



**Serviço Público Federal
Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil**

**SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UMA PONTE FERROVIÁRIA
EM CONCRETO ARMADO SOBRE O RIO MÃE MARIA**

ENG^oCIVIL RÉGIS RIVO FERREIRA DOS SANTOS



**Serviço Público Federal
Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil**

SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UMA PONTE FERROVIÁRIA EM CONCRETO ARMADO SOBRE O RIO MÃE MARIA

ENGº CIVIL RÉGIS RIVO FERREIRA DOS SANTOS

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Belém (PA), 21 de Dezembro de 2010

SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UMA PONTE FERROVIÁRIA EM CONCRETO ARMADO SOBRE O RIO MÃE MARIA

ENG° CIVIL RÉGIS RIVO FERREIRA DOS SANTOS

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, área de concentração Estruturas e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará.

Belém (PA), 21 de Dezembro de 2010

Prof. Cláudio José Cavalcante Blanco, Dr.
COORDENADOR PPGEC, FEC/ITEC/UFPA

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, Dr.
ORIENTADOR, FEC/ITEC/UFPA

Prof. Alcebíades Negrão Macêdo, Dr.
EXAMINADOR INTERNO, FEC/ITEC/UFPA

Maurício de Pina Ferreira, Dr.
EXAMINADOR EXTERNO, UnB

“Para Deus a grandeza do homem é vista na sua simplicidade e o caminho para cima é sempre para baixo”.

(William Branham)

Primeiramente e acima de tudo ao Senhor Jesus Cristo, que me deu a oportunidade de chegar a esse grande momento. Aos meus pais por estarem presentes ao meu lado nos bons e maus momentos, ao professor Dênio Ramam pelo incentivo e a todos os alunos do GAEMA que me ajudaram a chegar até aqui, em destaque aos incansáveis alunos Vitor Hugo Lopes Branco e Agleílson Reis Borges.

AGRADECIMENTOS

Durante o período do curso de mestrado, mais precisamente, os últimos seis meses, muitas pessoas me ajudaram a trilhar esse caminho que chega ao final com a conclusão desta dissertação. Sinto-me honrado de ter chegado ao final com tão excelente equipe ao meu lado, e meus verdadeiros agradecimentos:

- Ao professor Dênio Oliveira por ser meu orientador e o principal incentivador do GAEMA (Grupo de Análise Experimental em Estruturas e Materiais);
- Ao Grupo de Análise Experimental em Estruturas e Materiais – GAEMA, pelo excelente ambiente de trabalho, amizade e companheirismo, em especial a: Alexandre Vilhena, Amaury Aguiar, Carlos Rossi, Guilherme Melo, Hugo Henriques, Josiel Nascimento, Kelly Nahum, Leandro Queiroz, Leonyce Santos, Mikhail Luczynski, Natasha Costa, Nívea Albuquerque, Ritermayer Monteiro, Sandro Dias. Um agradecimento especial a Vitor Brando e Agleilson Borges, por estarem ao meu lado até o último momento deste trabalho;
- Ao colega e integrante da banca examinadora Maurício de Pina Ferreira;
- Aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil da UFPA;
- Aos professores Alcebíades Macêdo e Ronaldson Carneiro;
- A FAPESP pela bolsa de mestrado;
- A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

RESUMO	2
ABSTRAC	3
1. INTRODUÇÃO	4
1.1. Considerações Iniciais	4
1.2. Justificativa	6
1.3. Objetivos	6
1.3.1. Objetivo Geral	6
1.3.2. Objetivos Específicos	6
1.4. Apresentação do Trabalho	7
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1. Considerações Iniciais	9
2.2. Metodologias para Monitorações de Pontes em Concreto Armado	10
2.3. Sistemas Clássicos de Monitoração “in loco”	13
2.3.1. Transdutores de deformações	14
2.3.1.1. <i>Extensômetros Elétricos de Resistência</i>	14
2.3.1.2. <i>Extensômetros Elétricos acústicos ou de corda vibrante</i>	16
2.3.1.3. <i>Extensômetros de Fibra Óptica</i>	17
2.3.2. Transdutores de Aceleração ou Deslocamentos	18
2.3.2.1. <i>Acelerômetros Piezoelétricos</i>	18
2.3.2.2. <i>Acelerômetros Piezoresistivos</i>	21
2.3.2.3. <i>Acelerômetros Capacitivos</i>	22
2.3.2.4. <i>Acelerômetros do Tipo “Force Balance” ou do Tipo Servo</i>	22
2.4. Metodologia para Caracterização dos Materiais	24
2.5. Ensaio Não-destrutivos e Ensaio Destrutivos	25
2.5.1. Ensaio Não-Destrutivos	25
2.5.1.1. <i>Pacometria</i>	25
2.5.1.2. <i>Esclerometria</i>	26
2.5.2. Ensaio Destrutivos	28
2.5.2.1. <i>Determinação da Profundidade de Carbonatação</i>	28
2.5.2.2. <i>Extração dos Corpos-de-Prova</i>	29
2.6. Monitoração das Deformações	34
2.7. Segurança estrutural de uma ponte: Figueiredo (2007) e Pinto (2007)	46
2.7.1. Figueiredo (2007)	46
2.7.1.1. <i>Ações de Cálculo</i>	47
2.7.1.2. <i>Modelo de Tráfego Ferroviário Utilizado em Análise Estática</i>	48
2.7.1.3. <i>Descrição do Modelo Computacional</i>	50
2.7.1.4. <i>Análise da Fadiga</i>	52
2.7.1.5. <i>Verificação da Segurança (resultados)</i>	53
2.7.2. Pinto (2007)	54
2.7.2.1. <i>Modelos de Cargas Verticais</i>	55

2.7.2.2. Disposição das Ações	56
2.7.2.3. Descrição do Modelo Computacional	57
2.7.2.4. Verificação da Segurança (resultados)	59
2.8. Histórico de Inspeções Realizados e Estado Geral da Obra	60
2.8.1. Histórico de inspeção	60
2.8.2. Estado Geral da Obra	61
2.8.2.1. Vigas longarinas e Transversinas	61
2.8.2.2. Tabuleiro	62
2.8.2.3. Canaleta, Guarda-Corpo e Refúgio	62
2.8.2.4. Junta de Dilatação	63
2.8.2.5. Defeitos da Via	63
2.8.2.6. Aparelhos de Apoio	63
2.8.2.7. Encontros	64
2.8.2.8. Tubulões e Bloco	64
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	65
3.1. Descrição do Sistema Estrutural	65
3.2. Avaliação da Resistência do Concreto “in loco”	67
3.2.1. Ensaio Não-Destrutivo	67
3.2.1.1. Pacometria	67
3.2.1.2. Esclerometria	68
3.2.2. Ensaio Destrutivo	69
3.2.2.1. Determinação da Profundidade de Carbonatação	69
3.2.2.2. Preparação das Amostras de Concreto	70
3.3. Ações Permanentes	71
3.4. Ações Móveis	72
3.4.1. Veículos Padronizados para Pontes Ferroviárias	72
3.4.1.1. Trem-Tipo TB-360	72
3.4.1.2. Trem-Tipo COOPER E-80	73
3.4.2. Veículos Padronizados que Serão Utilizados no Programa Experimental	73
3.4.2.1. Trem-tipo Operacional Atual	75
3.4.2.2. Trem-Tipo Operacional Futuro	75
3.4.3. Coeficiente de Impacto Vertical	75
3.4.4. Ações Móveis Transversais	76
3.4.4.1. Ação de Vento	76
3.4.4.2. Impacto Lateral	78
3.4.5. Ações Móveis Longitudinais	78
3.4.6. Ações de Natureza Autógena (retração e temperatura)	79
3.4.7. Aparelhos de Apoios em Neoprene	80
3.5. Espraçamento das Tensões na Laje	80
3.6. Planejamento, Preparação e Execução dos Trabalhos de Monitoração	81
3.6.1. Análise Preliminar	81
3.6.2. Reconhecimento do Local da Monitoração	82
3.6.3. Monitoração das Deformações	82
3.6.3.1. Instrumentação do Tubulão	82
3.6.3.2. Instrumentação da Laje	83
3.6.3.3. Instrumentação da Viga Longarina	85
3.6.3.4. Instrumentação dos Trilhos	86
3.6.4. Monitoração das Vibrações	87

4. MODELAGEM COMPUTACIONAL	89
4.1. Considerações Gerais	89
4.2. Indicações para Simulação Teórica do Comportamento estrutural	89
4.2.1. Esquema Estrutural a Ser Adotado	89
4.2.2. Ações Atuantes em Uma Ponte Ferroviária de Concreto Armado	90
4.3. Descrições dos Modelos Teóricos	90
4.3.1. Modelo I	90
4.3.1.1. <i>Propriedade das Seções</i>	92
4.3.1.2. <i>Condições de Vínculo</i>	92
4.3.2. Modelo II	93
4.3.2.1. <i>Propriedade das Seções</i>	96
4.3.2.2. <i>Condições de Vínculo</i>	97
4.3.3. Modelo III	98
4.4. Verificação do Projeto da Estrutura Segundo as Prescrições Normativas Vigentes	100
4.4.1. Determinação dos Esforços Solicitantes nas Longarinas	100
4.4.1.1. <i>Esforços Internos Permanentes</i>	100
4.4.1.2. <i>Histórico de Esforços Devido ao Carregamento Móvel</i>	101
4.4.2. Envoltória dos Esforços Solicitantes nas Longarinas	106
4.4.3. Determinação da Capacidade Resistente Última das Seções	107
4.4.3.1. <i>Metodologia Empregada</i>	107
4.4.3.2. <i>Capacidade Resistente Última à Flexão e ao Cisalhamento das Seções</i>	109
4.4.4. Determinação da Vida Útil a Fadiga das Seções	111
5. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E COMPARAÇÃO	116
5.1. Considerações Gerais	116
5.2. Resultados da Caracterização Mecânica do Concreto	116
5.3. Análise Estática	119
5.3.1. Cargas Permanentes	119
5.3.2. Viga Longarina	120
5.4. Comparação dos Resultados das Deformações Experimentais com as Teóricas	123
6. CONCLUSÕES	128
6.1. Considerações Finais	128
6.2. Avaliação da Resistência Característica do Concreto	128
6.3. Análise das Deformações e Comparações com o Modelo Teórico	130
6.4. Modelo Computacional	130
6.5. Sugestões para Trabalhos Futuros	131
REFERÊNCIAS	133
APÊNDICE	137
A. Planilhas das Reações Verticais nos Encontros e no Bloco B2 em todas as Hipóteses de Carregamento	137
B. Hipóteses de Carregamento para Avaliação dos Esforços Mecânicos	138
C. Planilhas dos Casos Estudados para Todos os Elementos da Discretização das Longarinas	139
C.1. Esforço Cortante	139
C.2. Momento Fletor	141

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Encaminhamento de ações para investigação do comportamento de obras construídas, adaptado de TEIXEIRA (2009)	10
Figura 2 – Sistema de monitoração utilizado, adaptado de MUFTI (2003)	11
Figura 3 – Obra de arte estudada por TAKEYA <i>et al.</i> ; a) prova de carga estática; b) modelo numérico (TAKEYA <i>et al.</i> ,2005)	13
Figura 4 – Extensômetro elétrico de resistência (PIMENTEL, 2008)	14
Figura 5 – Extensômetro elétrico de resistência - elementos constituintes (FÉLIX, 2005)	15
Figura 6 – Extensômetro elétrico de resistência: a) de mergulhar em concreto; b) de soldar (PIMENTEL, 2008)	15
Figura 7 – a) Extensômetro com três condutores; b) Circuito da Ponte de Wheatstone com ligação a três fios (PIMENTEL, 2008)	16
Figura 8 – Extensômetro elétrico de corda vibrante: a) de mergulhar no concreto; b) de aplicação à superfície; c) esquema de funcionamento (PIMENTEL, 2008)	17
Figura 9 – Cabo de fibra óptica (PIMENTEL, 2008)	17
Figura 10 – Fenômeno da reflexão e da refração de um feixe luminoso (FÉLIX, 2005)	18
Figura 11 – Acelerômetro piezoelétrico: a) modelo PCB 393A03; b) princípio de funcionamento (http://www.pcb.com)	19
Figura 12 – Modos de funcionamento dos acelerômetros piezoelétricos: a) em corte; b) em flexão (http://www.pcb.com)	20
Figura 13 – Modo de funcionamento em compressão: a) tradicional; b) compressão investida; c) isolado (http://www.pcb.com)	21
Figura 14 – Acelerômetro piezoresistivos: a) modelo Endevco 2262A (http://www.endevco.com); b) princípio de funcionamento (AKTAN <i>et al.</i> , 2002)	22
Figura 15 – Acelerômetro “force balance”: a) modelo Kinematics FBA ES-T (http://www.kinematics.com); b) modelo Kistler servoK-Beam (http://www.kistler.com)	23
Figura 16 – Princípio de funcionamento dos acelerômetros “force balance” (AKTAN <i>et al.</i> ,2002)	23
Figura 17 – Ensaio de pacometria (TEIXEIRA, 2009)	25
Figura 18 – a) Pacometria do pilar P2; b) longarina; c) tabuleiro (BRANCO <i>et al.</i> , 2010)	26
Figura 19 – a) regiões ensaiadas nas mesas dos pilares; b) seção transversal dos pilares na altura das regiões ensaiadas (TEIXEIRA, 2009)	27
Figura 20 – Ensaio de esclerometria no Encontro E1 (BRANCO <i>et al.</i> , 2010)	28
Figura 21 – Ensaio para determinação da profundidade de carbonatação no pilar P16: a) antes da aplicação; b) depois da aplicação (TEIXEIRA, 2009)	29
Figura 22 – a) Abertura da janela na longarina no meio do vão; b) Teste de carbonatação na região dos apoios (BRANCO <i>et al.</i> , 2010)	29
Figura 23 – Localização dos pontos de retirada das amostras (TEIXEIRA, 2009)	30
Figura 24 – a) Extração em um ponto do tabuleiro; b) aspecto final de um furo no tabuleiro (TEIXEIRA, 2009)	30
Figura 25 – Padronização das dimensões dos testemunhos (TEIXEIRA, 2009)	31
Figura 26 – Aspecto da amostra durante o ensaio de módulo de elasticidade e compressão axial (TEIXEIRA, 2009)	32
Figura 27 – a) Processo de marcação do testemunho para se alcançar a altura requerida de 200 mm; b) Corte das faces irregulares (BRANCO <i>et al.</i> 2010)	32
Figura 28 – Diagrama de carregamento recomendado pela, NBR 8522(ABNT, 2003)	33

Figura 29 – Representação esquemática do módulo de deformação inicial E_{ci} , pela NBR 8522 (ABNT, 2003)	33
Figura 30 – Clip-gages fixado ao corpo-de-prova (BRANCO <i>et al.</i> 2010)	34
Figura 31 – Sistema de aquisição de dados utilizado nas monitorações (TEIXEIRA, 2009)	35
Figura 32 – Situação de carregamento para os ensaios estáticos (posição 1) (TEIXEIRA, 2009)	35
Figura 33 – Situação de carregamento para os ensaios estáticos (posição 2) (TEIXEIRA, 2009)	36
Figura 34 – Situação de carregamento para os ensaios estáticos (posição 3) (TEIXEIRA, 2009)	36
Figura 35 – a) vista lateral do pilar monitorado; b) seção transversal do pilar monitorado (TEIXEIRA, 2009)	37
Figura 36 – a) posição dos extensômetros no tabuleiro e longarina; b) sensor LA já instalado (TEIXEIRA, 2009)	37
Figura 37 – Sistema de içamento utilizado para instalação dos sensores na longarina (TEIXEIRA, 2009)	38
Figura 38 – a) extensometria das armaduras sobre o apoio; b) fechamento da janela com graute (BRANCO <i>et al.</i> , 2010)	39
Figura 39 – Seção para instrumentação “S1” e “S2” (BRANCO <i>et al.</i> , 2010)	39
Figura 40 – a) Seção no meio do vão S1; b) Seção do apoio S2 (BRANCO <i>et al.</i> , 2010)	40
Figura 41 – a) Sistema de cadeira suspensa; b) instalação do extensômetro; c) fechamento da janela com graute (BRANCO <i>et al.</i> , 2010)	40
Figura 42 – Extensometria nos trihos (BRANCO <i>et al.</i> , 2010)	41
Figura 43 – Posicionamento dos extensômetros do pilar P2 (BRANCO <i>et al.</i> , 2010)	41
Figura 44 – Extensometria do pilar P2 (BRANCO <i>et al.</i> , 2010)	42
Figura 45 – Ponte de Canelas (vista lateral) (PIMENTEL, 2008)	42
Figura 46 – Ponte de Canelas (corte longitudinal) (PIMENTEL, 2008)	43
Figura 47 – Ponte de Canelas (corte transversal) (PIMENTEL, 2008)	43
Figura 48 – Posicionamento dos sensores de fibra óptica (PIMENTEL, 2008)	44
Figura 49 – a) regularização da superfície para instalação dos extensômetros na viga metálica; b) e no trilho (PIMENTEL, 2008)	44
Figura 50 – a) operação de solda dos sensores à estrutura na viga metálica; b) e no trilho (PIMENTEL, 2008)	44
Figura 51 – a) extensômetros de fibra óptica instalados nos trilhos; b) e na viga metálica (PIMENTEL, 2008)	45
Figura 52 – Instrumentação utilizada: a) long gauge; b) unidade de aquisição; c) acelerômetro piezoelétrico (PIMENTEL, 2008)	46
Figura 53 – Modelo de carga LM71 (FIGUEIREDO, 2007)	49
Figura 54 – Configuração de carga para a obtenção do momento fletor máximo a 1/2 vão do tramo central de um tabuleiro contínuo com 5 tramos (FIGUEIREDO, 2007)	49
Figura 55 – Modelo de carga SW/0 (FIGUEIREDO, 2007)	50
Figura 56 – Modelo de carga SW/2 (FIGUEIREDO, 2007)	50
Figura 57 – a) Modelo das vigas; b) Modelo do tabuleiro (FIGUEIREDO, 2007)	51
Figura 58 – Modelo em casca do conjunto viga e tabuleiro (FIGUEIREDO, 2007)	52
Figura 59 – Histórico de tensões, referentes à passagem de um conjunto de cargas a meio vão de um tramo de tabuleiro simplesmente apoiado (FIGUEIREDO, 2007)	53
Figura 60 – Perfil longitudinal do viaduto del Genil (PINTO, 2007)	57
Figura 61 – Corte transversal do tabuleiro do viaduto del Genil (PINTO, 2007)	58
Figura 62 – Malha de elementos finitos utilizada na discretização de um tramo do tabuleiro (PINTO, 2007)	58

Figura 63 – Malha de elementos finitos utilizada na discretização de um tramo do tabuleiro (PINTO, 2007)	59
Figura 64 – Mapa da fissuração das longarinas do E1 ao B2 (COMPANHIA VALE, 2006)	62
Figura 65 – Ponte sobre o Rio Mãe Maria	65
Figura 66 – a) seção transversal do tabuleiro; b) variação linear na largura das longarinas na região dos apoios (unidades em milímetros)	66
Figura 67 – Sistema estrutural da ponte sobre o Rio Mãe Maria	66
Figura 68 – a) Encontro E1 e Bloco B1; (b) Bloco B2; (c) Encontro E2 e Bloco B3	67
Figura 69 – Ensaio de pacometria: a) no tubulão T7; b) na viga longarina	68
Figura 70 – Ponto sobre a laje onde foram efetuados os ensaios de pacometria	68
Figura 71 – a) ponto na face interna da longarina onde foi efetuado o ensaio de esclerometria; b) ponto sob a laje onde foi efetuado o ensaio de esclerometria	69
Figura 72 – a) Ponto na face frontal do encontro E2; b) Ponto na face lateral do encontro E2; c) Ponto sobre a face do tubulão T7	69
Figura 73 – Aspecto do concreto: a) antes do teste de alcalinidade; b) após o teste de alcalinidade na longarina	70
Figura 74 – Processo de marcação do testemunho e corte das faces irregulares	70
Figura 75 – Diagrama de carregamento recomendado pela NBR 8522 (ABNT, 2003)	71
Figura 76 – Trem-tipo ferroviário TB-360	72
Figura 77 – Trem-tipo ferroviário COOPER E-80	73
Figura 78 – Desenho esquemático da Locomotiva DASH-9, fornecida pela COMPANHIA VALE	74
Figura 79 – Desenho esquemático do Vagão GDT, unidades em mm, fornecida pela COMPANHIA VALE	74
Figura 80 – Coeficiente de impacto vertical <i>versus</i> vão teórico	76
Figura 81 – Consideração da ação do vento	77
Figura 82 – Almofada de elastômero fretado (TEIXEIRA, 2009)	80
Figura 83 – Espriamento das cargas: a) na direção transversal; b) na direção longitudinal	80
Figura 84 – Extensometria no tubulão T7	82
Figura 85 – Posicionamento dos extensômetros no tubulão T7	83
Figura 86 – Extensometria no concreto sobre o tabuleiro no meio do vão	83
Figura 87 – Posição dos extensômetros no tabuleiro no meio do vão e no apoio: a) vista longitudinal e inferior; b) seção transversal	84
Figura 88 – Posição dos extensômetros na parte inferior do tabuleiro	84
Figura 89 – Extensometria da viga longarina	85
Figura 90 – Posição dos extensômetros em vista longitudinal	86
Figura 91 – Posição dos extensômetros sobre: a) o trilho TE1; b) o trilho TE2	86
Figura 92 – Disposição das placas de acelerômetros do arranjo 1 (A)	87
Figura 93 – Disposição das placas de acelerômetros do arranjo 2 (B)	88
Figura 94 – Sistema de aquisição utilizado nos ensaios de vibração e deformação	88
Figura 95 – Geometria do modelo e condições de vinculação consideradas no Modelo I	91
Figura 96 – Seção π da ponte sobre o rio Mãe Maria: (a) longarina 0,35 m; (b) longarina 0,70 m	92
Figura 97 – Simulação das barras e do aparelho de apoio	93
Figura 98 – Modelagem computacional (indicando a seção dos “frames”)	94
Figura 99 – Modelagem computacional (sem a indicação das seções dos “frames”)	94
Figura 100 – Discretização em elementos shell: a) do encontro E1; b) do encontro E2	95
Figura 101 – Discretização em elementos solids do bloco de coroamento sob os encontros: a) B1; b) B2; c) B3	95
Figura 102 – Discretização dos tubulões em elementos “frame”: a) B1; b) B2; c) B3	96

Figura 103 – Seção π da ponte sobre o rio Mãe Maria com suas seguintes variações na base das longarinas	96
Figura 104 – Detalhe das molas fixadas aos tubulões	97
Figura 105 – Vista lateral do modelo III	98
Figura 106 – Vista tridimensional do modelo III	98
Figura 107 – Modelagem do encontro em shell	99
Figura 108 – Modelagem do tabuleiro em shell	99
Figura 109 – Diagramas de momento fletor na super-estrutura devido à carga permanente (valores característicos)	100
Figura 110 – Diagramas de esforço cortante na super-estrutura devido à carga permanente (valores característicos)	101
Figura 111 – Histórico de momento fletor na seção S21	102
Figura 112 – Histórico de Esforço Cortante na seção S21	102
Figura 113 – Momento Fletor na seção S21	103
Figura 114 – Esforço Cortante na seção S21	103
Figura 115 – Momento Fletor na seção S21	104
Figura 116 – Esforço Cortante na seção S21	104
Figura 117 – Momento Fletor na seção S21	105
Figura 118 – Esforço Cortante na seção S21	105
Figura 119 – Envoltória de esforços cortantes últimos na super-estrutura (Carga permanente e móvel)	106
Figura 120 – Envoltória de momentos fletores últimos na superestrutura - Carga permanente e móvel	107
Figura 121 – Discretização da seção S21, com representação das armaduras	108
Figura 122 – Diagrama momento curvatura da seção do encontro E2 da laje	108
Figura 123 – Diagrama de interação da seção S21	109
Figura 124 – Envoltória de momentos fletores solicitantes de projeto e capacidade resistente das seções	110
Figura 125 – Envoltórias de esforços cortantes solicitantes de projeto e capacidade resistente das seções	110
Figura 126 – Variações teóricas das deformações no concreto da seção S21 da longarina, devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado	111
Figura 127 – Variações teóricas das deformações da armadura da seção S21 da longarina, devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado	112
Figura 128 – Tensões teóricas no concreto da S21 devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado	112
Figura 129 – Tensões teóricas na armadura da seção S21 devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado	113
Figura 130 – Comparação da tensão corrigida no concreto e a tensão limite de fadiga imposta pela NBR 6118 (ABNT, 2003)	114
Figura 131 – Extensômetros tipo “clip-gage” fixado no corpo-de-prova	118
Figura 132 – a) esforços axiais devido à carga permanente; b) esforço normal devido à carga de serviço	120
Figura 133 – Gráfico dos esforços cortantes devido o carregamento permanente	121
Figura 134 – Comparação de esforço cortante devido à carga de serviço	121
Figura 135 – Gráfico de momentos fletores devido o carregamento permanente	122
Figura 136 – Momentos fletores devido à carga de serviço	123
Figura 137 – Deformações experimentais no concreto da longarina próximo ao apoio B2	124

Figura 138 – Deformações teóricas no concreto da longarina próximo ao apoio B2_____	124
Figura 139 – Deformações experimentais no concreto da longarina próximo ao bloco B2_____	125
Figura 140 – Deformações teóricas no concreto da longarina próximo ao bloco B2_____	125
Figura 141 – Deformações experimentais no aço da longarina no meio do vão _____	126
Figura 142 – Deformações teóricas no aço da longarina no meio do vão _____	126

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Índice esclerométricos dos pontos de ensaios de BRANCO <i>et al.</i> (2010)	28
Tabela 2 – Identificação dos corpos-de-prova por TEIXEIRA (2009)	31
Tabela 3 – Descrição das ações a utilizar no cálculo de pontes ferroviárias, por FIGUEIREDO, 2007	47
Tabela 4 – Valores característicos da carga vertical e das distâncias a considerar nos modelos SW/0 e SW/2, por PINTO (2007)	56
Tabela 5 – Peso dos elementos estruturais e de elementos da via, fornecida pela COPANHIA VALE	72
Tabela 6 – Frota em ação, fornecida pela COMPANHIA VALE	74
Tabela 7 – Cargas das locomotivas e vagões, fornecida pela COMPANHIA VALE	75
Tabela 8 – Força de choque lateral	78
Tabela 9 – Força longitudinal de frenagem nos encontros	79
Tabela 10 – Rigidezes do aparelho de apoio	93
Tabela 11 – Resultado dos ensaios de esclerometria	117
Tabela 12 – Resultados experimentais e estimativas dos ensaios dos corpos-de-prova	119

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A_c	-	Área da seção de concreto, [mm ²]
IE	-	Área da seção de aço da armadura de flexão, [mm ² /m]
α	-	Ângulo de inclinação das bielas de concreto, [°]
b_w	-	Dimensão da Largura da nervura, [mm]
b_f	-	Dimensão da Largura da mesa, [mm]
c_1, c_2	-	Dimensão dos Lados do pilar, [mm]
b_1, u_1	-	Perímetros de controle, [mm]
d	-	Altura útil da laje, [mm]
E_c	-	Módulo de elasticidade do concreto, [GPa]
E_s	-	Módulo de elasticidade das armaduras de flexão, [MPa]
EPS	-	Poliestireno Expandido, [-]
ϵ_{ys}	-	Deformação de escoamento do aço das armaduras de flexão [‰]
f'_c	-	Resistência à compressão do concreto, [MPa]
f_t	-	Resistência à tração do concreto, [MPa]
f_u	-	Tensão de ruptura das armaduras de flexão, [MPa]
f_{ys}	-	Tensão de escoamento do aço da armadura de flexão, [MPa]
ϕ	-	Diâmetro nominal da barra, [mm]
h	-	Altura total da laje, [mm]
h_f	-	Altura total da mesa de concreto (flange), [mm]
I_x, I_y	-	Momentos de Inércia em relação aos eixos x e y, [mm ⁴]
l_x, l_y	-	Dimensões da Laje, [mm]
m_x, m_y	-	Momento fletor unitário nas direções x e y, [kN.m]
P_{flex}	-	Resistência à flexão, [kN]
P_{fiss}	-	Carga no surgimento da primeira fissura, [kN]
P_{ys}	-	Carga ao atingir escoamento da armadura, [kN]
P_u	-	Carga última experimental, [kN]
ρ	-	Taxa de armadura de flexão, [-]
s	-	Espaçamento entre nervuras, [mm]
σ_{sk}, τ_{sk}	-	Tensões normal e de cisalhamento solicitante característica, [MPa]
σ_{sd}, τ_{sd}	-	Tensões normal e de cisalhamento solicitante de cálculo, [MPa]
ν	-	Coefficiente de Poisson, [-]
V	-	Esforço cortante, [kN]
$w_{máx}$	-	Flecha máxima, [mm]
w_{ys}	-	Flecha no escoamento da armadura, [mm]

RESUMO

SANTOS, R. R. F. (2009). *Segurança Estrutural de uma Ponte em Concreto Armado Sobre o Rio Mãe Maria*. Belém, 142p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará.

O estudo do comportamento de pontes ferroviárias vem tomando grande destaquena área experimental, devido muitas das vezes haver a necessidade de um aumento dessas cargas móveis. A companhia VALE a partir de um convênio estabelecido com a UFPA (Universidade Federal do Pará), buscou realizar estudos das capacidades resistentes das pontes ferroviárias, que compõem a Estrada de Ferro Carajás (EFC), para futuros casos de carregamentos que passarão de 32 tf para 40 tf, o que provoca mudanças consideráveis no comportamento da estrutura. A falta de manutenção ou uma manutenção irregular das pontes de concreto armado podem resultar em manifestações patológicas que podem comprometer a segurança e ao risco de intervenção do escoamento. Dentre as OAE's (Obras de Arte Especial) já analisadas, encontra-se a ponte sobre o Rio Mãe Maria localizada no município de Marabá, estado do Pará, transpondo o rio Mãe Maria, identificada como OAE 50A, apresenta um traçado retilíneo executada em concreto armado moldada "in loco", é constituída por dois vãos hiperestáticos, totalizando 64,20 m, transpondo o leito do rio em dois vãos de 20 m e com seção transversal oferecendo a largura de 5,85 m. Com isso tornou-se indispensável para avaliação de sua integridade física a monitoração com extensômetros elétricos de resistência (EER) dos elementos (laje, longarina, blocos, encontros e tubulões) que compõem a estrutura durante a passagem dos trens carregados de minério. Além da monitoração, foram realizados ensaios não-destrutivos como: dureza superficial através da esclerometria e a estimativa do cobrimento da armadura e localização da mesma por meio da pacometria, ensaios destrutivos como: extração de corpos-de-prova para determinar a compressão diametral e o módulo de elasticidade do concreto e a resistência a penetração através do teste de carbonatação inerentes a questão de durabilidade do mesmo, que serão comparados com a memória de cálculo e com os modelos computacionais tridimensionais desenvolvidos via "software" comercial SAP2000® (COMPUTERS AND STRUCTURES), que utiliza o método dos elementos finitos (MEF). O MEF foi utilizado para obtenção dos esforços permitindo as verificações de segurança de acordo com as recomendações normativas, tais análises comparativas são apresentadas e discutidas para a conclusão do comportamento das longarinas. Conhecendo com precisão a capacidade estrutural da ponte e a sua vida útil, pode-se assegurar o tráfego de composições com maior segurança.

Palavras chave: Ponte ferroviária, monitoração, concreto armado, segurança estrutural, instrumentação.

ABSTRACT

SANTOS, R. R. F. (2010). *Structural Safety of a reinforced Concrete Bridge Over the River Mãe Maria* 142p. M.Sc.Dissertation – Masters Degree Program in Civil Engineering, Institute of Technology, Federal University of Para, Brazil.

The study of the behavior of highway bridges has been, taking great prominence in the experimental area, because often there is a need for an increase of these mobile charges. The Company Vale, is worth form an agreement mad with the UFPA, sought to conduct studies of the resistant capacity of railway bridges that make up the Carajás raiboad, which passed to future shipments wich passed from 32 tf to 40 tf, causing considerable changes in the behavior of the structure a lack of maintenance or a maintenance of irregular reinforced concrete bridges can result pathological manifestations that can compromise safety and the risk of intervention by runoff. About the abeady discussed is the bridge over the river boiler located in the city of Marabá in the state of Pará, bridging the river identified as Mãe Maria 50A OAE, has a rectilinear path bacuted reinforced concrete cast in place consists of two spans hyperstatic totaling 64,20 m transposing the riverbeat in two spans of 20 m and cross section width of 5,85 m offering. It has become essential to assess their physical an monitoring with resistance electric gauges (slab, longitudinal beam, foundation blocks and piles, and encounters) that make up structure during the passage of trains carrying in addition to monitoring were performed as surface hardness by esclerometry and the estimation of the armature coating and the same location through pacometry, destructive tests such as extraction of test specimens to determine the tensile resistance and modulus of elasticity of concrete and the resistance to penetration testing through the carbonation of the inherent question of durability of the same to be compared with memory and calculation with three dimensional computer models developed via commercial software SAP2000® (Computers and Structures) the uses finite element method (MEF). The MEF was used to obtain the efforts enabling security checks according to standard recommendations, these comparisons are presented and discussed for the completion of the behavior of the stringers, knowing the precise structural capacity of the bridge and it's useful life, you can ensure traffic compositions with greater safety.

Keyword:Railway bridges, monitoring, concrete armed, structural safety, instrumentation

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A análise do comportamento estrutural para avaliar o nível de conservação de obras construídas tem sido tema de investigação crescente e de reconhecido interesse técnico-científico. Obras de arte especiais (OAE) como é caso de pontes e viadutos, por estarem submetidas as ações móveis que provêm do tráfego de veículos, podem ter seus comportamentos modificados devido a variação do tráfego ao longo do tempo. Um estudo das capacidades limites dessas estruturas é fundamental para o enquadramento das novas solicitações e diagnósticos de segurança.

Segundo CARMONA e MAREGA (1988), 20 % das manifestações patológicas em estruturas de concreto no Brasil tem suas origens associadas à utilização e aos materiais constituintes e o colapso estrutural parcial ou total constitui 8 % das manifestações. Sistemas estruturais de pontes que sofreram colapso devido, entre outras causas, às solicitações de origem dinâmica provocadas pelo tráfego de veículos no tabuleiro, constituem exemplos encontrados com diversidade na literatura.

Uma compreensão mais exata da realidade dos sistemas estruturais de pontes deve então ser feita por intermédio de informações qualitativas e quantitativas, entre elas as obtidas a partir de monitorações, que traduzam com autenticidade o estado, a constituição e o desempenho real da estrutura, fornecendo assim subsídios para elaboração de modelos teóricos capazes de reproduzir com confiabilidade e segurança seu comportamento diante das solicitações atuais e possíveis quadros futuros.

O estudo das pontes ferroviárias torna-se dessa maneira fundamental para o aperfeiçoamento técnico-científico, no contexto da infra-estrutura requerida pela atividade mineradora no estado do Pará, uma vez que este é um dos maiores expoentes nesta atividade em todo o Brasil, possuindo jazidas minerais de importância mundial a exemplo da situada na Serra dos Carajás, descoberta em 1967 e que passou, desde a década de 80, a ser explorada pela Companhia Vale. Esta empresa utiliza o chamado Sistema Norte para exploração mineral, composto pelo Complexo Minerador da Serra dos Carajás no Pará e pelo Terminal Marítimo de Ponta da Madeira no Maranhão. Neste sistema está integrada a Estrada de Ferro Carajás (EFC), com 892 km de extensão e em operação desde 1985, onde estão

localizadas diversas obras de transposição desde então solicitadas pelos carregamentos inerentes às composições ferroviárias em operação.

A ponte sobre o Rio Mãe Maria com aproximadamente 35 (trinta e cinco) anos de existência, já apresenta sinais de desgastes tanto pelo uso quanto por agentes agressivos ambientais, mas outras patologias podem vir a surgir caso o número de ciclos aumente ou o carregamento por eixo dos vagões e, pior, estas patologias podem estar associadas à fadiga e a deslocamentos excessivos devidos a ações dinâmicas. As patologias decorrentes da fadiga no aço ou no concreto podem ir da simples fissuração e ruptura dos materiais até o colapso total da estrutura ou parte dela. O mesmo acontece com os deslocamentos excessivos devido à instabilidade dinâmica. De acordo com TEIXEIRA (2009) estes problemas podem trazer prejuízos difíceis de serem recuperados, tanto pelo fato da OAE precisar ser interditada quanto pelo fato de precisar ser demolida, em último caso, parando o escoamento de minério de ferro.

Este trabalho apresenta uma descrição da instrumentação, ensaios e procedimentos utilizados para verificação da segurança estrutural para novos casos de carregamentos na ponte ferroviária de concreto armado integrante da Estrada de Ferro Carajás, denominada de OAE Nº 50A (conhecida como Ponte sobre o rio Mãe Maria), situada nas proximidades do Município de Marabá no Estado do Pará. De acordo com KHANNA *et al.* (2000), este monitoramento estrutural deve preceder qualquer modificação na intensidade e modo de solicitação de uma ponte.

O direcionamento do trabalho para o caso de pontes ferroviárias em concreto armado é consequência do Projeto de Pesquisa intitulado “*Desenvolvimento de metodologia para avaliação da integridade estrutural de pontes e viadutos ferroviários ao longo da Estrada de Ferro Carajás*”, desenvolvido desde 2007 pela Universidade Federal do Pará, que visa realizar estudos das capacidades resistentes das pontes ferroviárias que compõem o Sistema. A experiência teórico-experimental resultante destes estudos propicia um conjunto de técnicas, metodologias e resultados que podem ser adotados em pesquisas semelhantes para avanços posteriores. O aperfeiçoamento de tais metodologias, no sentido de uma melhor identificação e simulação da resposta estrutural em zonas críticas, constitui ainda um vasto campo em aberto para desenvolvimentos futuros.

1.2. JUSTIFICATIVA

A tendência de aumento da produção e transporte de minério de ferro via estrada de ferro Carajás, que atualmente chega a 300 milhões de toneladas anuais, foi o principal motivo para que a companhia Vale do Rio Doce (Vale) firmasse, em 2007, um convênio com a UFPA visando avaliar as condições de estabilidade das estruturas de suas pontes e viadutos (Obras de Arte Especiais - OAE), visto que qualquer interrupção neste fluxo poderia acarretar prejuízos contratuais e ônus para a sociedade, uma vez que a empresa emprega quantidade significativa da mão-de-obra regional.

Até antes do convênio com a UFPA este monitoramento vinha sendo realizado através de inspeções visuais e o nível de solicitação estrutural era desconhecido. Com o convênio três pontes foram monitoradas e a resposta estrutural foi conhecida, tanto dinâmica quanto estática. Com aumento de carregamento por eixo de 32 tf para 40 tf, tornou-se indispensável o monitoramento “in situ” das estruturas, bem como a simulação computacional para posterior aferição de modelos teóricos para previsão de danos e suporte à tomada de decisão em caso de intervenção.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo Geral

As diversas atividades realizadas para desenvolvimento desta dissertação, estão em geral relacionadas à busca das respostas do comportamento estrutural da estrutura tomada como estudo de caso, tanto para os níveis atuais quanto para os níveis futuros de carregamentos em serviço. Para tal, foi feito um levantamento com informações experimentais obtidas através da monitoração “in situ” e de ensaios destrutivos e não-destrutivos, a fim de verificar a precisão das técnicas entre si. Estas informações irão alimentar modelos de comportamento teóricos bem definidos, compatíveis com as medições e capazes de simular carregamentos futuros mais intensos.

1.3.2. Objetivos Específicos

Foram propostos os seguintes objetivos específicos:

- Verificar a segurança estrutural da OAE como um todo, tendo como foco principal as longarinas, avaliando seu comportamento com as cargas atuais e com os carregamentos futuros na qual será submetida;
- Reunir informações a partir da bibliografia existente de forma a elaborar um estudo sobre o assunto, avaliando parâmetros para elaboração do modelo experimental e verificações de pontes em concreto armado, como veículos padronizados e cargas diversas, com as respectivas recomendações normativas;
- Encontrar os resultados de caracterização mecânica do concreto da OAE Nº 50A, advindos através de diferentes técnicas destrutivas e não-destrutivas
- Utilizar os sinais de deformações experimentais obtidos por monitoração “in loco” para comparar e validar as deformações teóricas determinadas a partir dos esforços internos nas seções instrumentadas resultantes de análises em modelos computacionais tridimensionais desenvolvidos via software comercial SAP2000® (COMPUTERS AND STRUCTURES INC, 1995), que utiliza o método dos elementos finitos (MEF).

1.4. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação foi composta de seis capítulos, apresentados sucintamente a seguir.

O *Capítulo 2* tem-se a revisão bibliográfica, que consta dos resultados de pesquisas pertinentes publicadas por outros autores sobre o tema principal e outros relacionados a ele, importantes para o entendimento do trabalho, bem como aspectos gerais sobre o comportamento de pontes ferroviárias e os históricos dos trabalhos realizados na OAE em questão.

O *Capítulo 3* apresenta-se o programa experimental realizado, assim como as características e as cargas atuais e futuras que serão submetidas na OAE em estudo, as avaliações do concreto e o processo de monitoração efetuado nos elementos estruturais.

No *Capítulo 4* são apresentados os resultados experimentais dos ensaios destrutivos, ensaios não destrutivos e dos ensaios das monitorações com os extensômetros elétricos de resistência.

No *Capítulo 5* são apresentados os modelagem computacional pelo método dos elementos finitos (MEF) utilizando o programa SAP2000® que serão comparados com os resultados da memória de cálculo e com os resultados experimentais.

No *Capítulo 6* encontram-se as conclusões, resumindo as principais contribuições desta dissertação e propostas para futuros casos de monitoração de OAE's para a segurança estrutural.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A verificação da segurança estrutural de uma ponte aos riscos que possam comprometer a sua integridade está relacionada com a investigação das incertezas sobre o seu comportamento quanto à ocorrência de possíveis estados limites últimos ou estados limites de utilização. A investigação histórica, referente às formas de projeto, sistema estrutural adotado e relatórios de inspeções e manutenções, pode revelar informações para elaboração de modelos teóricos e experimentais capazes de respaldar diagnósticos que não induzam a conclusões incorretas diante das incertezas dos dados assumidos. O estudo dos defeitos estruturais começa pela detecção dos danos visíveis, o que demonstra a importância das inspeções visuais no mapeamento dos aspectos críticos da estrutura e na escolha das frentes de investigação. Nesta fase, podem ser reveladas irregularidades geométricas resultantes de deformações anteriores e/ou fases da construção e zonas de concentração elevada de tensões de compressão que manifesta áreas de esmagamento, ou de tração, pelo surgimento de padrões de fissuração relacionados à flexão, torções, cisalhamentos e fendilhamentos que, em conjunto com a investigação das condições do terreno, podem indicar as causas dos danos.

Todos estes procedimentos, de maneira generalizada, devem compor o plano de investigação. Busca-se, com essas ações, a integração dos métodos teóricos, experimentais e métodos baseados na experiência de quem avalia. O julgamento integrado das variáveis estruturais engloba valores obtidos de investigações numéricas e de experimentos. Normalmente, não é possível conduzir um ensaio, ou uma prova de carga, até que se atinja um dos estados limites últimos da estrutura sendo, portanto, essencial sintetizar todo o conhecimento adquirido com os resultados de ensaios que possam ser realizados sem comprometer a integridade da estrutura, ou seja, até um limite de utilização PENNER (2001). A NBR 9607 (ABNT, 1986) recomenda que a investigação de estruturas de concreto armado e protendido deve ser realizada seguindo as etapas de análise de projeto, inspeção visual e modelagem numérica para enfim apontar a necessidade ou não de provas de carga.

Um encaminhamento de ações elaborado para a avaliação do comportamento estrutural da obra de arte em estudo nesta dissertação durante as etapas do projeto de pesquisa, é mostrado na Figura 1. Primeiramente elaboram-se modelos teóricos cujo objetivo relaciona-se à definição das táticas de

instrumentação. Em seguida, os testes experimentais são utilizados para calibração dos modelos desenvolvidos paralelamente às verificações do projeto normativo.

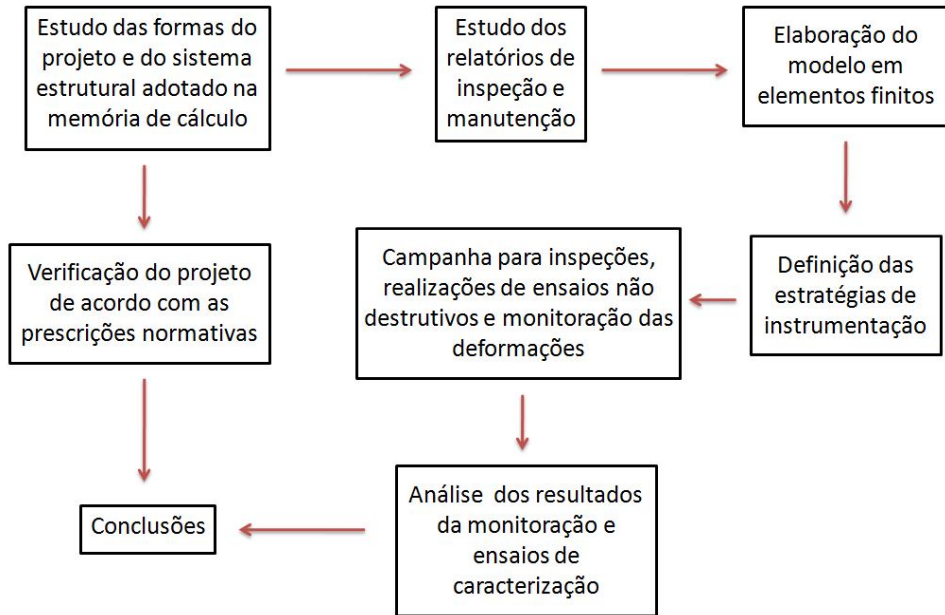


Figura 1 – Encaminhamento de ações para investigação do comportamento de obras construídas, adaptado de TEIXEIRA(2009)

2.2. METODOLOGIAS PARA MONITORAÇÕES DE PONTES EM CONCRETO ARMADO

A observação de estruturas, desde sempre encontrou-se presente na construção de estruturas de engenharia civil, não só para garantia de segurança das mesmas mas também como fonte de ensinamentos para construção de obras futuras. Estas atividades foramse desenvolvendo ao longo dos tempos acompanhando a evolução das tecnologias de construção tendo chegado ao conceito atual da monitoração. A monitoração é a área que se encontra em maior desenvolvimento no domínio da engenharia civil, condicionando também o desenvolvimento das restantes áreas através das informações que fornece.

Na literatura atual, a monitoração encontra-se dividida em monitoração estática e dinâmica, podendo esta ser contínua ao longo do período de vida da estrutura ou realizada durante curtos espaços de tempo.

A monitoração de estruturas deve ser realizada de forma a fornecer as informações necessárias e suficientes para um posterior tratamento de sinais que resulte em valores na grandeza das variáveis de interesse, para confrontar com valores estimados por modelos da estrutura. Pretende-se habitualmente registrar as alterações nas deformações, nas fissuras, nos deslocamentos lineares ou angulares, nas temperaturas, etc; perante a atuação de cargas ambientais e devido ao tráfego. É usada a monitoração dinâmica para registrar as acelerações, quando a estrutura é submetida a forças de inércia. Por intermédio da montagem de uma rede “in loco” é possível obter informações sobre as variáveis de interesse, utilizando diferentes tipos de sensores, convertendo em informações físicas os sinais digitais transformados advindos de seus funcionamentos e disseminados com uso de ferramentas computacionais. Uma rede de sensores integrada à estrutura é conectada a sistemas de aquisição, de armazenamento e processamento de informação, com ligação a uma central remota por meio de circuitos de comunicação ASSIS (2007). A Figura 2 mostra os subsistemas de monitoramento de acordo com MUFTI (2003), constituídos por componentes integrados que são responsáveis pelas etapas de medição, aquisição, comunicação, tratamento e avaliação dos resultados.

