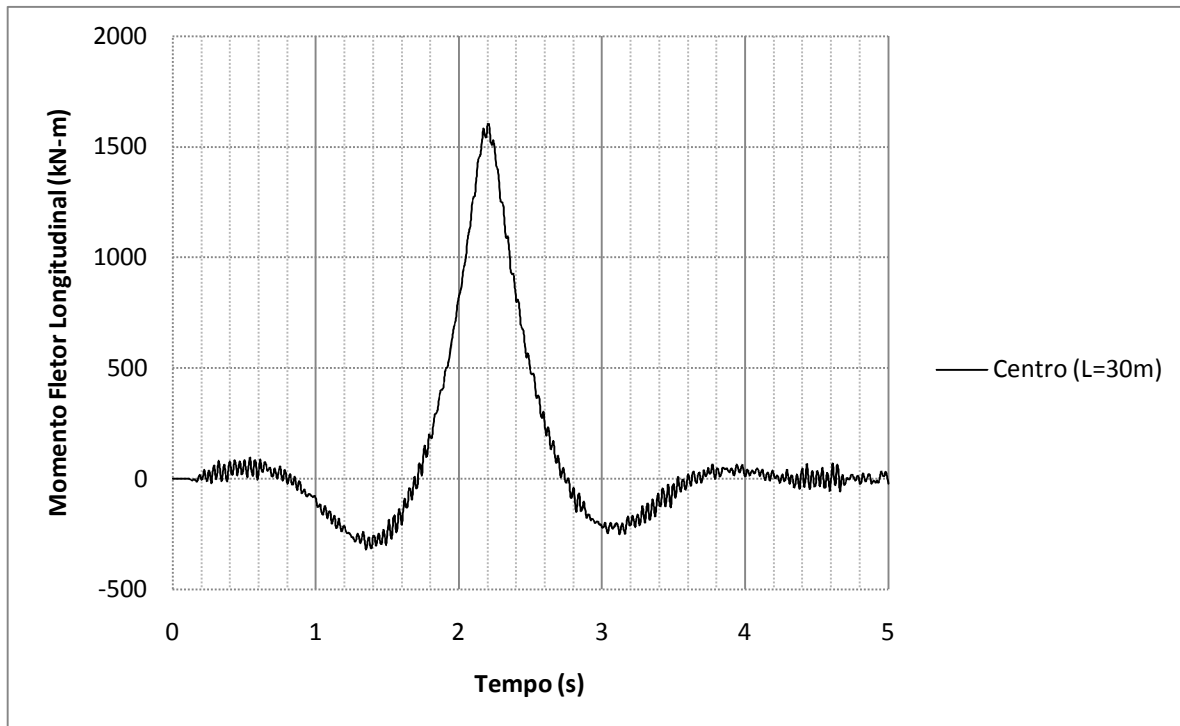


Figura 12 – Distribuição dinâmica do momento fletor ao centro (L= 30m) para TT45

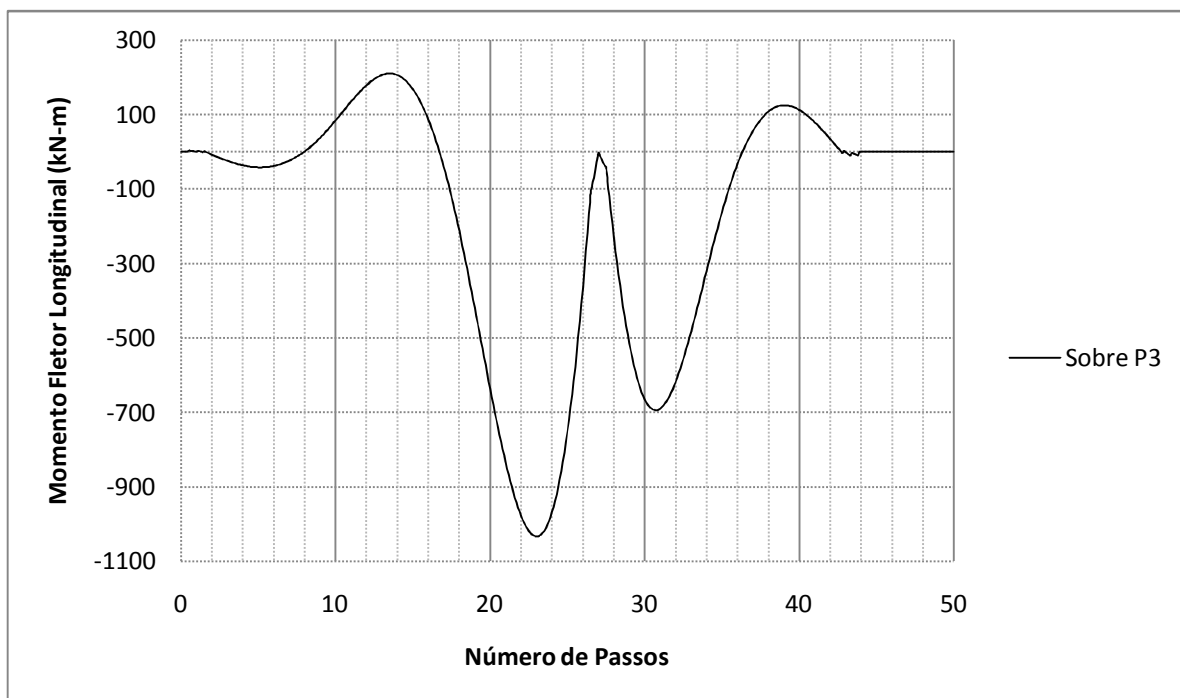


Figura 13 – Distribuição pseudo-estática do momento fletor sobre o pilar P4 para TT45

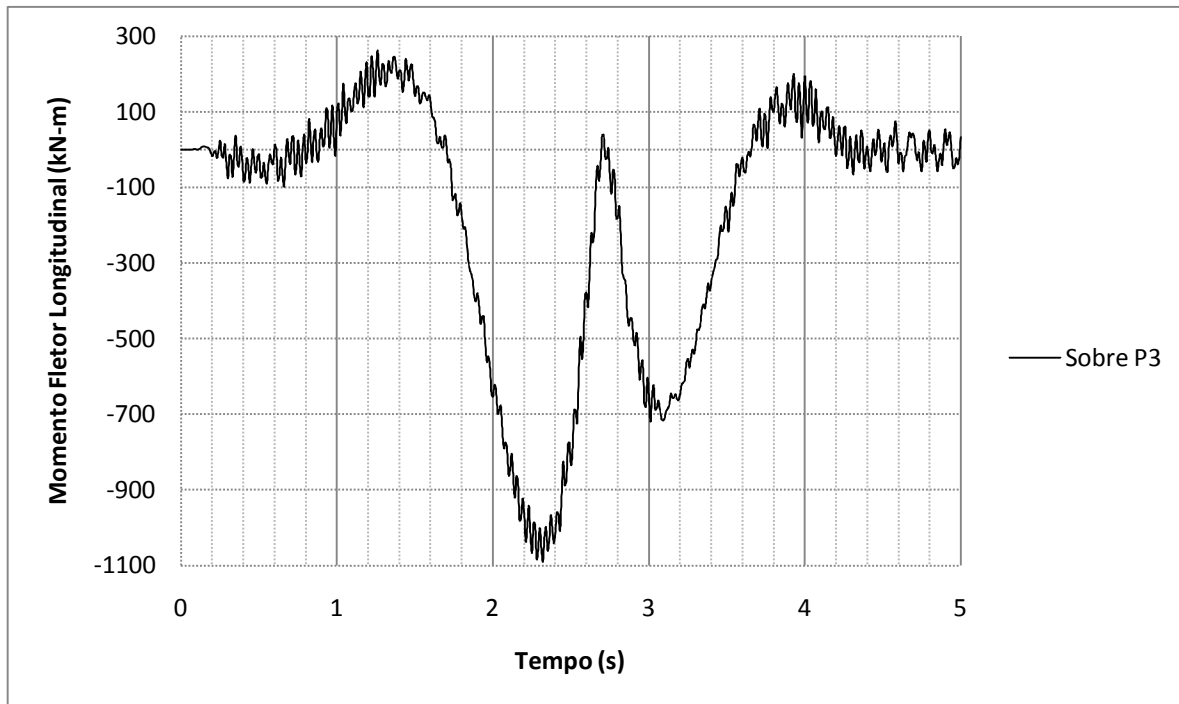


Figura 14 – Distribuição dinâmica do momento fletor sobre o pilar P4 para TT45

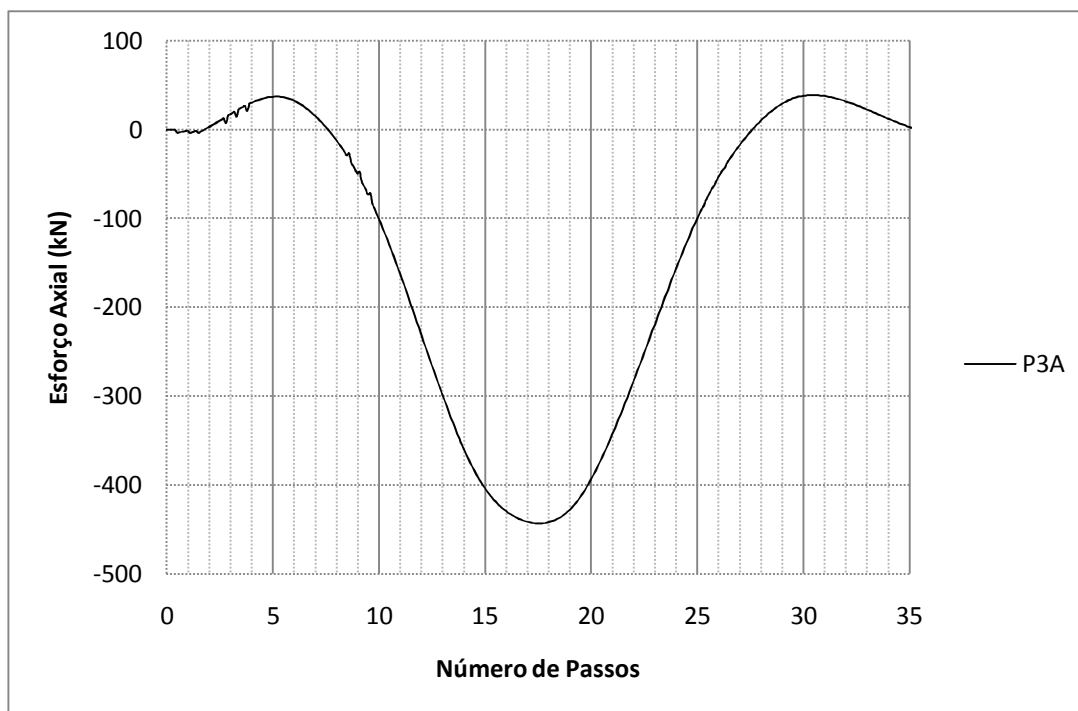