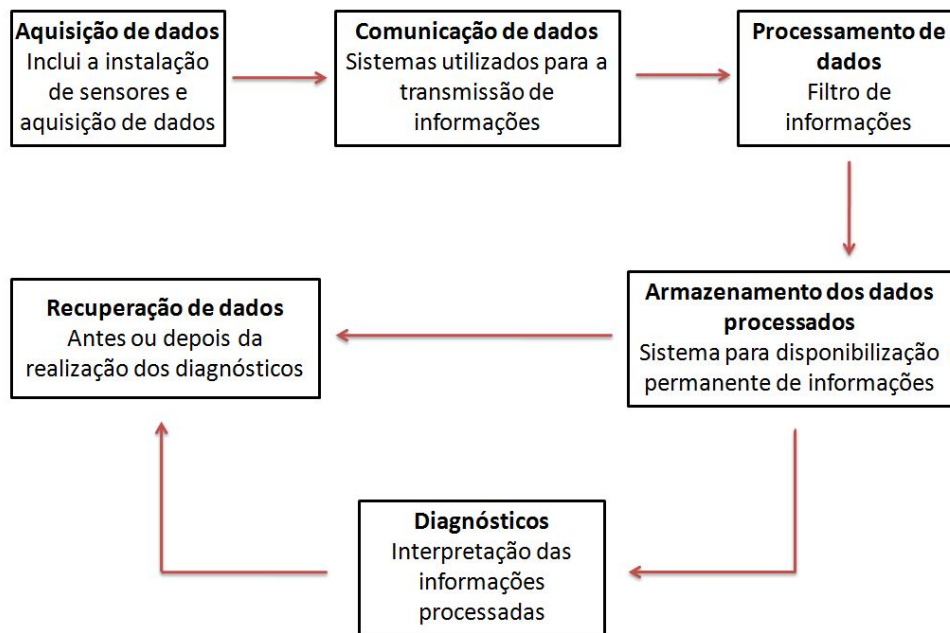


Figura 2 – Sistema de monitoração utilizado, adaptado de MUFTI (2003)

Em engenharia de estruturas, já é comum o uso dos sensores elétricos de resistência (strain gages) para medição de deformações e também dos transdutores para medir translações e rotações.

Sensores de fibras ópticas são tecnologias bastantes difundidas no exterior e ainda incipientes no Brasil. Acelerômetros piezo-elétricos são transdutores com grande aplicação na prática da medição das vibrações. A aquisição dos dados provenientes de todos estes tipos de sensores é realizada por intermédio de hardwares que convertem os sinais analógicos em digitais, os quais, conduzidos por um sistema de comunicação adequado, são armazenados em um computador ou no próprio equipamento de aquisição, no caso de sistemas independentes (data loggers). O processamento dos sinais é feito com auxílio de softwares adequados, sendo possível realizar intervenções para filtragem de ruídos e recuperação de registros.

No que se refere ao conteúdo técnico existente na literatura nacional, destaca-se o trabalho de ASSIS (2007) e TEXEIRA(2009), que apresentam uma revisão bibliográfica detalhada acerca das técnicas de monitoração de pontes e os sistemas computacionais de apoio desenvolvidos para auxiliar as diversas fases da monitoração. ALMEIDA *et al.* (1997) executaram uma prova de carga em uma ponte rodoviária de concreto armado que também serve de cobertura para um canal na região metropolitana de Belo Horizonte, no Estado de Minas Gerais, Brasil. A instrumentação consistiu na instalação de transdutores de deslocamentos e de extensômetros elétricos. As provas de carga estáticas consistiram na aplicação de um carregamento composto por trilhos metálicos, uma calha de concreto armado preenchida com água, produzindo a mesma solicitação do trem-tipo normativo TB 36, majorada pelo coeficiente de impacto. Além de provas de carga estáticas foram também realizadas provas de carga dinâmicas com o emprego de caminhões em movimento e os resultados foram comparados com aqueles obtidos pela simulação numérica em modelos de elementos finitos utilizando elementos de placas e barras na simulação. Os programas utilizados foram desenvolvidos pelo Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais. Os resultados dessa investigação mostraram o comportamento linear da estrutura, com deslocamentos residuais praticamente nulos.

TAKEYA *et al.* (2005) desenvolveram uma série de ensaios estáticos e dinâmicos com caminhões realizados em um viaduto rodoviário localizado na rodovia SP-310 (Washington Luis), construído na década de 70. Devido a um quadro de fissuração generalizado na face inferior da laje do tabuleiro, houve a necessidade de restabelecer sua capacidade de carga para o trem-tipo da classe 36, o que levou a elaboração de um projeto de reforço. As deformações foram medidas com extensômetros elétricos de resistência, enquanto que as vibrações foram registradas por acelerômetros piezo-resistivos.

As flechas foram medidas com aparelhos de topografia do tipo estação total e prismas ópticos fixados nas lajes. Após a intervenção houve melhoria no desempenho da estrutura traduzido em termos de redução dos níveis de vibração, uma vez que os níveis anteriores ao reforço eram considerados excessivos. A Figura 3 mostra uma prova de carga realizada no viaduto e o aspecto do modelo em elementos finitos desenvolvido no software comercial ANSYS.

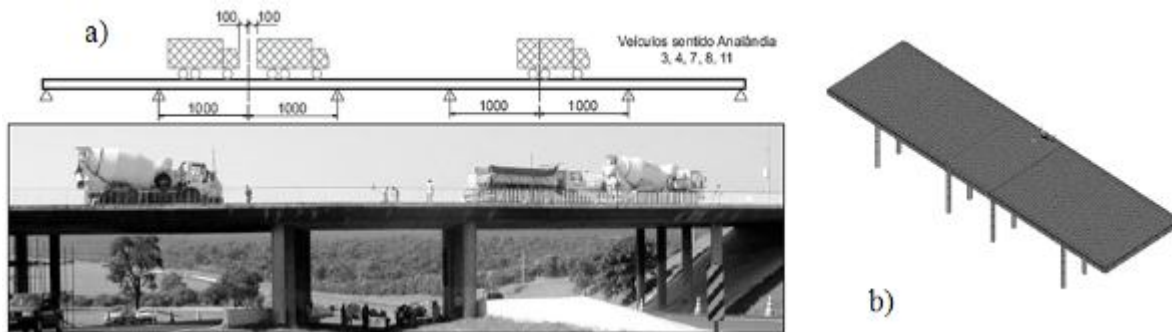


Figura 3 – Obra de arte estudada por TAKEYA *et al.*; a) prova de carga estática; b) modelo numérico (TAKEYA *et al.*,2005)

Em relação à literatura internacional, destacam-se as campanhas de monitorações dinâmicas em larga escala realizadas na Europa e no Canadá. Na Suíça, Grã-Bretânia e Bélgica foram realizados, até o início década de 1980 pelo EMPA, laboratório com vasta experiência na Europa, ensaios em mais de 200 (duzentas) pontes, sendo possível reunir um considerável banco de dados para elaboração de códigos normativos. Em Ontário, entre 1956 e 1981, foram ensaiadas 90 (noventa) pontes também com a finalidade de dar suporte a elaboração de normas PAUTRE *et al.*(1992).

2.3. SISTEMAS CLÁSSICOS DE MONITORAÇÃO “IN LOCO”

Na monitoração de estruturas é possível distinguir-se entre grandezas caracterizadoras do comportamento global da estrutura e grandezas caracterizadoras do comportamento local da estrutura. Deslocamentos, rotações, velocidades e acelerações caracterizam globalmente a estrutura enquanto que, por exemplo, tensões e deformações caracterizam localmente uma estrutura.

Neste subitem descrevem-se os principais sistemas de medição que são habitualmente utilizados na instrumentação de pontes e viadutos. Para cada grandeza a ser medida apresenta-se alguns dos sensores e sistemas de aquisição passíveis de serem utilizados.

2.3.1. Transdutores de deformações

A medição de deformações pode ser realizada por intermédio de equipamentos denominados extensômetros que, na realidade, não são mais do que aparelhos que medem deslocamentos, mas considerando uma base de medida reduzida. Os extensômetros podem ser mecânicos, elétricos de resistência, de indução, piezoelétricos, capacitivos, acústicos de corda vibrante e, mais recentemente, os extensômetros de fibra óptica.

2.3.1.1. Extensômetros Elétricos de Resistência

Dentre os diferentes tipos de extensômetros, os extensômetros elétricos de resistência têm sido aqueles que mais têm sido aplicados à análise estática e dinâmica experimental. Tendo surgido no final da década de 1930, fruto dos trabalhos de Edward E. Simmons e de Arthur C. Ruge, a vasta experiência adquirida até aos dias de hoje bem como a sua sensibilidade de resposta dinâmica, custo e facilidade com que o sinal pode ser condicionado, amplificado e registrado são algumas das razões pela sua preferência (Figura 4).

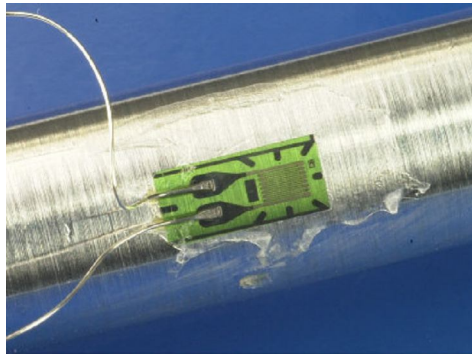


Figura 4 – Extensômetro elétrico de resistência (PIMENTEL, 2008)

Na Figura 5 apresenta-se um esquema genérico da estrutura do extensômetro de resistência elétrica mais utilizado atualmente (extensômetro de folha). A grelha (malha) do extensômetro é obtida por um processo de fotogravação numa película metálica de reduzida espessura sendo esta solidarizada com o seu suporte (base).

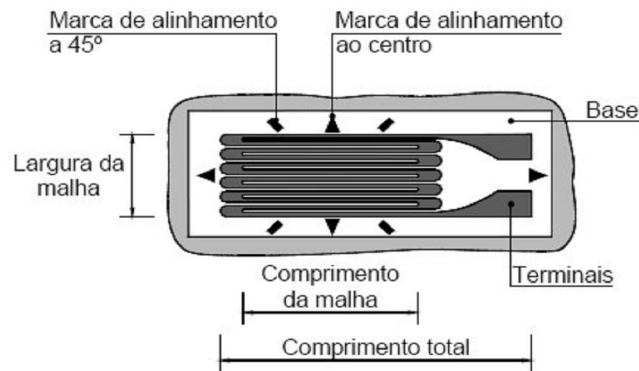


Figura 5 – Extensômetro elétrico de resistência - elementos constituintes (FÉLIX, 2005)

As ligas metálicas mais utilizadas na composição da grelha são: constantan; isoelástica; karma e platina-tungsténio CALÇADA (2001). Sendo a liga constantan a mais utilizada devido à generalidade das suas características (estabilidade da sensibilidade, resistência à fadiga, deformabilidade máxima e possibilidade de auto-compensação para a temperatura), no que se refere a medições dinâmicas de deformação a liga mais indicada é a isoelástica pois não sendo, neste contexto, tão relevante a manutenção de uma referência zero estável nem a auto-compensação da temperatura, esta liga permite fatores de sensibilidade mais elevados que se traduzem numa maior relação sinal/ruído.

No que se refere à base do extensômetro, esta é normalmente constituída por um material polimérico (poliamida, resina epóxica e resina fenólico-epóxica reforçada com fibra de vidro). O extensômetro pode ser colado diretamente sobre o elemento estrutural a instrumentar ou pode ser integrado noutra estrutura de interface dando origem aos extensômetros de soldar ou de mergulhar em concreto (Figura 6).



Figura 6 – Extensômetro elétrico de resistência: a) de mergulhar em concreto; b) de soldar (PIMENTEL, 2008)

Os resultados das medições dos extensômetros elétricos de resistência são também afetados pela resistência dos cabos de ligação. Este fenômeno é particularmente importante quando existe um grande comprimento dos cabos, situação bastante comum em atividades de monitoração em estruturas de engenharia civil. Este fato pode ainda ser agravado pelo efeito de variação de temperatura.

Para a redução deste fenômeno perturbador, é comum a utilização de extensômetros com três condutores (Figura 7a) integrando-os no circuito da Ponte de Wheatstone no formato apresentado na Figura 7b. Ao estar dotado de um terceiro condutor (L_2), ligado ao voltímetro, o efeito da resistência dos cabos de ligação pode ser minimizado. Isto deve-se à elevada resistência de entrada do voltímetro que faz com que o condutor L_2 seja percorrido por uma corrente praticamente nula levando que a queda de tensão na sua resistência seja pouco significativa.

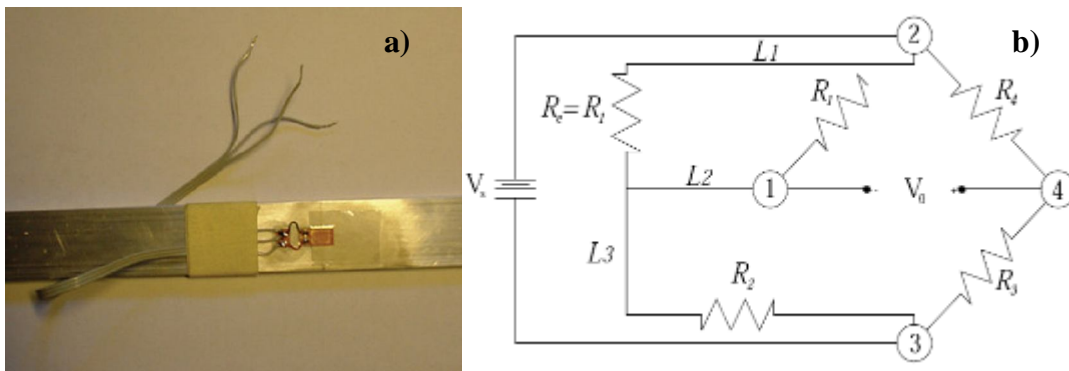


Figura 7 – a) Extensômetro com três condutores; b) Circuito da Ponte de Wheatstone com ligação a três fios (PIMENTEL, 2008)

2.3.1.2. Extensômetros Elétricos acústicos ou de corda vibrante

Outro tipo de extensômetro elétrico frequentemente utilizado em aplicações de engenharia civil são os extensômetros acústicos ou de corda vibrante (Figura 8). Estes dispositivos são constituídos por um fio em aço fixo nas extremidades por intermédio de placas em aço. A frequência de vibração da corda, medida por intermédio de um magneto elétrico, está diretamente relacionada com a tensão a que está sujeita, e que pode ser correlacionada com a extensão. Na Figura 8c apresenta-se um esquema de funcionamento deste tipo de transdutores.

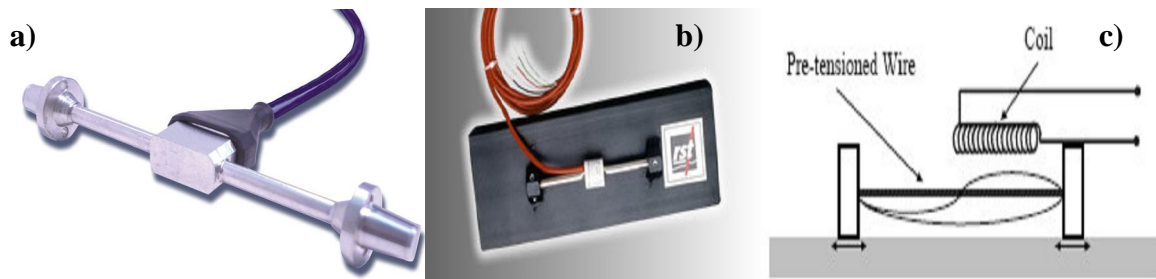


Figura 8 – Extensômetro elétrico de corda vibrante: a) de mergulhar no concreto; b) de aplicação à superfície; c) esquema de funcionamento (PIMENTEL, 2008)

Apesar da elevada sensibilidade, precisão, grande campo de medida e boa estabilidade apresentada por estes transdutores o seu elevado tempo de resposta pode impossibilitar a sua utilização em aplicações dinâmicas.

2.3.1.3. Extensômetros de Fibra Óptica

A tecnologia de fibra óptica, inicialmente aplicada na indústria da aviação, tem recebido recentemente grandes desenvolvimentos no que se refere à monitoração estática e dinâmica de estruturas de engenharia civil.

A fibra óptica consiste num filamento condutor cilíndrico, dielétrico, constituído por vidro ou por materiais poliméricos com capacidade de transmitir luz. Um esquema da forma habitual de um cabo de fibra óptica é apresentado na Figura 9. Tanto o núcleo como a bainha são constituídos por vidro ou plástico, sendo a proteção composta por material acrílico ou poliamida.

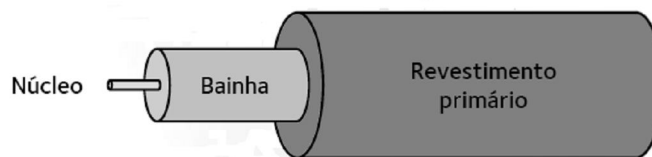


Figura 9 – Cabo de fibra óptica (PIMENTEL, 2008)

Quando um feixe luminoso incide obliquamente na interface de dois meios transparentes, parte do feixe é refletido para o primeiro meio e parte entra no segundo meio por refração (Figura 10).

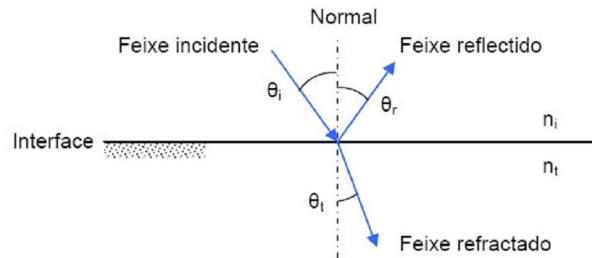


Figura 10 – Fenômeno da reflexão e da refração de um feixe luminoso (FÉLIX, 2005)

2.3.2. Transdutores de Aceleração ou Deslocamentos

A medição de acelerações é realizada por intermédio de acelerômetros. Estes transdutores são possivelmente os mais utilizados em ensaios dinâmicos de estruturas, quer na análise de efeitos dinâmicos provocados por forças exteriores aplicadas às estruturas, quer em ensaios de vibração ambiental para identificação das propriedades dinâmicas das estruturas. Atualmente existe uma grande variedade de acelerômetros disponíveis no mercado, com características muito distintas. Um aspecto fundamental para a obtenção de bons resultados está relacionado com a escolha dos acelerômetros e com adequabilidade das suas características à resposta estrutural que estes irão avaliar. Como tal é essencial pré-determinar de maneira aproximada as características dinâmicas da estrutura a ser instrumentada. Neste âmbito, a resposta em frequência, a resolução e a gama de medição são características fundamentais para a escolha do acelerómetro. Serão apresentados diferentes tipos de acelerómetros expondo sumariamente o seu princípio de funcionamento, vantagens e desvantagens.

2.3.2.1. Acelerômetros Piezoelétricos

Os acelerômetros piezoelétricos (Figura 11) são o tipo mais comum de acelerómetros. Este tipo de transdutores ativos baseia-se na propriedade do quartzo ou de outros cristais cerâmicos de gerar uma corrente elétrica proporcional à aceleração a que estão sujeitos. O efeito piezoelétrico produz uma acumulação de partículas com cargas opostas no cristal sendo a carga proporcional à força ou tensão instalada. Uma força aplicada a uma estrutura de cristais de quartzo altera o alinhamento dos íons positivos e negativos, resultando numa acumulação destes íons em superfícies opostas AKTANet *al.* (2002).

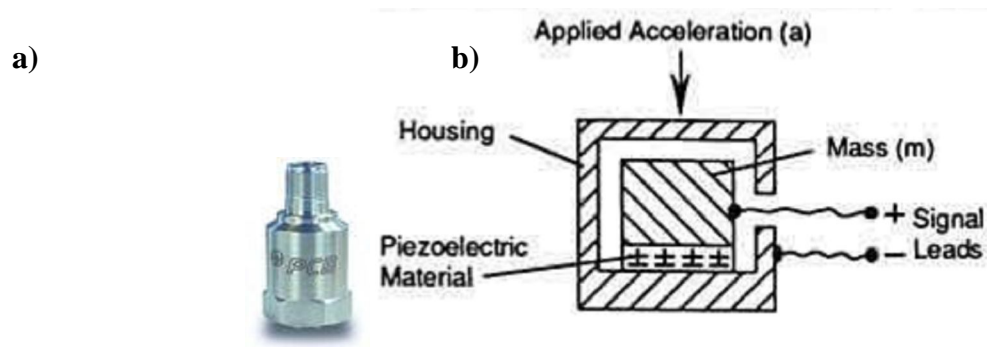


Figura 11 – Acelerômetro piezoelétrico: a) modelo PCB 393A03; b) princípio de funcionamento
(<http://www.pcb.com>)

Num acelerômetro piezoelétrico a tensão existente nos cristais deve-se à força exercida por uma massa sísmica sobre estes. Para a gama de frequências específica do acelerômetro, a sua estrutura obedece à 2ª Lei de Newton ($F = m \cdot a$). Como tal, a carga total acumulada é proporcional à força aplicada que, por sua vez é proporcional à aceleração. A carga é depois captada por eletrodos sendo depois transmitida para um condicionador de sinal. Sensores que possuam internamente este condicionador de sinal que transforma a carga num sinal analógico são designados pela sigla IEPE (Integrated Electronics Piezoelectric), acelerômetros cujo o sinal de saída é do tipo carga elétrica requerem um condicionador externo.

Existem diferentes configurações mecânicas para aplicar o princípio de funcionamento dos acelerômetros piezoelétricos. Estas configurações variam na forma como a força da massa sísmica é aplicada aos cristais piezoelétricos. Na Figura 12 são apresentados os dois tipos de configuração mecânica mais usuais nos acelerômetros piezoelétricos: funcionamento em corte; funcionamento em flexão.

No modo de funcionamento em corte (Figura 12a), os cristais piezoelétrico e a massa sísmica são fixos a uma coluna central por intermédio de um anel de retenção pré-esforçado. Quando o acelerômetro se encontra sujeito a uma aceleração, a massa sísmica vibra induzindo um estado de tensão de corte nos cristais piezoelétricos. As principais vantagens deste modo de funcionamento advêm do fato dos cristais encontrarem-se desligados da base de revestimento do acelerômetro resultando em sensores pouco sensíveis a efeitos de temperatura e de flexão da base de apoio.

No modo de funcionamento em flexão (Figura 12b) os cristais piezoelétricos são ligados à massa sísmica sob a forma de uma viga com dois tramos, criando uma extensão nos cristais quando sujeitos a uma aceleração. Esta configuração permite a obtenção de sensores de baixo custo, com boa estabilidade, baixa sensibilidade à temperatura e a movimentos segundo a direção transversal.

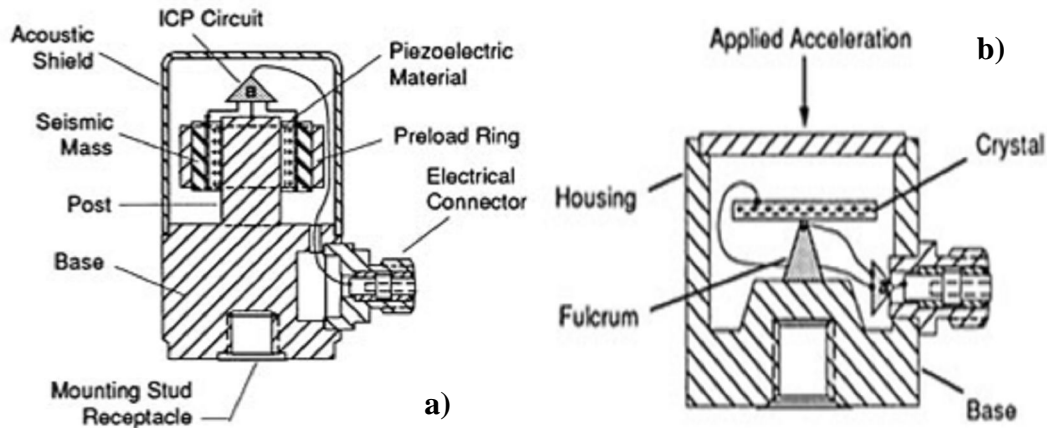


Figura 12 – Modos de funcionamento dos acelerômetros piezoelétricos: a) em corte; b) em flexão
(<http://www.pcb.com>)

Na Figura 13 são apresentadas as três variantes do modo de funcionamento em compressão. Este tipo de configuração é aquele que aplica de forma mais direta o princípio de funcionamento dos acelerômetros piezoelétricos. Na Figura 13a é apresentado a configuração tradicional deste modo de funcionamento em que os cristais piezoelétricos são comprimidos diretamente entre a base de apoio e a massa sísmica. Apesar de resultarem em sensores com uma gama de frequências bastante alargada, estes sensores têm a desvantagem de serem sensíveis a variações de temperatura e a efeitos de flexão da base do acelerômetro. De modo a contrariar estas desvantagens surgiram duas configurações alternativas em que os cristais são desligados da base do acelerômetro. Na configuração de compressão invertida (Figura 13b) este objetivo é atingido pela inversão do posicionamento dos cristais piezoelétricos. Na configuração de compressão isolada (Figura 13c) é introduzido um material isolante entre a base do acelerômetro e os cristais.

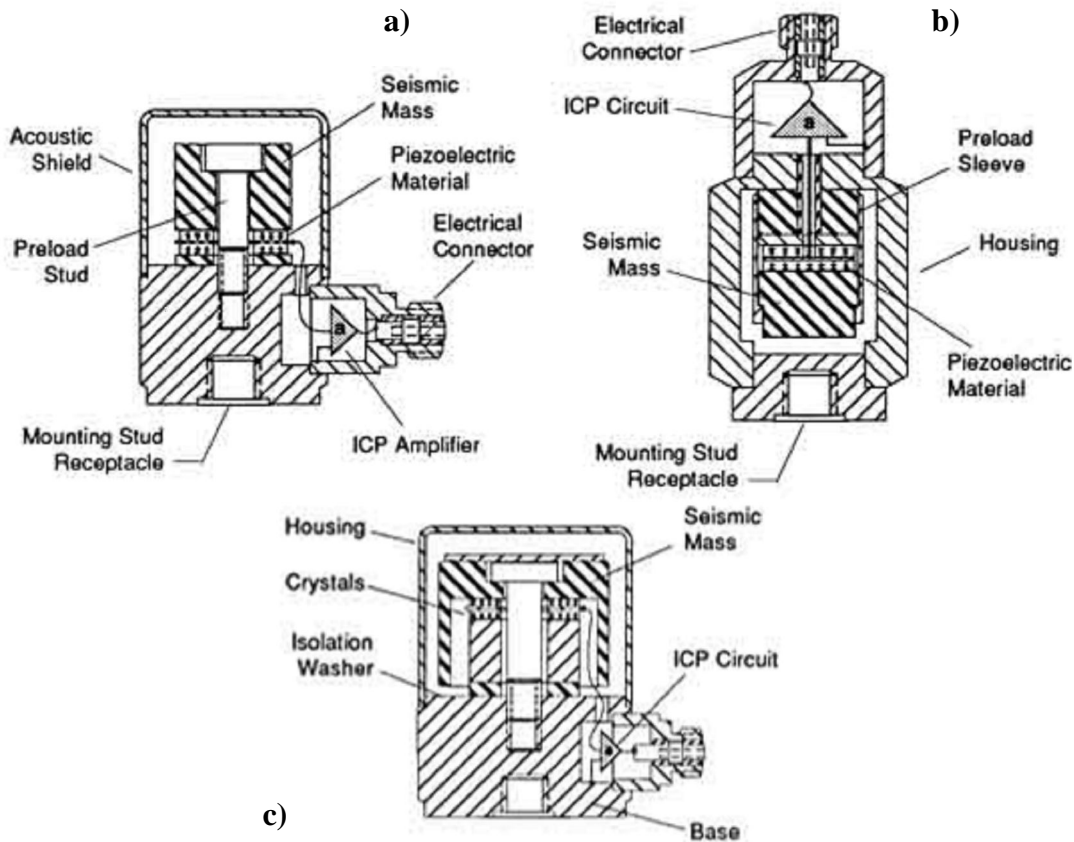


Figura 13 – Modo de funcionamento em compressão: a) tradicional; b) compressão investida; c) isolado
(<http://www.pcb.com>)

A maior limitação da utilização deste tipo de transdutores em estruturas de engenharia civis refere-se à dificuldade que estes apresentam em captar vibrações de baixa frequência e de pequena amplitude, sendo mais utilizados na instrumentação de estruturas que apresentam modos de vibração com frequências mais elevadas. Deve ser ressaltado que têm surgido no mercado acelerômetros deste tipo mais evoluídos, adequados para estruturas com frequências mais baixas.

2.3.2.2. Acelerômetros Piezoresistivos

Os acelerômetros piezoresistivos (Figura 14) são constituídos por uma massa ligada a uma viga em flexão instrumentada por extensômetros (elementos piezoresistivos de sílica) que formam uma ponte de Wheatstone. Quando o transdutor é sujeito a uma aceleração, a viga deforma-se, sendo as tensões medidas proporcionais à aceleração. Como maior vantagem estes sensores apresentam uma boa

resposta em baixas frequências. A maior desvantagem reside na elevada sensibilidade às variações de temperatura resultante do seu princípio de funcionamento.

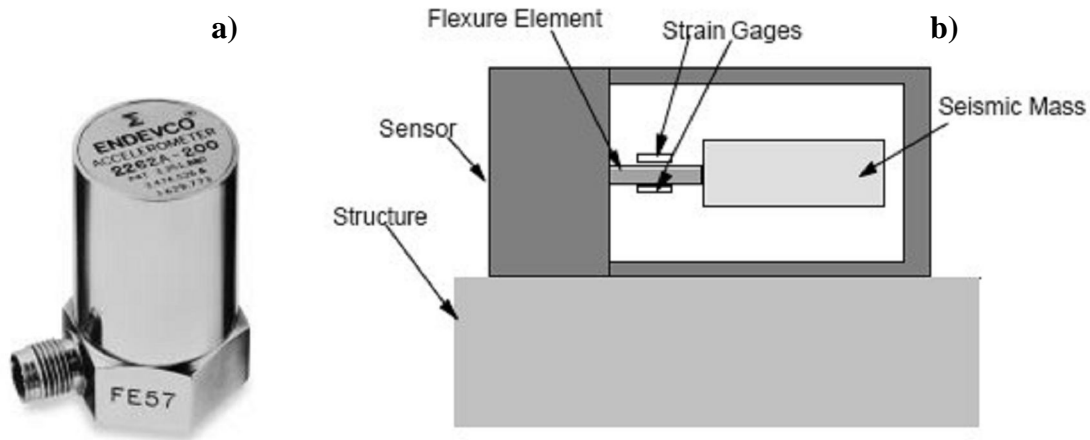


Figura 14 – Acelerômetros piezoresistivos: a) modelo Endevco 2262A (<http://www.endevco.com>); b) princípio de funcionamento (AKTANet *et al.*, 2002)

2.3.2.3. Acelerômetros Capacitivos

Os acelerômetros capacitivos têm uma estrutura semelhante à dos acelerômetros piezoresistivos como é possível atentar na Figura 14b. O elemento sensor, neste caso, consiste em eletrodos externos que em conjunto com um eletrodo interno, formam uma meia-ponte capacitiva. Desta forma, é avaliado não a deformação da viga em flexão mas o deslocamento da massa sísmica. Tal como os acelerômetros piezoresistivos, estes equipamentos apresentam uma boa resposta para a gama de frequência de interesse para as estruturas de engenharia civil bem como uma ótima resolução. Comparativamente com os acelerômetros piezoresistivos, estes transdutores não são sensíveis a variações de temperatura, mas, por outro lado, são afetados pela ação dos campos eletromagnéticos.

2.3.2.4. Acelerômetros do Tipo “Force Balance” ou do Tipo Servo

Os acelerômetros “force-balance” como apresentado na Figura 15 são transdutores para os quais já existe uma vasta experiência fruto da sua utilização desde há vários anos em monitoração de estruturas, observação sísmica e em sistemas de navegação no domínio da aviação AKTAN *et al.* (2002).



Figura 15 – Acelerômetro “force balance”: a) modelo Kinemetrics FBA ES-T (<http://www.kinemetrics.com>); b) modelo Kistler servoK-Beam (<http://www.kistler.com>)

O princípio de funcionamento deste tipo de transdutores, apresentado na Figura 16, é algo semelhante ao dos acelerômetros capacitivos. O acelerômetro é constituído por uma massa sísmica suportada por uma estrutura de vigas flexíveis e um mecanismo tipo servo. Na massa sísmica é também incorporado um eletrodo móvel que se encontra entre dois eletrodos fixos. Quando o transdutor é sujeito a uma aceleração, a força de inércia que atua sobre a massa sísmica provoca um movimento relativo aos apoios das vigas flexíveis. Este movimento causa um desequilíbrio da ponte capacitiva formada pelos eletrodos fixos e móvel. Este desequilíbrio é medido e condicionado, sendo depois utilizado para criar um sinal de erro no ciclo servo, gerando uma força magnética que equilibra a força causada pela aceleração na massa sísmica, permitindo que esta volte à sua posição de equilíbrio. Na realidade, o tempo de resposta do sensor é suficientemente rápido para que não exista, virtualmente, nenhum movimento da massa sísmica.

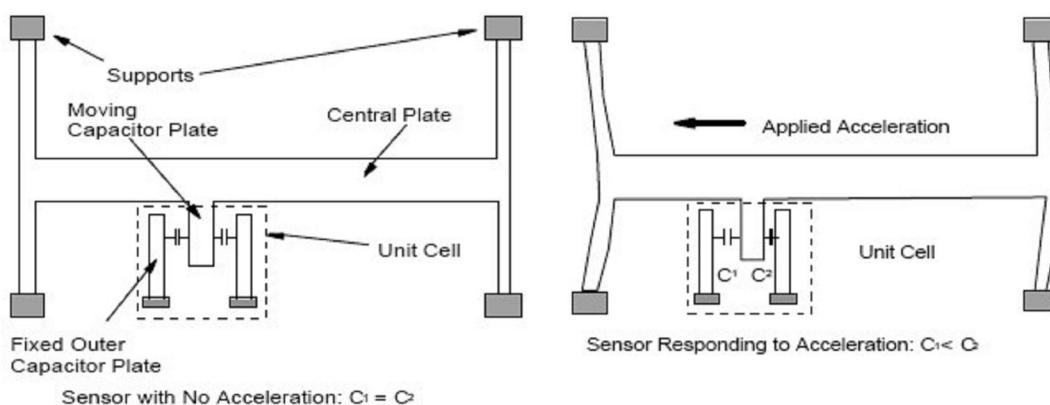


Figura 16 – Princípio de funcionamento dos acelerômetros “force balance” (AKTANet *et al.*, 2002)

Deste tipo de funcionamento resultam sensores com elevada sensibilidade e com respostas dinâmicas até baixíssimas frequências tornando-os na escolha mais apropriada para aplicações de identificação modal estocástica de estruturas de engenharia civil.

2.4. METODOLOGIA PARA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para usar um método experimental é essencial que as condições sob as quais um ensaio é realizado correspondam às condições sob as quais a estrutura real é utilizada. Se a avaliação for realizada com base em caracterização de corpos-de-prova, deve-se considerar que existem diferenças entre estruturas reais, corpos-de-prova e modelos empregados em ensaios. Essas diferenças correspondem, por exemplo, a estados limite de utilização, estados limites últimos, efeito de escala, histórico de carregamento ou comportamento dinâmico.

No contexto desta dissertação, a caracterização dos materiais é direcionada para o estudo de propriedades mecânicas das amostras (tensões resistentes a solicitações uniaxiais e módulos de elasticidades). Dessa maneira, pode-se verificar a adequação das relações tensões *versus* deformações frente aos resultados experimentais e fornecer dados para calibrar os modelos de comportamento.

O uso de técnicas não destrutivas, são métodos a serem desenvolvidos paralelamente aos ensaios destrutivos clássicos, a exemplo dos testes de resistências à tração e compressão e módulo de elasticidade secante, tanto em laboratório quanto em campo. No casosos ensaios de dureza superficial, é aconselhável que no perímetro da região a ser ensaiada sejam realizados testes para determinação da profundidade de carbonatação que, se existir, pode conduzir a resultados imprecisos.

A importância dos ensaios não-destrutivos reside no fato de que, em geral, não há possibilidade de se realizar um número representativo de ensaios destrutivos e pela conveniência que muitos deles possuem para realização de testes “in loco”. Para que estes métodos sejam utilizados são necessárias curvas de calibração entre os resultados diretos da medição e as propriedades mecânicas de interesse. De acordo com EVANGELISTA (2002), geralmente os fabricantes dos equipamentos para tais ensaios fornecem estas curvas, porém estas são desenvolvidas usando materiais disponíveis no país deste fabricante e, ao serem empregadas numa localidade onde há outros tipos de materiais, a resistência pode ser avaliada com erros consideráveis. Daí a necessidade de elaboração de uma curva de calibração própria para o concreto sob investigação.

No que se refere aos ensaios destrutivos de amostras de uma estrutura já construída, faz-se necessário o planejamento das remoções e preparação dos corpos-de-prova de acordo com as prescrições normativas vigentes. A utilização de detectores de metais para mapeamento das armaduras e respectivos cobrimentos é fundamental para o sucesso da remoção, além de verificar possíveis incompatibilidades com o projeto estrutural.

2.5. ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS E ENSAIOS DESTRUTIVOS

2.5.1. Ensaios Não-Destrutivos

2.5.1.1. Pacometria

TEIXEIRA(2009) realizou ensaios de pacometria para detectar o posicionamento das armaduras. Este procedimento além de verificar a compatibilidade com os espaçamentos e cobrimentos das armaduras projetadas, visa possibilitar o sucesso dos ensaios de esclerometria, da retirada de corpos-de-prova e da instrumentação das armaduras com EER's (extensômetros elétricos de resistência). O aparelho utilizado foi um detector Wallscanner modelo D-TECT 100 da marca Bosh com profundidade de medição indicada para o concreto armado igual a 100 mm, com precisão de ± 5 mm. A Figura 17 mostra a realização do ensaio no pilar P14. O espaçamento verificado entre as barras, a 1,5 m da base de cada pilar, variou entre 90 mm e 60 mm.



Figura 17 – Ensaios de pacometria (TEIXEIRA, 2009)

Foram realizados ainda ensaios de pacometria no encontro E2 / Carajás e em duas posições no tabuleiro, entre os pilares P20 e P21, com a finalidade de conferir as armaduras (espaçamento e

diâmetro) e locar os pontos para a retirada dos corpos-de-prova. Para a laje do tabuleiro, as posições escolhidas foram a 1,3 m (posição 1) e a 9,0 m do pilar P21 (posição 2).

BRANCO *et al.* (2010) antes de realizar seus ensaios de esclerometria, para estimar a resistência a dureza superficial do concreto, realizou ensaios de pacometria, cujo princípio de funcionamento é eletromagnetismo, para determinar as posições das barras de aço para uma futura instrumentação do tabuleiro e das longarinas. A Figura 18a mostra a realização do ensaio no pilar P2. O espaçamento verificado entre as barras, a 1,50 m acima da base de cada pilar, variou de 100 a 50mm, o cobrimento verificado foi de aproximadamente 50mm. Também foram realizados ainda ensaios de pacometria na face lateral esquerda da longarina entre os pilares P1 e P2, para execução de abertura para monitoração das deformações do estribo, na região sobre o pilar P2. Na longarina e no tabuleiro da ponte após a retirada de parte do lastro para monitoração das armaduras da laje, conforme mostrado na Figura 18b e 18c.



Figura 18 – a) Pacometria do pilar P2; b) longarina; c) tabuleiro (BRANCO *et al.*, 2010)

2.5.1.2. Esclerometria

TEIXEIRA (2009) utilizou esta técnica basicamente para avaliar a dureza superficial do concreto endurecido utilizando um equipamento que mede a energia de reflexão de impacto sobre a superfície. O método, conhecido também como “rebound hammer method”, fornece um índice (denominado de índice esclerométrico-IE) que possui correlações diretas com a resistência à compressão do concreto.

No caso particular da estrutura em estudo este ensaio foi realizado em determinados elementos estruturais da ponte. Respeitou-se as recomendações da NBR 7584 (ABNT, 1995) para o ensaio executado em elementos estruturais, no que diz respeito às condições das superfícies, áreas de ensaio, distâncias entre pontos de impacto e números de medições. Nos pilares, os ensaios foram realizados nas mesas (ponto A e B) dos pilares P1, P3, P5, P7, P9, P11, P13, P15, P16 a P21, nas faces Carajás e São Luís, com o eixo do aparelho perpendicular à superfície. A Figura 19 mostra a disposição dos pontos e a área de 100 mm x 100 mm, situada a 1.500 mm da face superior do bloco de transição, na qual se fez o ensaio nos pilares. A resistência do concreto foi estimada com base na média aritmética das resistências dos nove pontos de cada área.

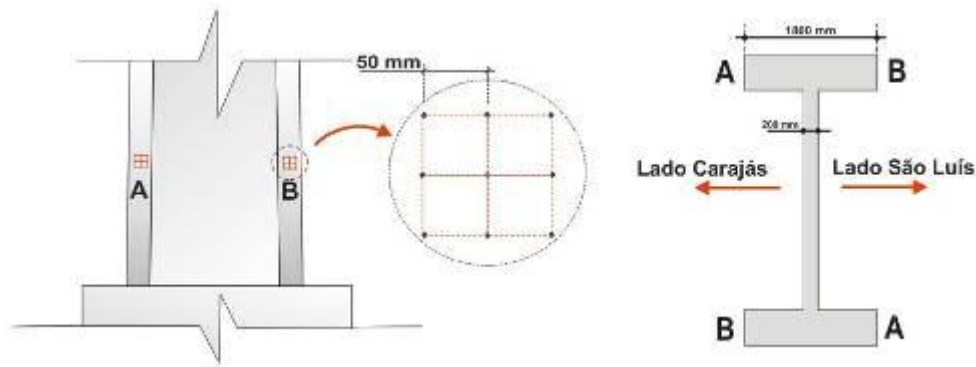


Figura 19 – a) regiões ensaiadas nas mesas dos pilares; b) seção transversal dos pilares na altura das regiões ensaiadas (TEIXEIRA, 2009)

Foram também realizados ensaios em duas regiões do tabuleiro, nos locais onde foi retirada a brita do lastro para inspeção visual e fixação dos sensores utilizados no monitoramento, e em duas regiões da superfície correspondente ao fundo da canaleta após a remoção da tampa em concreto armado. Em todos os casos estes pontos encontraram-se localizados no vão entre os pilares P20 e P21. O ensaio se repetiu em dois pontos do encontro E2 próximo ao local de retiradas dos corpos-de-prova para fins de comparações.

BRANCO *et al.* (2010) com os mesmos objetivos realizou os ensaios com esclerômetro no encontro E1, nas almas do pilar P2 nas faces Carajás e Ponta da Madeira, blocos de fundação, tabuleiro, longarina e encontros como mostra a Figura 20. A resistência do concreto foi estimada com base na média aritmética das resistências dos nove pontos de cada área analisada (150mm x 150mm), de acordo com a Tabela 1.



Figura 20 – Ensaio de esclerometria no Encontro E1 (BRANCO *et al.*, 2010)

Tabela 1 – Índice esclerométricos dos pontos de ensaios de BRANCO *et al.* (2010)

	Encontro 1		Encontro 2		Laje		Bloco 1		Bloco 2		Pilar P2		Longarina	
	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 1	Ponto2	Ponto 1	Ponto2	Ponto 1	Ponto2	Ponto 1	Ponto2
1	60	62	58	60	52	44	50	46	49	52	58	59	62	64
2	58	60	62	62	46	42	48	48	44	50	58	53	66	64
3	60	60	58	64	52	40	48	50	46	46	56	57	52	62
4	59	56	57	56	48	36	46	48	48	44	60	58	64	60
5	60	54	56	54	46	48	44	44	44	42	60	58	62	58
6	64	54	54	58	42	46	48	50	50	42	54	60	64	62
7	64	56	54	60	44	38	44	42	42	44	56	56	60	60
8	62	56	62	58	40	50	40	44	44	45	60	54	60	60
9	60	56	56	62	42	48	46	42	42	48	58	54	64	62
M	60.8	57.1	57.4	59.3	45.8	43.6	46.0	46.0	45.4	45.9	57.8	56.6	61.6	61.3

2.5.2. Ensaios Destrutivos

2.5.2.1. Determinação da Profundidade de Carbonatação

TEIXEIRA(2009) utilizando uma solução com o indicador químico fenolftaleína, determinou-se “in loco” o grau da profundidade de carbonatação em algumas superfícies expostas. Foram abertos furos no concreto dos pilares P15 e P16 com profundidades superiores ao cobrimento de 25 mm para que se pudesse avaliar o avanço da frente perante a armadura. O teste se repetiu nas amostras retiradas da ponte, em dois pontos locados na parede frontal do encontro E2 / Carajás e em outros dois perfurados no tabuleiro nas mesmas superfícies onde se realizou o ensaio de esclerometria. A Figura

21 mostra o aspecto do concreto no pilar P16 (a coloração rosada indica concreto em meio alcalino com ausência de carbonatação).

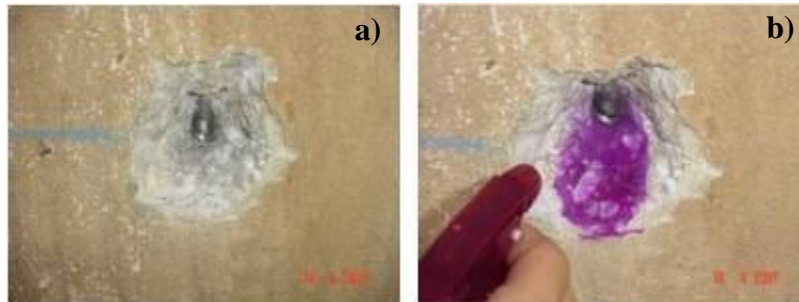


Figura 21 – Ensaio para determinação da profundidade de carbonatação no pilar P16: a) antes da aplicação; b) depois da aplicação (TEIXEIRA, 2009)

BRANCO *et al.* (2010) realizou aberturas das janelas do concreto da superfície da longarina e do tabuleiro. Os testes mostraram que o concreto encontrava-se em nível satisfatório de alcalinidade. Não houve sinais de penetração da frente de carbonatação na superfície, a qual apresentou cobertura de 50mm. A Figura 22 mostram o aspecto final do concreto após os testes de alcalinidade.

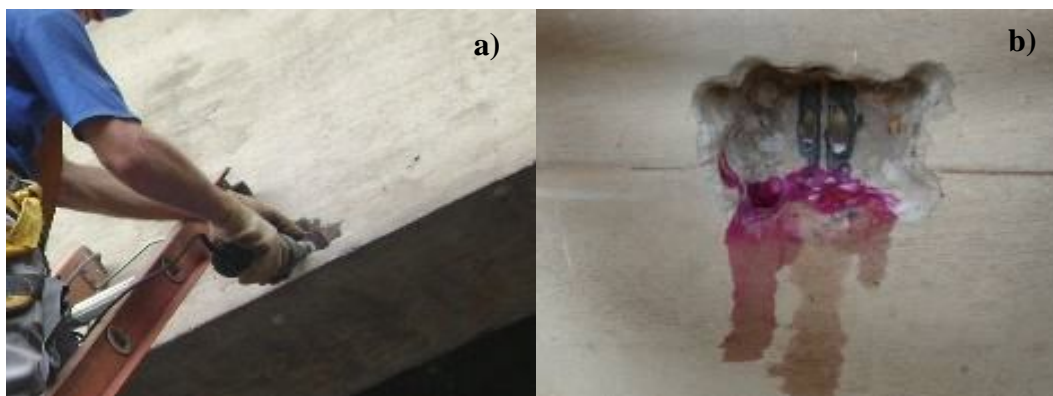


Figura 22 – a) Abertura da janela na longarina no meio do vão; b) Teste de carbonatação na região dos apoios (BRANCO *et al.*, 2010)

2.5.2.2. Extração dos Corpos-de-Prova

TEIXEIRA (2009) extraiu amostras de concreto utilizando uma máquina de corte rotativa com coroa diamantada. Foram assim obtidos sete testemunhos sendo dois do encontro E2 / Carajás, dois do tabuleiro, um do pilar P14, um do pilar P16 e um do bloco de transição sob o pilar P15. O diâmetro das

amostras foi limitado pelo diâmetro interno da coroa rotativa que neste caso é de 100 mm. Os pontos de perfuração foram selecionados criteriosamente após a identificação por detecção já descrita das barras de aço. A profundidade do furo deve ser superior a altura padronizada da amostra de tal diâmetro, que neste caso foi de 200 mm. A Figura 23 mostra panoramicamente as posições aproximadas de retirada das amostras e a Figura 24 mostra detalhes da extração em elementos distintos.

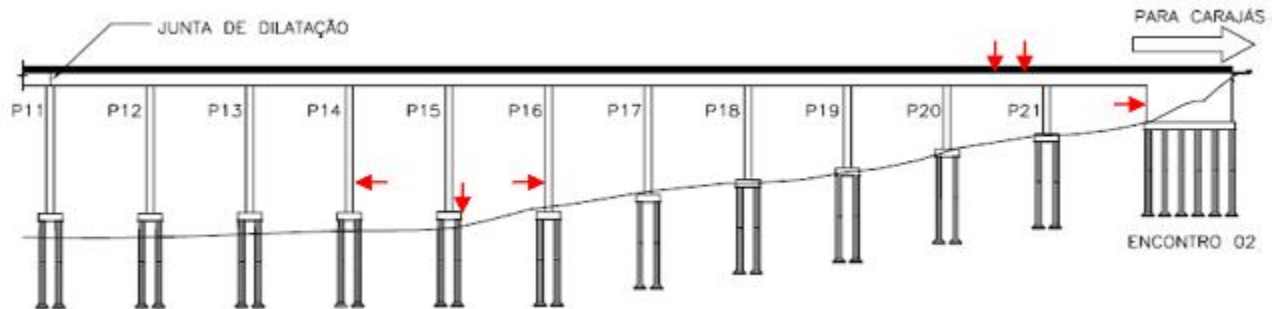


Figura 23 – Localização dos pontos de retirada das amostras (TEIXEIRA, 2009)



Figura 24 – a) Extração em um ponto do tabuleiro; b) aspecto final de um furo no tabuleiro (TEIXEIRA, 2009)

O autor na preparação das amostras utilizou uma serra de corte (Figura 25a) para retificar suas faces e deixá-las nas dimensões padronizadas para os ensaios. Todas as amostras foram identificadas e transportadas para Belém em recipientes cuidadosamente preparados para evitar danos no transporte. A Figura 25 mostra as etapas de padronização das dimensões dos testemunhos no laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará e uma amostra já preparada para os ensaios. Após a

padronização das dimensões os corpos-de-prova foram devidamente identificados, conforme apresentado na Tabela 2.



Figura 25 – Padronização das dimensões dos testemunhos (TEIXEIRA, 2009)

Tabela2 – Identificação dos corpos-de-prova por TEIXEIRA (2009)

Localização da amostra	Identificação
Encontro E2/ Carajás	ENC1
Encontro E2 / Carajás	ENC2
Pilar 14	P14
Pilar 16	P16
Bloco B15	B15
Tabuleiro	TAB1
Tabuleiro	TAB2

Todos os testemunhos foram submetidos a ensaios para determinação do módulo de elasticidade longitudinal dos concretos e resistência à compressão axial de acordo com as normas NBR 8522 (ABNT, 2003) e NBR 5739 (ABNT, 1994), respectivamente. No que diz respeito ao ensaio de módulo, recomenda-se que sejam feitos três ciclos de carregamento e descarregamento com picos correspondentes a tensão de 30 % da tensão de ruptura (f_c) estimada e com relaxação até 0,5 MPa. Foi utilizada uma prensa servo-controlada da marca EMIC, modelo PC-200CS, para aplicação dos carregamentos com velocidade constante e igual a 0,25 MPa/s. Após os ciclos de carregamento a carga evolui até a ruptura por esmagamento. Além do medidor de deformação do tipo “clip-gauge”, ainda da marca EMIC, foram instalados dois extensômetros elétricos de resistência adquiridos da empresa Excel

Sensores Ltda., modelo PA-06-201BA-120L, à meia altura dos testemunhos e diametralmente opostos. A Figura 26 mostra detalhes dos ensaios supracitados.



Figura 26 – Aspecto da amostra durante o ensaio de módulo de elasticidade e compressão axial (TEIXEIRA, 2009)

BRANCO *et al.* (2010) utilizou a serra circular (Figura 27) para reparar alguns testemunhos que apresentavam saliências em suas extremidades, alturas superiores a 200mm ou materiais alojados junto ao concreto, tais como pedaços de armadura e argamassa.



Figura 27 – a) Processo de marcação do testemunho para se alcançar a altura requerida de 200 mm; b) Corte das faces irregulares (BRANCO *et al.* 2010)

Os corpos-de-prova foram ensaiados a compressão seguindo-se as recomendações da norma NBR 8522 (ABNT, 2003) – Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação.

Para isso, foi utilizada uma máquina de ensaio servo-controlada modelo PC-200CS, da marca EMIC. Os ensaios foram realizados com velocidade de carga constante, com a taxa de 0,25 MPa/s, seguindo-se o diagrama de carregamento mostrado na Figura 28 e o cálculo do módulo de elasticidade tangente inicial mostrado na Figura 29.

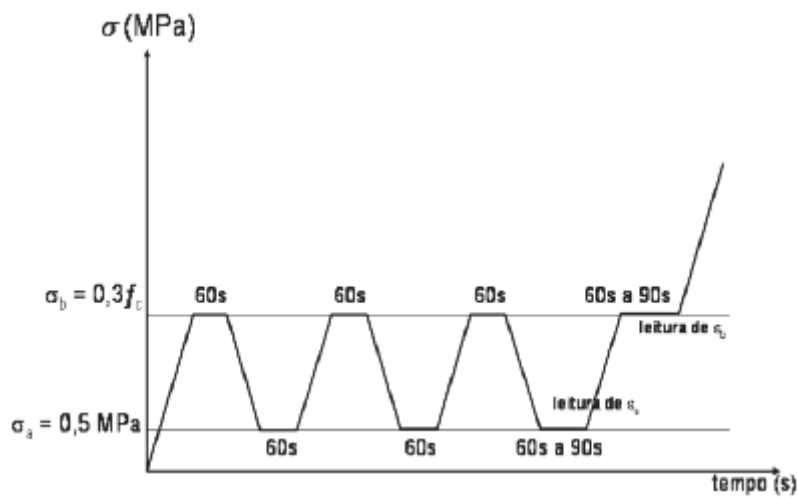


Figura 28 – Diagrama de carregamento recomendado pela, NBR8522(ABNT, 2003)

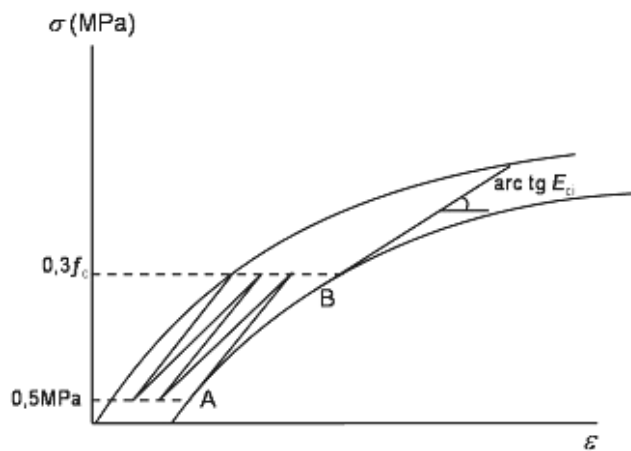


Figura 29 – Representação esquemática do módulo de deformação inicial E_{ci} , pela NBR 8522 (ABNT, 2003)

De acordo com NBR 8522 (ABNT, 2003), o valor do módulo de elasticidade do concreto é calculado na última rampa de carregamento, Figura 28, a partir da expressão 1.

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \quad (1)$$

Onde:

σ_b – é tensão correspondente a 30 % da resistência estimada do material;

ε_b – é a deformação correspondente a σ_b medida na última rampa de carregamento;

σ_a – é tensão correspondente 0,5 MPa;

ε_a – é a deformação correspondente a σ_a medida na última rampa de carregamento.

As deformações foram medidas por dois extensômetros tipo “clip-gage” fixados na lateral do corpo-de-prova, um diametralmente ao outro, Figura 30 e as cargas medidas automaticamente pelo sensor de pressão do óleo da prensa.

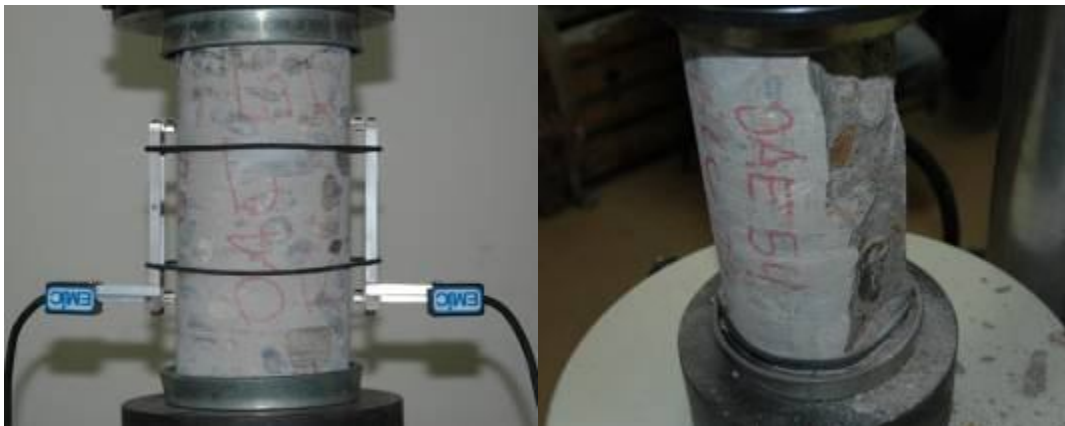


Figura 30 – Clip-gages fixado ao corpo-de-prova (BRANCO *et al.* 2010)

2.6. MONITORAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES

TEIXEIRA (2009) por intermédio de uma montagem de rede “in loco” obteve informações a partir de medições das deformações de pontos estratégicos da estrutura. Em todos os casos, os dados foram aquisitados utilizando o sistema ADS2000 AC2122. Quando dois módulos ADS precisavam ser

usados simultaneamente para uma mesma aquisição, a sincronização era realizada com o uso de cabos e, no caso onde a distância limitava este procedimento, a transmissão era realizada com um sistema “wireless” para estabelecer a conexão sem fio. A Figura 31 mostra o sistema de aquisição utilizado nos ensaios.

Foram realizados ensaios estáticos onde o carregamento foi aplicado em posições previamente definidas, como mostrado na Figura 32 e 33, com o trem carregado, proveniente de Carajás. Na primeira situação o trem parou com a primeira locomotiva sobre o pilar P21. Na segunda situação a primeira locomotiva ficou sobre o pilar P20 e na terceira situação as duas primeiras locomotivas passaram da junta de dilatação e apenas os vagões ficaram sobre o vão monitorado (Figura 34).



Figura 31 – Sistema de aquisição de dados utilizado nas monitorações (TEIXEIRA, 2009)

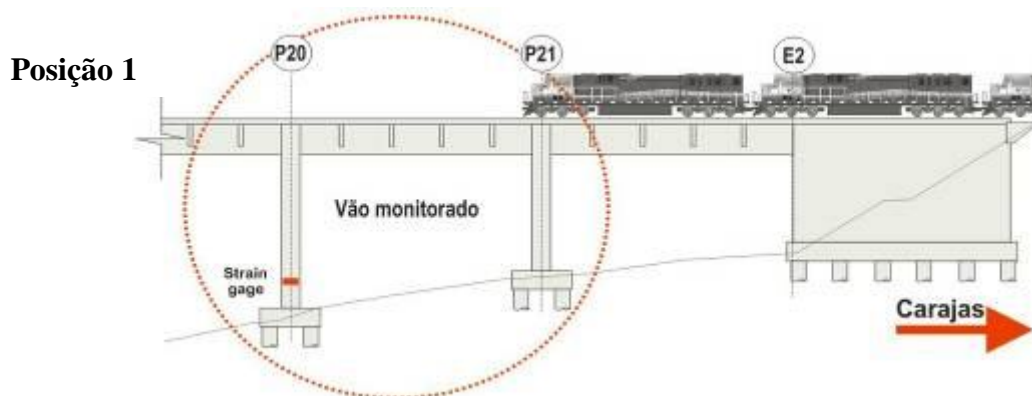


Figura 32 – Situação de carregamento para os ensaios estáticos (posição 1) (TEIXEIRA, 2009)

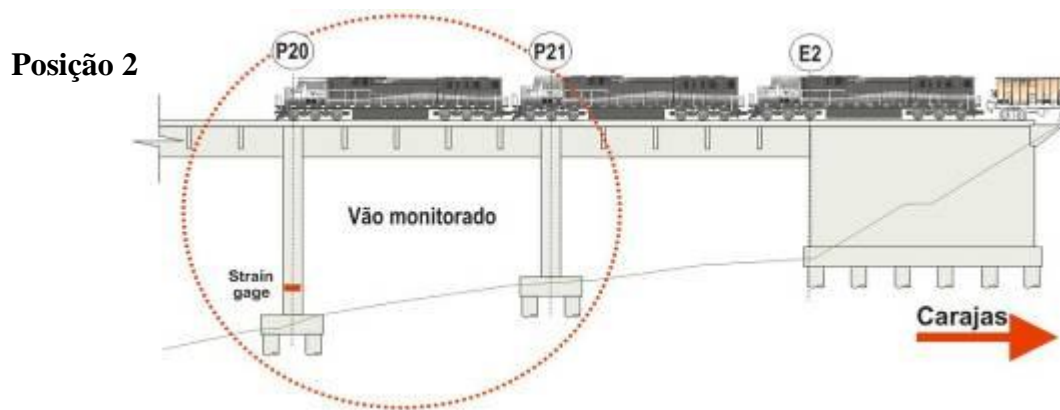


Figura 33 – Situação de carregamento para os ensaios estáticos (posição 2) (TEIXEIRA, 2009)

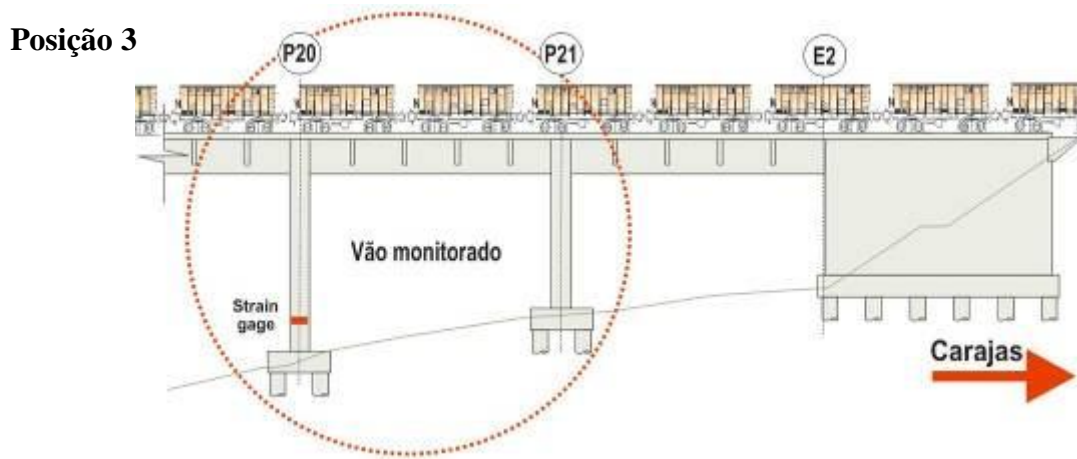


Figura 34 – Situação de carregamento para os ensaios estáticos (posição 3) (TEIXEIRA, 2009)

Foi monitorado o pilar P20 (número 20 no sentido São Luís-Carajás) a 1.500 mm da superfície superior do bloco de fundação, como mostrado na Figura 35a. Nesta seção transversal foram posicionados quatro extensômetros elétricos de resistência para medir as deformações do pilar sob diversas situações de carregamento. A seção transversal recebeu os extensômetros (E1, E2, E3 e E4) na superfície do concreto, nas posições indicadas na Figura 35b. As deformações medidas foram utilizadas para estimar os esforços no pilar, de acordo com o carregamento no tabuleiro.

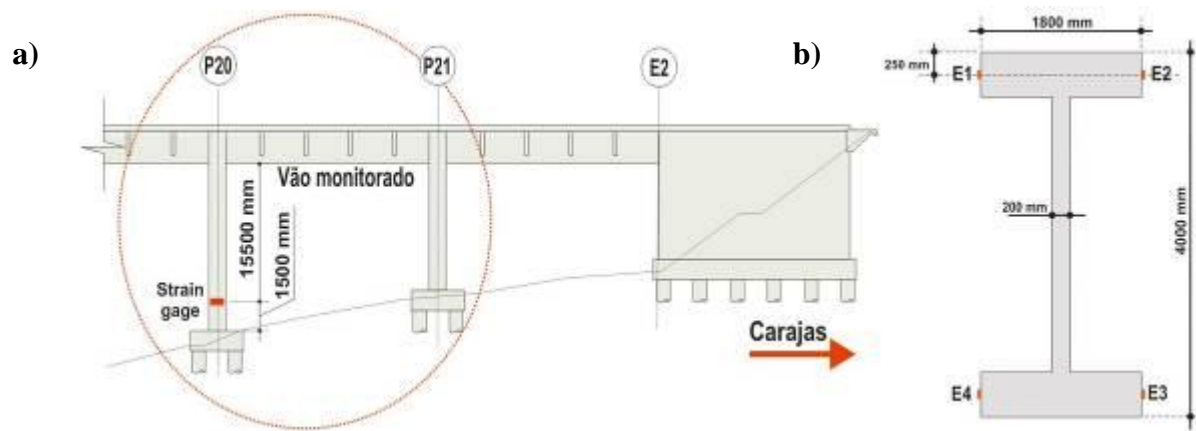


Figura 35 – a) vista lateral do pilar monitorado; b) seção transversal do pilar monitorado (TEIXEIRA, 2009)

O tabuleiro foi monitorado em dois pontos na superfície superior de concreto, na mesma seção transversal e no meio do vão entre os pilares P20 e P21. Um dos extensômetros foi posicionado no concreto sobre a longarina direita, sentido Carajás-São Luis, e o segundo na canaleta, para verificação da compatibilidade das deformações. A longarina direita, recebeu além do extensômetro em sua superfície superior, um extensômetro em uma das barras de sua armadura de flexão. As deformações medidas foram utilizadas para estimar os esforços na longarina, de acordo com o carregamento no tabuleiro. A Figura 36 mostra o posicionamento dos sensores da longarina já instalado em uma de suas barras de aço longitudinais.

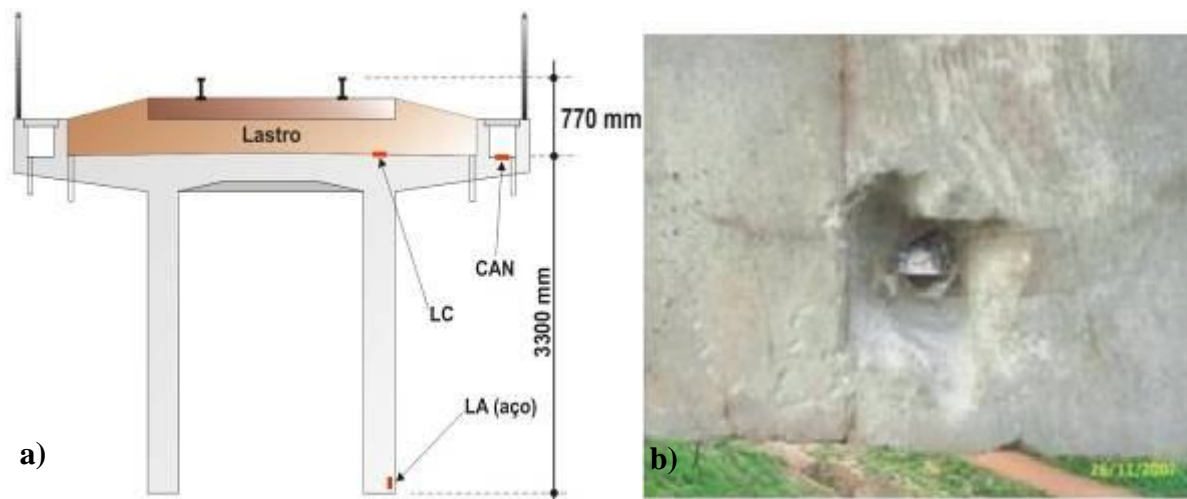


Figura 36 – a) posição dos extensômetros no tabuleiro e longarina; b) sensor LA já instalado (TEIXEIRA, 2009)

A escolha do vão entre os pilares P20 e P21 deveu-se às questões logísticas. O acesso à longarina em outros vãos, mais próximos à junta de dilatação, era restringido pela altura dos pilares, uma vez que não se dispunha a tempo de uma plataforma de acesso para instalação dos “strain gages”. No vão escolhido foi utilizado um sistema de içamento elaborado para apenas uma pessoa (conhecido comercialmente como “cadeirinha”) e adequado para alturas até em torno de 20 m. A Figura 37 mostra o sistema e o técnico habilitado para executar a instalação dos sensores.



Figura 37 – Sistema de içamento utilizado para instalação dos sensores na longarina (TEIXEIRA, 2009)

BRANCO *et al.* (2010) monitorou o tabuleiro em dois pontos na superfície superior do concreto na seção transversal do meio do vão e próximo ao apoio sobre o pilar P2. Os extensômetros foram do mesmo tipo daqueles utilizados na monitoração do pilar P2. Além destes foram instalados extensômetros na armadura positiva da laje referente à seção do meio do vão nomeada de “S1”. E na armadura negativa da laje referente à seção sobre o apoio nomeada de “S2” (Figuras 38 à 40). A nomenclatura dos EER’s tanto para a longarina quanto para o tabuleiro segue de acordo com o padrão abaixo:

- LJTCMV – Laje transversal concreto meio do vão
- LJLCMV – Laje longitudinal concreto meio do vão
- LJTCMV – Laje transversal aço meio do vão
- LJLSMV – Laje longitudinal aço meio do vão
- LNLCMV – Longarina longitudinal concreto meio do vão

- LNTCMV – Longarina transversal concreto meio do vão
- LNCMV – Longarina concreto meio do vão
- LNSMV1 – Longarina aço meio do vão 1
- LNSMV2 – Longarina aço meio do vão 2
- LNCAP – Longarina concreto apoio
- LNEST – Longarina estribo
- LNSAP – Longarina aço apoio
- LJSAP – Laje aço apoio

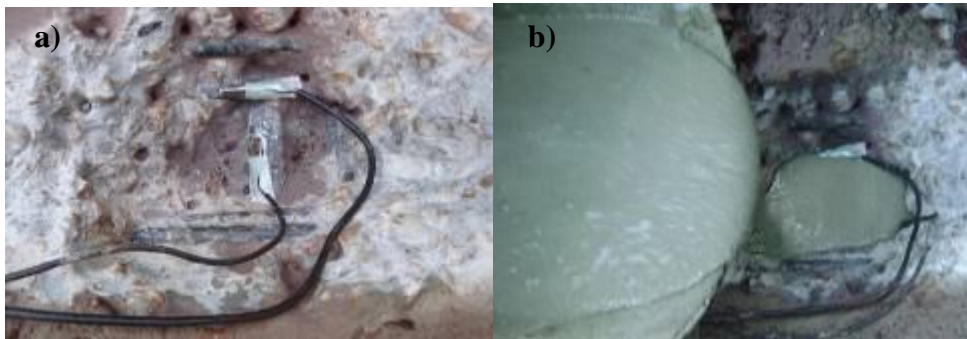


Figura 38 – a) extensometria das armaduras sobre o apoio; b) fechamento da janela com graute (BRANCO *et al.*, 2010)

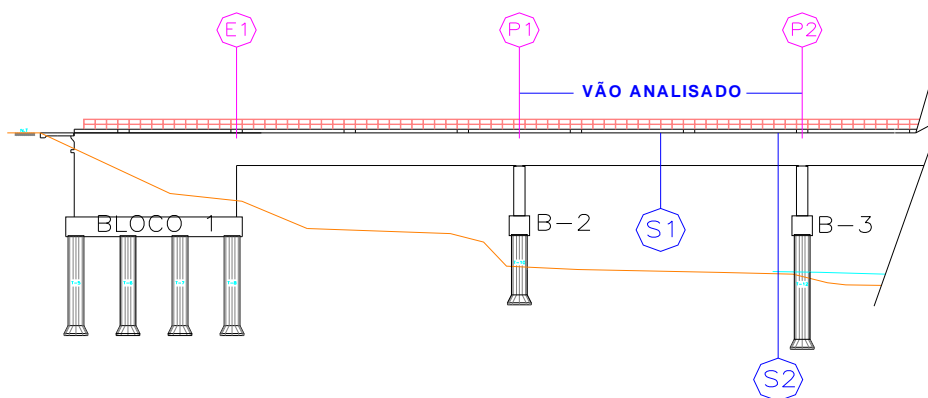
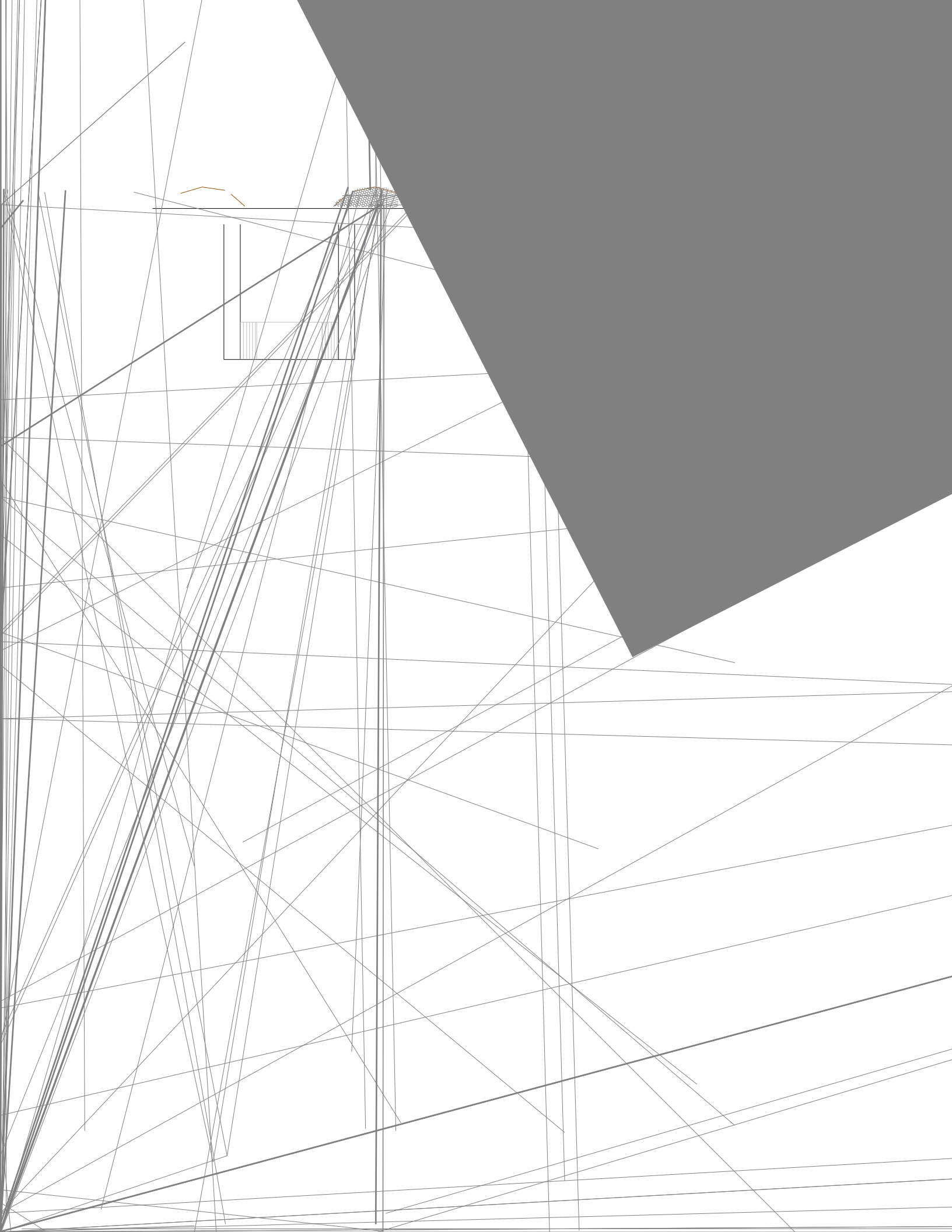


Figura 39 – Seção para instrumentação “S1” e “S2” (BRANCO *et al.*, 2010)



O autor instalou dois EER's no trilho direito sentido Ponta da Madeira-Carajás distando 100 m entre si, com a intenção exclusiva de monitorar o tempo total de passagem do trem para assim estimar a velocidade de percurso do mesmo durante todo o monitoramento da ponte através dos extensômetros como observado na Figura 42. Os EER's foram instalados na alma do trilho à meia altura (entre o extremo do boleto e do patim) na direção vertical e à 12,5 m da face dos encontros.



Figura 42 –Extensometria nos trilhos (BRANCO *et al.*,2010)

Após a determinação das posições das barras de aço da armadura, instrumentou o pilar P2 a 1,5 m de altura a partir da superfície do bloco de coroamento dos tubulões, nas posições indicadas na Figura 43. Os extensômetros foram da marca Kyowa, modelo KF80-120-A1-11. A Figura 44 mostra as principais etapas do monitoramento, além do lixamento da superfície, a regularização da superfície, extensômetro elétrico de resistência fixado ao concreto, a fiação e a proteção mecânica. O pilar selecionado para monitoração foi o P2 devido o melhor acesso à seção alvo da análise. Nesta seção transversal foram instalados quatro extensômetros elétricos de resistência na superfície do concreto de cada face do pilar retangular nomeados de P1, P2, P3 e P4 para verificação dos esforços atuantes nas duas direções do plano da seção.

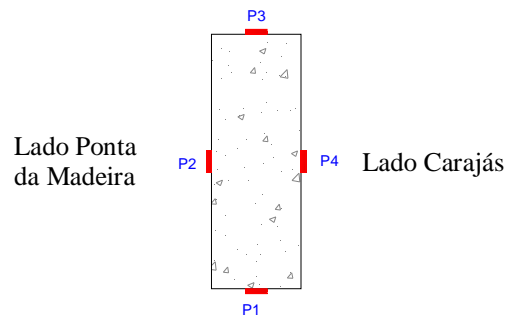


Figura 43 –Posicionamento dos extensômetros do pilar P2 (BRANCO *et al.*,2010)



Figura 44 –Extensômetria do pilar P2 (BRANCO *et al.*,2010)

PIMENTEL (2008) monitorou uma ponte que se encontra localizada ao Km 282+944 na Linha do Norte próximo de Canela (Figura 45). A ponte é do tipo “filler-beam” sendo construída por dois meios tabuleiros em concreto com perfis metálicos, cada um suportando uma das vias ferroviárias. Cada meio tabuleiro é composto por seis tramos simplesmente apoiados, com cerca de 12 m de vão. Os encontros e os pilares são em concreto armado e servem de apoio simultaneamente a ambos os meios tabuleiros. A Figura 46 mostra um corte longitudinal e a Figura 47 um corte transversal da ponte.



Figura 45 – Ponte de Canelas (vista lateral) (PIMENTEL, 2008)

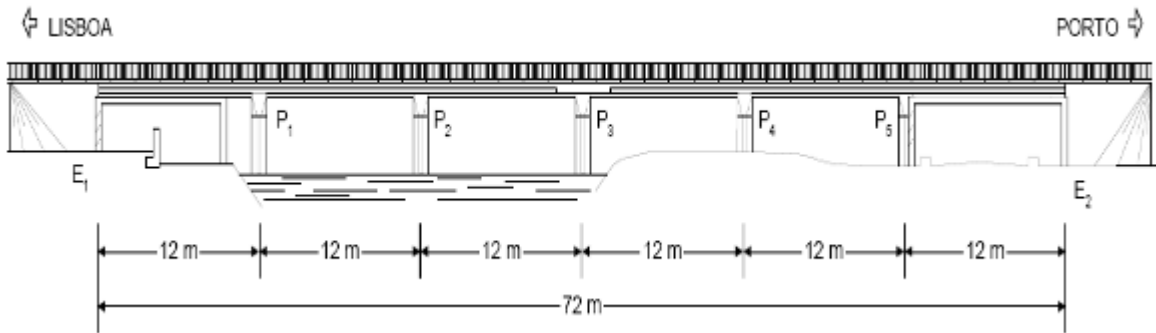


Figura 46 – Ponte de Canelas (corte longitudinal) (PIMENTEL, 2008)

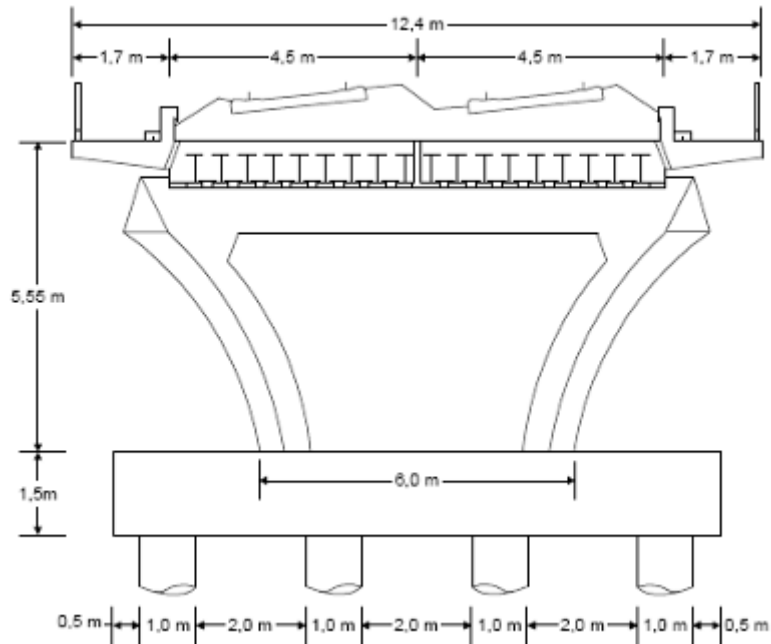


Figura 47 – Ponte de Canelas (corte transversal) (PIMENTEL, 2008)

Na Figura 48 apresenta-se um esquema geral da instrumentação que se centrou nos dois primeiros vãos do meio tabuleiro da via ascendente (sentido Lisboa-Porto). As deformações das vigas metálicas e do trilho foram medidas por intermédio de sensores de fibra óptica de Bragg. As Figuras 49 a 51 mostram os procedimentos utilizados.

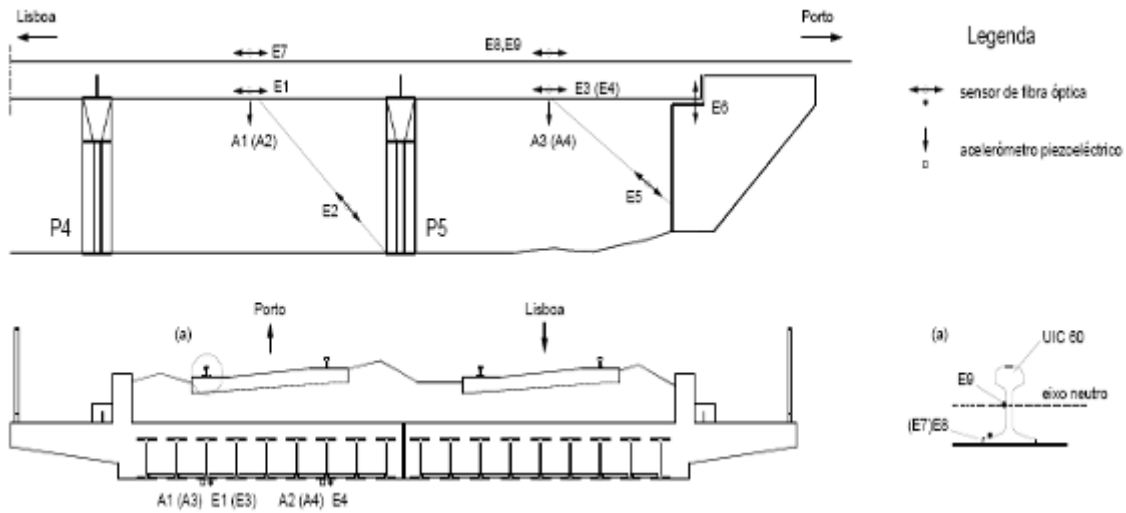


Figura 48 – Posicionamento dos sensores de fibra óptica (PIMENTEL, 2008)



Figura 49 – a) regularização da superfície para instalação dos extensômetros na viga metálica; b) e no trilho (PIMENTEL, 2008)

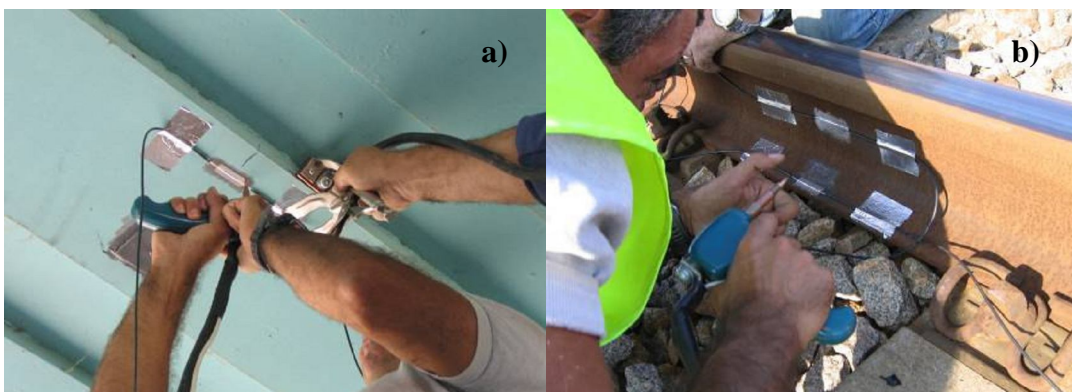


Figura 50 – a) operação de solda dos sensores à estrutura na viga metálica; b) e no trilho (PIMENTEL, 2008)

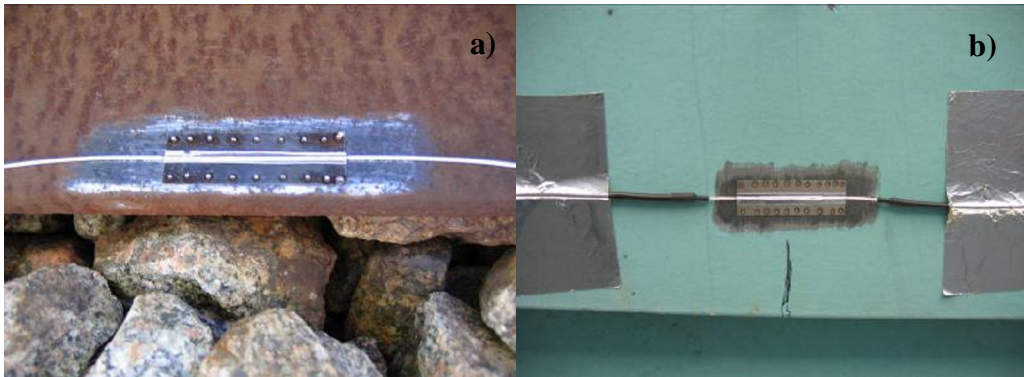


Figura 51 – a) extensômetros de fibra óptica instalados nos trilhos; b) e na viga metálica (PIMENTEL, 2008)

Devido à existência de caminhos rurais e de uma linha de água, a instalação de sensores convencionais de deslocamento era de difícil execução. Assim, a medição de deslocamentos foi realizada através de “long-gauges” (Figura 52a). Este tipo de sensor consiste em fios tensionados instrumentados com extensômetros de fibra óptica. A integração da medida de deformação ao longo do comprimento do fio permite a conversão da deformação em deslocamento na direção do fio. Este deslocamento corresponde à projeção do deslocamento do tabuleiro (praticamente vertical) nessa direção. A tensão do fio foi ajustada para que as frequências dos modos naturais de vibração do fio fossem suficientemente afastadas de frequências naturais da ponte e da excitação. Na Figura 52b apresenta-se a unidade de aquisição utilizada. Esta unidade foi desenvolvida pela FiberSensing e é baseada na tecnologia BraggScope. A unidade permite a expansão do número de canais de fibra óptica e elétricos através de um “sub-rack” PXI. Refira-se o conceito híbrido desta unidade que permite a aquisição em simultâneo de sinais ópticos e elétricos. As acelerações verticais do tabuleiro foram medidas por intermédio de acelerômetros piezoelétricos (Figura 52c) instalados na face inferior das vigas metálicas.



Figura 52 – Instrumentação utilizada: a) long gauge; b) unidade de aquisição; c) acelerômetro piezoelétrico (PIMENTEL, 2008)

2.7. SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UMA PONTE: FIGUEIREDO (2007) E PINTO (2007)

2.7.1. Figueiredo (2007)

A segurança estrutural da ponte deve ser verificada para o conjunto de ações que atuam sobre esta (cargas permanentes, sobrecargas ferroviárias, vento, sismo, ações diferidas, variações térmicas, etc.), tendo em conta os seus efeitos combinados mais desfavoráveis. As sobrecargas ferroviárias possuem como características intrínsecas os efeitos dinâmicos associados à componente vertical da carga e a grande relevância das ações longitudinais geradas pelo arranque e pela frenagem dos veículos.

Para além do caráter dinâmico da carga vertical, deve-se levar em conta também a sua ordem de grandeza face à carga permanente da estrutura. Numa ponte ferroviária as ações variáveis podem representar mais de 50 % da carga vertical total, com o agravante adicionalde possuírem valores sempre muito próximos dos valores máximos previstos (APARÍCIO, 2004).

Uma das grandes preocupações da segurança estrutural de uma ponte é a fadiga dos materiais. A passagem do tráfego ferroviário pelas pontes origina variações de tensão nos seus elementos estruturais, cuja repetição sucessiva ao longo do seu período de vida útil pode conduzir a fenômenos de degradação progressiva por fadiga dos materiais. Essa degradação traduz-se no aparecimento de fissuras, cujo posterior desenvolvimento pode conduzir à ruína da estrutura.

2.7.1.1. Ações de Cálculo

As ações de tráfego ferroviário são formadas por associações de ações elementares de diferentes naturezas (ações verticais, ações longitudinais de arranque e de frenagem e ações transversais devidas às forças centrífuga). Estas associações, designadas por grupos de carga, permitem ter em conta a simultaneidade das diversas cargas ferroviárias elementares atuantes sobre uma via, e a simultaneidade do carregamento de várias vias (SNCF, 1998).

Relativamente às ações verticais, a regulamentação europeia refere um conjunto de modelos de cálculo e de configurações de cargas correspondentes a comboios reais a serem aplicados em análise estática. Na Tabela 3 é feita uma recapitulação do conjunto de ações que devem ser tidas em conta no cálculo, sendo indicadas as respectivas referências normativas.

Tabela 3 – Descrição das ações a utilizar no cálculo de pontes ferroviárias, por FIGUEIREDO, 2007

TIPO DE ACÇÃO	DESCRIÇÃO	REFERÊNCIAS NORMATIVAS
A. ACÇÕES PERMANENTES		
A.1. Peso estrutural	Pesos próprios dos materiais estruturais	RSA; EN1992-1; EN1993-1
A.2. Peso não estrutural	Pesos próprios da via (camada de balastro, travessas, sistemas de fixação e carris) e dos equipamentos da via (sistemas de drenagem, passeios, catenária, guardas balastro, guardas de protecção, etc.)	EN1991-1-1
A.3. Acções das terras ou da água	Impulsos de terras nos encontros e pilares; Impulsos hidrostáticos ou hidrodinâmicos da água em pilares	EN1997-1
A.4. Efeitos reológicos do betão	Efeitos da retração endógena e de secagem do betão; Efeitos de fluência do betão	REBAP; EN1992-1
A.5. Pré-esforços	Efeitos de aplicações de pré-esforço interno e/ou externo, entrando em conta com a eventual aplicação faseada e com perdas	REBAP; EN1992-1/2

B. ACÇÕES VARIÁVEIS		
B.1. Sobrecargas de uso ferroviário	Efeitos da carga vertical do comboio, das forças longitudinais de arranque e de frenagem, das forças centrífuga e de lacete, e das acções aerodinâmicas associadas à passagem dos veículos	EN1991-2; EN1990-Annex A2
B.2. Vento	Efeitos estáticos, dinâmicos e aeroelásticos do vento sobre a superestrutura e sobre a infraestrutura da ponte	RSA; EN1991-1-4
B.3. Neve	Efeito do carregamento vertical da neve sobre a estrutura da ponte	RSA; EN1991-1-3
B.4. Acções térmicas	Efeito das variações térmicas (uniformes e diferenciais) nos elementos estruturais da ponte	RSA; EN1991-1-5
C. ACÇÕES ACIDENTAIS		
C.1. Descarrilamento de comboios	Ação accidental devida ao descarrilamento de um comboio sob a ponte	EN1991-2
C.2. Sismos	Ação dos sismos sobre a estrutura da ponte NOTA: a acção sísmica é considerada uma acção variável no regulamento de acções português sujeita a uma combinação especial; na regulamentação europeia a acção de um sismo é considerada uma acção accidental	RSA; EN1998-1/2
B.3. Choques de comboios e de embarcações	Ação accidental associada ao choque de comboios e de embarcações sobre elementos de suporte da estrutura	EN1991-1-xxx

2.7.1.2. Modelo de Tráfego Ferroviário Utilizado em Análise Estática

As ações verticais a utilizar no cálculo estático da estrutura são compostas por quatro modelos de cálculo, representando o tráfego normal (Modelo LM71 + SW/0), o tráfego pesado (Modelo SW/2) e o efeito da passagem de um comboio descarregado (Modelo “Unloaded Train”). Os efeitos da aplicação estática dos modelos LM71, SW/0 e SW/2, devem ainda ser afetados do fator dinâmico (Φ).

Os modelos de carga LM71 e SW/0 representam os efeitos do tráfego ferroviário normal sobre as pontes. O modelo LM71 é aplicável a qualquer tipo de ponte ferroviária; por sua vez, o modelo SW/0 deve ser aplicado apenas à pontes com tabuleiro contínuo. O modelo LM71 é constituído por quatro cargas concentradas de 250 kN e por uma carga uniformemente distribuída de 80 kN/m (Figura 53). Este modelo, anteriormente designado por modelo UIC 71, foi desenvolvido na década de 70 com o intuito de reproduzir os efeitos estáticos de seis comboios-tipo existentes na altura, aligeirando assim o processo de cálculo das estruturas. O esquema é baseado no valor máximo da carga uniformemente distribuída admitida na classificação internacional de vias da UIC (80 kN/m), e simula os efeitos dos eixos individuais através de cargas concentradas de 250 kN CALÇADA (1995).

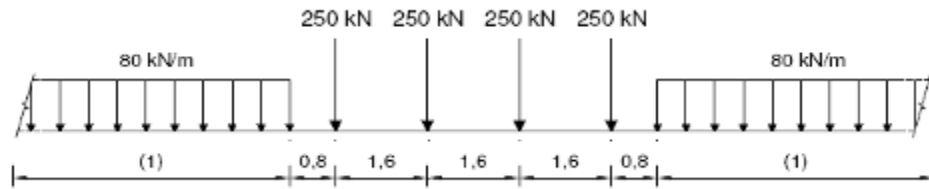


Figura 53 – Modelo de carga LM71 (FIGUEIREDO, 2007)

O modelo LM71 é utilizado tanto para a verificação da segurança estrutural, em termos de resistência, equilíbrio estático e de fadiga, como para a verificação da estabilidade da via e do conforto dos passageiros. O modelo pode ser fragmentado, i.e., as cargas concentradas e distribuídas podem ser omitidas se o seu efeito for favorável. Este aspecto é ilustrado na Figura 54, na qual é apresentada a configuração de carga do modelo LM71 que produz os maiores momentos fletores a meio vão do tramo central de um tabuleiro contínuo com cinco tramos.

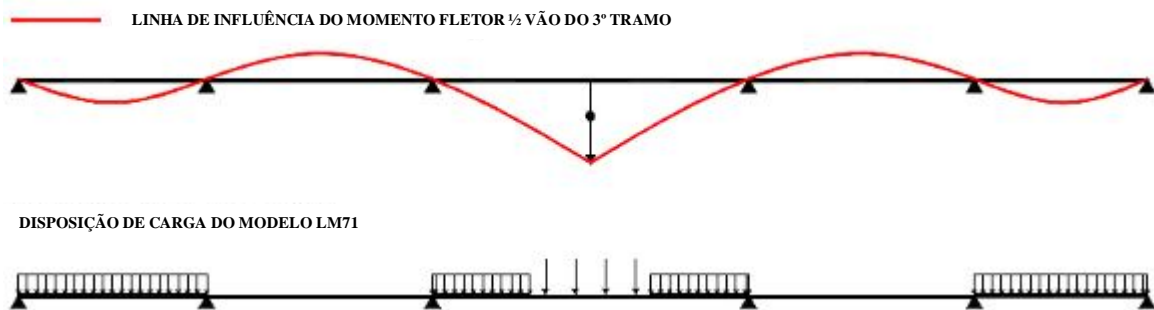


Figura 54 – Configuração de carga para a obtenção do momento fletor máximo a 1/2 vão do tramo central de um tabuleiro contínuo com 5 tramos (FIGUEIREDO, 2007)

O modelo SW/0 é constituído por duas cargas uniformemente distribuídas de 133 kN/m, dispostas ao longo de duas faixas de 15 m e afastadas entre si de 5,3 m (Figura 55). Contrariamente ao modelo LM71, o modelo SW/0 não deve ser fracionado pelo que os efeitos eventualmente favoráveis de partes do carregamento devem ser considerados.