Figura 15 – Distribuição pseudo-estática do esforço axial do pilar P3A para TT45

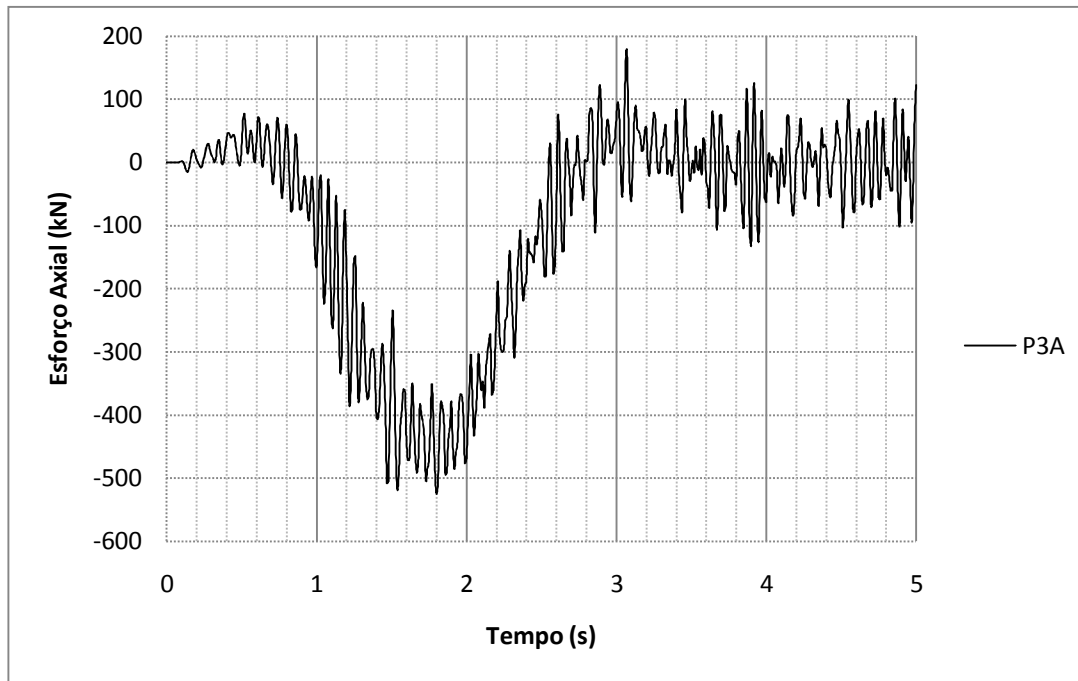


Figura 16 – Distribuição dinâmica do esforço axial do pilar P3A para TT45