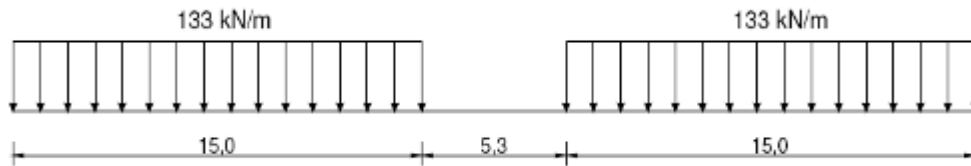


Figura 55 – Modelo de carga SW/0 (FIGUEIREDO, 2007)

O modelo de cálculo SW/2 representa os efeitos estáticos produzidos pelo tráfego ferroviário pesado. O modelo é constituído por duas cargas uniformemente distribuídas de 150 kN/m, dispostas ao longo de duas faixas de 25 m e afastadas entre si de 7 m (Figura 56). A sua utilização deve ser restringida a linha nos quais circule tráfego pesado de mercadorias. A aplicação do modelo SW/2 é restringida a uma única via. No caso de tabuleiros com duas ou mais vias o modelo SW/2 deve ser aplicado em qualquer uma das vias, sendo as restantes carregadas com os modelos LM71 ou SW/0, de acordo com as regras estipuladas.

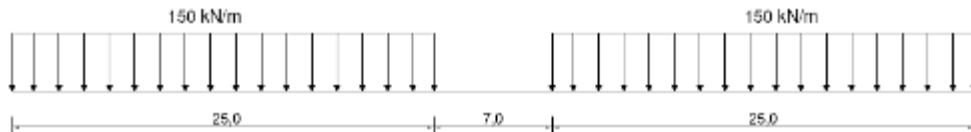


Figura 56 – Modelo de carga SW/2 (FIGUEIREDO, 2007)

2.7.1.3. Descrição do Modelo Computacional

Estando em mente o desenvolvimento de modelos fiáveis e eficientes de análise, capazes de traduzir o comportamento do viaduto face a solicitações combinadas de flexão e de torção, foram realizados uma série de modelos numéricos de grau crescente de complexidade: modelos planos, de viga e de grelha, e modelos tridimensionais utilizando elementos de viga e de casca (Figuras 57 e 58).

A modelação numérica do viaduto teve como ponto de partida dois objetivos principais: O desenvolvimento de modelos numéricos de crescente nível de complexidade, capazes de traduzir corretamente tanto o comportamento estático como dinâmico da ponte, face a solicitações combinadas de flexão e de torção; Aferir o nível de exatidão dos diversos tipos de modelos utilizados de forma a definir critérios válidos para a realização de uma modelação rápida e fiável deste tipo de tabuleiros.

Com este intuito foi desenvolvido um conjunto de modelos numéricos utilizando o software comercial LUSAS *Bridgev13.6 FEA* (2004). Foi assumido em todos os modelos um comportamento elástico linear dos materiais.

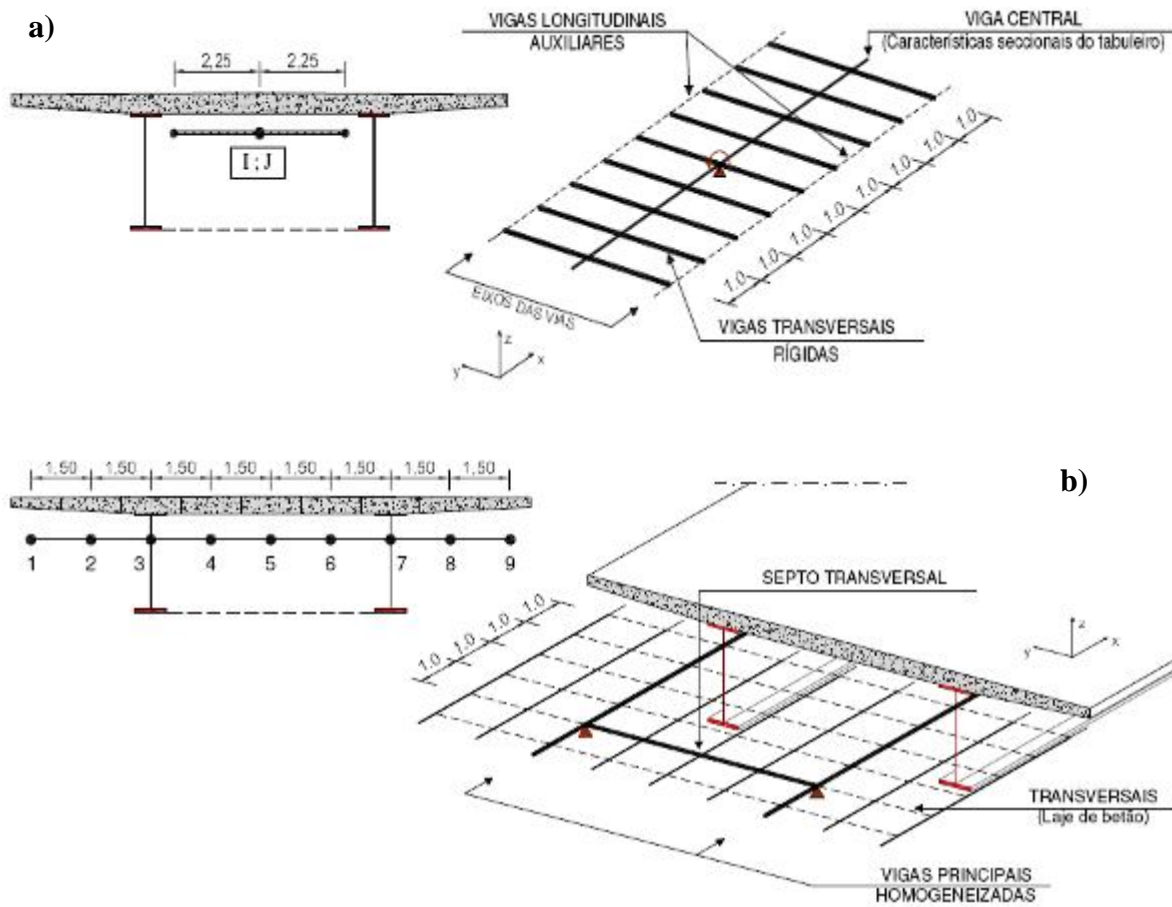


Figura 57 –a) Modelo das vigas; b) Modelo do tabuleiro (FIGUEIREDO, 2007)

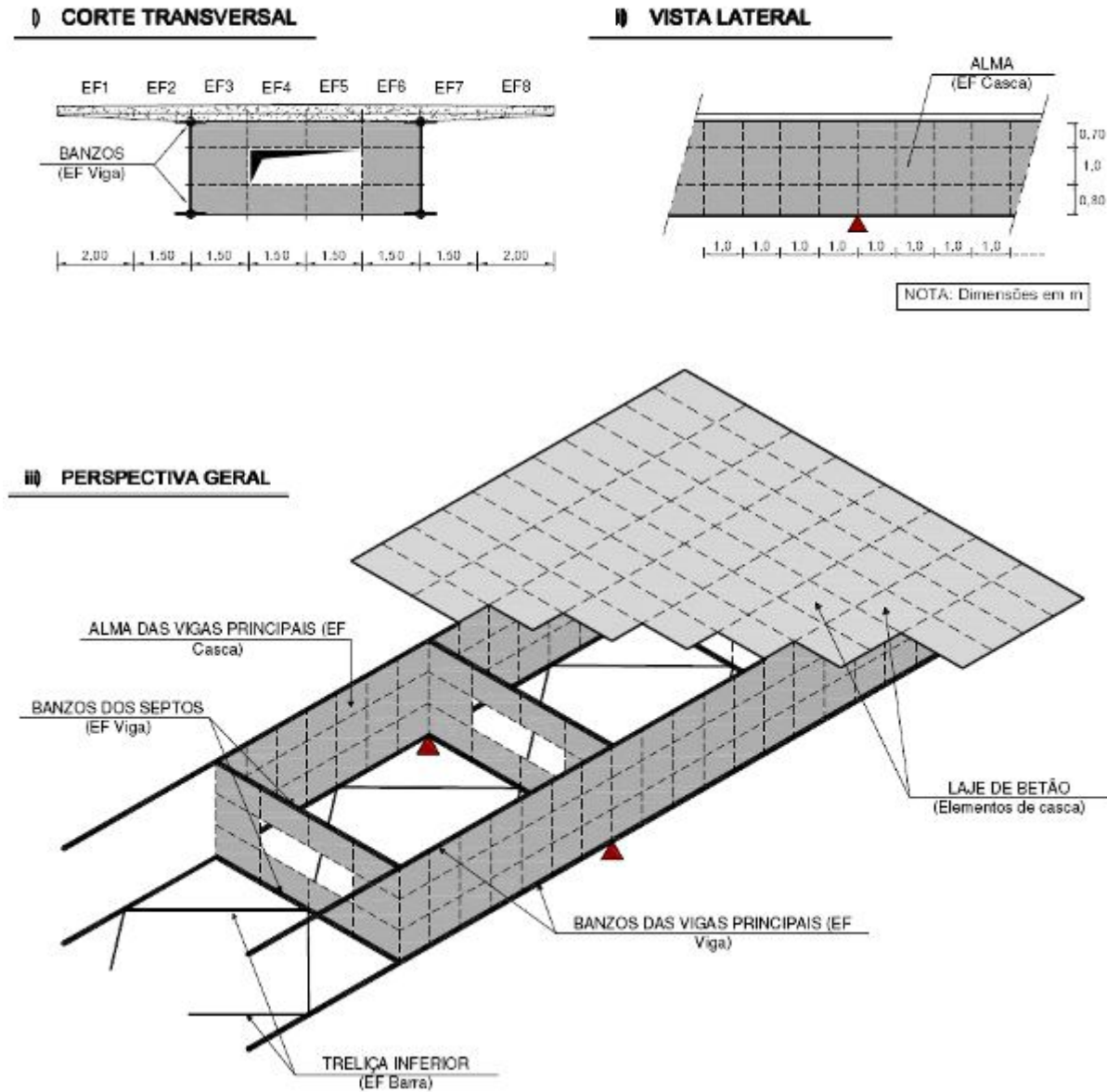


Figura 58 – Modelo em casca do conjunto viga e tabuleiro (FIGUEIREDO, 2007)

2.7.1.4. Análise da Fadiga

A capacidade resistente de um elemento à fadiga é caracterizada pela sua vida útil de fadiga, definida em termos do número de ciclos de tensão com uma determinada amplitude que conduzem à rotura do elemento. A vida útil da fadiga depende essencialmente de dois tipos de fatores:

i) Fatores inerentes ao tipo de solicitação à qual a estrutura é submetida – no caso das pontes ferroviárias, a vida útil depende do tipo de tráfego existente (tipo de composições e frequência das passagens);

ii) Fatores inerentes à geometria e à execução dos detalhes da estrutura, nomeadamente das ligações soldadas e das zonas de confluência de esforços.

FIGUEIREDO (2007) utilizou o algoritmo “Rain flow”(método da gota d’água) para contagem do número de ciclos de tensões. Como resultado desta contagem de ciclos é possível obter um histograma de frequências de amplitude de tensão, designado por espectro de tensões ou por espectro de amplitudes de tensão. Uma descrição detalhada deste método de contagem indicado pode ser encontrada nos trabalhos de Frýba(1996) e de Ribeiro (2004).

A definição das tensões para cada tipo de composição que atravessa a estrutura, aliada ao conhecimento do cenário de tráfego previsto para o seu período de funcionamento, permite obter o número total de ciclos de tensão em correspondência com cada uma das classes de tensão consideradas. Na Figura 59 pode ver-se uma representação esquemática de um histórico de tensões, referentes à passagem de um conjunto de cargas a meio vão de um tabuleiro isostático.

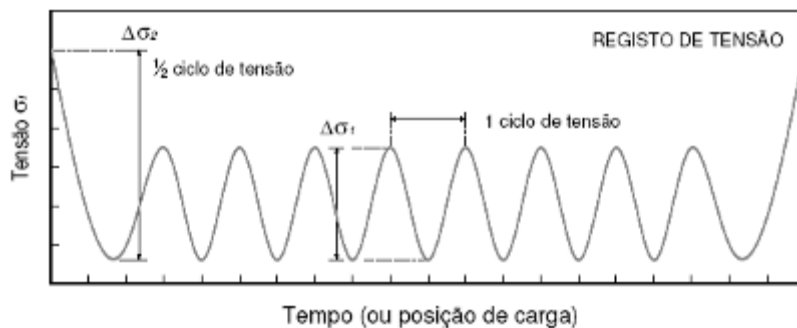


Figura 59 – Histórico de tensões, referentes à passagem de um conjunto de cargas a meio vão de um tramo de tabuleiro simplesmente apoiado(FIGUEIREDO, 2007)

2.7.1.5. Verificação da Segurança (resultados)

Procedeu-se à verificação da segurança do viaduto de “la Scarpe” relativamente aos critérios impostos pela circulação dos comboios. As verificações incidiram sobre a segurança estrutural da ponte, a estabilidade da via, o conforto dos passageiros e a fadiga do tabuleiro.

Em termos de segurança estrutural verificou-se que os esforços obtidos a partir da análise estática dos modelos LM71 e SW/0 são superiores aos esforços máximos retirados da análise dinâmica. A análise da estabilidade da via incluiu as verificações da aceleração vertical, do empenamento do tabuleiro, da flecha vertical e dos deslocamentos das extremidades do tabuleiro.

Os valores máximos das flechas obtidas nos tramos intermediários e de extremidade sob a ação do modelo LM71 valem, respectivamente, 30 mm e 13 mm. Estes valores são inferiores ao valor limite regulamentar de $L/600$, o qual corresponde a 67 mm e 47 mm, respectivamente, nos tramos intermédios e extremos.

Relativamente à deformabilidade das extremidades do tabuleiro foram verificados os critérios impostos pela EN1991-2 (2003), os quais limitam o deslocamento vertical e horizontal da superfície superior do tabuleiro sob a ação do modelo LM71. Os limites regulamentares impostos para o deslocamento horizontal e vertical da superfície superior do tabuleiro sobre os encontros, respectivamente, 10 mm e 2 mm, foram largamente cumpridos.

A verificação do nível de conforto dos passageiros foi efetuada de forma simplificada mediante a avaliação da flecha vertical ao eixo da via carregada, obtida sob a ação do modelo LM71. A flecha obtida nos tramos extremos e intermediários não deverá exceder, respectivamente, $0,9L/1.500$ (16,8 mm) e $0,9L/1.850$ (19,5 mm), de forma a garantir um nível de conforto Muito Bom.

As armaduras e o concreto submetidos a esforços de compressão não apresentaram qualquer problema em termos de fadiga. Os valores máximos de tensão normal na estrutura metálica devido a um cruzamento na ponte não excederam em mais de 50 % os valores referentes à passagem isolada de um comboio. Os danos máximos foram obtidos na estrutura metálica, a meio vão do 3º tramo, para o cenário de tráfego pesado; os danos registrados na conexão e nas armaduras foram reduzidos.

2.7.2. Pinto (2007)

As deformações, conforme descrição deslocamentos e acelerações das pontes ferroviárias devido a passagem do tráfego ferroviário devem ser verificadas de modo a satisfazer a segurança segundo três critérios:

- 1) Segurança estrutural: As vibrações induzidas pela passagem de grupos regulares de eixos pela estrutura podem produzir fenômenos de amplificação dinâmica e fadiga dos materiais;

2) Segurança da via: Deformações ou vibrações excessivas da ponte podem provocar a perda de contato entre a roda e o trilho bem como a instabilidade da via, devido a fenômenos de movimentação da camada do lastro;

3) Conforto dos passageiros: Acelerações elevadas devido às vibrações transmitidas pela ponte aos comboios podem gerar desconforto nos passageiros.

2.7.2.1. Modelos de Cargas Verticais

Para o dimensionamento de pontes ferroviárias são definidos quatro modelos de carga que pretendem representar os efeitos estáticos do tráfego ferroviário: o modelo LM71, o modelo SW/0, o modelo SW/2 e o modelo “unloaded train”. As diferenças existentes ao nível do volume de tráfego bem como das cargas por eixo dos veículos nas diferentes redes ferroviárias foram tidas em linha de conta na definição dos modelos de carga.

O modelo de cargas LM71, como visto na Figura 53, representa os efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal, sendo constituído por:

i) quatro cargas concentradas de 250 kN, dispostas no eixo da via, separadas longitudinalmente entre si de 1,6 m, na posição que resulte mais desfavorável para o elemento em estudo. Se for mais desfavorável, poderá eliminar-se alguma destas cargas, mantendo a distância entre as restantes;

ii) cargas uniformemente distribuídas de 80 kN/m pelo eixo da via, colocadas nas posições que sejam mais desfavoráveis para o elemento em estudo. Poderão ser aplicadas por tramos, existindo zonas da estrutura sem cargas aplicadas, se deste caso resultar uma situação mais desfavorável.

O modelo de carga SW/0 representa os efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal em pontes contínuas. Os efeitos estáticos do tráfego pesado em todos os tipos de ponte são caracterizados através do modelo SW/2. O esquema de cargas referente a estes modelos encontra-se representado na Figuras 55 e 56. Os valores característicos das cargas e os parâmetros geométricos encontram-se indicados na Tabela 4.

Tabela 4 – Valores característicos da carga vertical e das distâncias a considerar nos modelos SW/0 e SW/2, por PINTO (2007)

Modelo de cargas	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

O modelo “unloaded train” consiste numa carga vertical uniformemente distribuída com um valor característico de 10 kN/m. A combinação deste modelo de carga com outras ações de tráfego ferroviário é utilizada na verificação da estabilidade transversal das pontes.

2.7.2.2. Disposição das Ações

As pontes devem ser dimensionadas para atender aos efeitos das ações das cargas de tráfego colocadas nas posições mais desfavoráveis. As seguintes regras deverão ser seguidas no caso de aplicação do modelo de cargas LM71:

- i) deverá ser aplicado qualquer número da carga uniformemente distribuída, ou e cargas pontuais;
- ii) no caso de pontes com duas vias, o modelo de cargas deverá ser aplicado numa via ou em ambas as vias;
- iii) no caso de pontes com três ou mais vias, o modelo deverá ser aplicado a uma ou duas vias, ou então 75 % das cargas referentes ao modelo aplicado a três ou mais vias em simultâneo.

No caso do modelo de cargas SW/0 as regras a seguir são:

- i) para pontes com uma única via, o carregamento deverá ser efetuado com o modelo de cargas como exposto em 2.7.2.1;
- ii) para pontes com duas vias, deverá ser carregada uma via ou ambas em simultâneo;

iii) para pontes com três ou mais vias, deverão ser carregadas qualquer uma das vias, duas das vias, ou três ou mais vias em simultâneo afetadas do fator 0,75.

Quando for necessário aplicar o modelo de cargas SW/2 as regras a seguir são:

i) para pontes com uma única via, o carregamento deverá ser efetuado com o modelo de cargas definido em 2.7.2.1;

ii) no caso de pontes com mais de uma via, o carregamento deverá ser efetuado numa das vias com o modelo SW/2, sendo as restantes carregadas com os modelos LM71 ou SW/0 de acordo com as regras anteriormente definidas.

O modelo de cargas “unloaded train” só deve ser considerado no dimensionamento de pontes de via única, podendo ser aplicado um número qualquer da carga uniformemente distribuída que o constitui.

2.7.2.3. Descrição do Modelo Computacional

Neste subitem é apresentado o modelo computacional do viaduto ferroviário “del Genil”, constituído por sete tramos simplesmente apoiados e cuja seção transversal é composta por uma viga caixão unicelular de concreto armado. Foram desenvolvidos três tipos de modelos: modelos de viga dispostos no eixo; modelos de viga dispostos em grelha; modelos de elementos finitos de casca.

O viaduto “del Genil” permite a travessia ferroviária do rio Genil que liga a cidade de Córdoba – Málaga e é constituída por sete tramos simplesmente apoiados com 46 m de vão, o que perfaz um comprimento total de 322 m (Figura 60).

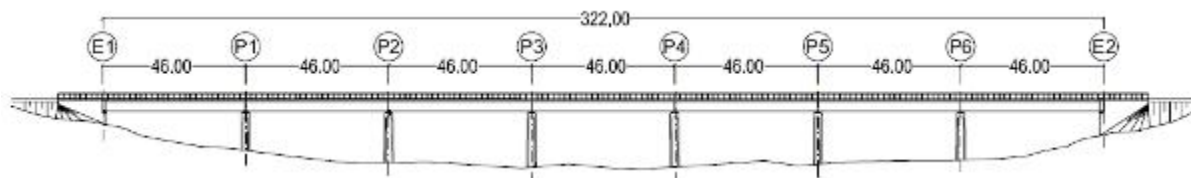


Figura 60 – Perfil longitudinal do viaduto del Genil (PINTO, 2007)

Cada tramo do tabuleiro é formado por uma viga caixão unicelular de concreto armado que serve de suporte a ambas as vias (Figura 61). A largura do tabuleiro é igual a 14 m e a sua altura igual a 3,8 m. Os eixos das vias distam de 4,70 m entre eles e 2,35 m do eixo da viga caixão.

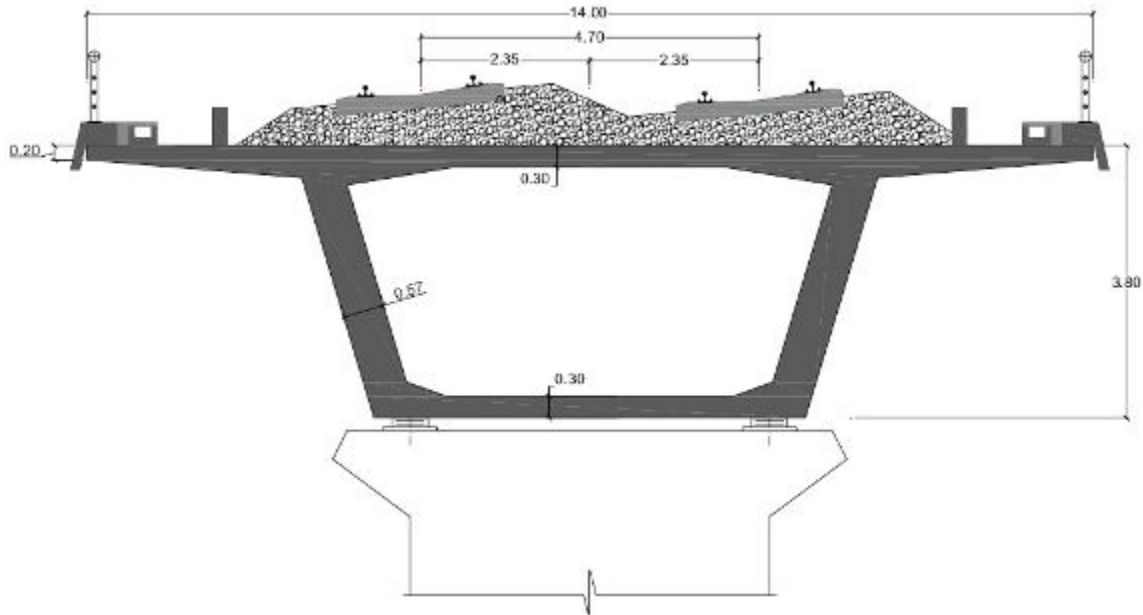


Figura 61 – Corte transversal do tabuleiro do viaduto del Genil (PINTO, 2007)

Um modelo mais simples consiste na discretização da estrutura através de elementos de viga 3D dispostos no eixo da viga caixão e outro que consiste na utilização de elementos de vigas dispostos em grelha (Figuras 62 e 63).



Figura 62 – Malha de elementos finitos utilizada na discretização de um tramo do tabuleiro (PINTO, 2007)

O número de elementos utilizado na discretização foi definido com o objetivo de permitir traduzir com suficiente precisão as respostas estáticas e dinâmicas da estrutura e, ao mesmo tempo, não

aumentar demasiado as dimensões do problema e portanto o tempo computacional de análise. Foram utilizados 46 elementos de viga o que corresponde a 47 nós. O modelo é formado por três alinhamentos de elementos longitudinais, dispostos no centro e sob o eixo de cada uma das vias, ligados transversalmente por elementos de viga infinitamente rígidos.

Na Figura 63 está representado o modelo de elementos finitos de casca, formado por 1.518 elementos de quatro nós, que serviu para discretizar um tramo do tabuleiro. Foram estudados dois modelos de elementos finitos de casca de acordo com as formulações de Mindlin e de Kirchhoff. Os septos junto aos apoios foram modelados considerando-os de rigidez infinita no seu plano, ou seja, indeformáveis quando sujeitos a esforços de membrana, através da utilização de ligações do tipo “diaphragm constraint”.

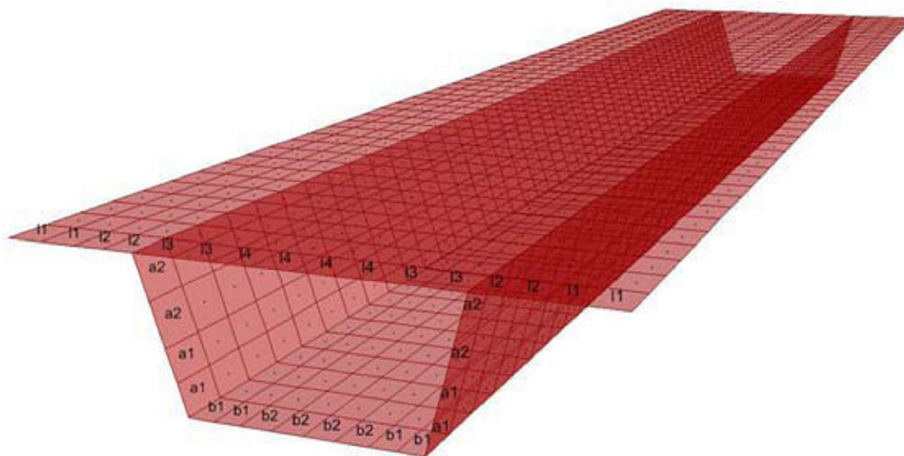


Figura 63 – Malha de elementos finitos utilizada na discretização de um tramo do tabuleiro(PINTO, 2007)

2.7.2.4. Verificação da Segurança (resultados)

Os resultados das análises realizadas com as passagens dos comboios dos trens que fazem parte da linha ferroviária Córdoba-Málaga. Em termos de segurança estrutural, os resultados obtidos nas análises em termos de momento a meio vão, esforço cortante no apoio e deslocamento vertical a meio vão, são sempre inferiores aos obtidos aplicando o modelo de cargas LM71.

O valor máximo do deslocamento vertical da via para o modelo LM71 não excedeu $L / 600$ 76,67 mm, o valor máximo registrado com uma via carregada foi de 7,75 mm, o que conduz a um

deslocamento vertical máximo de 18,76 mm (1,21 x 2 x 7,75), valor bastante inferior ao limite regulamentar.

O conforto dos passageiros foi avaliado com base nos valores das acelerações verticais nos comboios obtidas através das análises com interação ponte-comboio e ainda através da metodologia simplificada indicada na EN 1990-A2, chegando a considerar um nível de conforto muito bom.

2.8. HISTÓRICO DE INSPEÇÕES REALIZADOS E ESTADO GERAL DA OBRA

2.8.1. Histórico de inspeção

(COMPANHIA VALE) De acordo com os cronogramas de inspeções rotineiras de anos anteriores, foram desenvolvidos por empresas de engenharia alguns trabalhos que contém os registros das anomalias presentes na OAE N° 50A, conforme descrição abaixo:

- **Ano de 2003**

CVRD/GAEPG – PPCV e Engenharia: serviços executados pela Equipe de Inspeção de Obras de Arte Especiais, entre os dias 20 à 22/10/2003. O relatório emitido apresenta os dados coletados na vistoria, a correlação das anomalias, as suas causas, o parecer técnico, bem como a proposição dos tratamentos das patologias.

- **Ano de 2005**

PAULO BARROSO ENGENHARIA Ltda: inspeção técnica detalhada no período de 15 e 16/12/2005. O relatório omitido apresenta os dados coletados na inspeção e análise comparativa com relatório processado anteriormente.

- **Ano de 2006**

CVRD/GAEPG – PPCV e Engenharia: serviços executados pela Equipe de Inspeção de Obras de Arte Especiais, entre os dias 10 e 11/10/2006. O relatório emitido apresenta os dados coletados a partir de uma inspeção visual da ponte sobre o Rio Mãe Maria.

2.8.2. Estado Geral da Obra

2.8.2.1. Vigas longarinas e Transversinas

(COMPANHIA VALE) De acordo com o relatório de 2003 as vigas apresentam um intenso quadro fissuratório evidente nos quatro vãos, sendo que essas fissuras impõem características de flexão e suas aberturas variam entre 0,05 mm e 0,70 mm. No relatório de 2005 os reparos executados anteriormente se encontram em bom estado de conservação. Próximo ao Encontro E2 há fissuras diversas com ou sem eflorescência sendo que as que contém eflorescência existem infiltrações. As fissuras têm características de flexão, como citadas no relatório anterior, com posicionamento vertical e inclinado. Ocorreu também, segregação superficial e cobrimento insuficiente. No relatório de 2006 as aberturas das fissuras não se agravaram, continuando entre 0,05 mm e 0,70 mm. No relatório de 2005 executado pela empresa Paulo Barroso Engenharia foram encontrados nas vigas transversinas raros locais contendo pontos de eflorescência.

Em 2003, constatou-se o seguinte quadro de fissuração nas vigas longarinas:

- $0,05 \text{ mm} \leq \text{abertura} < 0,30 \text{ mm} = 111,40 \text{ m};$
- $0,30 \text{ mm} \leq \text{abertura} < 1,00 \text{ mm} = 136,35 \text{ m};$

Em 2005, constatou-se o seguinte quadro de fissuração nas vigas longarinas:

- Fissuras com aberturas $< 0,3 \text{ mm} = 147 \text{ m}$
- Fissuras c/ abertura $0,3 \text{ mm} \leq \text{abertura} < 1,00 \text{ mm} = 103,80 \text{ m}$

Em 2006, constatou-se o seguinte quadro de fissuração nas vigas longarinas:

- $0,05 \text{ mm} \leq \text{abertura} < 0,30 \text{ mm} = 151,10 \text{ m}$
- $0,30 \text{ mm} \leq \text{abertura} < 1,00 \text{ mm} = 80,50 \text{ m}$

Além da diferença verificada na constatação dos relatórios passados, verificou-se a padronização dos mapas de fissuração nas faces externas das vigas longarinas. De acordo com o último relatório de inspeção efetuado em 2006, as vigas do encontro E1 ao bloco B2, foram as que tiveram o

maior comprimento de fissuras, como mostrado na Figura 64. Em relação as transversinas, observou-se apenas no relatório de 2005 anomalias causadas por eflorescência.

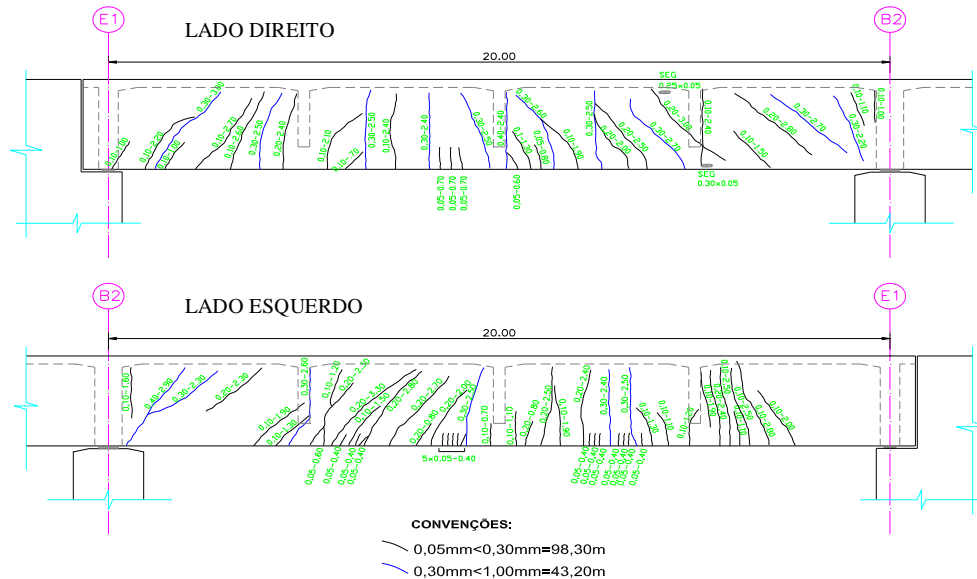


Figura 64 – Mapa da fissuração das longarinas do E1 ao B2 (COMPANHIA VALE, 2006)

2.8.2.2. Tabuleiro

De acordo com o relatório de 2003, o tabuleiro apresenta um intenso quadro fissuratório. As fissuras possuem aberturas variando de 0,05 mm a 0,20 mm, sendo que algumas dessas apresentam eflorescência. No relatório de 2005 a presença de drenos curtos ou danificados originou manchas de umidade que migraram para as longarinas. Nos balanços laterais existem fissuras com ou sem eflorescência e muitas com infiltrações. Exceto a variação das aberturas das fissuras de 0,05 mm a 0,20 mm, no último relatório não foram encontradas outras anomalias além das que existiam. Nas lajes de transição não são apresentados desníveis nas cabeceiras da via, estando, portanto em condições satisfatórias.

2.8.2.3. Canaleta, Guarda-Corpo e Refúgio

No relatório de 2003 constatou-se ausência de algumas tampas de canaletas, (encontrados também em 2005 e 2006), áreas com concreto disgregado e armadura exposta. O guarda-corpo apresentava-se num estado de corrosão branda e falhas no sistema de fixação evidentes em todos os

vãos. Em 2005 as tampas das canaletas e refúgios encontravam-se com deterioração, desgaste superficial por abrasão do concreto em boa parte da sua extensão nos topos das empenas. Existem trechos com exposição de armaduras, concreto disgregado, concreto segregado e fissuras diversas. A base dos postes apresentavam desgastes por abrasão na face superior e manchas de umidade na face inferior. Os guarda-corpos apresentavam pintura de proteção totalmente deteriorada e corrosão branda e deficiência na fixação. No último relatório não houve avanço das irregularidades.

2.8.2.4. Junta de Dilatação

No relatório de 2003 a junta de dilatação não apresentava nenhuma anomalia visível. Já em 2005, não foi encontrado deslocamento do aparelho da junta com o substrato. Porém havia muita infiltração ao longo da parede frontal do encontro E1, podendo tal infiltração ser devida a deslocamento da junta, também ocorre deterioração dos bordos das juntas na altura da canaleta e manchas de umidade nos balanços dos tabuleiros, pois não há aparelhos de junta neste trecho. No relatório de 2006 não foram citadas nenhuma anomalia.

2.8.2.5. Defeitos da Via

Nos relatórios de 2003 e 2006, não foram citados nenhum defeito na via. Em 2005 foram constatados nos trechos visualizados, 100 m antes e 100 m depois da ponte e no percurso da ponte, chapas com corrosão, dormente com deterioração e parafusos fixadores de chapas ausentes ou danificados.

2.8.2.6. Aparelhos de Apoio

No relatório de 2003 os aparelhos de apoio apresentavam deformações por compressão e bastante sujos, ocasionado por fezes e detritos de morcegos. Em 2005 foram encontradas apenas deformação discreta de pequena intensidade e em 2006 não foram encontradas nenhuma anomalia visível.

2.8.2.7. Encontros

No relatório de 2003 e 2006, os encontros apresentavam nos seus dois lados fissuras com aberturas variando entre 0,05 mm e 0,20 mm e abatimento no talude dos encontros. Em 2005, no encontro E1 as paredes laterais (direita e esquerda) apresentavam fissuras capilares retilíneas verticais ou suavemente inclinadas. A parede lateral (esquerda) apresentava ainda concreto disgregado, enquanto que no E2, as paredes laterais (direita e esquerda) apresentavam muitas fissuras retilíneas verticais ou suavemente inclinadas.

2.8.2.8. Tubulões e Bloco

No relatório de 2003 e 2006, nos tubulões T7 e T8 correspondente ao bloco B2 notava-se concreto disgregado e armadura exposta apenas no T7. O bloco B2 apresentava uma fissura em sua face São Luís e duas em sua face Carajás, todas com abertura de 0,10 mm. Em 2005, os tubulões do B2 apresentavam varias anomalias em suas faces, tais como fissuras retilíneas verticais próximas aos consoles, concreto disgregado e manchas de umidade provenientes dos despejos de águas pluviais dos drenos do tabuleiro.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

A obra de arte estudada é uma ponte em traçado retilíneo localizada na Estrada de Ferro Carajás (EFC) no Município de Marabá, Estado do Pará, transpondo o rio Mãe Maria, identificada como OAE 50A, executada em concreto armado moldada “in loco”. É constituída por dois vãos hiperestáticos, totalizando 64,20 m, transpondo o leito do rio em dois vãos de 20,00 m e com seção transversal oferecendo a largura de 5,85 m. Sobre o tabuleiro está a superestrutura (linha férrea) para passagem dos trens. A segurança sobre a OAE é realizada por meio de guarda-corpos metálicos como mostra a Figura 65.



Figura 65 – Ponte sobre o Rio Mãe Maria

A superestrutura é do tipo laje sobre vigas. O tabuleiro é formado por quatro tramos de vigas longarinas contínuas (principais) do tipo “pi”, com variação linear da espessura da alma de 350mm para 700mm no apoio dos Encontros e do Bloco B2 (Figura 66), enrijecidas por vigas transversinas (secundárias) intermediárias que se apoiam em aparelhos de apoio em neoprene fretado, no encontro

E1 e no bloco B2. No encontro E2, a viga é engastada. Essas vigas tem seção retangular e são executadas em concreto armado moldado “in loco” (Figura 67).

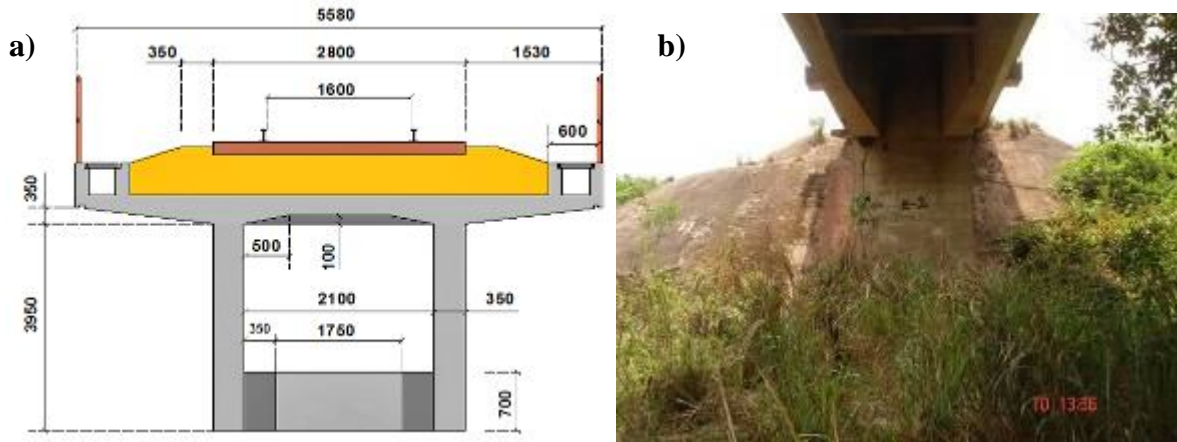


Figura 66 – a) seção transversal do tabuleiro; b) variação linear na largura das logarinas na região dos apoios (unidades em milímetros)

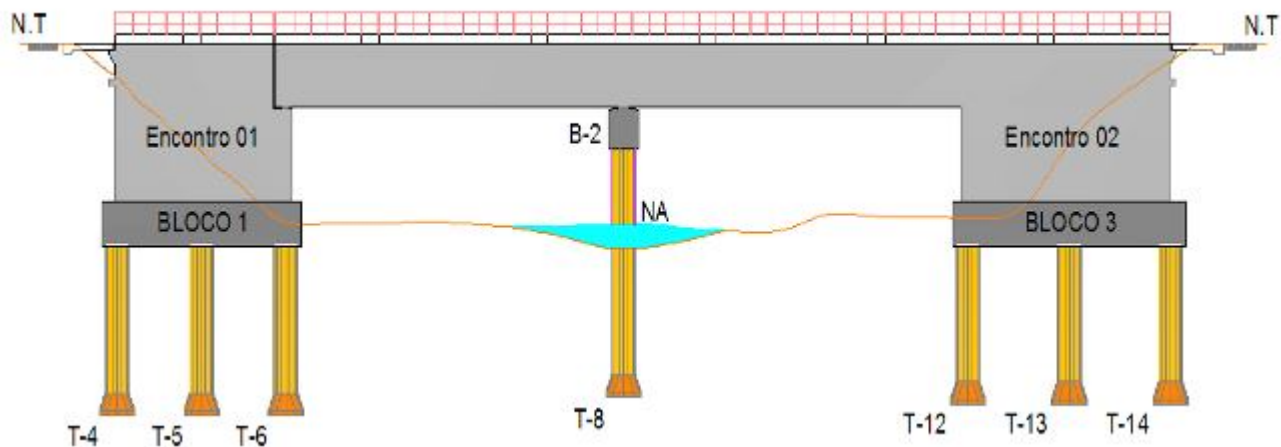


Figura 67 – Sistema estrutural da ponte sobre o Rio Mãe Maria

A infraestrutura é constituída de blocos de transição com seção quadrada para os tubulões de 1,40 m de diâmetro com bases alargadas para as sapatas. Os encontros da ponte são formados por quatro paredes transversais, outras duas paredes de fechamento lateral, cuja função é a sustentação da laje (Figura 68), os taludes encontram-se protegidos por telas argamassadas e vegetação rasteira.

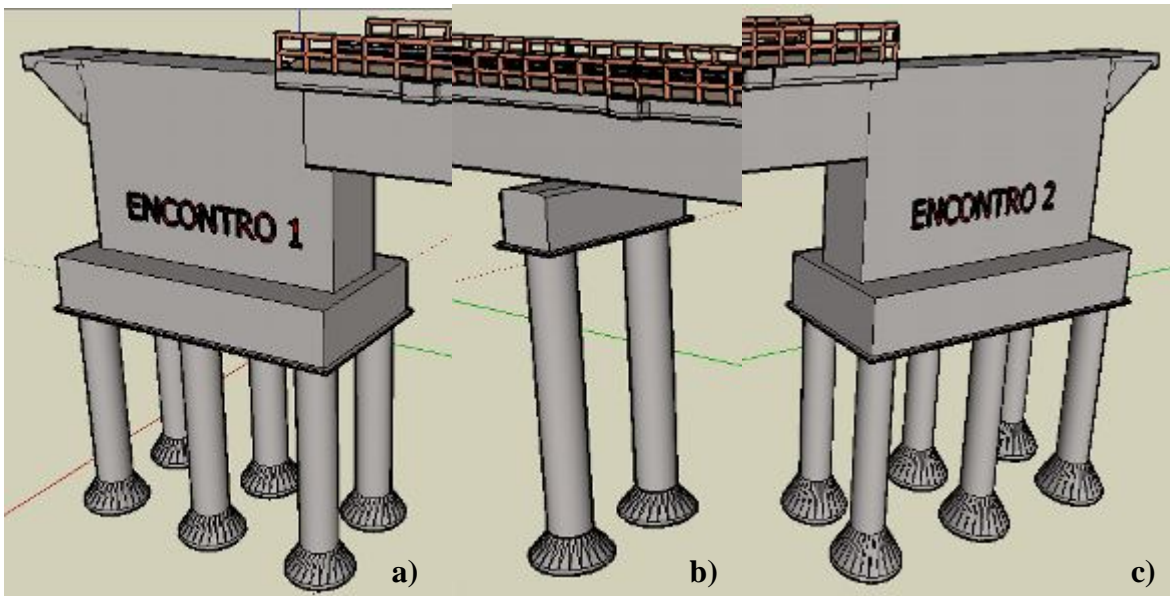


Figura 68 – a) Encontro E1 e Bloco B1; (b) Bloco B2; (c) Encontro E2 e Bloco B3

3.2. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO “IN LOCO”

3.2.1. Ensaio Não-Destrutivo

3.2.1.1. Pacometria

Antes da realização dos ensaios de esclerometria, para estimar a resistência à compressão do concreto, e das perfurações para o encontro das armaduras, foram realizados ensaios de pacometria para determinar a posição das barras de aço, tanto para os ensaios de esclerometria quanto para a instrumentação das armaduras com EER's (extensômetros elétricos de resistência). A Figura 69a mostra a realização da pacometria no tubulão T7 e na Figura 69b na longarina. Os espaçamentos verificados entre as barras variaram de 50mm a 110mm. Foram realizados também ensaios de pacometria na laje (Figura 70) com a finalidade de localizar a posição das armaduras.



Figura 69 – Ensaio de pacometria: a) no tubulão T7; b) na viga longarina



Figura 70 – Ponto sobre a laje onde foram efetuados os ensaios de pacometria

3.2.1.2. Esclerometria

Os ensaios de esclerometria foram realizados nos tubulão T7, encontros E1 e E2, tabuleiro, longarinas e bloco de fundação B2 (Figuras 71 e 72). A resistência do concreto foi estimada com base na média aritmética das resistências dos nove pontos de cada área analisada (150mm x 150mm), observando a NBR 7584 (ABNT, 1995) – Concreto Endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. No Capítulo 4, são apresentados os resultados obtidos com os ensaios de esclerometria e no capítulo 5 serão comparados com os resultados experimentais dos testemunhos retirados da infra, meso e superestrutura da ponte.



Figura 71 – a) ponto na face interna da longarina onde foi efetuado o ensaio de esclerometria; b) ponto sob a laje onde foi efetuado o ensaio de esclerometria

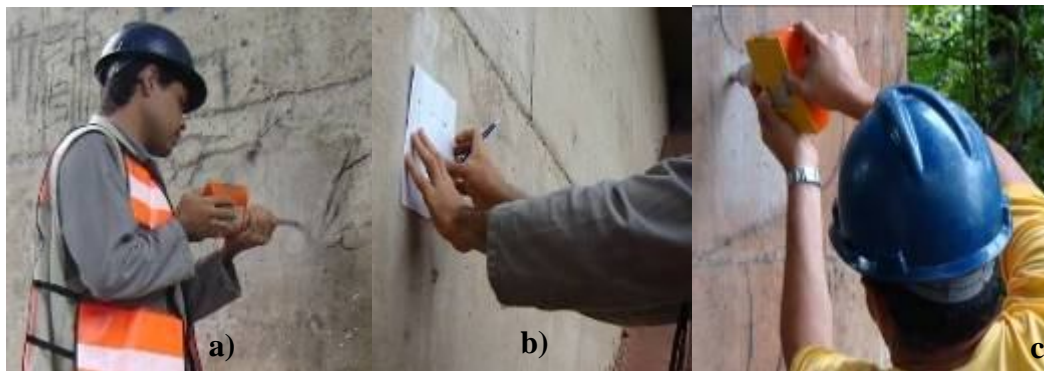


Figura 72 – a) Ponto na face frontal do encontro E2; b) Ponto na face lateral do encontro E2; c) Ponto sobre a face do tubulão T7

3.2.2. Ensaio Destrutivos

3.2.2.1. Determinação da Profundidade de Carbonatação

Após a abertura das janelas no cobrimento de 50mm de espessura do concreto da longarina, foi realizado o teste de alcalinidade do concreto, com a utilização de fenolftaleína. Os testes mostraram que o concreto encontra-se em nível satisfatório de alcalinidade, sem nenhum sinal visível de corrosão. A Figura 73 mostra o aspecto final do concreto após os testes de alcalinidade.



Figura 73 –Aspecto do concreto: a) antes do teste de alcalinidade: b) após o teste de alcalinidade na longarina

3.2.2.2. *Preparação das Amostras de Concreto*

Alguns testemunhos apresentavam imperfeições devido o processo de extração e foram reparados com o auxílio de uma cerra circular, tendo como resultado final para os ensaios uma altura de aproximadamente 200mm (Figura 74)



Figura 74 – Processo de marcação do testemunho e corte das faces irregulares

Os corpos-de-prova foram ensaiados a compressão seguindo-se as recomendações da norma NBR 8522 (ABNT, 2003) – Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação e NBR 5739 (ABNT, 1994) – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Para isso, foi utilizada uma máquina de ensaio servo-controlada modelo PC-200CS, da marca EMIC. Os ensaios foram realizados com velocidade de carga constante, com a taxa de 0,25 MPa/s, seguindo-se o diagrama de carregamento mostrado na Figura 75.

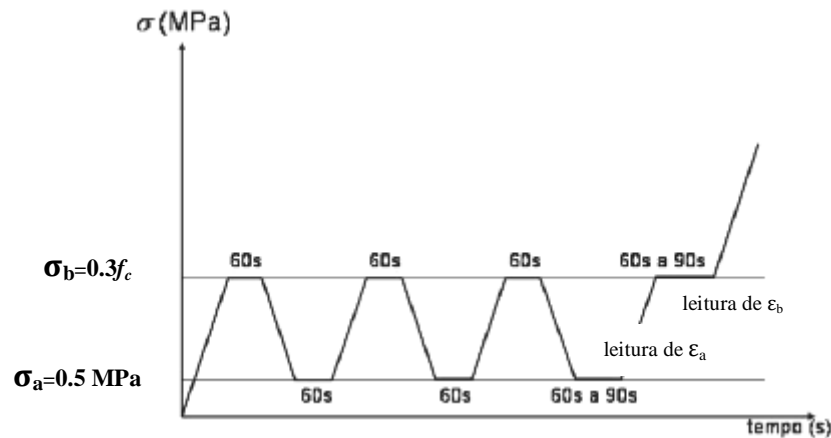


Figura 75 –Diagrama de carregamento recomendado pela NBR 8522 (ABNT, 2003)

De acordo com NBR 8522 (ABNT, 2003), o valor do módulo de elasticidade do concreto é calculado na última rampa de carregamento, Figura 75, a partir da Expressão 3.1.

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\epsilon_b - \epsilon_a} \quad (3.1)$$

Onde:

σ_b – é tensão correspondente a 30 % da resistência estimada do material;

ϵ_b – é a deformação correspondente a σ_b medida na última rampa de carregamento;

σ_a – é tensão correspondente 0,5 MPa;

ϵ_a – é a deformação correspondente a σ_a medida na última rampa de carregamento.

3.3. AÇÕES PERMANENTES

As cargas permanentes consideradas relacionam-se ao peso próprio dos elementos estruturais da ponte e ao peso dos elementos e acessórios da via férrea sobre esta. Os elementos como lastro; trilhos, acessórios e dormentes; guarda-corpo; canaletas e camada de argamassa assente sobre a laje tem peso e massa considerados de forma distribuída ao longo da ponte. O refúgio, suporte para postes tem peso e massa considerados concentrados, como mostrado na Tabela 5.

Tabela 5 – Peso dos elementos estruturais e de elementos da via, fornecida pela COPANHIA VALE

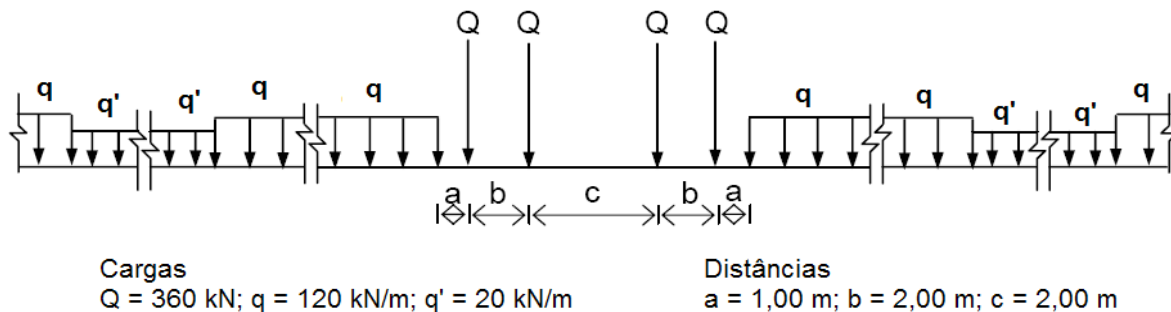
Elemento	Carga
Vigas longarinas e laje do tabuleiro ¹	25 kN/m ³
Blocos ¹	25 kN/m ³
Canaletas, argamassa, guarda-corpo, lastro, trilhos e acessórios ²	63,38kN/m
Transversinas intermediárias (0,30m x 2,1m x 1,85m)	29,13 kN
Transversinas de apoio externo (0,50m x 3,4m x 2,20m)	102,92 kN
Transversinas de apoio interno (0,70m x 1.45m x 2,55m)	63,60kN
Refúgio	8,29kN
Suporte s/ poste	33,65 kN

3.4. AÇÕES MÓVEIS

3.4.1. Veículos Padronizados para Pontes Ferroviárias

3.4.1.1. Trem-Tipo TB-360

Para a elaboração de projetos estruturais bem como verificações, pode-se utilizar trens-tipo padronizados para representar a carga móvel vertical. No Brasil, a norma NBR 7189 (ABNT, 1985) estabelece, para o caso de ferrovia submetida a transporte de minério de ferro, o trem-tipo TB-360. As características desse veículo podem ser observadas na Figura 76. Ressalta-se que as cargas q e q' referem-se aos vagões carregados e descarregados, respectivamente.

**Figura 76** – Trem-tipo ferroviário TB-360

3.4.1.2. Trem-Tipo COOPER E-80

Manuais internacionais como os da *American Railway Engineering Maintenance of Way Association* (AREMA, 1997) apresentam os trens-tipo ferroviários da série COOPER E. Para transporte de minério de ferro pode-se utilizar o veículo COOPER E-80, mostrado na Figura 77.

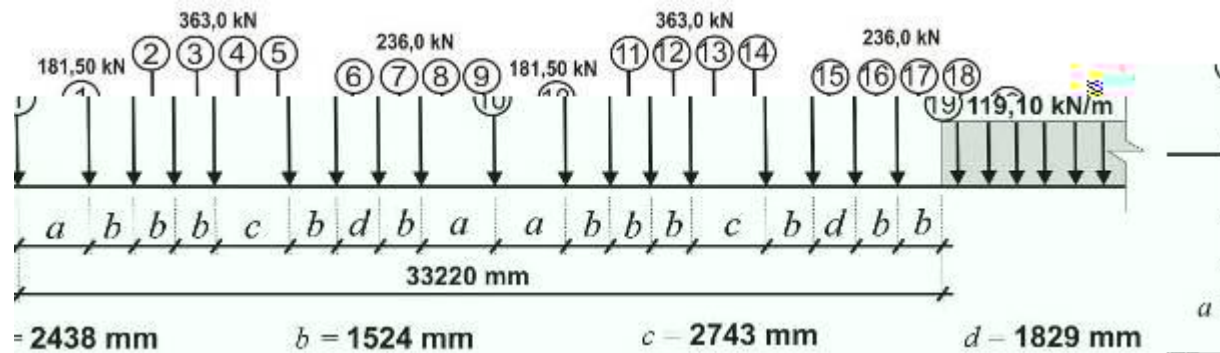


Figura 77 – Trem-tipo ferroviário COOPER E-80

3.4.2. Veículos Padronizados que Serão Utilizados no Programa Experimental

Para as análises numéricas serão considerados trens que atualmente operam na “Estrada de Ferro Carajás” (EFC) e que serão adotadas posteriormente sendo denominados trens-tipo: DESCARREGADO, OPERACIONAL E FUTURO respectivamente.

São considerados trens-tipo de acordo com três situações.

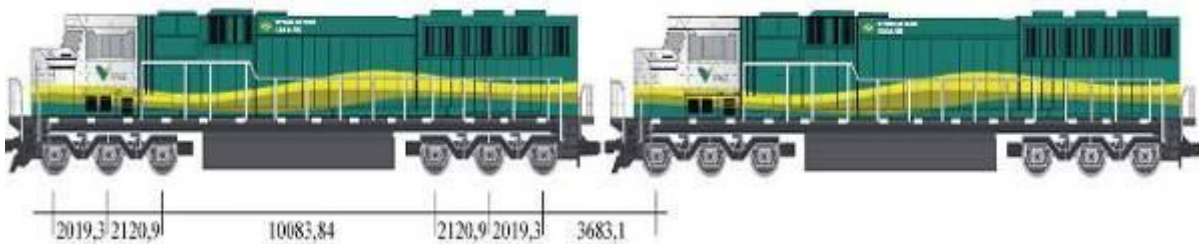
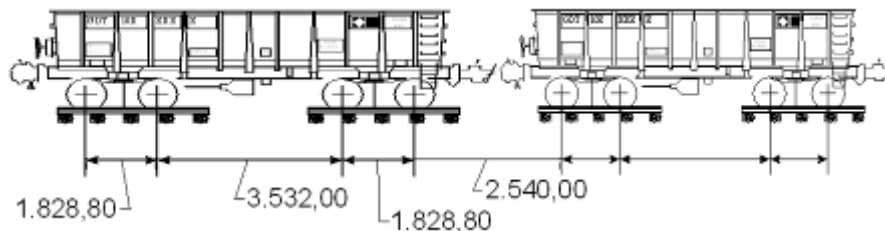
- Trem-tipo descarregado chamado DESCARREGADO
- Trem-tipo atual com vagões carregados chamado OPERACIONAL CARREGADO
- Trem-tipo futuro carregado chamado FUTURO CARREGADO

Baseado em informações fornecidas pela VALE quanto à frota de locomotiva atualmente em operação na EFC, optou-se por tomar como padrão para a análise a locomotiva com maior representação no grupo, sendo assim, optou-se pela Locomotiva DASH-9, o qual representa aproximadamente 30 % do total da frota (Tabela 6).

Tabela 6 – Frota em ação, fornecida pela COMPANHIA VALE

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS LOCOMOTIVAS - EFC						
SITUAÇÃO EM: ABRIL/2007						
FROTA	MODELO	POT.BRUTA	POT.LÍQ.	MOTOR	QTD.	ANO FABR.
GE	C36-7B (DASH-7)	3.600	3.600	7FDL16G60	39	1984/1987
	C40 (DASH-8)	4.000	4.000	7FDL16K10	4	1989
	C44CW (DASH-9)	4.400	4.374	7FDL16N50	55	1997/2001
	C-SL65	600	600	NTA855	1	1993
GM	SD40-2	3.000	3.000	16-645 E3C	27	1984/1987
	SD60M	3.800	3.800	16-710 G3A	2	1992
	SD70M	4.300	4.300	16-710 G3C	55	2001
TOTAL FROTA LOCOMOTIVAS EM OPERAÇÃO : 183						
Última atualização: 20/04/2007 - Dúvida ou informação: Alberto Carlos Santos (866) 4920						

Quanto ao tipo de vagão usou-se o GDT que corresponde a 90 % da frota e são responsáveis pelo transporte do minério. A distância entre os eixos segundo informações fornecidas pela VALE é dada conforme se observa na Figura 78 e 79 (com unidades em milímetros). Adotou-se a distância entre os eixos locomotiva-vagão igual a 3.111,6 mm, que corresponde à metade da distância entre locomotivas mais a metade da distância entre vagões.

**Figura 78** –Desenho esquemático da Locomotiva DASH-9, fornecida pela COMPANHIA VALE**Figura 79** –Desenho esquemático do Vagão GDT, unidades em mm, fornecida pela COMPANHIA VALE

3.4.2.1. Trem-tipo Operacional Atual

Veículo ferroviário utilizado atualmente na Estrada de Ferro Carajás pela companhia Vale. São aplicados basicamente dois tipos de composições sendo uma composta por duas locomotivas frontais seguidas de centro e quatro vagões, mais uma locomotiva intermediária e mais vagões posteriores, o que corresponde a 80 % da frota em operação. Há situações onde a posição da locomotiva intermediária varia sendo disposta no final da composição. A outra composição utiliza as três locomotivas dispostas frontalmente e os duzentos e oito vagões posicionados posteriormente. As Figuras 78 e 79 mostram as distâncias longitudinais em milímetros consideradas para estes tipos locomotivas e de vagões respectivamente.

3.4.2.2. Trem-Tipo Operacional Futuro

A empresa pretende trabalhar com dois modelos, onde o que diferencia basicamente é o número de locomotivas entre os vagões. Na primeira situação tem-se: *2 Locomotivas + 110 vagões + 1 Locomotiva + 110 vagões + 1 Locomotiva + 110 vagões*. Na segunda, a configuração é a seguinte: *2 Locomotivas + 110 vagões + 2 Locomotivas + 220 vagões*. Os tipos de vagões e locomotivas são os mesmos adotados para o trem-tipo operacional atual. A Tabela 7 apresenta as cargas dos elementos dos dois últimos trens-tipos mencionados.

Tabela 7 – Cargas das locomotivas e vagões, fornecida pela COMPANHIA VALE

Situação	Locomotiva DASH9	Vagão GDT carregado	Vagão GDT descarregado
Atual	30t/eixo (180t)	32,5t/eixo (130t)	5,25t/eixo (21t)
Futura	30t/eixo (180t)	40t/eixo (160t)	5,25t/eixo (21t)

3.4.3. Coeficiente de Impacto Vertical

As solicitações provocadas pelos pesos das cargas verticais em movimento são acrescidas de efeitos dinâmicos, geralmente denominados de efeitos de impacto. Nas pontes ferroviárias, de acordo com PFEIL (1983), o impacto é originado pela ação dinâmica do deslocamento das cargas que impõem acelerações na estrutura; pelas irregularidades na via-férrea e nas rodas; inclinação lateral variável das locomotivas e vagões e forças de inércia das rodas motoras. O efeito do impacto é representado por um coeficiente multiplicador (φ) das ações geradas estaticamente. Calculou-se o coeficiente de impacto

conforme recomendações da NBR 7187 (ABNT, 2003) de acordo com a Equação 3.2, para pontes ferroviárias, resultando no valor de 1,356. Verifica-se que este coeficiente, segundo a equação, é função unicamente do vão teórico (l), em metros, entre os apoios. A Figura 80 mostra a variação do impacto para pontes ferroviárias e rodoviárias em função do vão, obtida através das equações disponibilizada na norma nacional.

$$\phi = 0,001 \cdot (1600 - 60 \cdot \sqrt{l} + 2,25 \cdot l) = 1,376 \quad (3.2)$$

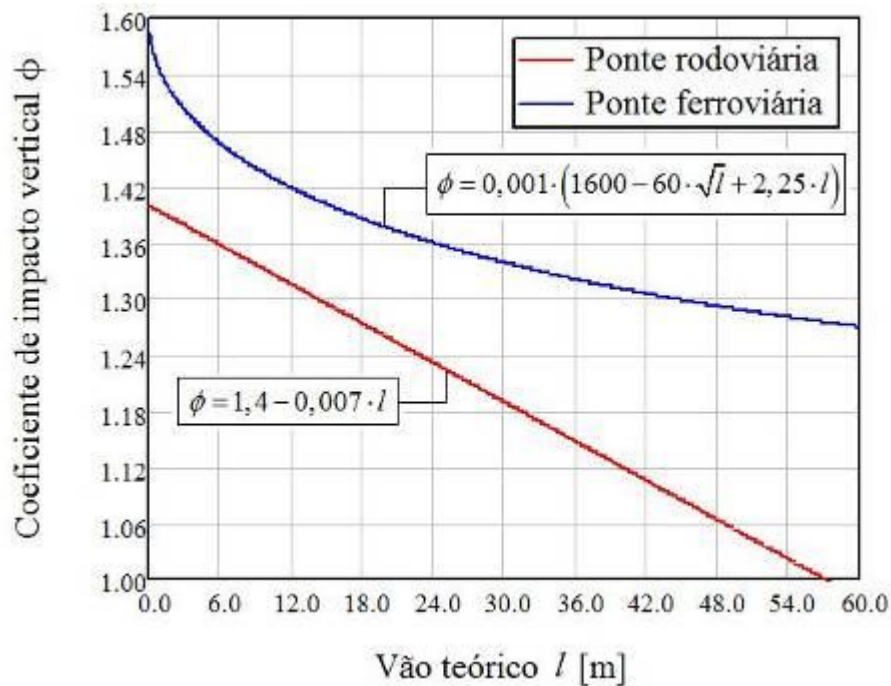


Figura 80 – Coeficiente de impacto vertical *versus* vão teórico

3.4.4. Ações Móveis Transversais

3.4.4.1. Ação de Vento

A NBR 7187 (ABNT, 2003) recomenda o uso da NBR 6123 (ABNT, 1988), referente à ação do vento em edifícios, não apresentando um procedimento específico. Um método simplificado muito utilizado na prática, que não recorre diretamente a parâmetros da fluido-dinâmica, está presente na

antiga NB-2 (ABNT, 1962), onde a ação do vento pode ser considerada uniformemente distribuída, horizontal e perpendicular ao eixo da ponte. Duas situações são previstas pelo código de 1962:

- Ponte descarregada, onde a superfície de incidência do vento é a projeção da estrutura sobre o plano normal à direção do vento, com aplicação de uma carga distribuída de $1,5 \text{ kN/m}^2$;
- Ponte carregada, onde deve ser acrescida à superfície de incidência um painel de $3,2 \text{ m}$ de altura referente à incidência na lateral da composição ferroviária, com aplicação de uma carga uniforme de $1,0 \text{ kN/m}^2$.

A ação transversal do vento foi considerada através de um momento fletor por unidade de comprimento longitudinal da ponte, aplicado no centro de gravidade da longarina. Para a determinação deste momento unitário, considerou-se a ação do vento (pressão de 100 kgf/m^2 com a ponte carregada) ao longo da altura do vagão ($3,2 \text{ m}$), da base do lastro até o topo do trilho ($0,77 \text{ m}$), e da longarina ($3,3 \text{ m}$), como mostrado na Figura 81.

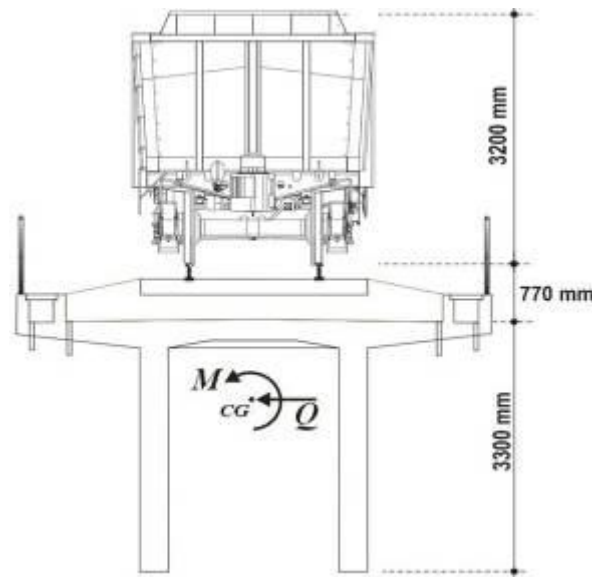


Figura 81 – Consideração da ação do vento

3.4.4.2. Impacto Lateral

Devido à presença de folgas entre o friso das rodas e o trilho, juntamente com o fato do trem não possuir movimento retilíneo, ocorrem choques nestas regiões (CATAI, 2005). De acordo com a NBR 7187 (ABNT, 2003), o choque lateral das rodas pode ser equiparado a uma força horizontal perpendicular ao trem-tipo, com um valor característico igual a 20 % da carga do eixo mais carregado. Deve ser aplicado na altura do topo do trilho. Este procedimento também foi empregado na memória de cálculo do projeto. A Tabela 8 apresenta os valores dessa força para os trens-tipo analisados.

Tabela 8 – Força de choque lateral

Trem -Tipo	Choque Lateral (tf)
COOPER E-80	7,26
TB-360	7,20
TTA carregado	6,50
TTF carregado	8,00

3.4.5. Ações Móveis Longitudinais

Para considerar o efeito da força provocada pela frenagem ou aceleração do trem-tipo sobre a estrutura foi adotada apenas uma fração da carga móvel no sentido longitudinal, sem considerar o coeficiente de impacto, aplicada no topo dos trilhos. A NBR 7187 (ABNT, 2003), nas pontes ferroviárias, recomenda o maior dos seguintes valores: 15 % da carga móvel para a frenagem ou 25 % do peso dos eixos motores para a aceleração. Em termos dinâmicos, supondo ser a força de frenagem a resultante na direção longitudinal e considerando a aceleração da gravidade igual a $9,85 \text{ m/s}^2$, o valor de 15 % para frenagem representaria uma desaceleração uniforme do trem no valor $1,47 \text{ m/s}^2$. Na memória de cálculo a consideração da força de frenagem dá-se apenas no encontro sendo dispensada no restante da superestrutura. A Tabela 9 apresenta os valores da força de frenagem adotados para os trens-tipos.

Tabela 9 – Força longitudinal de frenagem nos encontros

Trem-tipo	Força de frenagem (tf)
COOPER E-80	6.550,5
TB-360	6.600,0
TTA carregado	7.348,7
TTF carregado	9.044,5

3.4.6. Ações de Natureza Autógena (retração e temperatura)

São aquelas provocadas pelas deformações indiretas associadas aos fenômenos de variação da temperatura e retração. Os efeitos da retração e da temperatura foram supostos considerando apenas o encurtamento do material. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003), pode-se adotar o valor de $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ para o coeficiente de dilatação térmica do concreto. Para a retração de peças correntes de concreto armado, a norma supracitada recomenda que se adote uma deformação correspondente a variação de temperatura de $15 \text{ }^{\circ}\text{C}$. A norma também recomenda uma variação de temperatura de $10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ a $15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ para elementos com a menor dimensão inferior a $0,5 \text{ m}$ para representar o efeito somente da dilatação e/ou encurtamento térmico. Para elementos cuja menor dimensão é superior a $0,7 \text{ m}$ esta oscilação pode ser reduzida para $5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ a $10 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Adotou-se, então, uma variação de temperatura de $25 \text{ }^{\circ}\text{C}$ para considerar os efeitos da retração e temperatura sobre a estrutura. A Equação 3.3 foi utilizada para calcular os esforços horizontais equivalentes locados no topo de cada pilar.

$$H = \alpha \cdot \Delta T \cdot L \cdot K_i \quad (3.3)$$

onde,

α é o coeficiente de dilatação térmica do concreto;

ΔT é a variação de temperatura;

L é a distância do pilar ao engastamento do tabuleiro com o encontro;

K_i é a rigidez média do apoio/pilar.

3.4.7. Aparelhos de Apoios em Neoprene

Os aparelhos de apoio constituídos de borracha sintética, denominada comercialmente de neoprene, são em geral de dois tipos: simples e fretado. O primeiro é composto apenas pela borracha enquanto que o segundo é formado por placas de borracha intercaladas por chapas de aço unidas por vulcanização, conforme mostrado na Figura 82. As chapas de aço servem como cintamento diminuindo as deformações normais. Este é o tipo de aparelho existente na obra de arte em estudo neste trabalho.

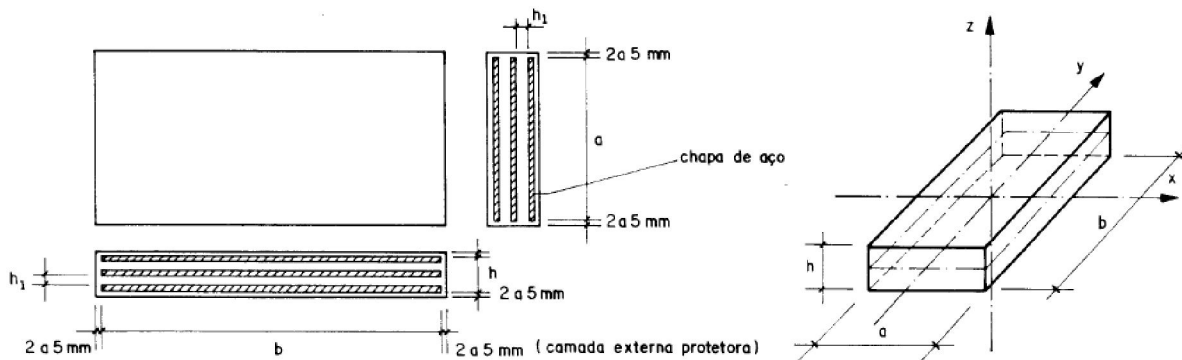


Figura 82 – Almofada de elastômero fretado (TEIXEIRA, 2009)

3.5. ESPRAIAMENTO DAS TENSÕES NA LAJE

Além do peso próprio da massa do lastro, as tensões no lastro são originadas pela passagem do veículo. A determinação dessas tensões e sua distribuição no lastro é muito importante na avaliação das deformações e a capacidade de carga da laje. O ângulo de espraio adotado na memória de cálculo da OAE 50A é de 45° com o plano vertical, tanto na direção transversal, quanto na direção longitudinal, como pode ser observado nas Figuras 83.

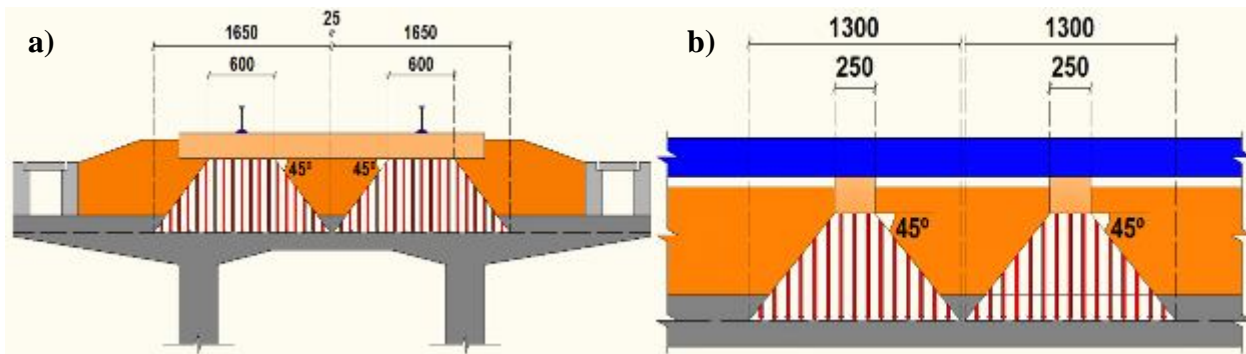


Figura 83 –Espraio das cargas: a) na direção transversal; b) na direção longitudinal

3.6. PLANEJAMENTO, PREPARAÇÃO E EXECUÇÃO DOS TRABALHOS DE MONITORAÇÃO

3.6.1. Análise Preliminar

Após a definição dos objetivos da campanha de monitoração a realizar, deve-se realizar uma pesquisa da informação existente referente à estrutura com vista à definição do sistema de monitoração. Esta análise deve incluir:

- i) Desenhos e cálculos de projeto, memória descritiva;
- ii) Arquivos referentes à fase de construção da ponte e, em caso de existência, relativos a obras de manutenção ou reparação;
- iii) Relatórios de inspeção com a descrição do estado de conservação da estrutura;
- iv) Detalhes relativos à via existente sobre a ponte: altura do lastro, bitola, tipo de trilho;
- v) Informação relativa ao tráfego ferroviário: características dos veículos, velocidades e respectivos horários;
- vi) Requisitos por parte das entidades responsáveis pela exploração da linha ferroviária para a realização de ensaios;
- vii) Detalhes relativos a equipamentos elétricos, de sinalização e telecomunicações que possam ser afetados ou afetarem os equipamentos utilizados na monitoração.

A partir da informação recolhida deverá ser realizada uma análise preliminar da estrutura de forma a obter uma noção da reposta estrutural da ponte. Com vista à realização deste objetivo deve-se criar ou adotar um modelo numérico da estrutura, a análise deve incluir as ações atuais e futuras esperadas para a estrutura.

3.6.2. Reconhecimento do Local da Monitoração

Antes da definição do sistema de monitoração a implementar, deverá sempre existir uma visita ao local de forma a confirmar as informações recolhidas sobre a estrutura bem como identificar condicionantes em termos da acessibilidade à estrutura. Nesta fase, e com base na análise preliminar, devem-se analisar os possíveis pontos de monitoração e avaliar as respectivas inerências: comprimento de cabos, tipos de sensores a utilizar, localização do sistema de aquisição, etc. Outro aspecto relevante na monitoração de pontes ferroviárias prende-se com a segurança, nesta etapa devem-se prever possíveis medidas de segurança que possam ser necessárias como por exemplo a necessidade de afrouxamento ou interrupção do tráfego para a instalação de equipamentos, sinalização relativa à execução dos trabalhos, meios de comunicação relevantes, etc.

3.6.3. Monitoração das Deformações

3.6.3.1. Instrumentação do Tubulão

Foi monitorado o tubulão T7 correspondente ao bloco B2 a aproximadamente 2,5 m da face inferior do bloco de fundação, como mostra a Figura 84. No tubulão T7 foram posicionados quatro extensômetros elétricos de resistência na superfície do concreto para medir as deformações do tubulão, a Figura 85 mostra as posições dos extensômetros.



Figura 84 – Extensometria no tubulão T7

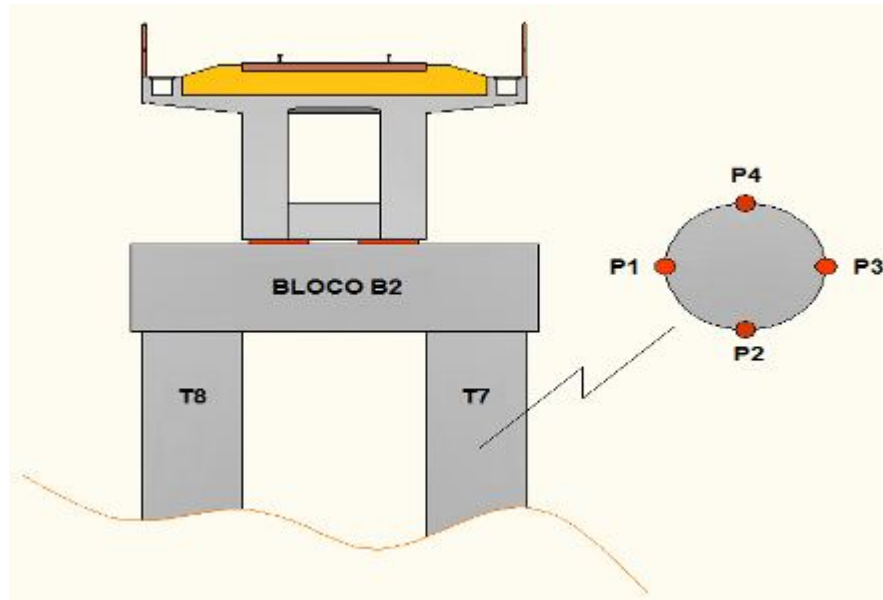


Figura 85 –Posicionamento dos extensômetros no tubulão T7

3.6.3.2. Instrumentação da Laje

O tabuleiro foi monitorado em dois pontos na superfície superior do concreto, na mesma seção transversal, no meio do vão (há 7,5 m do eixo B2) entre o encontro E2 e o bloco B2 e um no aço na parte superior do tabuleiro sobre a longarina direita (sentido Carajás – São Luis) no apoio (há 2,85 m do eixo B2), entre o encontro E2 e o bloco B2. Também foram colocados extensômetros nas mísulas na seção transversal no meio do vão e do apoio próximo ao B2 (Figuras 86 a 88).



Figura 86 – Extensometria no concreto sobre o tabuleiro no meio do vão

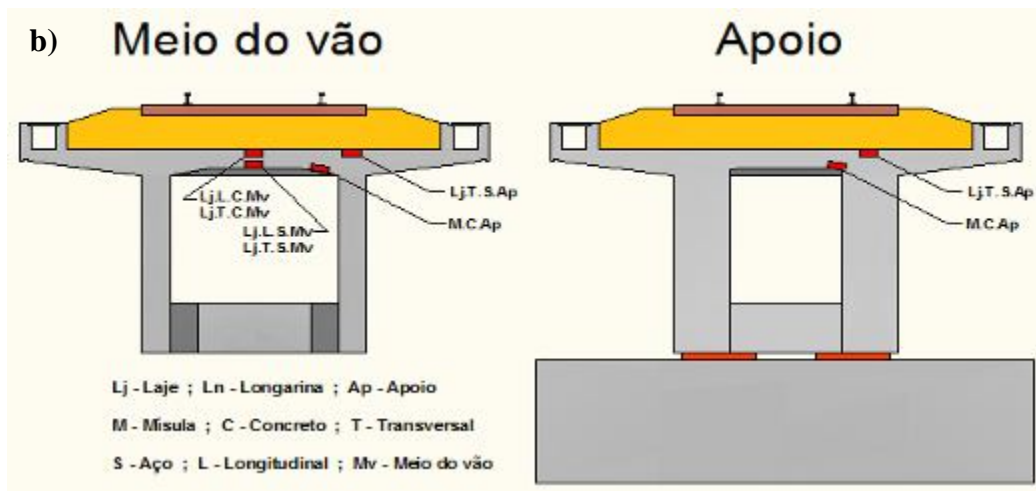
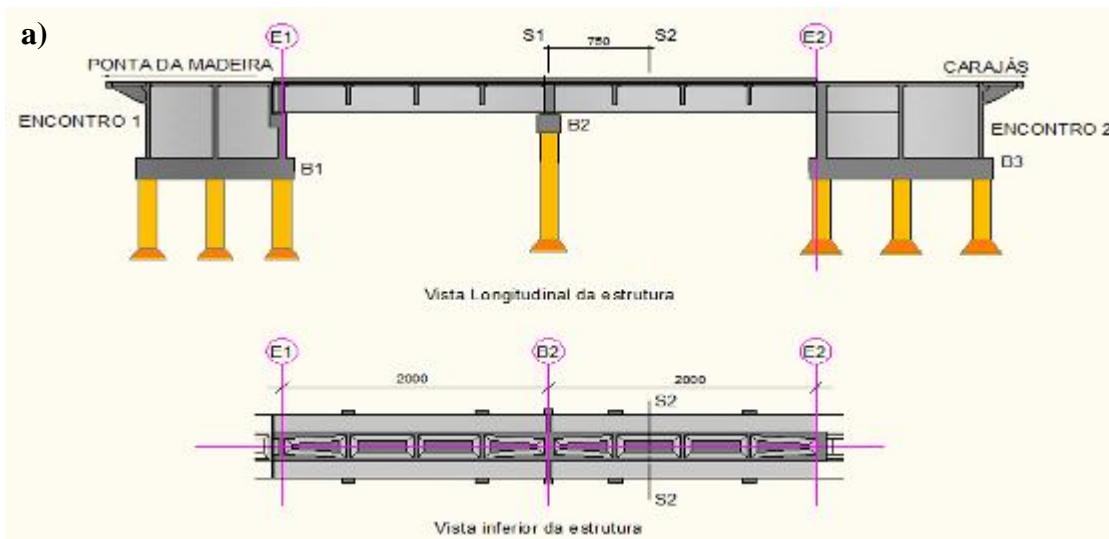


Figura 87 – Posição dos extensômetros no tabuleiro no meio do vão e no apoio: a) vista longitudinal e inferior; b) seção transversal



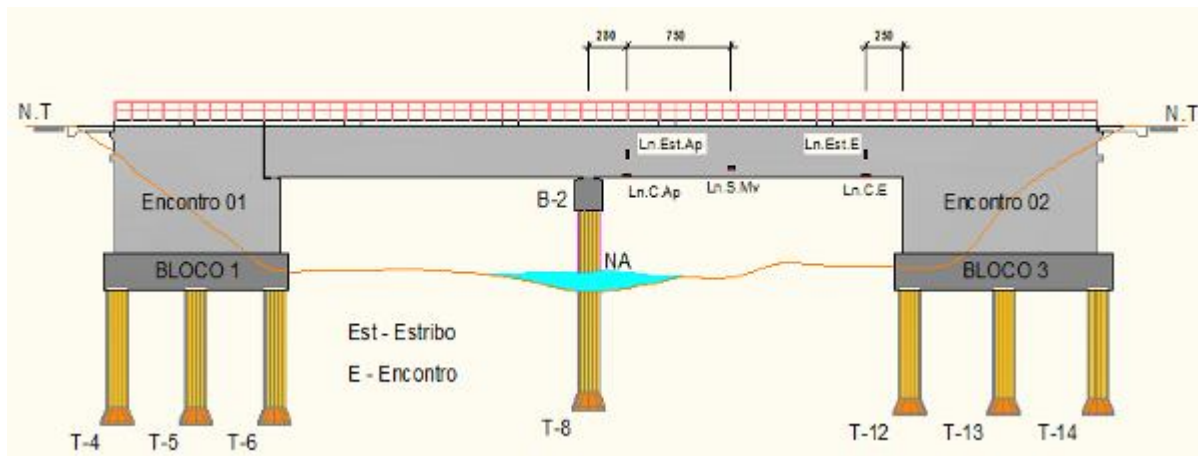
Figura 88 – Posição dos extensômetros na parte inferior do tabuleiro

3.6.3.3. Instrumentação da Viga Longarina

A longarina esquerda (sentido São Luis – Carajás) recebeu, além de extensômetros no concreto, em sua superfície superior no meio do vão e inferior no encontro E2 e no apoio B2, extensômetros na armadura longitudinal no meio do vão e nos estribos no encontro E2 e no apoio. As deformações medidas foram utilizadas para estimar os esforços da longarina, de acordo com o carregamento no tabuleiro. As Figuras 89 e 90 mostram as disposições dos extensômetros.



Figura 89 – Extensometria da viga longarina



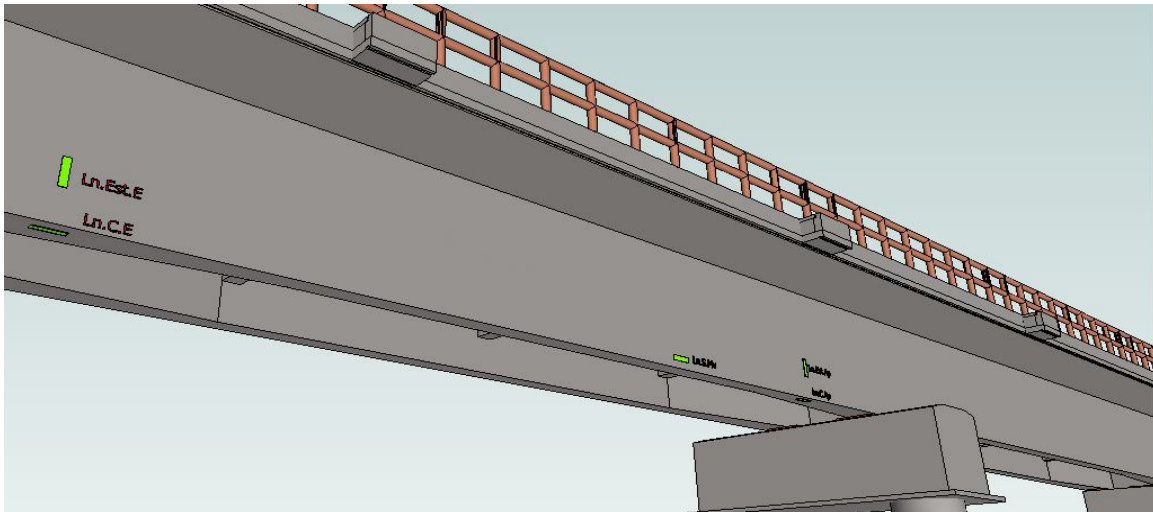


Figura 90 – Posição dos extensômetros em vista longitudinal

3.6.3.4. Instrumentação dos Trilhos

Foram posicionados extensômetros sobre os trilhos TE1 e TE2 referentes aos encontros E1 e E2, distanciados entre si 39,60 m, com o objetivo de medir as deformações decorrentes com a entrada da composição sobre a superestrutura. Os extensômetros foram dispostos transversalmente na alma do trilho (Figuras 91). Com o objetivo de determinar o instante em que a composição entra e sai da ponte.



Figura 91 – Posição dos extensômetros sobre: a) o trilho TE1; b) o trilho TE2

3.6.4. Monitoração das Vibrações

Nos ensaios experimentais de vibração realizados na ponte em estudo foram utilizados um total de vinte e oito medidas de acelerômetros piezo-elétricos de baixa frequência (ICP) distribuídos em dois arranjos, apresentados nas Figuras 92 e 93. Em cada um desses arranjos foi instrumentado um trecho do tabuleiro da estrutura.

No primeiro arranjo (A), foram colocados quatorze acelerômetros (Figura 92) e no segundo arranjo (B), foram colocados quatorze acelerômetros (Figura 93). Foram dispostos de modo a determinar os primeiros modos de vibração da estrutura. Em todos os ensaios realizados na estrutura em estudo foi utilizado o próprio trem trafegando ao longo da ponte como fonte de excitação. Para coletar as respostas medidas nesses ensaios foram utilizados dois sistemas de aquisição de dados com dezesseis canais cada, como mostra a Figura 94.

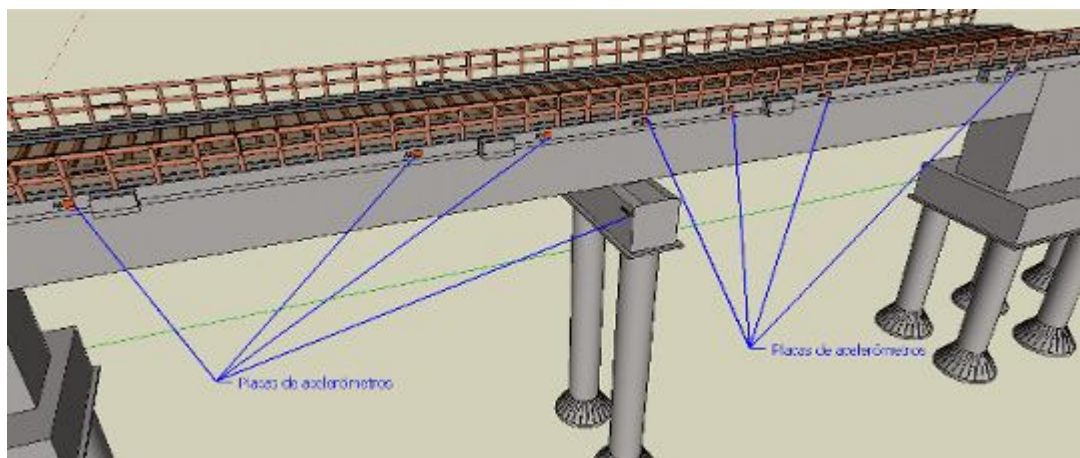
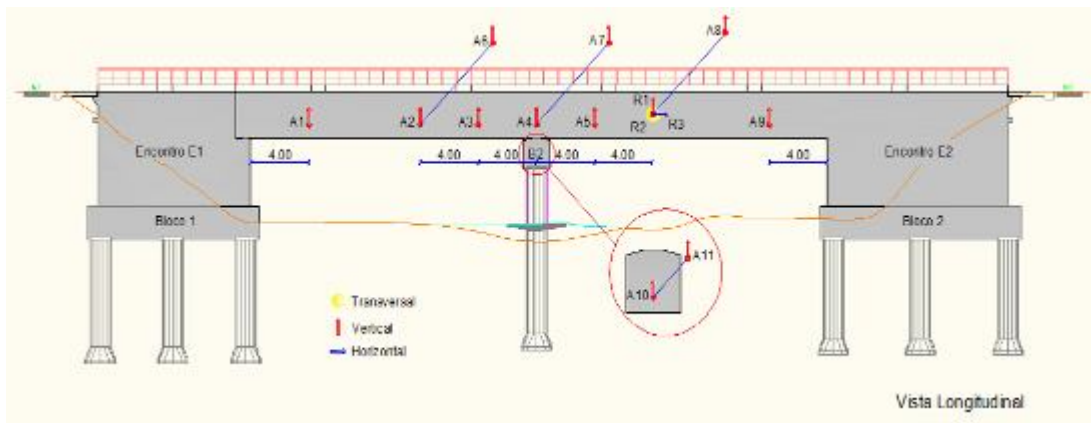


Figura 92 – Disposição das placas de acelerômetros do arranjo 1 (A)

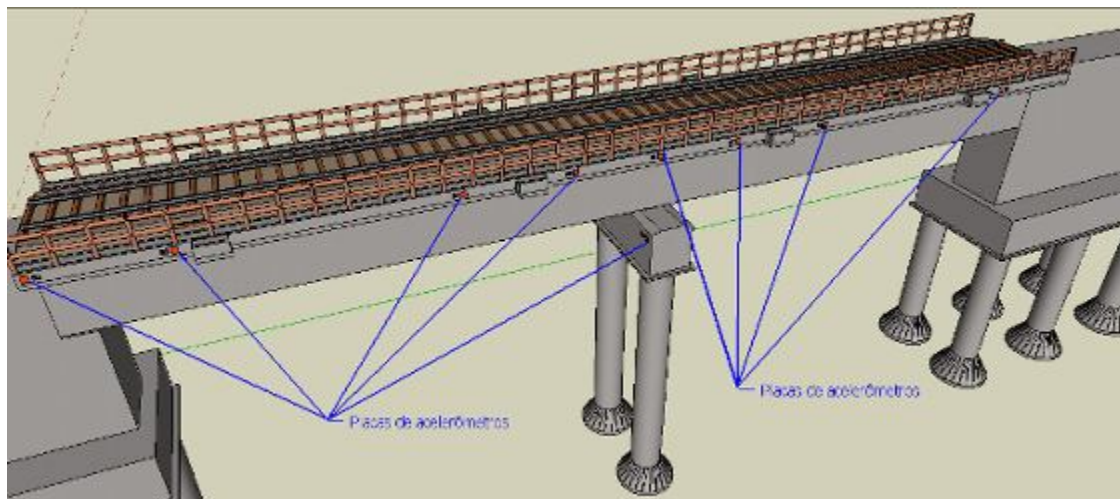
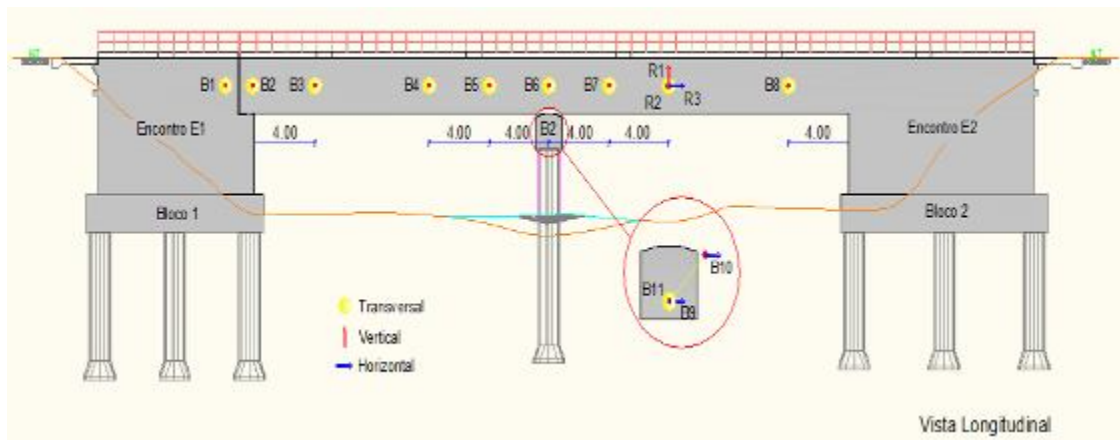


Figura 93 – Disposição das placas de acelerômetros do arranjo 2 (B)



Figura 94 – Sistema de aquisição utilizado nos ensaios de vibração e deformação

4. MODELAGEM COMPUTACIONAL

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A avaliação dos riscos potenciais que possam comprometer a integridade de uma ponte está relacionada à investigação das incertezas sobre seu comportamento quanto à ocorrência de possíveis estados limites últimos ou estados limites de utilização. Neste sentido, qualquer planejamento de investigação da estrutura requer a busca de informações qualitativas e quantitativas baseadas na observação direta da degradação dos materiais, danos estruturais, dados do histórico de manutenções e intervenções, bem como dados baseados em ensaios científicos e modelos teóricos. O estudo dos defeitos estruturais começa pela detecção dos danos visíveis, o que demonstra a importância das inspeções visuais no mapeamento dos aspectos críticos da estrutura e na escolha das frentes de investigação. Nesta fase, podem ser reveladas irregularidades geométricas resultantes de deformações anteriores e/ou fases da construção e zonas de concentração elevada de tensões de compressão que manifesta áreas de esmagamento, ou de tração, pelo surgimento de padrões de fissuração relacionados à flexão, torções, cisalhamentos e fendilhamentos que, em conjunto com a investigação das condições do terreno, podem indicar as causas dos danos.