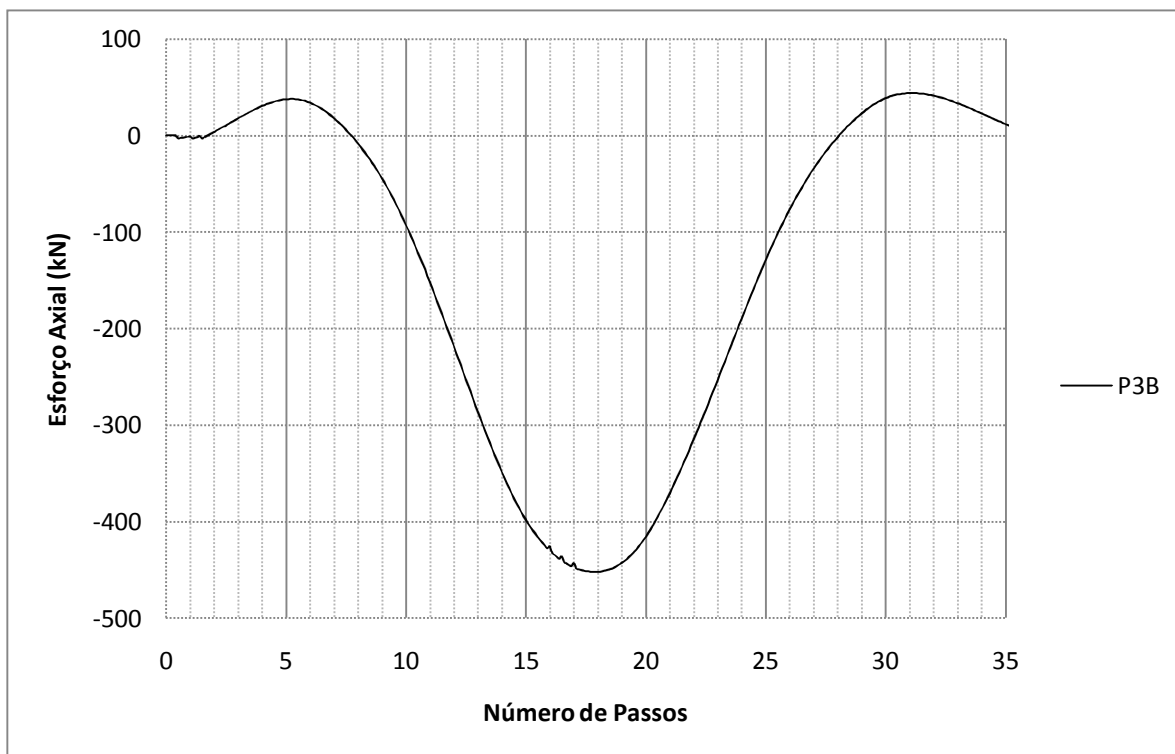


Figura 17 – Distribuição pseudo-estática do esforço axial do pilar P3B para TT45

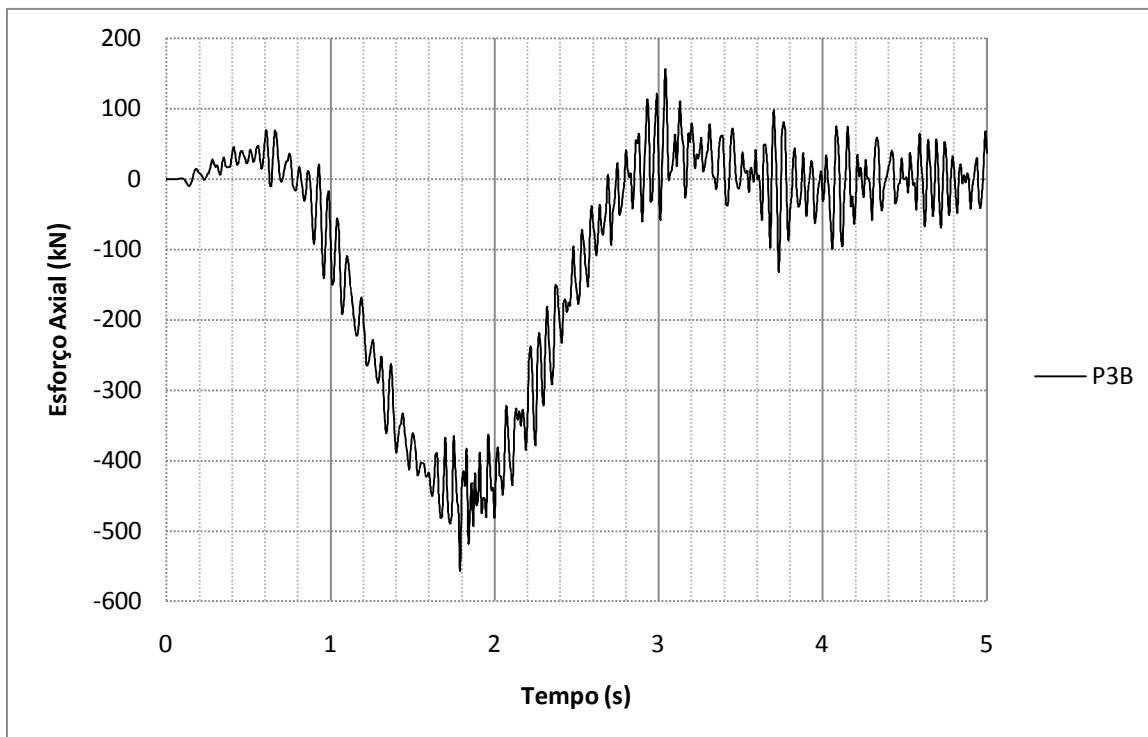