4.2. INDICAÇÕES PARA SIMULAÇÃO TEÓRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

4.2.1. Esquema Estrutural a Ser Adotado

O comportamento de qualquer estrutura é influenciado por três fatores principais: a forma e as ligações dessa estrutura; os materiais de construção; e as forças, acelerações e deformações impostas. Tal comportamento é geralmente complexo para ser completamente representado num modelo teórico, sendo necessário representá-lo por um “esquema estrutural” simplificado, ou seja, por uma idealização que tenta representar, com o necessário grau de precisão, como a estrutura resiste às diversas ações. Este esquema estrutural, que pode apresentar diferentes níveis de complexidade, mostra como a estrutura transforma as ações em tensões e garante a estabilidade. Pode ser modificado em consequência de danos (fissuração, etc.), de reforços, ou de outras modificações da estrutura que podem influenciar no seu comportamento. O esquema usado na análise estrutural é, habitualmente, um compromisso entre um que seja muito aproximado à realidade mas demasiadamente complexo para os cálculos e outro mais fácil de calcular, mas afastado da realidade. Atenção especial deve ser dada às

ligações e bases da estrutura no que se refere à definição das propriedades mecânicas de elementos como aparelhos de apoios e interações com o solo.

Definido o esquema estrutural adequado, parte-se para atribuição de características mecânicas para os materiais e dos carregamentos que devem ser lançados criteriosamente analisando as combinações mais prováveis. Nas seções a seguir, descrevem-se algumas ações atuantes em pontes de geometria retilínea com apenas uma via-férrea.

4.2.2. Ações Atuantes em Uma Ponte Ferroviária de Concreto Armado

Os tipos de ações atuantes em pontes de concreto armado e protendido, que devem ser consideradas nos critérios de projeto, são fixados pela NBR 7187 (ABNT, 2003). No que se refere às ações de natureza permanente, podem ser determinadas a partir do peso próprio da estrutura e das sobrecargas permanentes não estruturais tais como lastro, trilhos e acessórios, dormentes, guarda-corpos, entre outros, calculados a partir de seus volumes e peso específicos dos materiais. Para o concreto simples, concreto armado e lastro ferroviário ou solo úmido, podem ser adotados os valores de 24 kN/m^3 , 25 kN/m^3 e 18 kN/m^3 para seus pesos específicos aparentes, respectivamente. Na ausência de indicações precisas, o código nacional recomenda que seja adotado um peso linear de 8 kN/m , para considerar a carga referentes aos dormentes, trilhos e acessórios. As ações de caráter transitório como vento, temperatura e principalmente cargas móveis devido aos veículos, ocorrem com magnitude de grande variação ao redor de média e, no caso de probabilidade alta de ocorrência, devem ser consideradas obrigatoriamente nos modelos de comportamento. Dependendo do tipo de estrutura, também podem ser consideradas as ações provenientes do empuxos de terra, empuxos de água caso exista, forças de protensão, retração, fluência e deslocamentos de fundações.

4.3. DESCRIÇÕES DOS MODELOS TEÓRICOS

4.3.1. Modelo I

No modelo inicial adotou-se o valor de 18 MPa para a resistência característica do concreto f_{ck} em conformidade com o memorial descritivo de cálculo da estrutura. Primeiramente utilizou-se um módulo de elasticidade longitudinal do concreto da superestrutura e mesoestrutura, de acordo com a norma vigente de $27,5 \text{ GPa}$, segundo NBR 6118 (ABNT, 1978), correspondentes ao f_{ck} admitido. Ressalta-se que na descrição do cálculo da estrutura foi adotado para os mesmos elementos o valor de

27,5 GPa lançado no programa utilizado pelo projetista para estimar os esforços internos. A massa específica adotada para o concreto estrutural foi de 25 kN/m^3 e o coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2. No desenvolvimento dos estudos da estrutura foram adicionados os aparelhos de apoio respeitando as considerações do projeto. As hipóteses admitidas neste primeiro modelo foram mais simplificadas, considerando que os tubulões estão perfeitamente engastados nas bases da mesma maneira que a superestrutura está nos encontro E2 e simplesmente apoiada no encontro E1. Este procedimento reduz sobremaneira o número de elementos finitos utilizados facilitando o processamento da estrutura. A decisão para tal respalda-se no fato de que em testes realizados com um número restrito de casos de cargas, as diferenças entre os esforços internos avaliados em um mesmo elemento comum aos dois modelos eram muito pequenas sendo mais notáveis nas frequências e nos modos naturais de vibração. Assim, decidiu-se utilizar o modelo com vínculos simplificados para atender a análise estática, onde as massas e as rigidezes da estrutura são os parâmetros governantes, como ilustrado na Figura 95. O software utilizado oferece o detalhamento dos esforços e deslocamentos em cada um dos elementos concebidos.

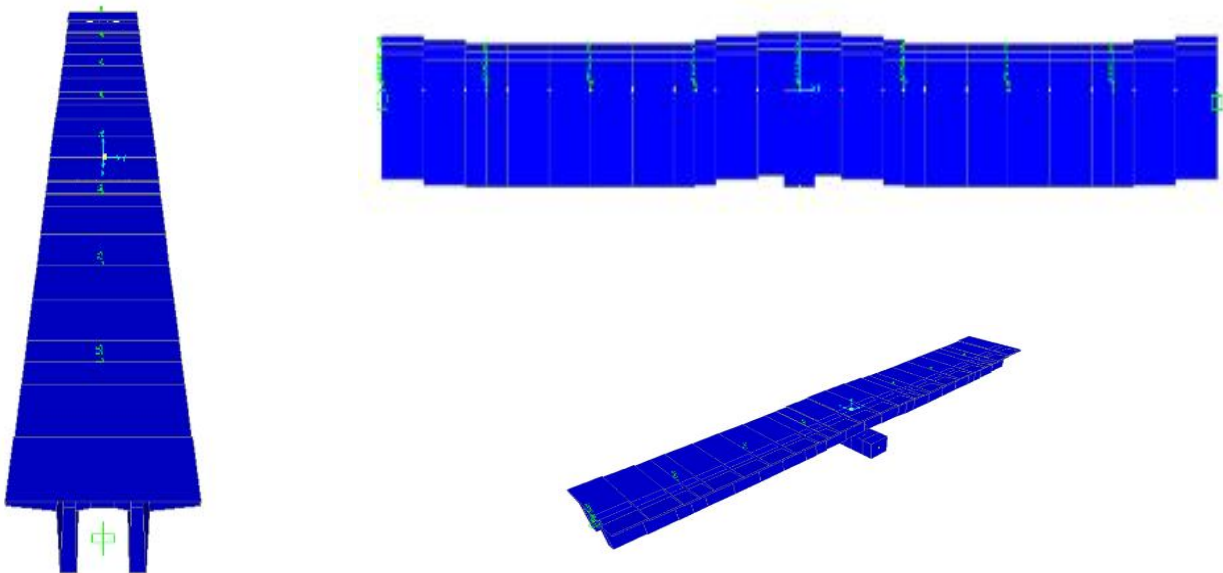


Figura 95 – Geometria do modelo e condições de vinculação consideradas no Modelo I

Os elementos de barra que representam a longarina foi discretizada a cada décimo de vão, devido uma futura comparação com as seções da memória de cálculo. A variação da seção transversal

visualizada na figura acima representa a variação da largura da alma de 0,35 m para 0,75 m, devido o aumento do esforço cortante na região próximo aos apoios (bloco B2 e Encontros E1 e E2).

4.3.1.1. Propriedade das Seções

As bases das longarinas sofrem variações no sentido de seus eixos longitudinais. Essa variação é de 0,35 m a 0,70 m, conforme pode ser visto na Figura 96.

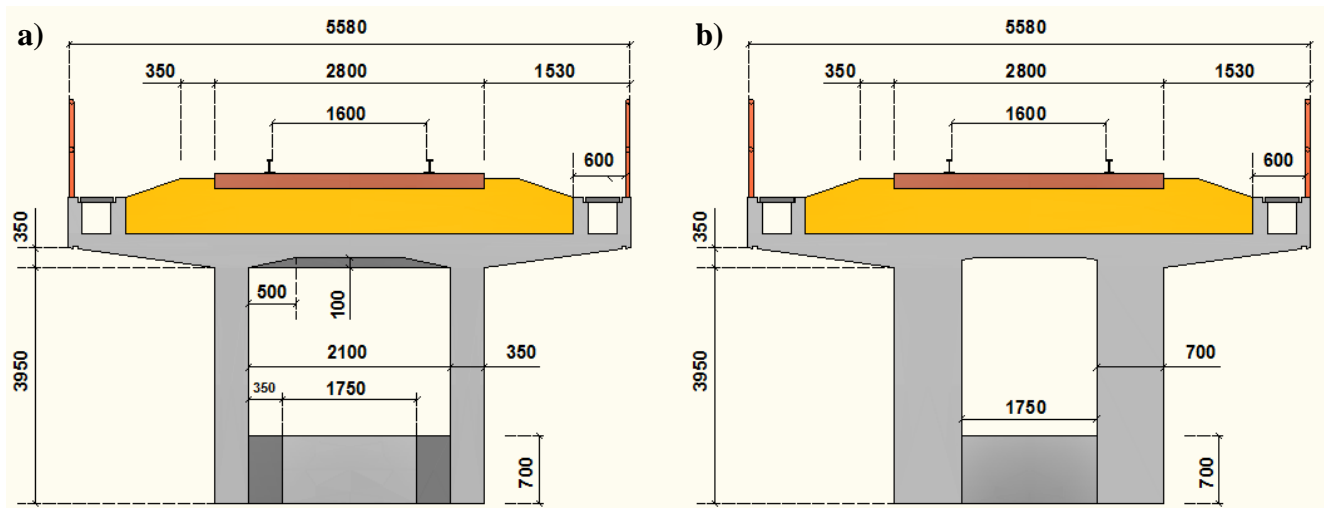


Figura 96 – Seção π da ponte sobre o rio Mãe Maria: (a) longarina 0,35 m; (b) longarina 0,70 m

Em virtude de se estar trabalhando com modelo de barras, onde o conjunto longarina – tabuleiro é representado por uma única barra, é inviável a representação das transversinas neste modelo. Por isso, foi considerado no modelo computacional apenas as cargas provenientes do peso próprio das transversinas que foram aplicadas como cargas concentradas.

4.3.1.2. Condições de Vínculo

Nesta ponte não há pilares e as vigas longarinas são assentadas sobre os blocos de fundação constituídos por tubulões considerados engastados. Na região dos encontros as longarinas foram consideradas simplesmente apoiadas no encontro E1 e engastadas no encontro E2. No bloco B2 as vigas estão apoiadas sobre elementos de mola para simular o aparelho de apoio presente no topo do bloco. A Figura 97 mostra a idealização dos aparelhos de apoio e a Tabela 10 apresenta as rigidezes a

esforços e a rotações do aparelho neoflon. O coeficiente de elasticidade transversal do neoprene utilizado foi de 1,0MPa e coeficiente de Poisson (ν) de 0,5.

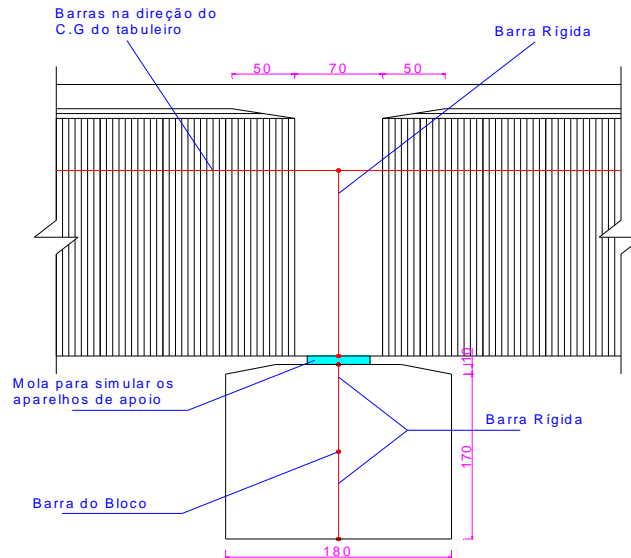


Figura 97 – Simulação das barras e do aparelho de apoio

Tabela 10 – Rigidezes do aparelho de apoio

Direção	Rigidez (kN/m)
Axial (direção y)	1043000
Cisalhamento em x	1094
Cisalhamento em z	1094
Rotação em torno de y	92970
Rotação em torno de x	885800
Rotação em torno de z	88680000

4.3.2. Modelo II

O Modelo I apresentava uma modelagem unicamente representada por elementos do tipo “Frame” (tabuleiro, vigas longarinas e o bloco B2, assim como os seus tubulões). O Modelo II apresenta além da modelagem em barra, os encontros E1 e E2 modelados em “shell”, os blocos B1, B2 (feito em barra no modelo I) e B3 modelados em “solid”, tubulões em “frame” e molas “springs” que simulam a interação do tubulão com o solo e as resistências laterais e de ponta. A Figura 98 e 99 mostram em detalhe a disposição do Modelo II. Para simular as fundações no modelo completo,

utilizou-se o f_{ck} de 15 MPa, em conformidade com o projeto, resultando num módulo empírico de 21,7 GPa de acordo com a norma de projeto vigente.

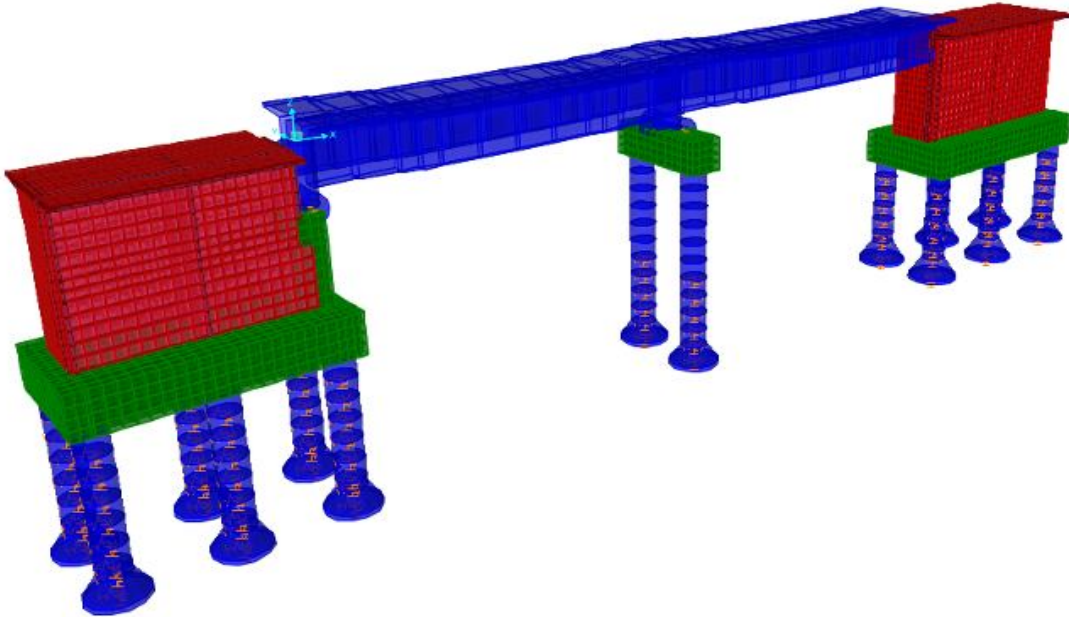


Figura 98 – Modelagem computacional (indicando a seção dos “frames”)

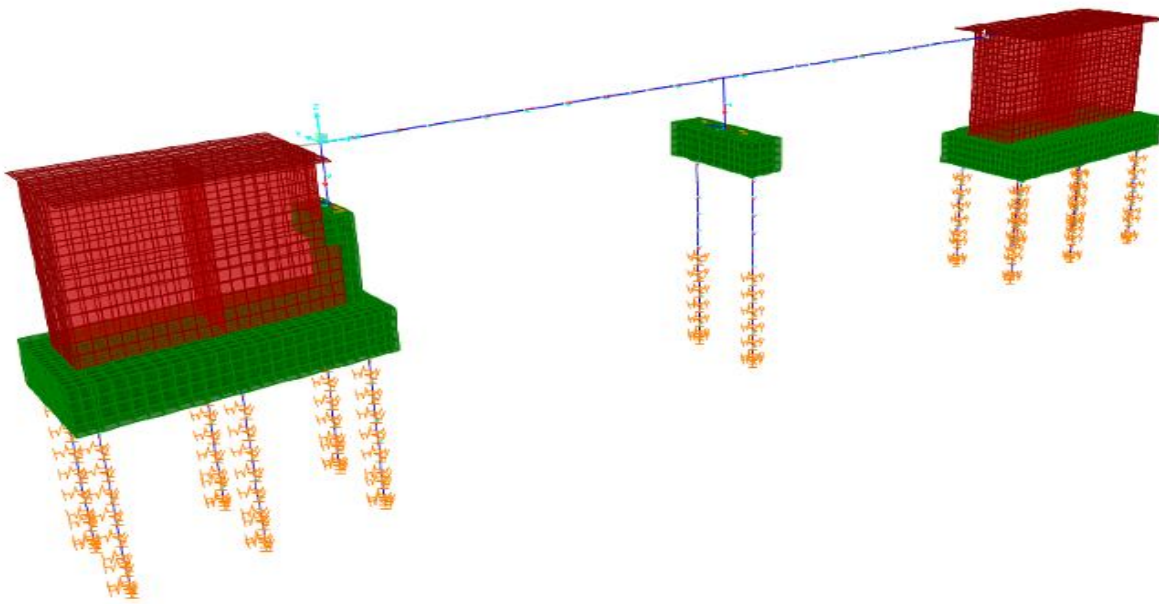


Figura 99 – Modelagem computacional (sem a indicação das seções dos “frames”)

Para a simulação dos encontros no modelo completo utilizou-se elementos de superfície, “shell”, conforme mostrado na Figura 100, com espessuras de 300mm para as paredes laterais e 300mm para as transversais com exceção da parede frontal, onde o tabuleiro é engastado, para a qual adotou-se 800mm. A discretização totalizou 1.098 elementos de áreas computando as paredes e o tabuleiro no encontro E1 e 1.932 no encontro E2. Não foram modeladas as lajes de transição e as cortinas de contenção do aterro na parede transversal posterior.

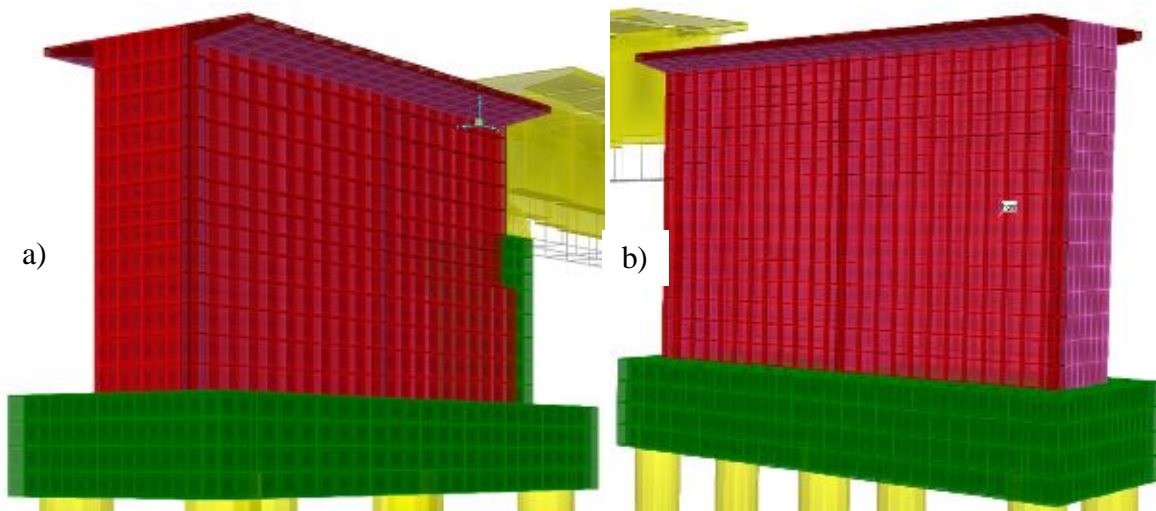


Figura 100 – Discretização em elementos shell: a) do encontro E1; b) do encontro E2

No modelo onde há blocos de coroamento dos tubulões foram utilizados elementos sólidos, com as discretizações, totalizando 1.880 sólidos para o bloco B1, 208 para o bloco B2 e 1.856 para o bloco B3 (Figura 101), dispostos de maneira a possibilitar os corretos posicionamentos das ligações dos tubulões neles engastados e com as paredes dos encontros.

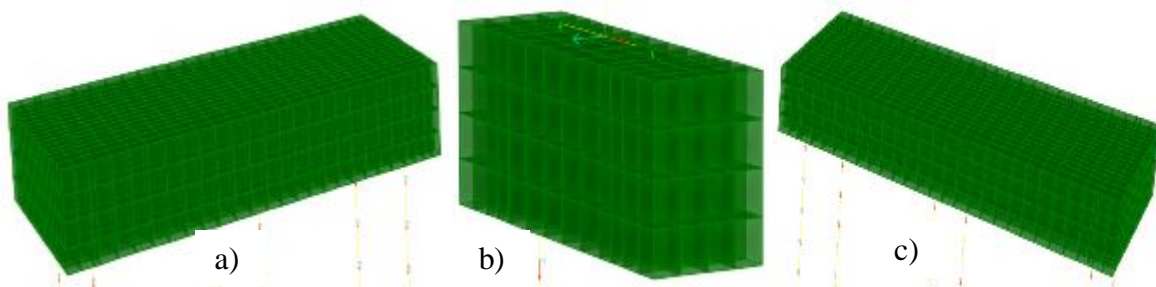


Figura 101 – Discretização em elementos sólidos do bloco de coroamento sob os encontros: a) B1; b) B2; c) B3

Os tubulões foram modelados em elementos do tipo “frame”, com profundidades de 7,5 m (sob o bloco B1), 11,0 m (sob o bloco B2) e 7,0 m (sob o bloco B3). O fuste (B1) foi discretizado, em sete elementos e a saia em duas, o fuste (B2) em dez elementos e o fuste (B3) em seis elementos. Em torno de cada nó foram dispostas molas com rigidezes distintas entre as direções vertical e horizontal, a fim de simular a interferência do solo. A Figura 102 mostra o aspecto tridimensional e a discretização dos tubulões sob os blocos B1, B2 e B3 respectivamente.

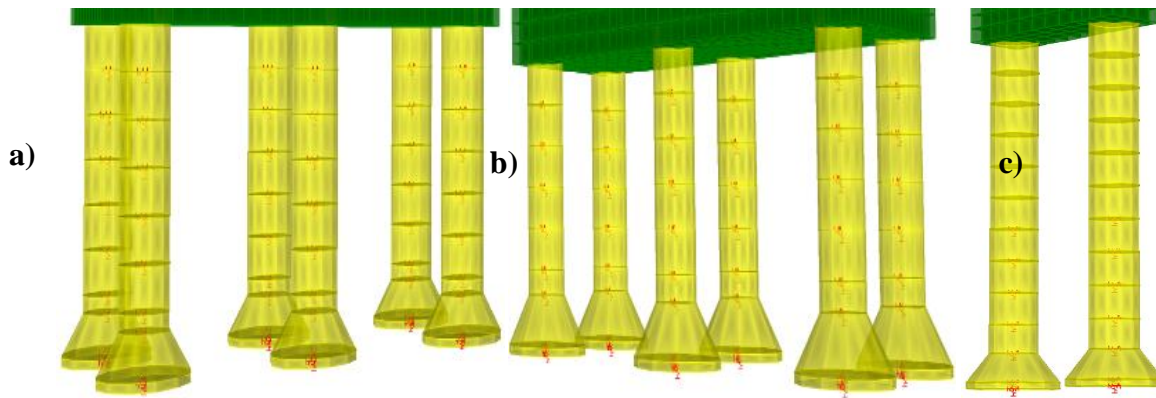


Figura 102 –Discretização dos tubulões em elementos “frame”: a) B1; b) B2; c) B3

4.3.2.1. Propriedade das Seções

A modelagem das seções segue todos os requisitos exigidos em projeto. Foram modeladas quatro seções diferentes, no sentido E1 ao B2, as seções ficaram discretizadas da seguinte forma: base da longarina com espessura de 700 mm (Figura 103a); base da longarina com espessura de 555,7 mm (Figura 103b); base da longarina com espessura de 411,3 mm (Figura 103c); base da longarina com 350mm (Figura 103d).

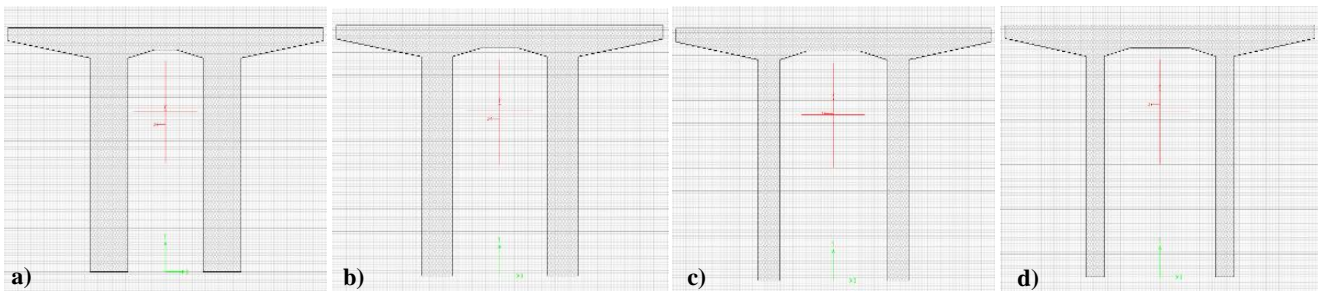


Figura 103 – Seção π da ponte sobre o rio Mãe Maria com suas seguintes variações na base das longarinas

4.3.2.2. Condições de Vínculo

Os aparelhos de apoio “neoprene fretado” continuam com as mesmas propriedades vistas no Modelo I. Foram inseridos aos tubulões molas “springs”, espaçados a cada 1,0 m de profundidade do solo, com o objetivo de simular apoios elásticos e a interferência do solo nas fundações conforme mostrado na Figura 104.

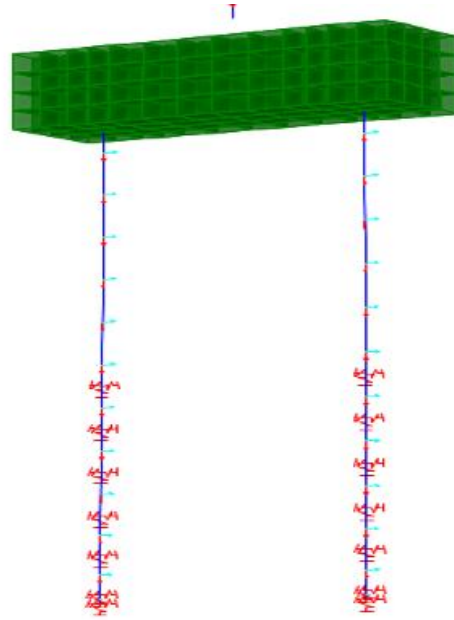


Figura 104 – Detalhe das molas fixadas aos tubulões

4.3.3. Modelo III

O Modelo III é uma complementação do Modelo II que possui uma modelagem em frames unicamente das longarinas, substituídas por uma modelagem em casca, para uma melhor compreensão das análises modais e esforços, contudo suas propriedades e seções não foram alteradas. As Figuras 105 à 108 mostram um detalhe da estrutura modelada no programa SAP2000®.

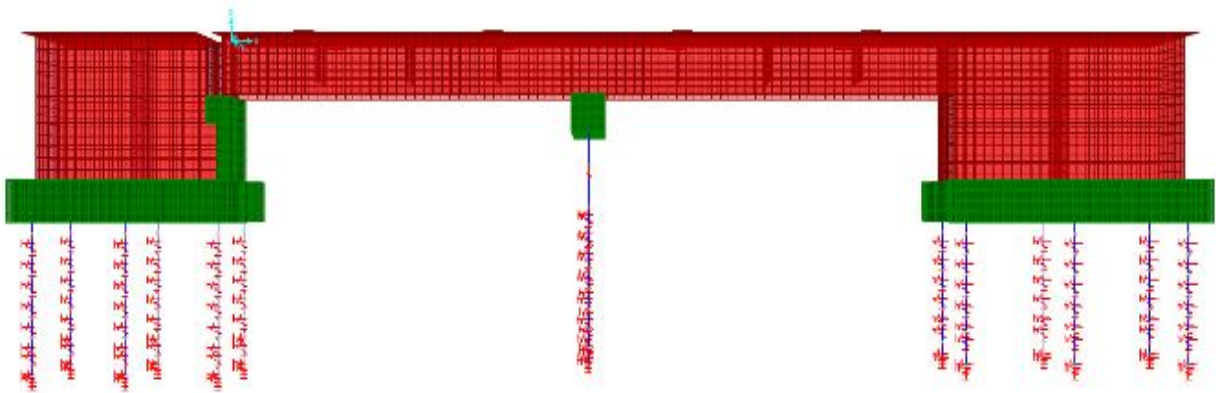


Figura 105 – Vista lateral do modelo III

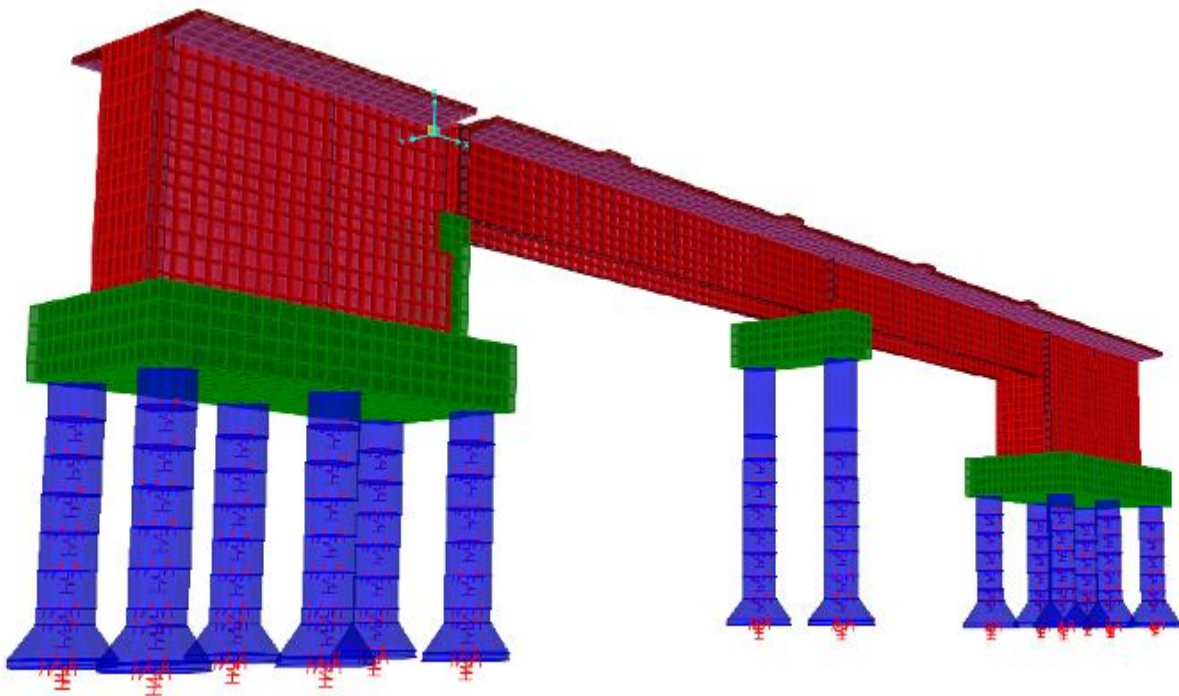


Figura 106 – Vista tridimensional do modelo III

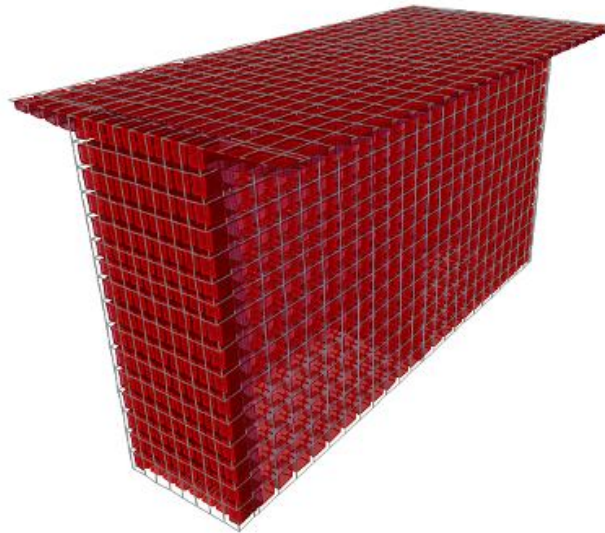


Figura 107 – Modelagem do encontro em shell

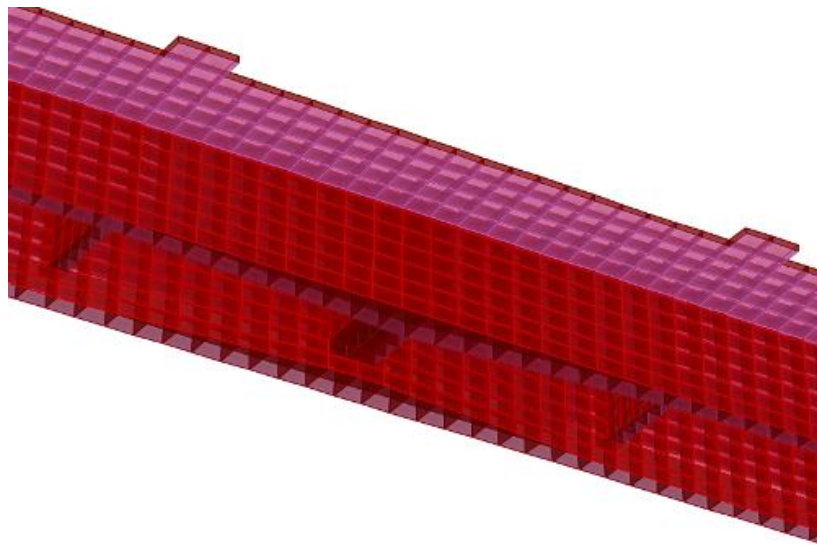


Figura 108 – Modelagem do tabuleiro em shell

Os blocos de coroamento e tubulões permaneceram inalterados em relação ao Modelo II, sendo obedecidas todas as prescrições de projeto, como: cotas, seções transversais e propriedades dos materiais. Os aparelhos de apoio “neoprene fretado” continuam com as mesmas propriedades vistas no Modelo II.

4.4. VERIFICAÇÃO DO PROJETO DA ESTRUTURA SEGUNDO AS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS VIGENTES

Esta dissertação apresenta os resultados referentes à verificação do projeto das longarinas, segundo as prescrições normativas vigentes, da Obra de Arte especial nº 50A. São apresentados os resultados correspondentes aos estados limites últimos de ruína por flexão e cisalhamento, e análise de fadiga associada à flexão de uma longarina (referente à metade da seção da super-estrutura).

4.4.1. Determinação dos Esforços Solicitantes nas Longarinas

4.4.1.1. Esforços Internos Permanentes

Foram consideradas as cargas permanentes (correspondentes ao peso próprio das longarinas, transversinas, refúgios, lastro, trilhos, acessórios, etc.) e as cargas móveis separadamente, correspondentes aos diversos trens tipos em estudo (Cooper E80, Operacional Carregado, Futuro Carregado, e trem Operacional Descarregado). A Figura 109 e a Figura 110 apresentam, respectivamente, os diagramas de momento fletor e esforço cortante, devidos ao carregamento permanente, obtidos com o modelo numérico desenvolvido no programa SAP2000.

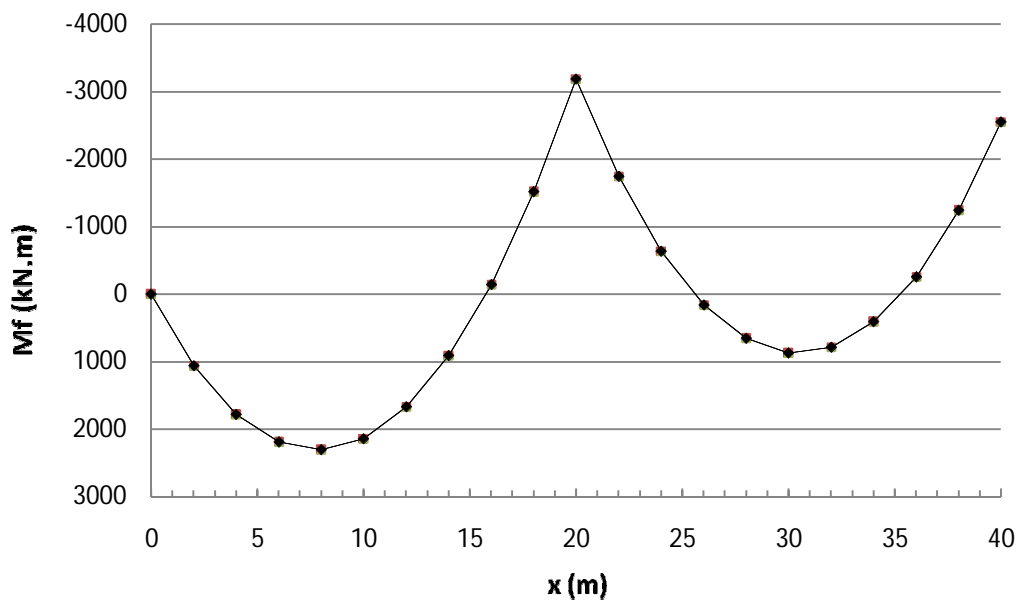


Figura 109 –Diagramas de momento fletor na super-estrutura devido à carga permanente (valores característicos)

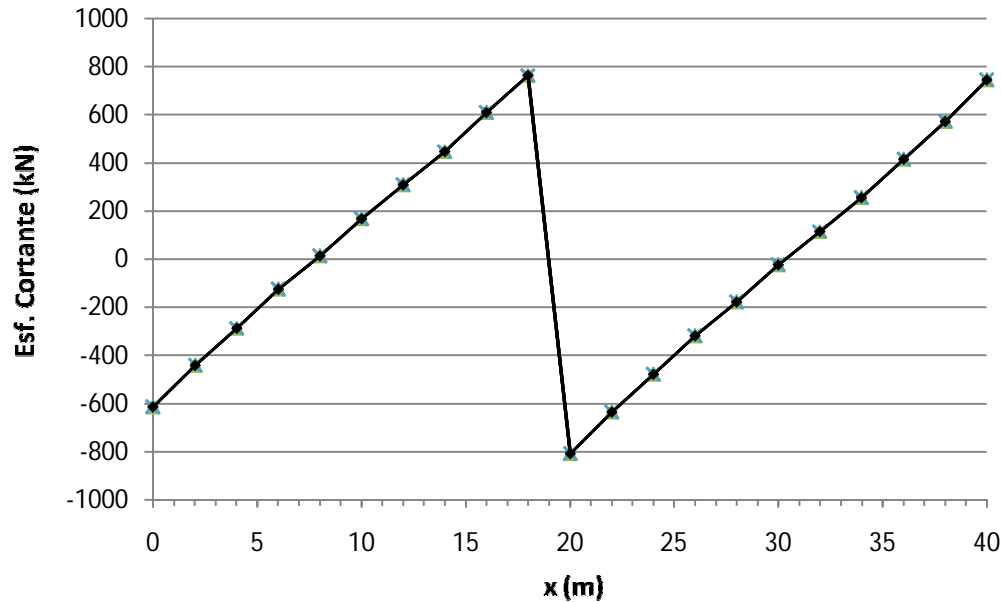


Figura 110 – Diagramas de esforço cortante na super-estrutura devido à carga permanente (valores característicos)

4.4.1.2. Histórico de Esforços Devido ao Carregamento Móvel

Para a determinação dos esforços solicitantes na longarina (momento fletor e esforço cortante) subdividiu-se cada um dos vãos em dez partes, resultando em 21 seções, de forma similar ao realizado na memória de cálculo. A título de ilustração, a seguir apresenta-se a variação dos esforços para a seção S21 obtidos do programa SAP2000, correspondente ao ponto de engaste do tabuleiro no encontro E2, considerando-se vários trens tipos sem cargas permanentes. Os históricos de carregamentos das outras seções também foram obtidos, mas apenas as respectivas envoltórias são apresentadas.

a) Trem Tipo Cooper E80

A Figura 111 apresenta a variação do momento fletor e a Figura 112 apresenta a variação do esforço cortante na seção S21 do tabuleiro devido à passagem do trem tipo Cooper E80 Carregado.

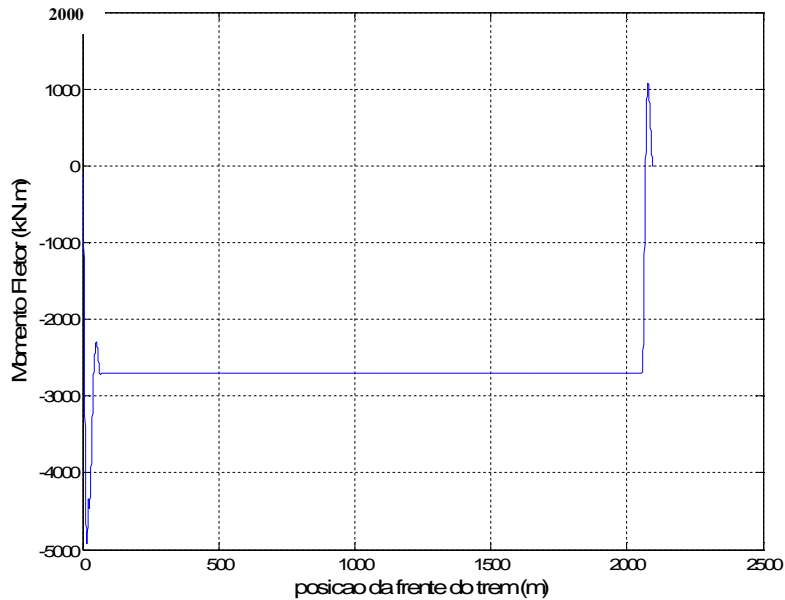


Figura 111 – Histórico de momento fletor na seção S21

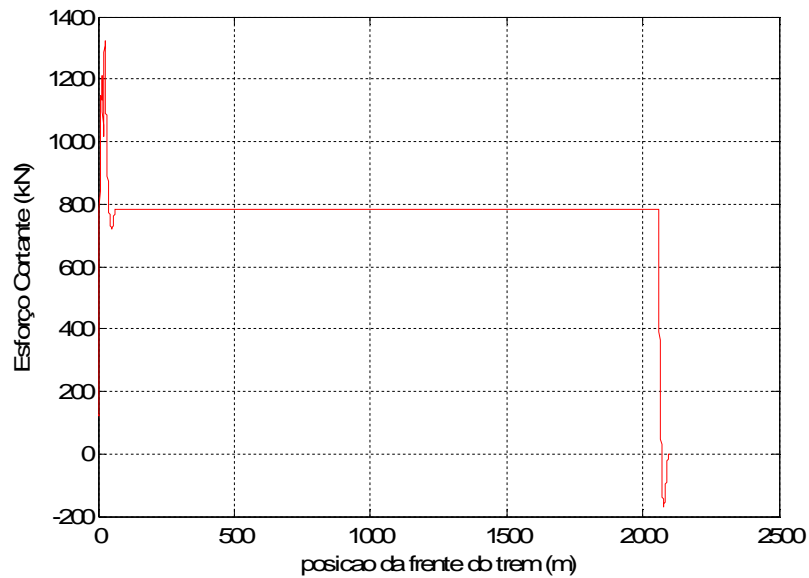


Figura 112 – Histórico de Esforço Cortante na seção S21

b) Trem tipo Operacioanal Carregado

A Figura 113 apresenta a variação do momento fletor na seção S21 e a Figura 114 apresenta a variação do esforço cortante na seção S21 devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado.

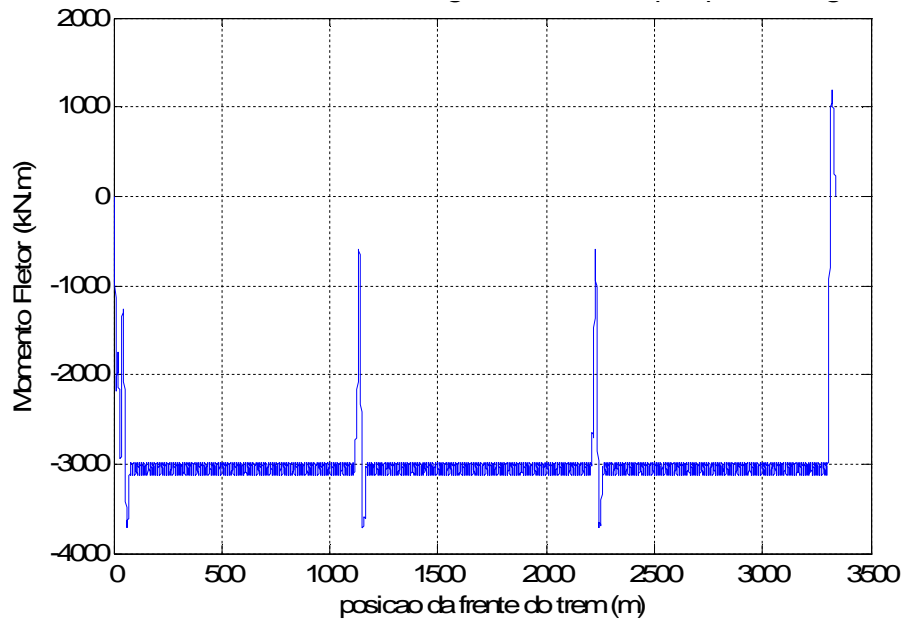


Figura 113 –Momento Fletor na seção S21

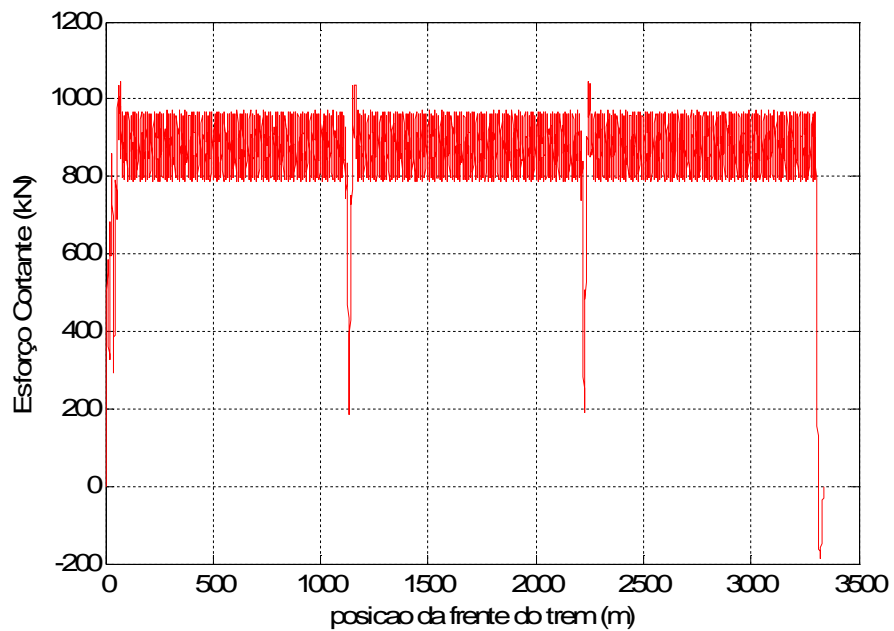


Figura 114 – Esforço Cortante na seção S21

c) Trem Tipo Descarregado

A Figura 115 apresenta a variação do momento fletor e a Figura 116 apresenta a variação do esforço cortante na seção S21 devido à passagem do trem tipo Descarregado.

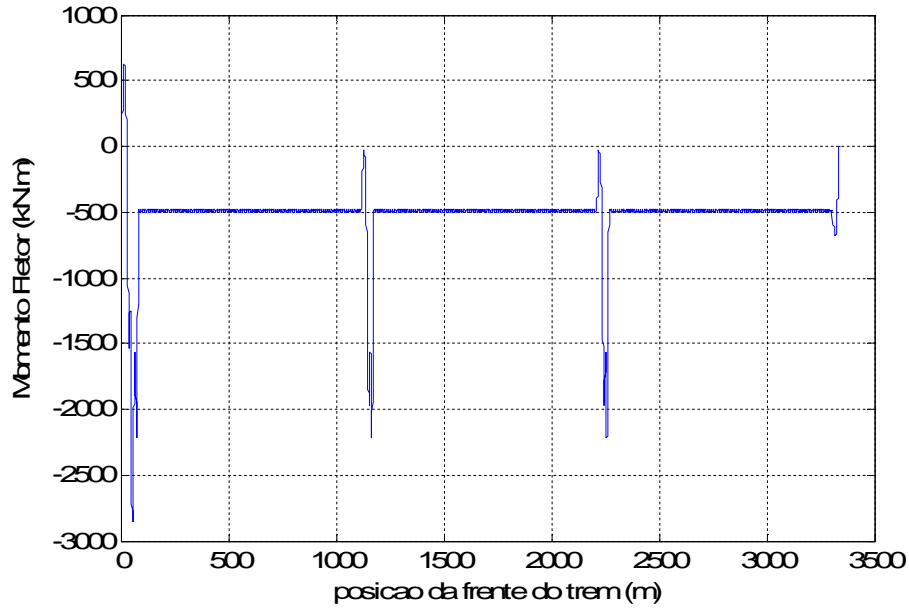


Figura 115 – Momento Fletor na seção S21

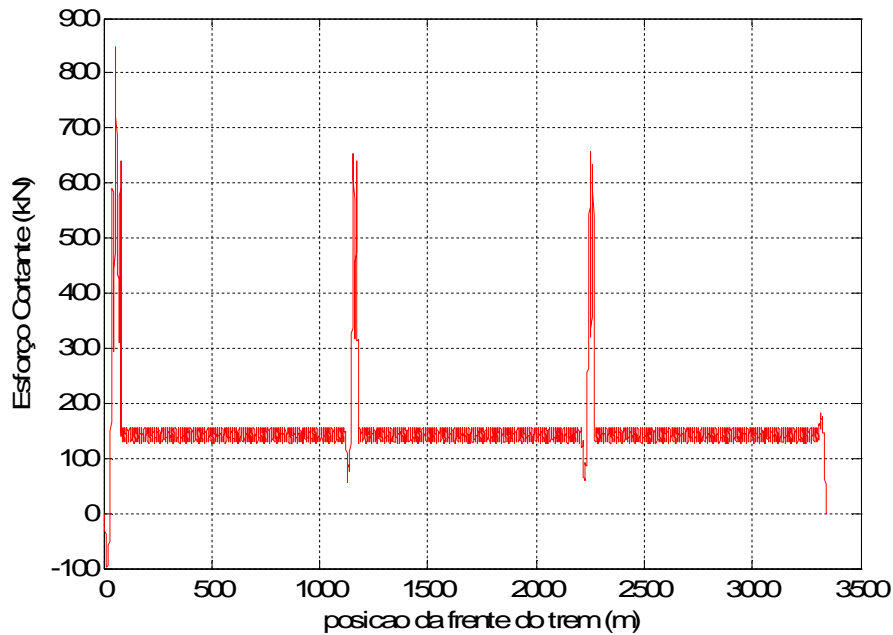


Figura 116 – Esforço Cortante na seção S21

d) Trem Tipo Futuro Carregado

A Figura 117 apresenta a variação do momento fletor e a Figura 118 apresenta a variação do esforço cortante na seção S21 devido à passagem do trem tipo Futuro carregado.

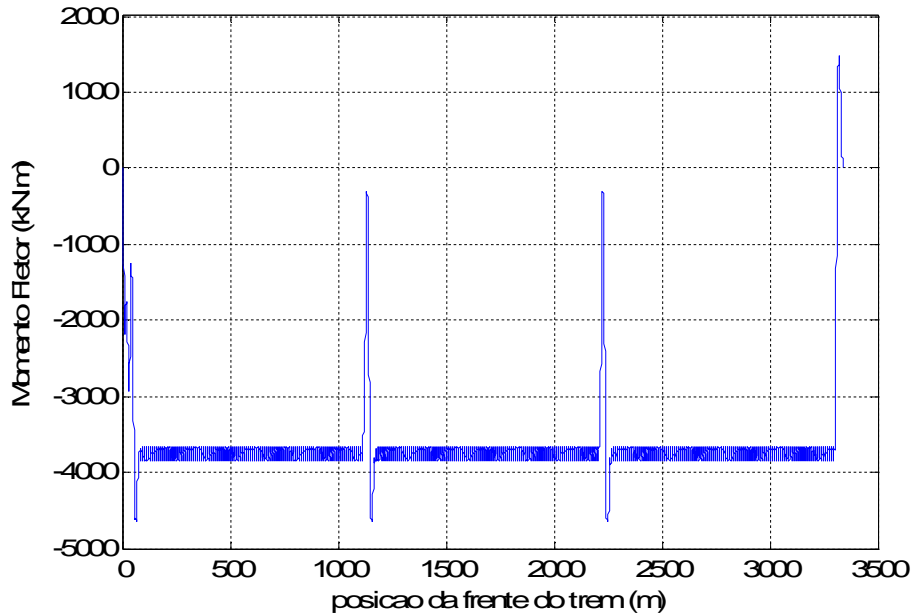


Figura 117 – Momento Fletor na seção S21

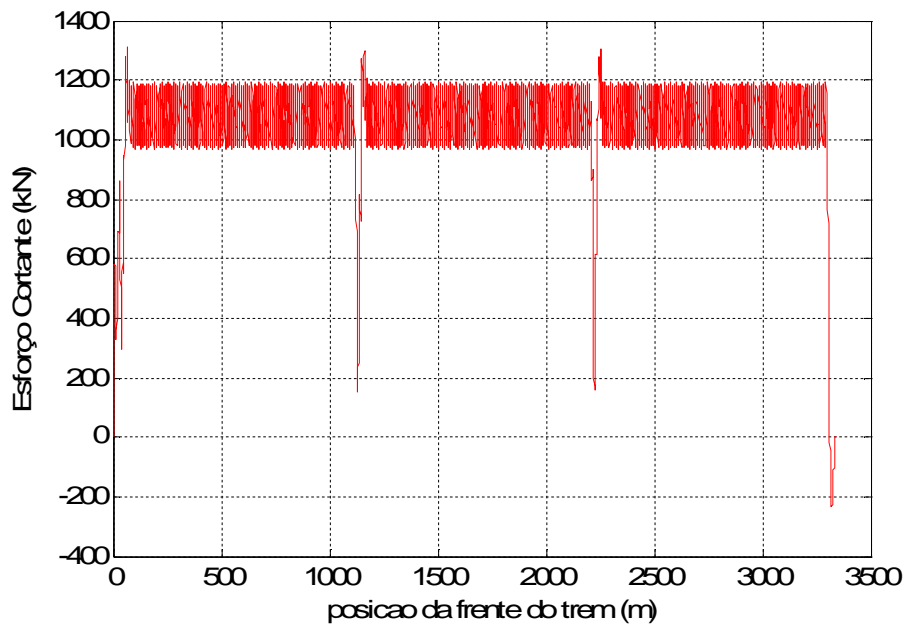


Figura 118 – Esforço Cortante na seção S21

4.4.2. Envoltória dos Esforços Solicitantes nas Longarinas

Os históricos de esforços solicitantes devidos às cargas móveis foram obtidos para todos os trens tipos em estudo, e para as vinte e uma seções analisadas. Entretanto, serão apresentadas as envoltórias apenas da seção S21. As envoltórias de momento fletor e de esforço cortante foram determinadas considerando as combinações de cargas com coeficientes de majoração propostos pela NBR 6118 (ABNT, 2003). Tais combinações são descritas a seguir. Foram feitas duas combinações de cargas, uma delas considerando as cargas permanentes como desfavoráveis e outra as considerando como favoráveis:

$$\begin{aligned} F_d &= 1,4F_g + 1,4F_q \\ F_d &= 1,0F_g + 1,4F_q \end{aligned} \quad (1)$$

onde F_g corresponde às cargas permanentes e F_q corresponde às cargas móveis (referentes ao trem tipo), já multiplicado pelo coeficiente de impacto. A consideração das duas combinações acima se faz necessária por se tratar de um sistema estrutural de viga contínua aonde as cargas permanentes de um vão podem aliviar os momentos fletores nos vãos adjacentes. A Figura 119 e a Figura 120 apresentam as envoltórias de esforço cortante e momento fletor, respectivamente (considerando o valor mais crítico de acordo com as equações acima).

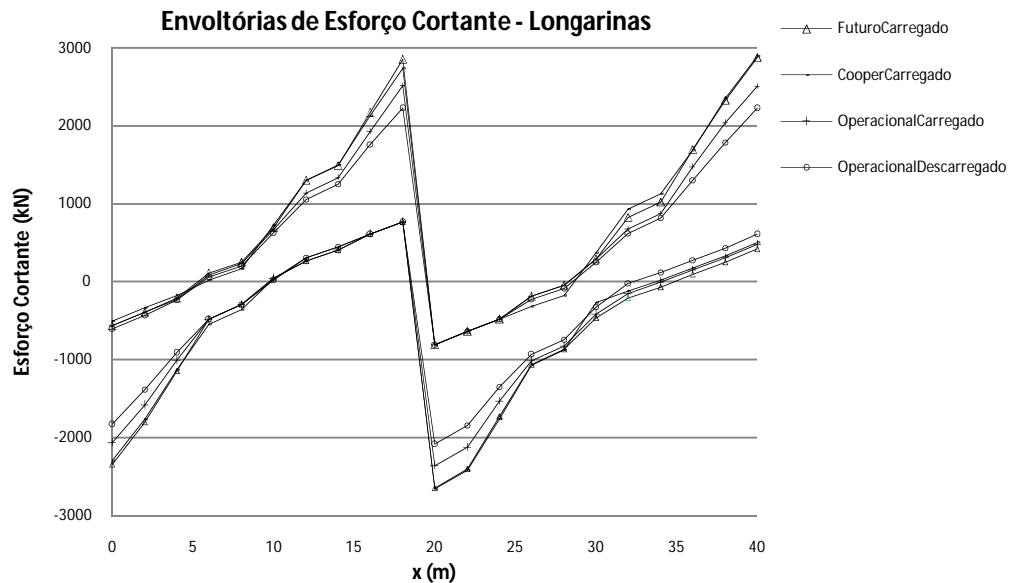


Figura 119 –Envoltória de esforços cortantes últimos na super-estrutura (Carga permanente e móvel)

Comparando os diagramas mostrados na Figura 4.27 e na Figura 4.28, conclui-se que:

- Os esforços referentes ao trem tipo operacional carregado são, em geral, inferiores ao do trem tipo Cooper E80 (salvo em algumas seções);
- Os esforços referentes ao trem tipo futuro carregado são, em geral, ligeiramente maiores do que os esforços correspondentes ao trem tipo Cooper E80 (salvo em algumas seções);

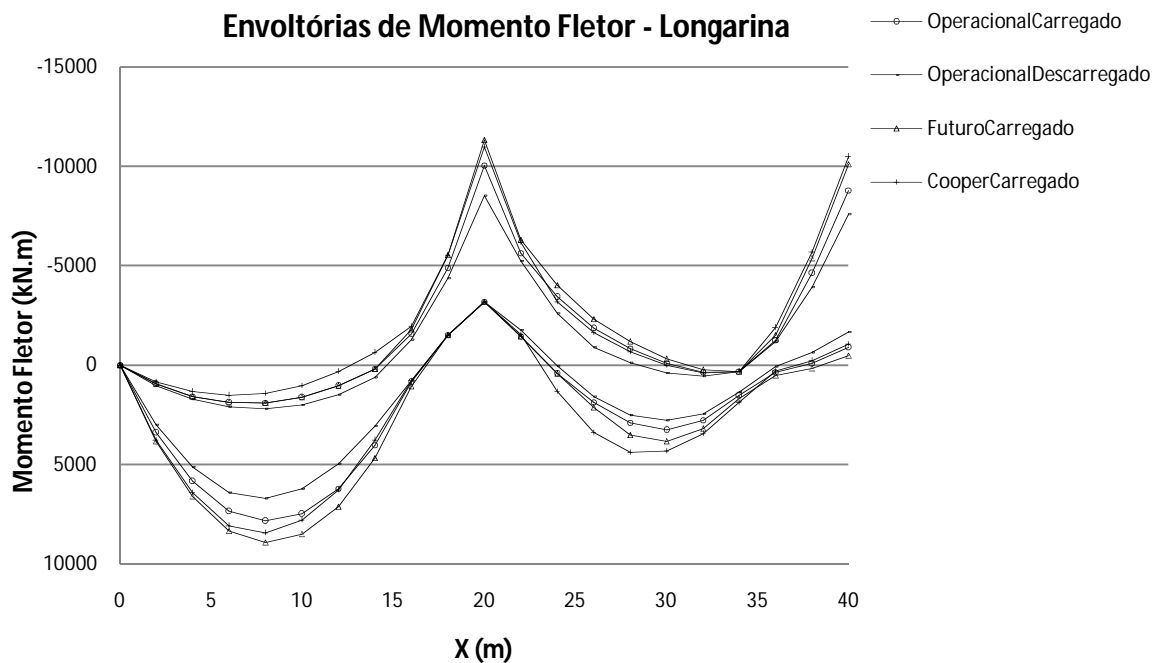


Figura 120 – Envoltória de momentos fletores últimos na superestrutura - Carga permanente e móvel

4.4.3. Determinação da Capacidade Resistente Última das Seções

4.4.3.1. Metodologia Empregada

Para a determinação da capacidade resistente última à flexão, foi empregado o modelo de seções discretizadas em fibras, tanto para análise em serviço como em ruína, considerando as relações constitutivas não lineares do concreto e do aço de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003), com base na hipótese de seção plana. Para análise da seção em ruína sob flexão, consideram-se os domínios de dimensionamento da NBR 6118 (ABNT, 2003).

A título de ilustração, a Figura 121 mostra uma representação da seção S21, indicando as armaduras positiva e negativa da longarina, e as armaduras de pele (costela). Além disso, são indicadas também as armaduras longitudinais (na direção do eixo da ponte) da laje, atuando como mesa da seção. A Figura 122 apresenta o diagrama momento curvatura da seção S21.

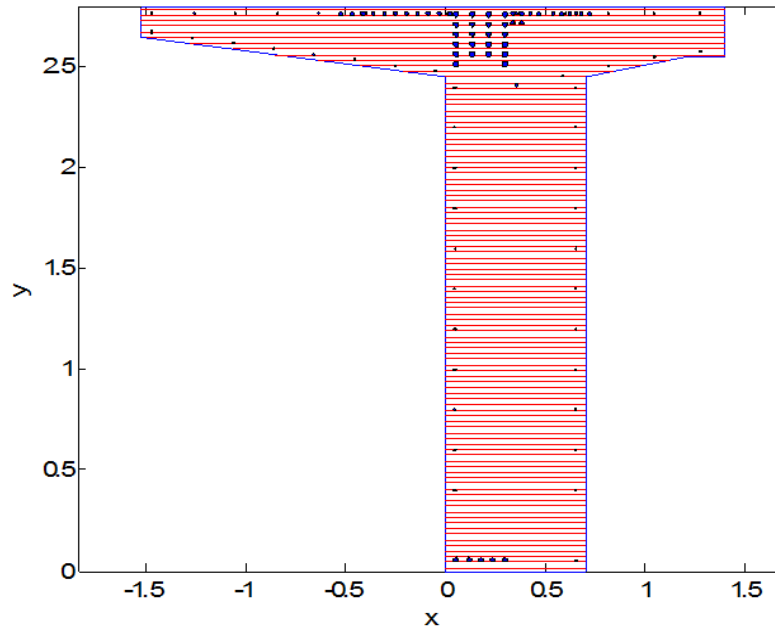


Figura 121 – Discretização da seção S21, com representação das armaduras

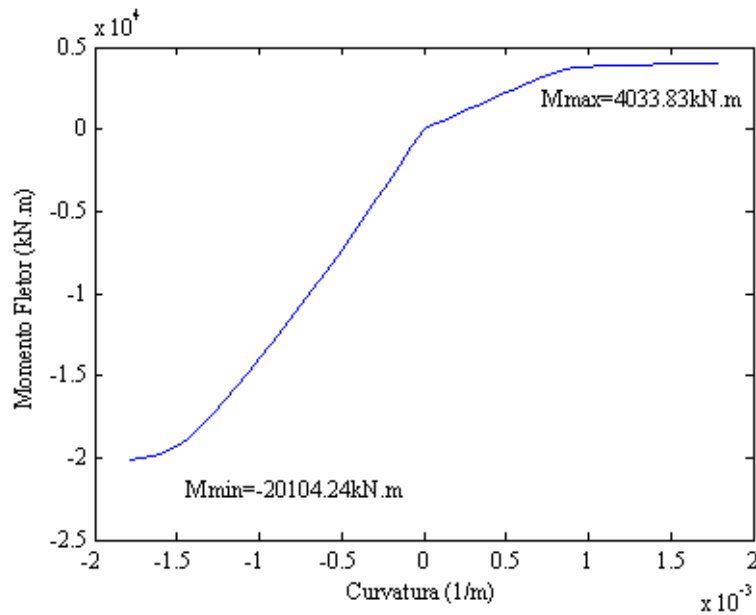


Figura 122 – Diagrama momento curvatura da seção do encontro E2 da laje

A Figura 123 apresenta o diagrama de interação da seção S21. Na figura são indicados os valores dos momentos resistentes, máximo (positivo) e mínimo (negativo), para uma força axial nula.

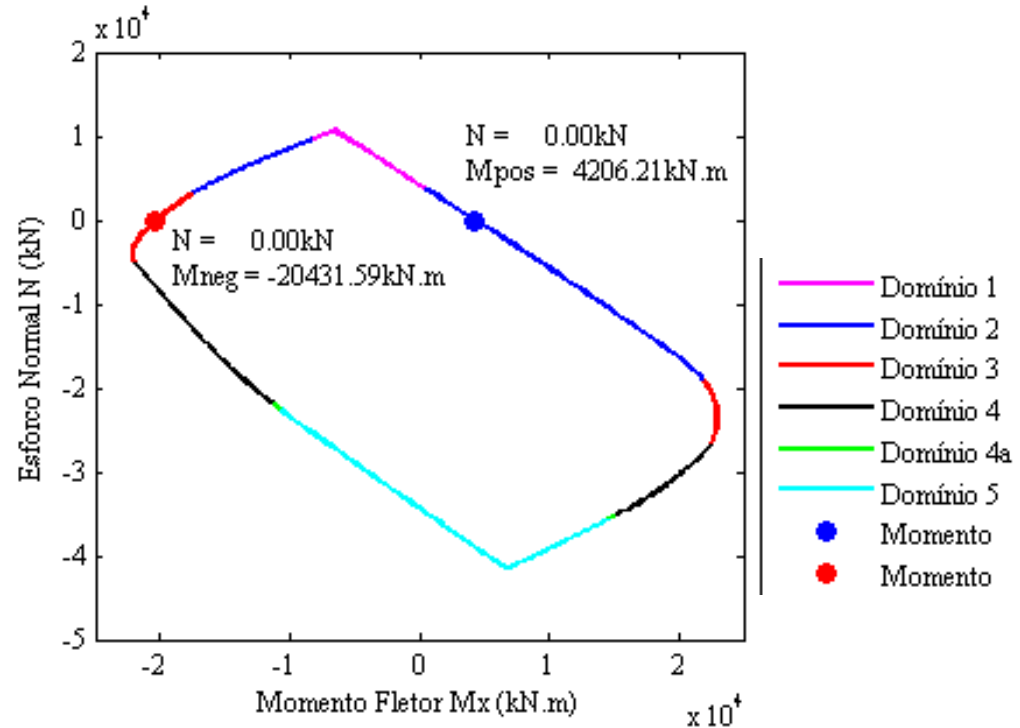


Figura 123 – Diagrama de interação da seção S21

4.4.3.2. Capacidade Resistente Última à Flexão e ao Cisalhamento das Seções

A Figura 124 mostra as envoltórias de momentos fletores solicitantes de projeto, juntamente com uma curva representando a capacidade resistente última a flexão das seções dispostas ao longo do tabuleiro. Observa-se que a capacidade resistente última é muito superior aos esforços solicitantes de projeto, devido ao fato de o projetista ter considerado o fator k_f associado à fadiga.

A Figura 125 mostra as envoltórias de esforço cortante solicitantes de projeto, juntamente com curvas representando a capacidade resistente última ao cisalhamento das seções dispostas ao longo do tabuleiro. Observa-se que a capacidade resistente última é muito superior aos esforços solicitantes de projeto, devido ao fato de o projetista ter considerado o fator k_f associado à fadiga.

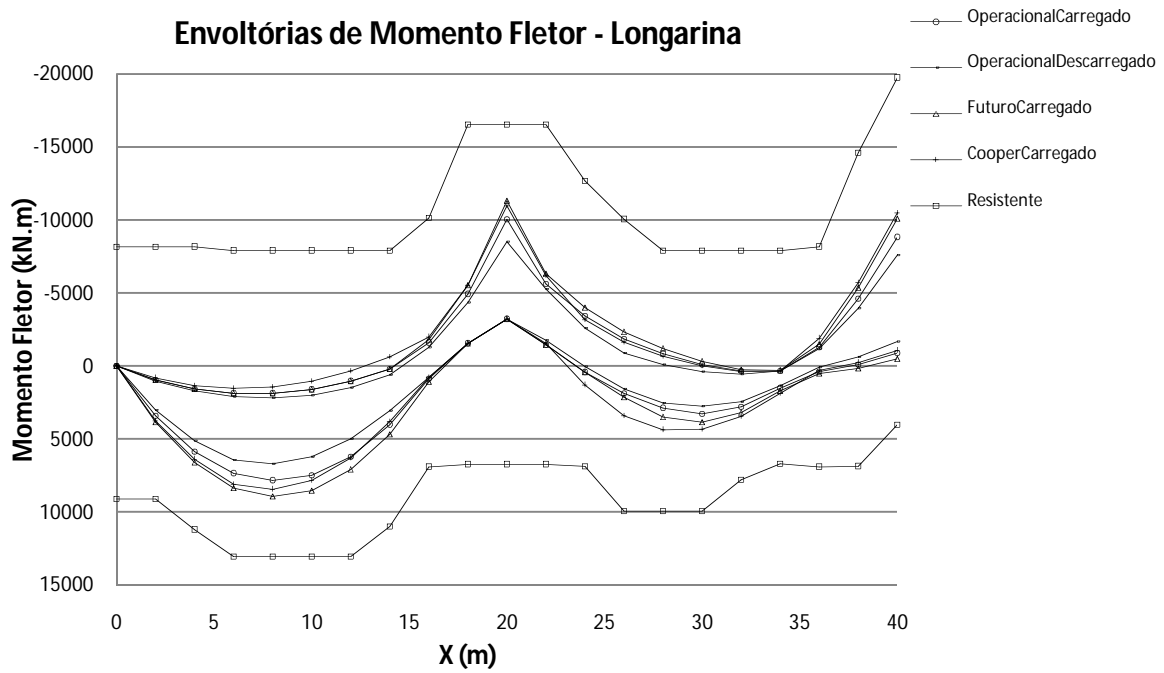


Figura 124 – Envoltória de momentos fletores solicitantes de projeto e capacidade resistente das seções

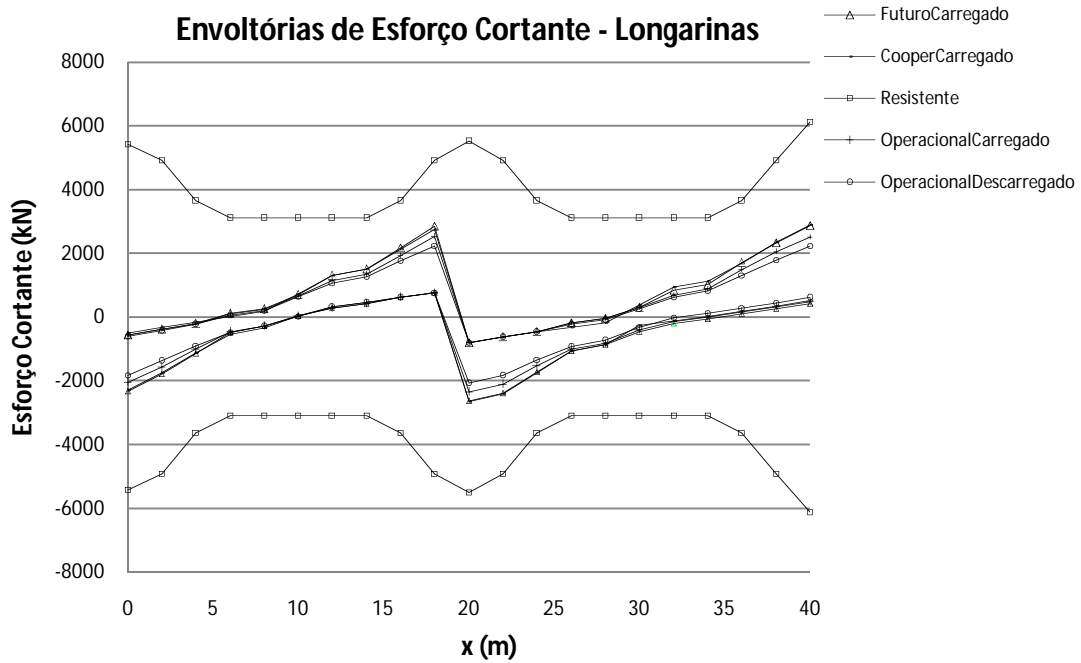


Figura 125 – Envoltórias de esforços cortantes solicitantes de projeto e capacidade resistente das seções

4.4.4. Determinação da Vida Útil a Fadiga das Seções

Para determinação da vida útil à fadiga da longarina, considerou-se, inicialmente, a variação de momento fletor devido ao trem tipo Operacional Carregado, Futuro Carregado e Descarregado. A partir da variação do momento fletor, é possível determinar as deformações em tensões em um ponto qualquer da seção.

A Figura 126 e 127 apresentam as variações teóricas das deformações, respectivamente, no concreto e na armadura, da seção S21, devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado. As coordenadas indicadas na legenda da Figura 126 indicam a posição (altura) da fibra de concreto analisada em relação à face inferior da seção. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003) e o CEB 90, devem ser determinadas as tensões máximas e mínimas em uma região não superior a 300mm dos bordos da seção. Por esta razão, na figura são mostradas quatro curvas correspondendo aos bordos e a fibras localizadas a 300mm dos bordos superior e inferior da longarina.

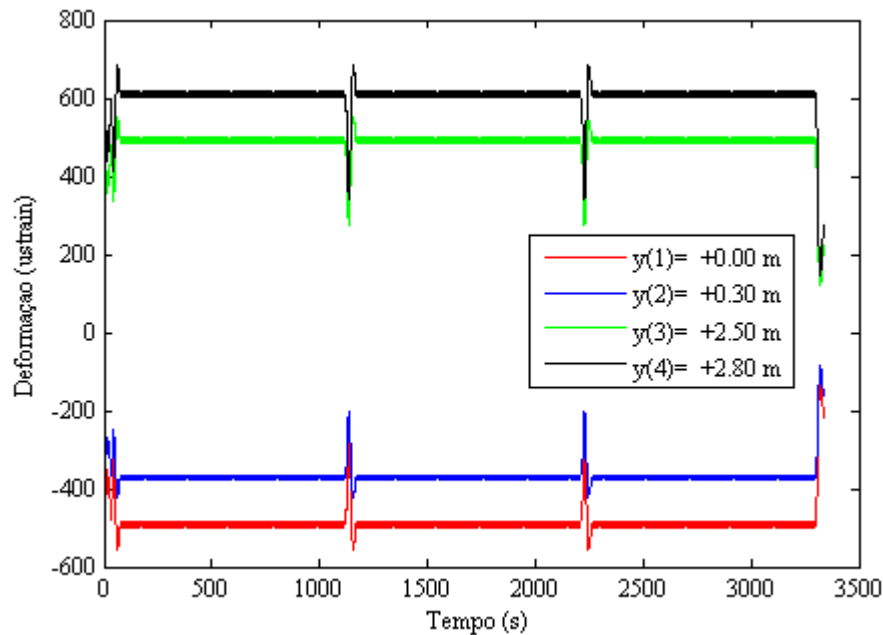


Figura 126 –Variações teóricas das deformações no concreto da seção S21 da longarina, devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado

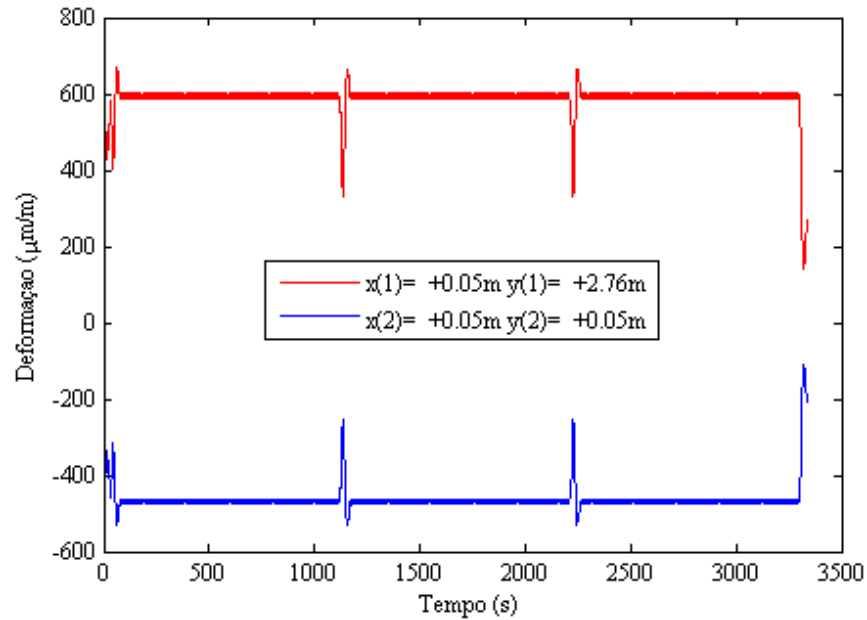


Figura 127 –Variações teóricas das deformações da armadura da seção S21 da longarina, devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado

A Figura 128 e 129 apresentam, respectivamente, as tensões teóricas de compressão no concreto e as tensões teóricas na armadura da seção S21, devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado.

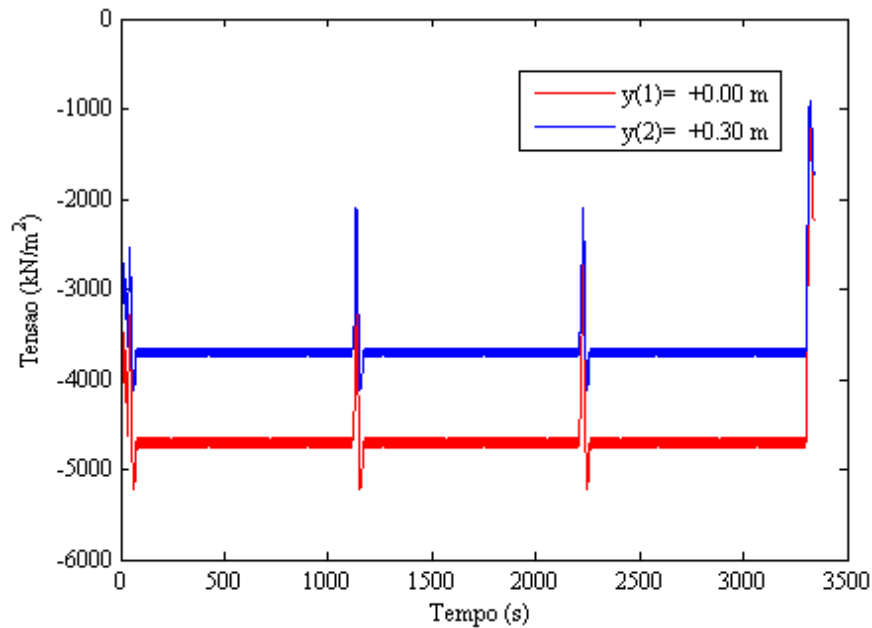


Figura 128 –Tensões teóricas no concreto da S21 devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado

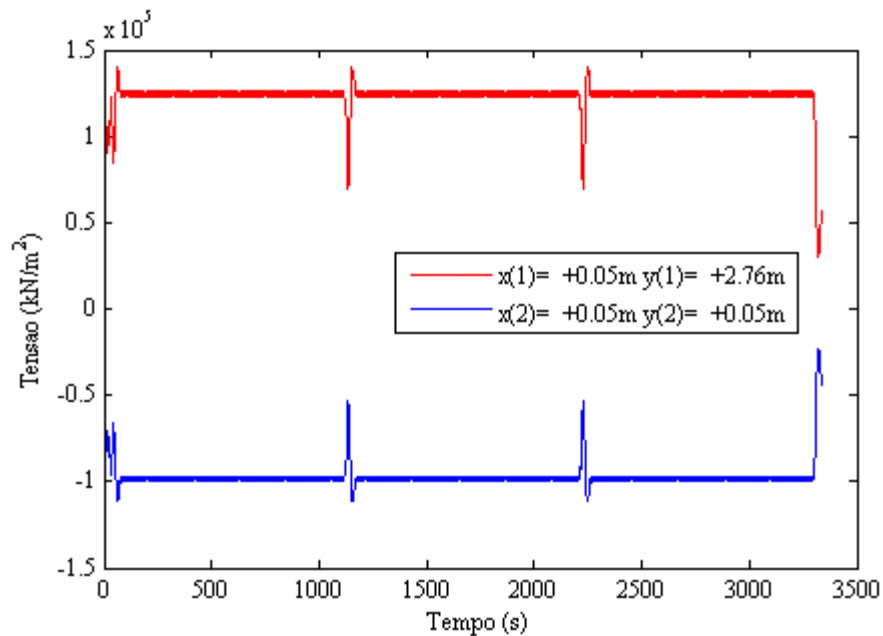


Figura 129 –Tensões teóricas na armadura da seção S21 devido à passagem do trem tipo Operacional Carregado

Para uma análise preliminar de fadiga, consideram-se os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2003). De acordo com esta norma, a verificação da fadiga do concreto é satisfeita se as máximas tensões de compressão no concreto (corrigidas em função do gradiente de tensões de compressão) não superar uma tensão limite de fadiga $f_{cd,fad} = 0,45 f_{cd}$. Esta verificação é representada na Figura 130, onde a tensão corrigida é apresentada em módulo (com o sinal positivo indicando compressão, neste caso).

Considerando a tensão de resistência característica do projeto de $f_{ck} = 18$ MPa, e um coeficiente de minoração da resistência de $\gamma_c = 1,4$, a tensão limite de fadiga é $f_{d,fad} = 5,78$ MPa. Assim, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003), apenas as tensões oriundas do carregamento permanente já estariam muito próximas deste valor limite, na seção S21. Deve-se ressaltar que este critério é bastante conservador, pois não considera, de fato, as variações das tensões.

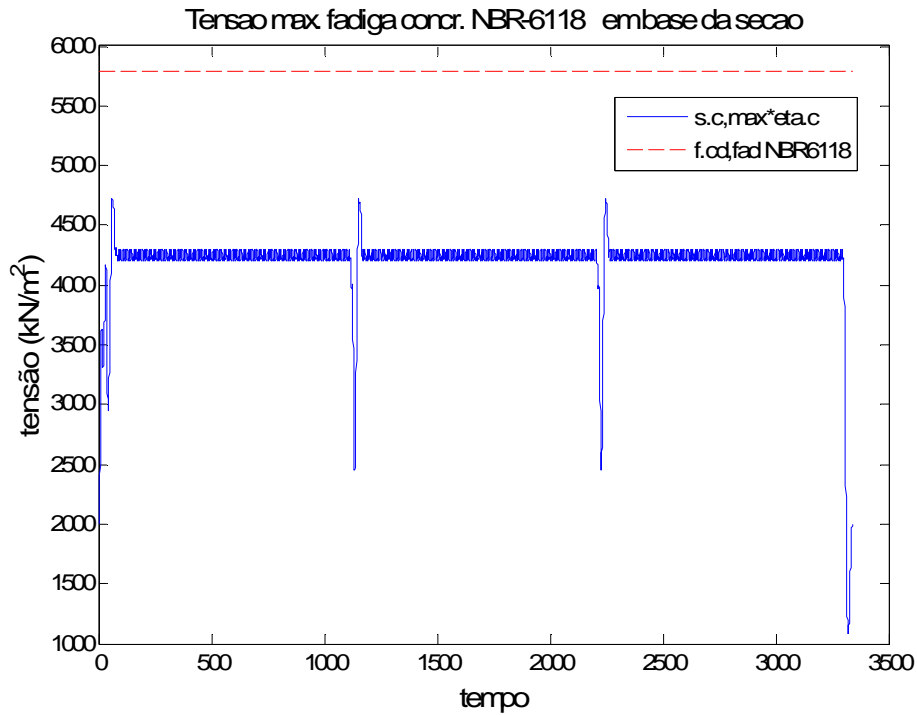


Figura 130 – Comparação da tensão corrigida no concreto e a tensão limite de fadiga imposta pela NBR 6118 (ABNT, 2003)

Conforme já mencionado, deve-se ressaltar o fato da seção “23.5 Estado limite último de fadiga” da NBR 6118 (ABNT, 2003), ser baseada da seção “6.7 *Ultimate Limit State of Fatigue*” do *CEB-FIP Model Code 90*, o qual apresenta seqüencialmente três métodos para verificação de projeto, com níveis crescentes de refinamento e precisão. Infelizmente, para a verificação da fadiga do concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2003) apresenta apenas o método mais simples, e conseqüentemente mais conservador. Por outro lado, o CEB90 recomenda a utilização do método mais simplificado apenas como uma análise preliminar, caso os outros dois métodos mais refinados não sejam utilizados.

Assim, por esta razão, embora o critério de fadiga da NBR 6118 (ABNT, 2003) tenha sido atendido para a seção em questão, adicionalmente foi realizada uma análise mais refinada de acordo com o CEB 90, e os resultados obtidos desta análise são apresentados a seguir. Para a utilização deste método mais refinado, o próprio CEB 90 sugere a utilização do algoritmo de “Rain flow” para contagem de ciclos. Utilizando esse algoritmo, pode-se fazer uma contagem de ciclos de tensões tanto no concreto quanto nas armaduras. A partir da contagem de ciclos obtida com o algoritmo de “Rain flow”, pode-se proceder a análise de fadiga de acordo com o CEB 90.

Os resultados da análise de fadiga ou os danos da seção mais solicitada (S21) referente ao trem tipo Operacional é determinado de forma independente para cada elemento (armadura e concreto) e considera-se que o dano da seção é o maior dos danos dos elementos individuais. A vida útil foi expressa em pares de trens (blocos de carregamento) e em anos, considerando a passagem de dezoito trens por dia.

Foi observado que os danos dos elementos da seção são baixos, exceto para o concreto da face inferior da seção, que se encontra bastante comprimido, devido as fibras de concreto estarem sujeitas a tensões iniciais consideráveis (carregamento permanente) sofrendo grandes variações de tensões com a passagem da carga móvel. Já para o trem tipo Futuro Carregado, observou-se que o elemento com maior dano correspondeu à armadura da face inferior e ao concreto da face inferior da seção. Em função disto, matematicamente a OAE 50A não apresentará problemas com a fadiga.

5. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E COMPARAÇÃO

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Muitos países atualmente dedicam uma parte considerável de seu orçamento de construção para restaurações, reparos e manutenção de estruturas antigas, ao invés de novas construções. O impacto econômico previsto para uma ampla recuperação dessa infraestrutura tem levado a um interesse crescente pelo aperfeiçoamento de métodos de ensaios não destrutivos para avaliar estruturas de concreto MEHTA e MONTEIRO (2008).

O presente capítulo apresenta os resultados dos ensaios esclerométricos (não-destrutivos), usados para estimar a resistência do concreto por meio da medida da dureza superficial e os resultados das características dos corpos-de-provas retirados dos elementos estruturais da OAE (ensaios destrutivos), comparados com as norma brasileira (NBR 6118) e com a norma europeia (CEB) e em seguida são mostrados os resultados das deformações dos EER's e comparados com as deformações teóricas obtidas a partir do programa SAP2000.

5.2. RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO CONCRETO

O método de avaliação da dureza superficial consiste em impactar uma superfície de concreto, com uma dada energia de impacto, e então, medir a impressão superficial no concreto após o impacto. A esclerometria é um método simples e oferece um meio rápido e barato de avaliar a uniformidade do concreto endurecido “in loco”. Para se atingir bons resultados nos ensaios esclerométricos foi essencial a utilização do aparelho denominado pacômetro para identificar as delaminações no concreto. Os resultados obtidos nos ensaios de esclerometria de cada elemento estudado “in loco”, dos nove pontos de aplicação e a média entre eles, são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Resultado dos ensaios de esclerometria

Longarina	f_c MPa	Laje	f_c MPa	Bloco B2	f_c MPa
1	60	1	61	1	52
2	52	2	61	2	48
3	42	3	61	3	52
4	54	4	60	4	55
5	62	5	65	5	54
6	62	6	61	6	52
7	56	7	63	7	56
8	56	8	63	8	54
9	42	9	63	9	54
Média	54 MPa	Média	62 MPa	Média	53 MPa

Encontro 2	f_c MPa	Encontro 1	f_c MPa	Tubulão T7	f_c MPa
1	60	1	56	1	43
2	58	2	46	2	46
3	59	3	59	3	43
4	62	4	50	4	42
5	62	5	60	5	47
6	62	6	58	6	37
7	62	7	50	7	45
8	61	8	56	8	42
9	59	9	55	9	42
Média	61 MPa	Média	54 MPa	Média	43 MPa

Para a extração de testemunhos, deve-se ter claramente os objetivos da atividade, tanto para escolhas dos locais onde serão extraídos os testemunhos quanto para análise dos resultados. A extração consistiu na retirada das amostras de concreto dos elementos (encontro, laje e longarinas), com o objetivo de avaliar os resultados das resistências do concreto e compará-los com os ensaios de esclerometria e do especificado no projeto, para fins de avaliação da segurança estrutural.

Os corpos-de-prova foram extraídos sem a presença de barras de aço, o que em nenhum caso é aceito. A localização das barras de aço no interior do concreto foram realizadas com o uso do equipamento eletromagnético conhecido como pacômetro. A NBR 7680 (2007) e a NM 69 (1996) relatam que os testemunhos devem se íntegros e não conter materiais estranhos no concreto.

As deformações foram medidas por dois extensômetros tipo “clip-gage” da marca EMIC, fixados na lateral do corpo-de-prova, um diametralmente ao outro (Figura 131) e as cargas medidas automaticamente pelo sensor de pressão do óleo da prensa. A Tabela 12 mostra os resultados dos diagramas da carga aplicada durante o ensaio em função do tempo, bem como os resultados do diagrama tensão-deformação.



Figura 131 –Extensômetros tipo “clip-gage” fixado no corpo-de-prova

No que se refere aos testes realizados com as amostras removidas, constatou-se uma diferença entre 3,63 % (ENC 02–CP01) e 42,52 % (LONG. LE–CP01) do módulo de elasticidade do concreto E_c recomendado pela NBR 8522 (ABNT, 2003) em comparação com os valores estimados pelas equações da NBR 6118 (ABNT, 2003) e do CEB-FIP MC90 (1993) dependentes da resistência $f_{c,exp}$ obtida no ensaio de compressão axial segundo a NBR 5739 (ABNT, 1994). A Tabela 12 apresenta as constatações advindas dos experimentos e das estimativas de normas em todos os corpos-de-prova.

Tabela 12 – Resultados experimentais e estimativas dos ensaios dos corpos-de-prova

Amostra	Experimental		Estimativas		Diferença entre os módulos (%)	
	NBR 8522	NBR 5739	NBR 6118**	CEB-FIP***	NBR 6118	CEB-FIP
	E_c (GPa)	$f_{c,exp}$ (MPa)	E_c (GPa)			
ENC 02 – CP01	38,6	51,59	40,2	37,2	4,14	3,63
ENC 02 – CO02	42,5	52,34	40,5	37,3	4,70	12,23
TAB – CP01	41,0	39,23	35,1	33,9	14,39	17,32
TAB – CP02	44,0	50,05	39,6	36,8	10,0	16,36
LONG L.E* – CP01	58,8	38,76	34,9	33,8	40,65	42,52

* Lado Esquerdo
 ** $E_c = 5600 \cdot \sqrt{f_c}$ [MPa]
 *** $E_c = 2,15 \cdot 10^4 \cdot \sqrt[3]{0,1 \cdot f_c}$ [MPa]

5.3. ANÁLISE ESTÁTICA

O Anexo I apresenta as planilhas das reações verticais nos encontros e no bloco B2 em todas as hipóteses de carregamento que serão descritas a seguir. Para esta análise adotou-se apenas o modelo da estrutura em frames, uma vez que este apresenta os pilares (tubulões no bloco B2) com as mesmas dimensões e características do projeto.

5.3.1. Cargas Permanentes

Para os valores máximos de esforços axiais nas bases dos apoios observou-se que os resultados apresentados na análise computacional (M.E.F. – Método dos elementos finitos) correspondem a aproximadamente 90 % dos observados na memória de cálculo. Ressalta-se que tais esforços correspondem à situação de serviço não utilizando assim qualquer coeficiente de majoração. A Figura 132a demonstra uma comparação entre esses resultados.

Nessa análise serão comparados os esforços de cálculo levando em consideração o coeficiente de impacto de 1,356 e as combinações de carregamento acidental conforme a memória de cálculo, com seus respectivos coeficientes de majoração de ações. Os trens analisados através do método dos elementos finitos foram: OPERACIONAL, OPERACIONAL DESCARREGADO E FUTURO CARREGADO, que serão comparados posteriormente com a carga acidental da memória de cálculo

analisando o trem-tipo COOPER E-80. O Anexo II apresenta as hipóteses de carregamento de serviço e de cálculo adotados para a avaliação de todos os esforços mecânicos calculados tanto no projeto quanto no modelo (Figura 132b).

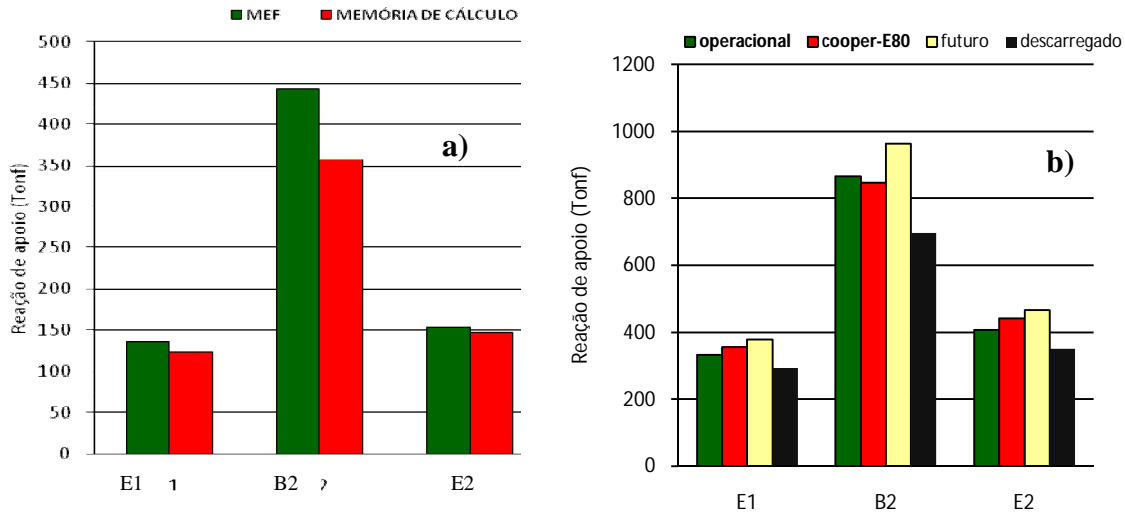


Figura 132 – a) esforços axiais devido à carga permanente; b) esforço normal devido à carga de serviço

5.3.2. Viga Longarina

Foram feitas análises com as mesmas metodologias adotadas para os momentos fletores. Para fins de comparação entre os dois modelos estão disponíveis nesta dissertação apenas os esforços cortantes no tabuleiro. O Anexo III apresenta as planilhas de todos os casos estudados para todos os elementos da discretização das longarinas. Os esforços cortantes de cálculo neste caso foram similares ao longo de todas as barras que constitui a viga longarina. A Figura 133 mostra o traçado dos esforços cortantes ao longo da ponte devido à ação exclusiva da carga permanente. A Figura 134 mostra tais esforços, resultantes do modelo e da memória de cálculo, atuantes ao longo da ponte para o carregamento de serviço. As abscissas observadas na figura ilustram as seções transversais analisadas tanto na memória quanto no modelo computacional. Os demais gráficos seguirão padrão semelhante.