Figura 18 – Distribuição dinâmica do esforço axial do pilar P3B para TT45

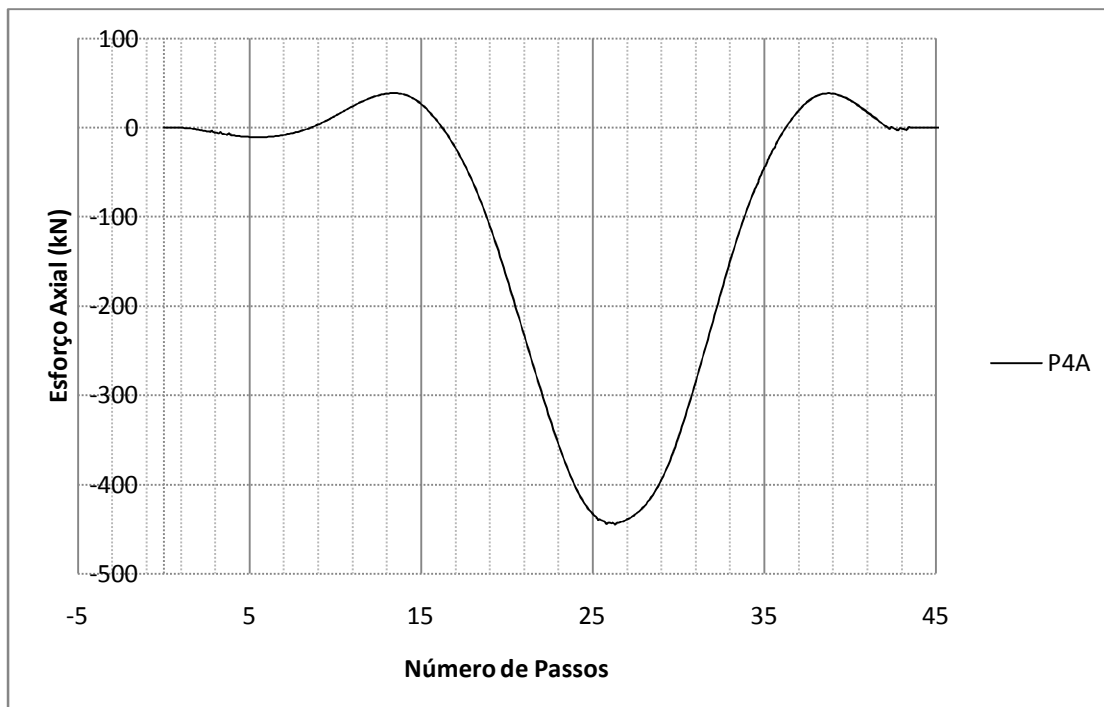


Figura 19 – Distribuição pseudo-estática do esforço axial do pilar P4A para TT45

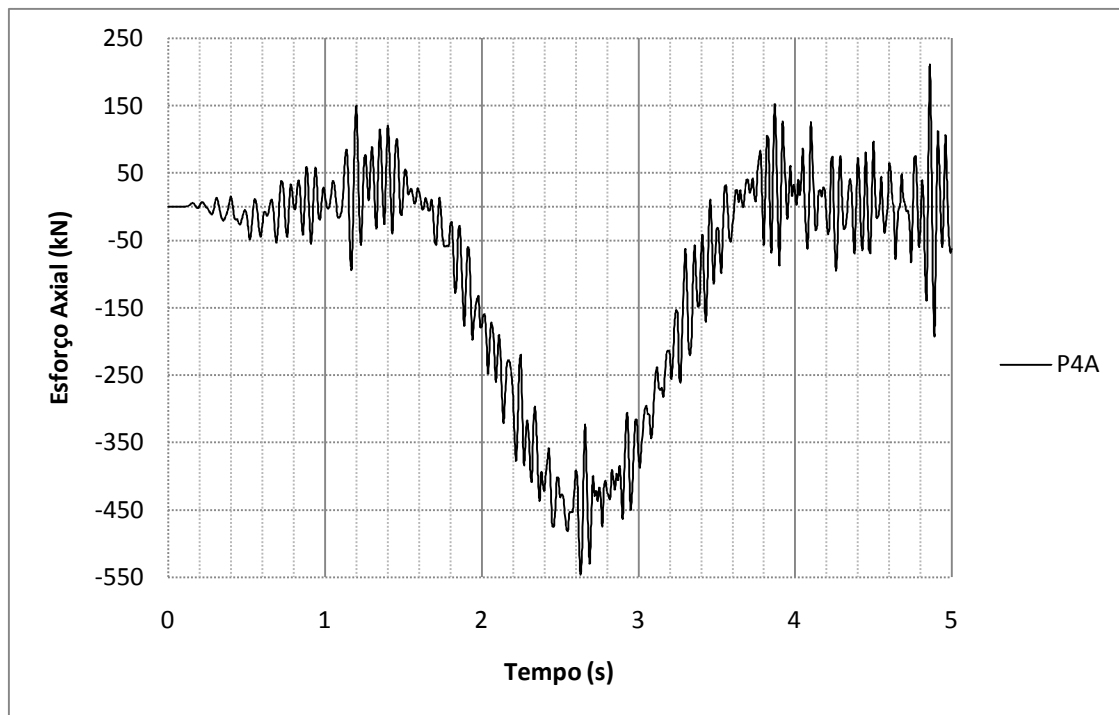


Figura 20 – Distribuição dinâmica do esforço axial do pilar P4A para TT45

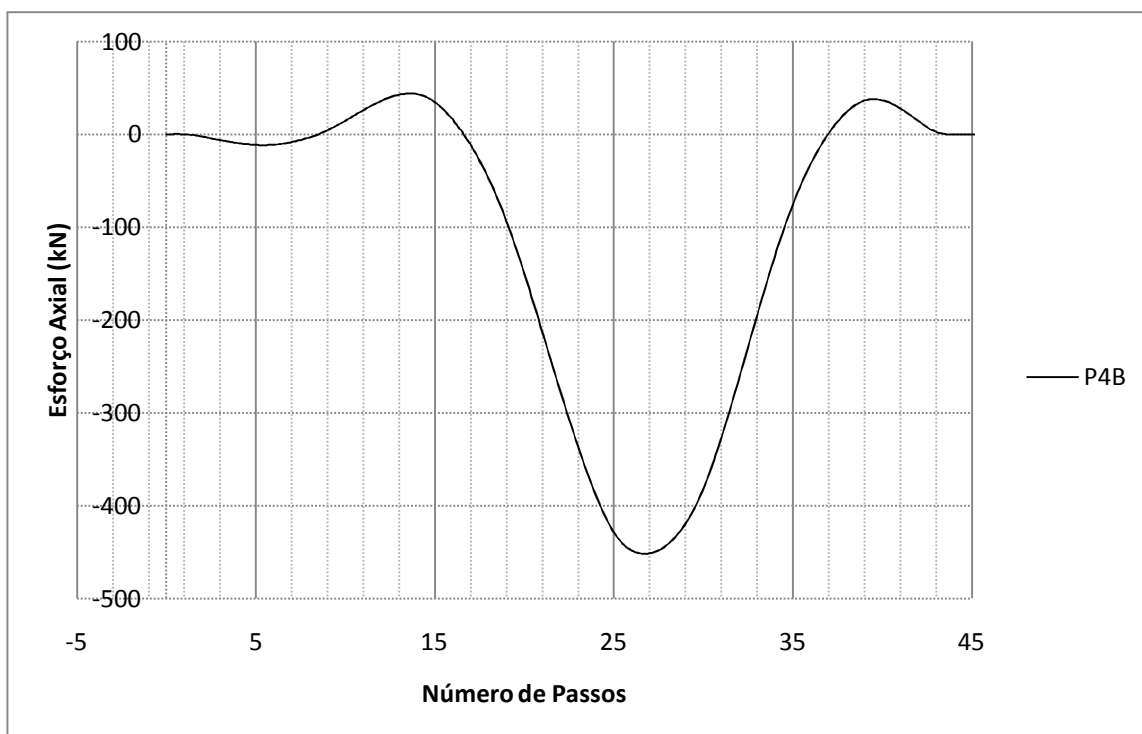