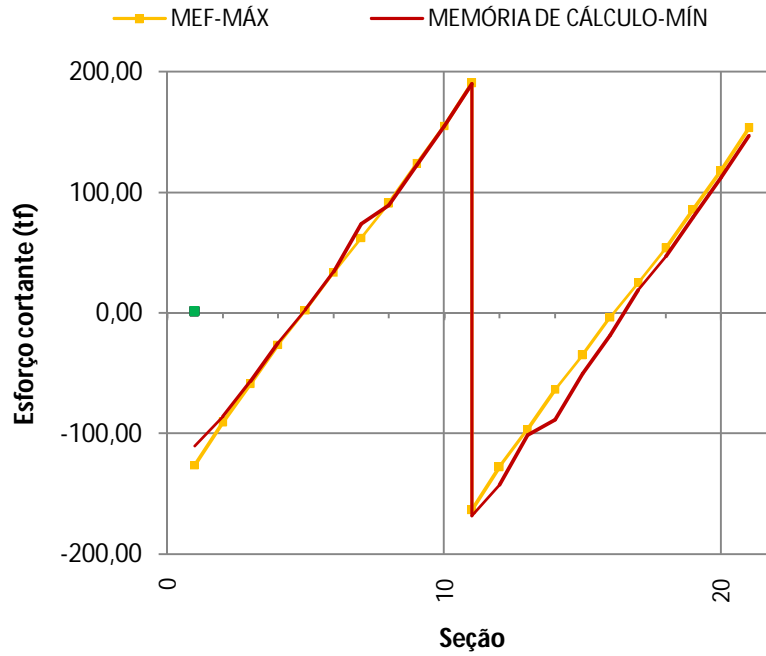


Figura 133 – Gráfico dos esforços cortantes devido o carregamento permanente

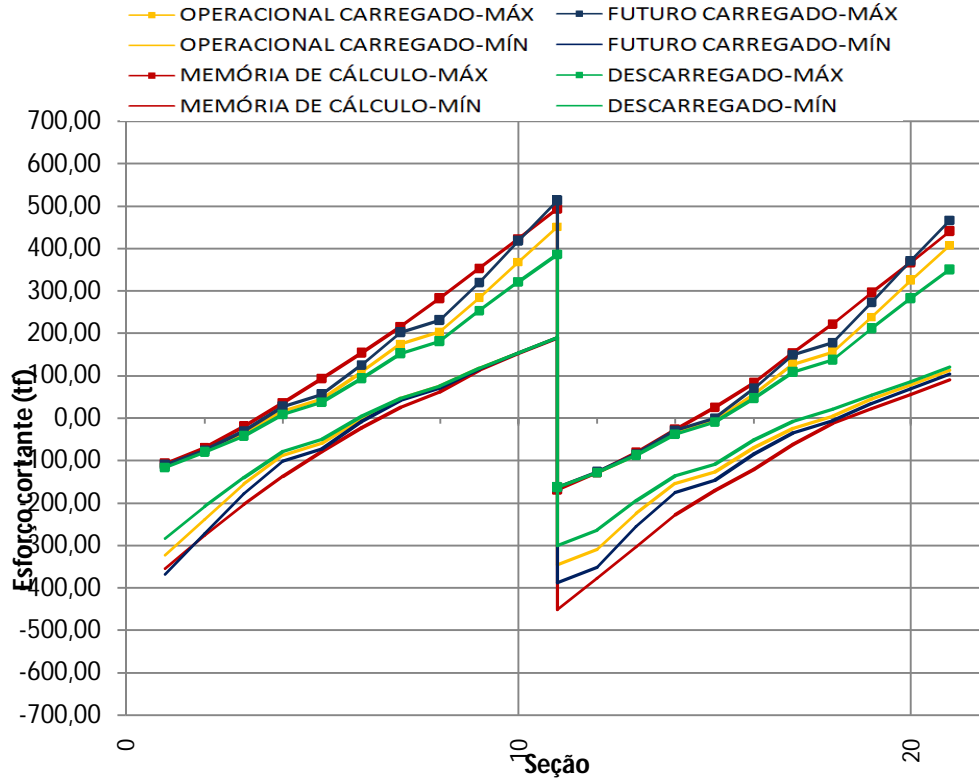


Figura 134 – Comparação de esforço cortante devido à carga de serviço

A simulação computacional elaborada levou em consideração os momentos fletores apenas no tabuleiro a fim de verificar a compatibilidade entre o projeto e os modelos implementados, no que diz respeito às solicitações nas vigas longarinas. Para tal, admitiu-se para os carregamentos de serviço da memória de cálculo o fator de escala igual a dois. Dessa maneira, o cômputo das solicitações dar-se-ia para metade da seção “pi” do tabuleiro, sendo assim representada apenas uma longarina. Estão presentes no Anexo III as planilhas dos momentos fletores de cálculo atuantes nesse elemento nos seus dois vãos (barras), cada um subdividido em onze seções. A Figura 135 mostra o aspecto da curva de momentos fletores devido à ação exclusiva da carga permanente. Houve convergência com a memória de cálculo no modelo.

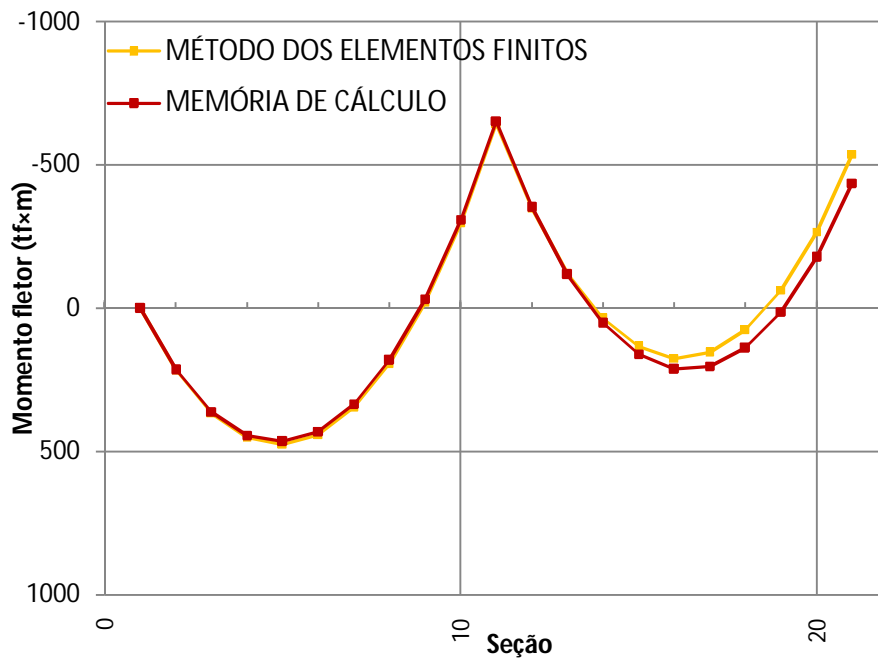


Figura 135 –Gráfico de momentos fletores devido o carregamento permanente

Também houve compatibilidade entre os dados descritos no memorial de cálculo e os resultados das análises de ambos os modelos. A Figura 136 mostra os momentos fletores de cálculo, em tf.m, máximos e mínimos ao longo da ponte. Nas figuras, a abscissa representa as seções oriundas da discretização das barras.

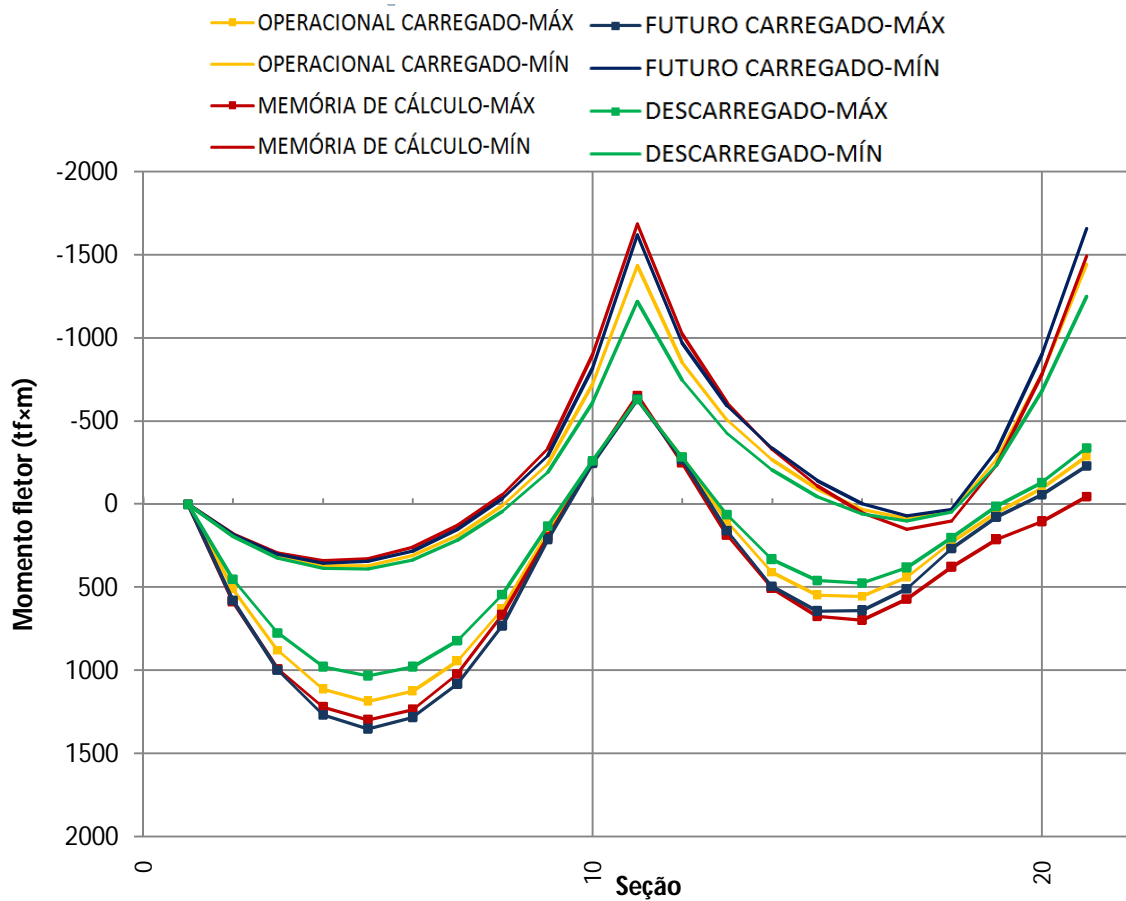


Figura 136 – Momentos fletores devido à carga de serviço

5.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DAS DEFORMAÇÕES EXPERIMENTAIS COM AS TEÓRICAS

São apresentados os trechos de históricos de deformações em nas seções instrumentadas nos trabalhos de campo, conforme descrito anteriormente. Para cada ponto instrumentado são mostrados dois históricos de deformações: um é o histórico obtido em campo a partir dos extensômetros que foram instalados em alguns pontos da longarina para medir as deformações sofridas pelo concreto e pelas barras de aço; os outros sinais são deformações teóricas obtidas através das linhas de influência no programa SAP2000, a partir das quais foram determinados os históricos de esforços internos e o histórico de deformações.

Os detalhes da posição dos pontos instrumentados estão no capítulo referente a viagem de campo e os ensaios feitos na mesma. A Figura 137 mostra os sinais dos extensômetros e a Figura 138 os

resultados teóricos utilizados na passagem do trem-tipo Operacional Carregado na Ln.C.Ap (longarina concreto longitudinal próximo ao apoio B2) e a Figura 138 os resultados teóricos.

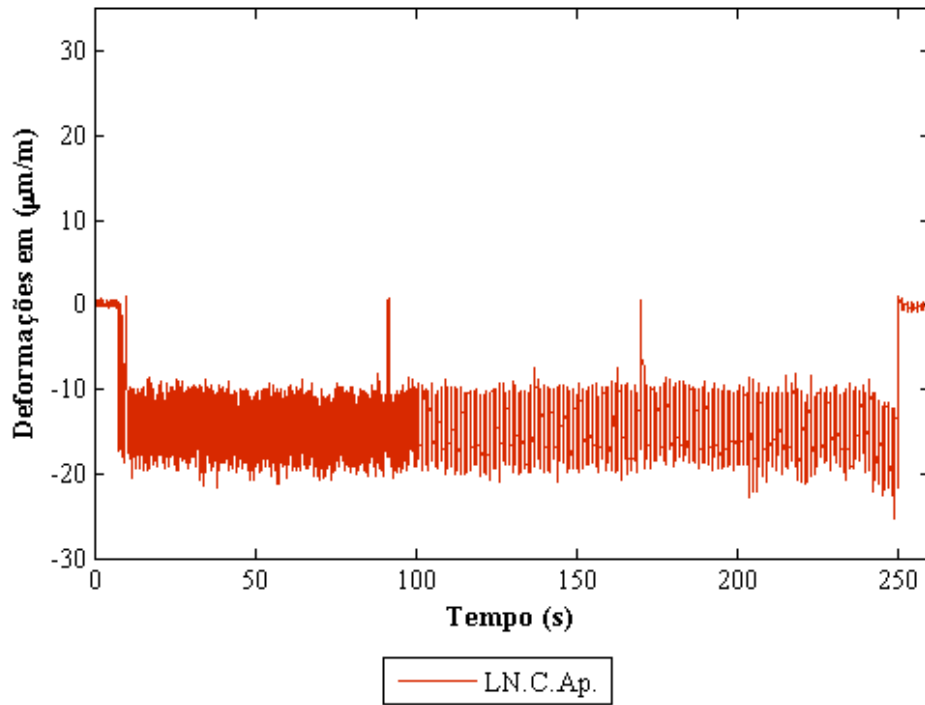


Figura 137 – Deformações experimentais no concreto da longarina próximo ao apoio B2

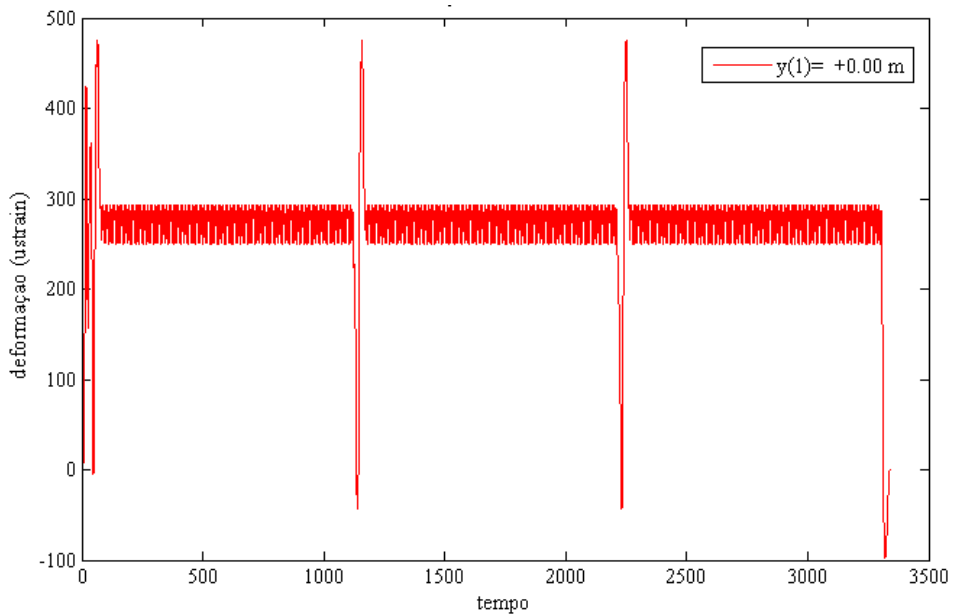


Figura 138 – Deformações teóricas no concreto da longarina próximo ao apoio B2

A Figura 139 mostra os sinais dos extensômetros e a Figura 140 os resultados teóricos utilizados na passagem do trem-tipo Operacional Carregado na Ln.C.E (longarina concreto longitudinal próximo ao encontro E2).

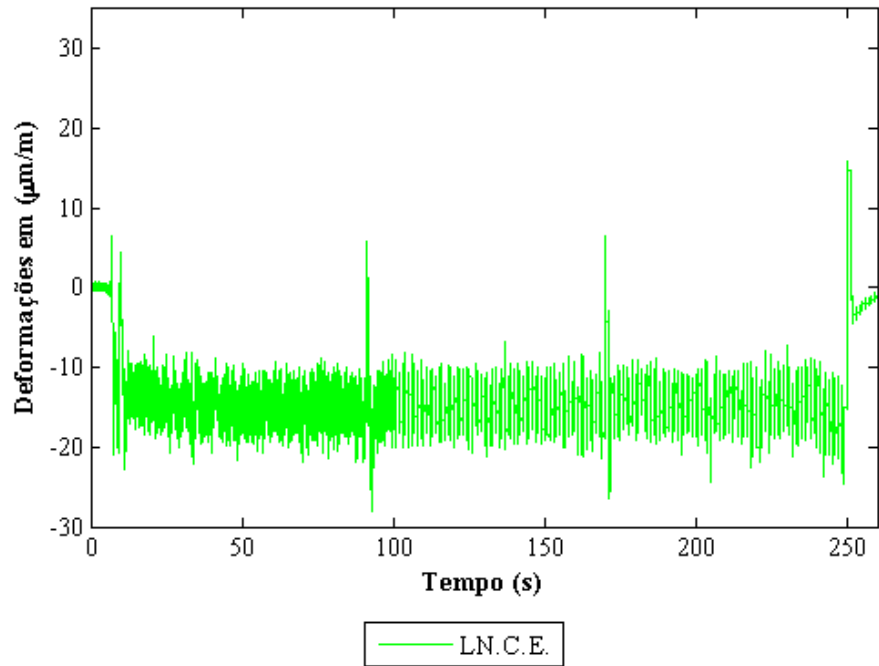


Figura 139 – Deformações experimentais no concreto da longarina próximo ao bloco B2

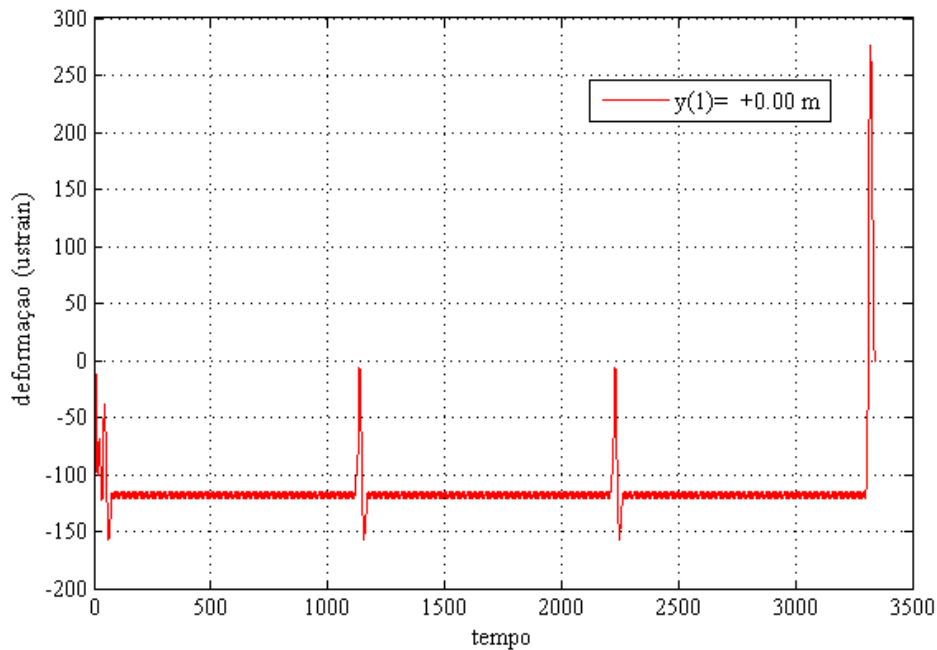


Figura 140 – Deformações teóricas no concreto da longarina próximo ao bloco B2

A Figura 141 mostra os sinais dos extensômetros e a Figura 142 os resultados teóricos utilizados na passagem do trem-tipo Operacional Carregado na Ln.S.Mv (longarina aço no meio do vão)..

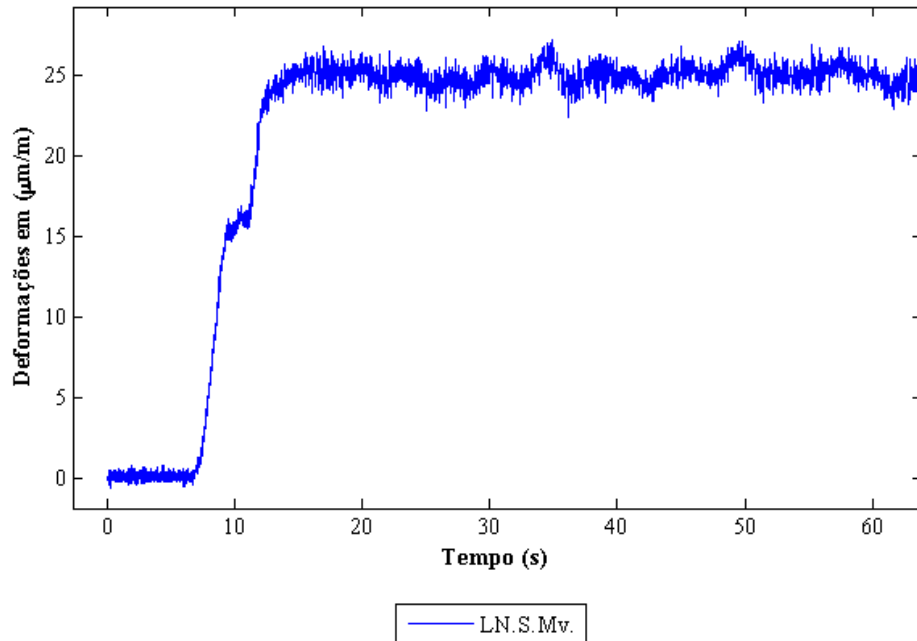


Figura 141 – Deformações experimentais no aço da longarina no meio do vão

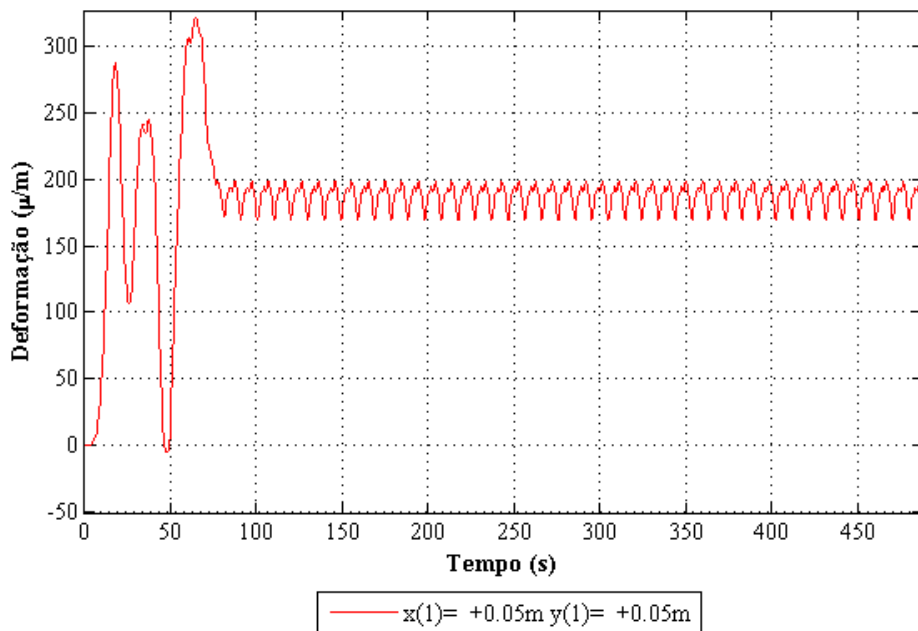


Figura 142 – Deformações teóricas no aço da longarina no meio do vão

A partir da comparação entre as deformações obtidas experimentalmente e as estimadas teoricamente com os modelos numéricos, em geral, é possível perceber que os sinais teóricos e experimentais apresentam o mesmo tipo de variação (forma da curva). Porém, os valores são bem distintos, sendo as deformações teóricas sempre maiores do que as deformações experimentais. Diante dos estudos feitos sobre o assunto ao longo das pesquisas, chegou-se a conclusão de que a consideração que o ângulo de espraçamento de 45° , tanto para a direção longitudinal quanto para a direção transversal, adotado na memória de cálculo não está correto. Este ângulo de espraçamento conduz a um carregamento supostamente uniforme sobre a região central da laje que não condiz com a realidade.

Essa diferença pode ser atribuída ao fato das longarinas serem muito mais rígidas do que a laje absorvendo uma parcela maior do carregamento proveniente do trem. Assim, a carga distribuída ao longo da laje é menor do que a que foi determinada de forma empírica considerando um espraçamento uniforme das carga através do lastro. Sugere-se que nas próximas pontes a serem analisadas seja utilizado uma configuração de espraçamento da cargas mais preciso.

6. CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente dissertação, no seu decorrer, pretendeu expor com detalhes os trabalhos realizados em campo, que envolveram atividades de instrumentação e monitoração das deformações, tendo como objetivo principal: a segurança estrutural de uma ponte ferroviária em concreto armado, onde se destaca a investigação do comportamento de suas vigas longarinas, tais verificações foram feitas na OAE 50A, que é parte integrante da Estrada de Ferro Carajás. Os temas abordados a partir da pesquisa bibliográfica, possibilitou a aprendizagem de várias técnicas que são utilizadas nesse tipo de investigação, reunindo informações científicas que auxiliam na avaliação da integridade estrutural de uma obra construída e a importância dos métodos da análise estrutural. No que se refere ao estudo da modelagem computacional, foram apresentadas informações sobre os componentes da via férrea, o que justifica a abordagem do conteúdo referente ao método dos elementos finitos.

Concernente ao estudo de caso, pôde-se concluir que os dados qualitativos, baseados na observação direta do estado dos materiais, na investigação do histórico registrado de manutenções, bem como dados quantitativos baseados nos ensaios científicos e nos resultados das monitorações, foram metodologias que se fizeram essenciais para a verificação estrutural, o que reflete diretamente no grau de confiabilidade dos modelos teóricos que foram alimentados com tais informações e nas verificações dos níveis de segurança adequados para as atuais e futuras solicitações da estrutura. Considerando que os principais objetivos foram atingidos, apresenta-se a seguir as conclusões mais relevantes do estudo de caso da OAE 50A.

6.2. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO

Foram observados durante os ensaios “in loco” e nos testemunhos retirados dos elementos estruturais que não havia despassivação das armaduras e nem carbonatação do concreto na faixa de cobertura das armaduras, isso demonstra que as condições do meio ambiente (mata fechada) onde se encontra a OAE impede o avanço da frente de carbonatação, já que a mesma interfere nos resultados da esclerometria, que é fortemente afetada por esse fenômeno. De acordo com o ACI 228R-89 (1989), uma camada superficial carbonatada resulta em índices esclerométricos maiores do que os

correspondentes às camadas internas do elemento estrutural. Os ensaios de pacometria serviram para concordar que os espaçamentos da armadura existente estavam de acordo com os espaçamentos das armaduras projetadas, porém é recomendado que esse ensaio seja repetido em diversos lugares da estrutura.

A comparação tensão-deformação experimental do concreto sob compressão, aponta módulos de elasticidades condizentes com as normas vigentes e se aproxima da curva recomendada pela NBR 6118, salvo o testemunho da longarina que atingiu um módulo de elasticidade experimental de 58,8 GPa, 40 % maior que os resultados encontrados nas estimativas (NBR 6118 e CEB), com isso, pode-se dizer que o concreto da estrutura atual apresenta um grau de segurança superior ao estipulado na elaboração do projeto estrutural. Os valores recomendados para a deformação corresponde à tensão máxima do concreto também se aproximam dos observados experimentalmente quando se leva em conta o fator do espraçamento. Os ensaios de esclerometria indicaram que as resistências do concreto estão relativamente maiores quando comparados os resultados da longarina, laje e encontros, o que se conclui que há uma elevada margem de segurança na resistência da estrutura. As tensões experimentais adquiridas do bloco, encontro, tabuleiro, longarina, tubulão, não condizem com os valores de f_{ck} utilizado no projeto da estrutura que é de 18 MPa, tais valores obtidos em campo chegam a ser três vezes maiores do que o adotado, oferecendo neste requisito uma boa margem de segurança.

A nova versão da NBR 6118 ressalta os conceitos de durabilidade e vida útil das estruturas de concreto, fazendo com que se dê a devida importância ao projeto, execução e a manutenção das estruturas de concreto armado. Para que a integridade física da OAE esteja garantida, conservando sua durabilidade, sem que haja a necessidade de reforço estrutural, é importante que os trabalhos de manutenções preventivas continuem sendo realizados periodicamente.

As recomendações das normas de projeto que visam garantir a durabilidade das estruturas devem ser periodicamente verificadas, tendo em vista as alterações que surgem nos processos construtivos, qualidades de mão-de-obra e novos materiais, sempre levando em consideração os fatores econômicos. A resistência a compressão obtida pelo método esclerométrico ainda é muito questionada no meio técnico, por alguns profissionais da área da engenharia. Desta forma, são essenciais pesquisas experimentais que buscam fornecer subsídios para permitir uma reflexão sobre as recomendações e práticas existentes.

6.3. ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES E COMPARAÇÕES COM O MODELO TEÓRICO

As deformações obtidas nos ensaios estáticos, conduzem a solicitações médias que são compatíveis às verificadas no modelo em elementos finitos quando não se considera o coeficiente de impacto. A monitoração executada, mesmo limitando-se a apenas duas seções da estrutura, atendeu as expectativas para subsidiar a calibração dos modelos teóricos.

A partir da comparação entre as deformações obtidas experimentalmente e as estimadas teoricamente com os modelos numéricos, em geral, é possível perceber que os sinais teóricos e experimentais apresentam o mesmo tipo de variação (forma da curva). Porém os valores são bem distintos, sendo as deformações teóricas sempre maiores do que as deformações experimentais. Diante dos estudos feitos sobre o assunto ao longo das pesquisas, chegou-se a conclusão de que a consideração que o ângulo de espraçamento de 45° , tanto para a direção transversal quanto para a direção longitudinal, adotado na memória de cálculo não está correto. Este ângulo de espraçamento conduz a um carregamento supostamente uniforme sobre a região central da laje que não condiz com a realidade.

Essa diferença pode se atribuída ao fato das longarinas serem muito mais rígidas do que a laje absorvendo uma parcela maior do carregamento proveniente do trem. Assim, a carga distribuída ao longo da laje é menor do que a que foi determinada de forma empírica considerando um espraçamento uniforme das cargas através do lastro. Sugere-se que nas próximas pontes a serem analisadas seja utilizado uma configuração de espraçamento de cargas mais preciso.

6.4. MODELO COMPUTACIONAL

As metodologias descritas nesta dissertação foram aplicadas em uma ponte em grelha de concreto armado, com duas longarinas modeladas em frames (elementos de barra) discretizados a cada décimo de vão e tubulões perfeitamente engastados nas bases da mesma maneira que a superestrutura está no encontro E2 e simplesmente apoiada no encontro E1, como descritos no Modelo I, tal procedimento foi utilizado para reduzir consideravelmente o número de elementos finitos utilizados e facilitar o processamento da estrutura. Neste estudo foram efetuados a partir de uma base dados composta de quatro classes de veículos, sendo o trem COOPER E80 (transporte de minério) para análise de pontes, os trens que atualmente trafegam pelas OAE's (carregado e descarregado) e o trem Futuro Carregado, que será o novo caso de carregamento.

Foram desenvolvidos três modelos computacionais da estrutura utilizando-se o método dos elementos finitos através do programa SAP2000, a partir desses modelos foram determinadas as envoltórias de esforços na estrutura para diversos trens tipos (COOPER E80, Operacional Descarregado, Operacional Carregado e Futuro Carregado).

Os resultados do COOPER E80 foram bem próximos dos resultados apresentados na memória de cálculo original. Observou-se que os resultados das envoltórias de momento fletor e esforço cortante das longarinas referentes as trem tipo futuro são superiores às respectivas envoltórias referentes ao trem-tipo COOPER E80. Em função das comparações entre os resultados dos modelos numéricos desenvolvidos e os resultados experimentais, pode-se dizer que estes modelos representam a estrutura real com boa precisão.

Os modelos numéricos desenvolvidos foram calibrados através da implementação de modificações gradativas baseadas nos resultados dos procedimentos experimentais e nas informações disponibilizadas nos documentos existentes. Inicialmente, verificou-se compatibilidade com o modelo adotado na memória de cálculo e posteriormente foram introduzidas as propriedades mecânicas do solo que interage com a estrutura. O modelo final, usado para executar as análises estáticas com os veículos operacionais, foi adaptado com o uso de elementos de mola para que reduzisse o custo computacional das análises ao mesmo tempo que pudesse ter suas condições de suportes capazes de incorporar a flexibilidade das fundações. Após a validação, partiu-se para determinação das solicitações relacionadas a cada caso de carga admitido. Os resultados foram considerados satisfatórios para reprodução do comportamento estático da estrutura.

6.5. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Na seqüência da investigação do comportamento da obra de arte estudada e da temática adotada, verifica-se que ainda há uma vasta área de trabalho a serem desenvolvidas.

Monitorar o espriamento durante a passagem do trem ou em laboratório para se obter resultados que indiquem ou orientem futuras pesquisas sobre o percentual de carregamento ou o mecanismo de transferência deste para as longarinas através do lastro;

Aperfeiçoar o sistema de monitoramento visando a praticidade de montagem e instalação dos sensores, analisando o comportamento dos elementos estruturais pelas respostas de sensores fixados em

suas superfícies, em vez de fixá-los nas armaduras, devido à possível utilização de análises lineares elásticas simplificadoras;

Determinar experimentalmente o valor das flechas nas longarinas e lajes;

Determinar com precisão satisfatória (10% de erro) a carga por eixo do trem, uma vez que é sabido que os vagões eram de variados tipos, transportavam diversos materiais, não somente minério de ferro, muitas vezes passageiros, e não eram carregados em sua totalidade. Estes aspectos devem ser melhor considerados nas análises;

Realizar análises não-lineares quando necessárias, como no caso da ocorrência de fissuras de origem desconhecida. Este tipo de análise indicaria ou eliminaria a proposição de fissuração por solicitação, caso a análise da memória de cálculo não seja suficiente.

REFERÊNCIAS

- AKTAN, A. E.; CATBAS, F. N.; GRIMMELSMAN, K. A.; PERVIZPOUR, M.. **Development of a Model Health monitoring guide for major bridges**. Federal Highway Administration Research and Development, 2002.
- ALMEIDA, P. A. O.; CARRASCO, E. V. M.; CHAHUD, E.; CALIXTO, J. M. F.; SILVA, R. M. **Prova de Carga em Ponte Rodoviária**. In: XXVII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Estruturas e Fundações, volume 4, São Carlos – SP, 1997.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **In place methods for determination of strength of concrete (ACI 228R-89)**. Detroit, 1989.
- APARICIO, A.; **Differences in designing High-Speed Railway Bridges and Highway Bridges**. Proceedings of Workshop Bridges for High Speed Railways. Porto, 2004
- AREMA. **Manual for railway engineering**. AREMA, Landover, MD, 1997.
- ASSIS, W. S.. **Sistemas computacionais de apoio à monitoração de estruturas de engenharia civil**. (Tese de Doutorado). EPUSP, São Paulo, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 2/1962 – Cálculo e execução de pontes de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1962.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739/1994 – Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto**. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118/1978 – Projetos de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118/2003 – Projetos de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187/2003 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido, procedimento.** Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7189/1985 – Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias.** Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7584/1995. Concreto Endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão.** Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7680/2007. Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522/2003 – Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9607/1986 – Prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido.** Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 69/1996 – Concreto endurecido – extração, preparação e ensaios de testemunhos de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro, 1996.

BRANCO, V. H. L.; BORGES, A. R.; MACÊDO, A. N.; OLIVEIRA, D. R. C.; **Monitoramento estático e dinâmico de uma ponte ferroviária em concreto armado da ferrovia Carajás.** 52º Concreto Brasileiro do Concreto, Fortaleza, CE, IBRACON, 2010.

CALÇADA, R. A. B.. **Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade.** Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil. FEUP, Porto, 1995.

CALÇADA, R. A. B.. **Avaliação experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias.** FEUP, 2001.

CARMONA, A. F.; MAREGA, A.; **Retrospectiva da patologia no Brasil: estudo estatístico.** In: Jornadas en Espanol y Portugues sobre Estructuras y Materiales, COLLOQUIA 88, Madrid, 1988.

CATAI, E. **Análise dos efeitos de retração e fluência em vigas mistas**. (Dissertação de mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2005.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London, Thomas Telford, 1990.

COMPANHIA VALE. **Relatório de inspeção da Ponte sobre o rio Cajuapara**. São Luis: GAEPG – PPCV e Engenharia, São Luis, 2004, 95p. (relatório técnico, RI-243K-11-7004).

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. **Sap2000 advanced 10.0.1**. Berkeley: University of Avenue, 1995. (Software).

EN 1990-Annex A2. **Basic of Structural Design – Annex A2: Applications for bridges (normative)**. European Committee for Standardization (CEN), Final PT Draft, Brussels, 2003.

EN 1991-2. **Eurocode 1: Actions on Structures – Part 2: General Actions – Traffic loads on bridges**. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2003.

EVANGELISTA, A. C. J. **Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaios Não Destrutivos**. (Tese de Doutorado). COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 2002.

FEA. **Finite Element Analysis Ltd.**, LUSAS Bridges v13.6 finite element analysis software, www.lusas.com, 2004.

FÉLIX, C. M. S.. **Monitorização e análise do comportamento de obras de arte**. Phd. 2005.

FIGUEIREDO, H. M. S.. **Dinâmica de pontes mistas aço-betão em linhas de alta velocidade**. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil. FEUP, Porto, 2007.

MEHTA P. K.; MONTEIRO P. J. M.. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. Editora: Ibracom, São Paulo, 2008.

MUFTI, A. **Structural health monitoring of innovative Canadian civil engineering structures**. Structural Health Monitoring, V.2, nº 3. EBSCO. EUA, 2003.

PAULO BARROSO ENGENHARIA LTDA. **Relatório conclusivo de inspeção detalhada em Obras de Arte Especiais, trecho Açailândia**. Belém: PB Eng., 2006, 43p. (relatório técnico, PB – I/060 – 05)

PAULTRE, P.; CHAALLAL, O.; PROULX, J.. **Bridge Dynamics and Dynamic Amplification factors – a Review of Analytical and Experimental Findings**. Can. J. Civ. Eng. 19, 260 – 278, 1992.

PENNER, E. **Avaliação de desempenho de sistemas estruturais de pontes de concreto**. (Tese de Doutorado). EPUSP, USP, São Paulo, 2001.

PFEIL, W.. **Pontes: curso básico**. Editora Campus Ltda, Rio de Janeiro, 1983.

PIMENTEL, R. M. C. M.. **Caracterização do tráfego ferroviário e dos seus efeitos em pontes de pequeno vão**. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil. FEUP, Porto, 2008.

PINTO, J. R. C. M. L.. **Dinâmica de pontes em viga caixão em linhas ferroviárias de alta velocidade**. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil. FEUP, Porto, 2007.

SNCF. **Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixter**. Tome IV. Ouvrages d'art., Fascicule 2.01, Société Nationale des Chemins de Fer, 1998.

TAKEYA, T.; HANAI, J. B.; VAREDA, L. V.; FERRARI, V. J. **Avaliação estática e dinâmica do desempenho estrutural de viaduto em concreto armado**. São Carlos: EESC – USP, 2005.

TEIXEIRA, R. M. M. (2009). **Estudo teórico experimental do comportamento estrutural de uma ponte ferroviária em concreto armado**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Pará. Belém, PA. 2009. 170p.

THE MATHWORKS, INC. **Matlab version 7.0.0.19920 (R14)**. Natick: Mathwork, 2004.

APÊNDICE

A. PLANILHAS DAS REAÇÕES VERTICAIS NOS ENCONTROS E NO BLOCO B2 EM TODAS AS HIPÓTESES DE CARREGAMENTO

CAR. DE SERVIÇO		CAR. DE SERVIÇO		CAR. DE SERVIÇO		CAR. DE SERVIÇO		CAR. DE SERVIÇO	
operacional		futuro		descarregado		cooper-e80		memória de cálculo	
APOIOS	REAÇÃO (Tonf)	PILAR	REAÇÃO (Tonf)	PILAR	REAÇÃO (Tonf)	PILAR	REAÇÃO (Tonf)	PILAR	REAÇÃO (Tonf)
E1	333.09	E1	378.47	E1	293.23	E1	354.8	E1	354.8
B2	866.18	B2	963.94	B2	696.78	B2	846.16	B2	846.16
E2	407.96	E2	466.74	E2	835.28	E2	440.7	E2	440.7

B. HIPÓTESES DE CARREGAMENTO PARA AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS MECÂNICOS

São as mesmas adotadas no memorial de cálculo da estrutura para a geração das envoltórias dos esforços. Têm-se as seguintes considerações:

ESFORÇO PERM = ESFORÇO DE CARREGAMENTO PERMANENTE

ESFORÇO ACIDENTAL MAX = COEF. DE IMPACTO x ESFORÇO MÁXIMO DE CAR. ACIDENTAL

ESFORÇO ACIDENTAL MIN = COEF. DE IMPACTO x ESFORÇO MÍNIMO DE CAR. ACIDENTAL

ESFORÇO TOTAL DE SERVIÇO

MAX = ESFORÇO PERM + ESFORÇO ACIDENTAL MAX

MÍN = ESFORÇO PERM + ESFORÇO ACIDENTAL MIN

ESFORÇO DE CÁLCULO

MAX = COEF. DE MAJORAÇÃO x ESFORÇO PERM + 1,4 x ESFORÇO ACIDENTAL MAX

MIN = COEF. DE MAJORAÇÃO x ESFORÇO PERM + 1,4 x ESFORÇO ACIDENTAL MIN

NOTA:

1- COEF. DE MAJORAÇÃO DO CARREG. PERMANENTE

= 1,4 se ESFORÇO PERM e ESFORÇO MÁXIMO DE CAR. ACIDENTAL tem mesmos sinais.

= 0,9 caso contrário

2- ESFORÇO ACIDENTAL MAX será sempre positivo mesmo quando nulo

ESFORÇO ACIDENTAL MIN será sempre negativo mesmo quando nulo

C. PLANILHAS DOS CASOS ESTUDADOS PARA TODOS OS ELEMENTOS DA DISCRETIZAÇÃO DAS LONGARINAS

C.1. Esforço Cortante

		MEMÓRIA DE CÁLCULO-MÁX		OPERACIONAL CARREGADO-MÁX	
		MEMÓRIA DE CÁLCULO-MÍN		OPERACIONAL CARREGADO-MÍN	
		seção	esforço cortante(tf)	seção	esforço cortante(tf)
			MÁX. MÍN.		MÁX. MÍN.
BARRA 1	1		-354.8 -107.24	1	-113.00 -322.80
	2		-275.88 -68.74	2	-77.67 -237.74
	3		-203.96 -19.92	3	-35.19 -154.98
	4		-136.26 37.26	4	17.40 -87.03
	5		-78.02 94.3	5	45.92 -58.51
	6		-22.4 153.62	6	108.38 0.05
	7		25.62 216.9	7	175.98 46.65
	8		62.06 282.1	8	204.50 75.18
	9		113.68 353.86	9	283.85 118.08
	10		152.34 423.1	10	368.91 154.75
	11		189.58 494.18	11	451.94 189.92
BARRA 2	11		-450.84 -167.9	11	-162.58 -344.89
	12		-376.18 -127.38	12	-127.25 -309.56
	13		-302.16 -81.78	13	-85.91 -224.65
	14		-227.3 -27.32	14	-34.63 -154.14
	15		-170.74 26.24	15	-6.11 -125.61
	16		-119.94 83.12	16	55.73 -69.16
	17		-61.46 154.64	17	126.55 -23.40
	18		-11.34 222.56	18	155.08 5.13
	19		23.1 295.92	19	238.79 45.18
	20		56.56 367.68	20	324.52 78.56
21		91 440.7	21	407.95 113.89	

FUTURO CARREGADO-MÁX

FUTURO CARREGADO-MÍN

seção	esforço cortante(tf)	
	MÁX.	MÍN.
1	-109.98	-368.18
2	-74.64	-271.66
3	-29.70	-177.13
4	27.49	-101.03
5	56.02	-72.51
6	125.63	-7.70
7	202.25	43.08
8	230.77	71.60
9	320.91	116.88
10	418.26	154.68
11	512.77	190.00
11	-162.4045	-386.7878
12	-127.0704	-351.4537
13	-83.53829	-254.2851
14	-27.95513	-175.0404
15	0.5687937	-146.5164
16	69.416261	-84.28405
17	150.00572	-34.54539
18	178.52965	-6.021466
19	274.02601	35.742401
20	372.20787	69.49001
21	466.74	104.82

DESCARREGADO-MÁX

DESCARREGADO-MÍN

seção	esforço cortante(tf)	
	MÁX.	MÍN.
1	-115.509981	-282.9396
2	-80.1758962	-207.8052
3	-42.3858295	-140.3358
4	10.0800167	-77.31437
5	38.6039429	-48.79044
6	93.3845232	4.7924688
7	152.743839	47.877518
8	181.267765	76.401445
9	254.418511	118.69067
10	322.014975	154.78036
11	386.82	190.11
11	-162.637365	-299.3281
12	-127.303281	-263.994
13	-87.1023928	-194.731
14	-36.8649264	-136.1142
15	-8.3410002	-107.5903
16	47.0894233	-51.19864
17	108.877052	-7.748835
18	137.400978	20.775091
19	210.919049	54.596768
20	281.850182	86.476442
21	350	121.81

C.2. Momento Fletor

MEMÓRIA DE CÁLCULO-MÁX				OPERACIONAL CARREGADO-MÁX		
MEMÓRIA DE CÁLCULO-MÍN				OPERACIONAL CARREGADO-MÍN		
	seção	momento fletor (tf.m)		seção	momento fletor (tf.m)	
		MÁX.	MÍN.		MÁX.	MÍN.
BARRA 1	1	0	0	1	0	0.00
	2	586.04	180.2	2	510.234622	190.08
	3	989.78	292.92	3	878.6065787	313.04
	4	1223.18	341.2	4	1114.570903	371.89
	5	1300.14	328.78	5	1188.367554	369.83
	6	1237.22	260.28	6	1125.503932	310.72
	7	1021.42	129.7	7	945.0342165	188.73
	8	669	-56.98	8	633.0262561	9.70
	9	196.8	-334.02	9	169.9087502	-239.99
	10	-248.26	-899.44	10	-256.3545073	-720.77
	11	-653.84	-1685.9	11	-631.2090787	-1434.58
BARRA 2	12	-247.3	-1022.6	12	-282.4147538	-853.00
	13	186.78	-610.3	13	105.5370381	-505.23
	14	507.26	-330.46	14	408.0054792	-266.65
	15	674.68	-111.32	15	549.5104842	-89.44
	16	698.12	51.72	16	554.6345779	30.65
	17	570.44	152.68	17	441.6016345	86.88
	18	380.06	102.28	18	230.380576	41.82
	19	214.14	-233.12	19	52.60516462	-268.80
	20	105.28	-780.92	20	-96.72480839	-779.34
	21	-46.24	-1490.96	21	-287.00	-1443.00

FUTURO CARREGADO-MÁX

FUTURO CARREGADO-MÍN

seção	momento fletor (tf.m)	
	MÁX.	MÍN.
1	0	0
2	578.05828	184.02738
3	997.00816	300.92358
4	1267.7871	353.72003
5	1353.0326	345.59987
6	1283.2459	280.43186
7	1083.2228	152.3885
8	734.47143	-32.70272
9	213.79675	-290.6929
10	-246.7266	-818.3186
11	-629.6205	-1618.387
12	-267.431	-969.6851
13	158.4441	-593.2693
14	493.9012	-336.4386
15	645.30714	-141.0925
16	642.02453	-2.88246
17	507.82758	71.244566
18	265.94861	33.868137
19	79.291184	-316.2846
20	-57.56422	-897.7094
21	-231	-1656

DESCARREGADO-MÁX

DESCARREGADO-MÍN

seção	momento fletor (tf.m)	
	MÁX.	MÍN.
1	0	0
2	450.355261	195.09663
3	774.245366	323.0621
4	979.785869	386.92779
5	1033.8402	389.87689
6	979.855864	335.77814
7	820.204497	218.80403
8	544.061111	44.782076
9	131.973578	-191.6547
10	-260.89737	-609.3068
11	-631.738589	-1217.94
12	-284.999933	-743.6764
13	61.9407705	-427.3641
14	333.563882	-205.0011
15	459.09504	-43.58027
16	473.781025	60.792747
17	384.193144	102.14961
18	199.826127	48.397693
19	12.4684103	-232.5332
20	-130.286174	-679.1654
21	-337.64	-1251.21