Figura 21 – Distribuição pseudo-estática do esforço axial do pilar P4B para TT45

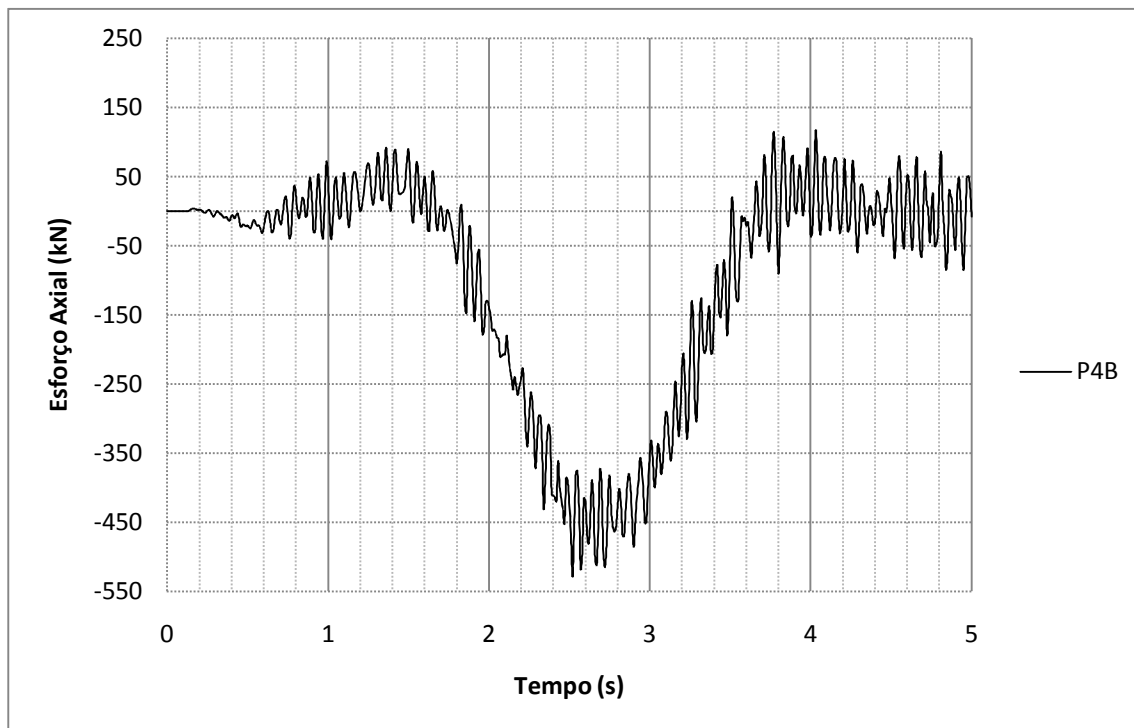


Figura 22 – Distribuição dinâmica do esforço axial do pilar P4B para TT45