

Sandra Freire de Almeida

**Análise experimental estática e
dinâmica da rigidez de ligações viga-
pilar de concreto pré-moldado**

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia de Estruturas.

Área de concentração: Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Titular João Bento de Hanai.

São Carlos
2010

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTA
TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO,
PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

A447a Almeida, Sandra Freire de
Análise experimental estática e dinâmica da rigidez de
ligações viga-pilar de concreto pré-moldado / Sandra
Freire de Almeida ; orientador João Bento de Hanai. --
São Carlos, 2010.

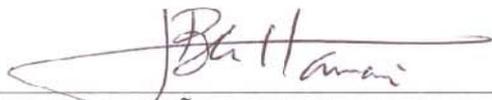
Tese (Doutorado-Programa de Pós-Graduação e Área de
Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
2010.

1. Estruturas de concreto pré-moldado. 2. Ligações
semi-rígidas. 3. Análise dinâmica experimental.
I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira SANDRA FREIRE DE ALMEIDA.

Tese defendida e julgada em 18.10.2010 perante a Comissão Julgadora:



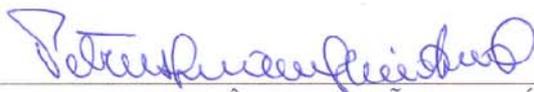
Prof. Titular **JOÃO BENTO DE HANAI** – (Orientador) (aposentado)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADA



Prof. Dr. **JOSE SAMUEL GIONGO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovada



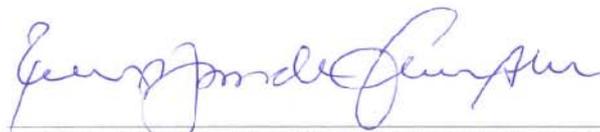
Prof. Dr. **PETRUS GORGÔNIO BULHÕES DA NÓBREGA**
(Universidade Federal do Rio Grande do Norte/UFRN)

Aprovada



Prof. Dr. **ROBERTO CHUST CARVALHO**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADA



Prof. Dr. **PEDRO AFONSO DE OLIVEIRA ALMEIDA**
(Escola Politécnica/USP)

Aprovada



Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

*Aos meus pais João e Maria Bernadete
e à minha irmã Patrícia,
pessoas essenciais na minha trajetória.*

Agradecimentos

Agradeço a Deus por tudo.

À minha família pelo constante apoio, compreensão, amor e incentivo.

Ao meu orientador, Prof. João Bento de Hanai, pelos desafios lançados, pela confiança depositada, pelos ensinamentos e pelo apoio incondicional.

Aos professores José Samuel Giongo e Roberto Chust Carvalho pelas valiosas contribuições no Exame de Qualificação. Aos professores da USP, Toshiaki Takeya e Mounir Khalil El Debs, pelo auxílio nos ensaios experimentais e ao professor da UFSCar, Marcelo de Araújo Ferreira, pela contribuição com as idéias e equipamentos.

Ao Prof. Dr. Petrus Nóbrega pela motivação inicial, que me inseriu nos estudos da área de Dinâmica Experimental.

À Eng^a Tatiana Fonseca, pela colaboração nos ensaios, auxílio nas análises e, sobretudo, pela indispensável amizade e enorme paciência.

Ao Dr. Adilson Takeuti e à Eng^a Janaína Tobias pelo apoio e incentivo na fase final da pesquisa.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas: Amaury, Romeu, Fabiano, Mário, Rodrigo, Eduardo, Caio, Mauri e Valdir pela colaboração e cordialidade durante os ensaios. Em especial, ao Eng^o. Luiz Vicente Vareda pela amizade e inúmeras contribuições técnicas.

Ao Prof. Roberto Gonçalves e seus orientados William, Bruno e Calil e ao Prof. Mounir El Debs e sua orientada Alice Baldissera pela cooperação com os ensaios-piloto. Aos pesquisadores do LaMEM, Pedro e Marcelo, pelo auxílio nos últimos ensaios dinâmicos.

Aos amigos: Ana Elisa, Claudius, Daniela, Eduardo Barros, Eduardo Toledo, Fabiana, Fabiano, Fernanda, Hidelbrando, Ísis, Janaína, Jefferson, Júlio, Larissa, Lezzir, Luciana, Marta, Michel, Naja, Pedro, Rafael, Sandra Lima, Saulo, Sudano, Suzana, Tamara, Walter e Wesley, pelo companheirismo, carinho, incentivo e por compartilharem todos os momentos.

À Companhia do Metropolitano de São Paulo, especialmente à GCI, por permitir e incentivar o desenvolvimento e a conclusão desta pesquisa. Aos amigos e colegas de trabalho, especialmente do CIV, pela compreensão e estímulo em todas as horas.

Aos funcionários do Departamento de Estruturas, em especial Rosi, Nadir, Eli, Masaki, Toninho e Sylvia, pela constante disposição e paciência.

À CAPES pela bolsa de estudos no período inicial do doutorado e à FAPESP pela concessão da bolsa de doutorado e dos recursos do Projeto Temático, que possibilitaram a realização desta pesquisa.

*“Sou um pouco de todos que conheci,
um pouco dos lugares que fui,
um pouco das saudades que deixei,
sou muito das coisas que gostei.
Entre umas e outras erreí,
entre muitas e outras conquistei”.*

(Ramon Hasman)

Resumo

ALMEIDA, S. F. **Análise experimental estática e dinâmica da rigidez de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado.** 2010. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

Em estruturas de concreto pré-moldado, as ligações usualmente apresentam comportamento semi-rígido, apesar desse tipo de vinculação não ser sempre considerado no projeto e análise das estruturas. Ensaios dinâmicos para a determinação da rigidez da ligação apresentam a vantagem de serem não-destrutivos e a possibilidade de serem utilizados na verificação das condições reais de vínculo ou para a avaliação da necessidade de um eventual reforço estrutural. Este trabalho apresenta o desenvolvimento de um método para a análise da deformabilidade de estruturas de concreto baseado em ensaios dinâmicos, focalizando a semi-rigidez das ligações de elementos pré-moldados. Os objetos de estudo específicos são as ligações viga-pilar com capacidade de transmissão de forças e momentos. Em uma etapa preliminar desta pesquisa, realizaram-se ensaios-piloto em diferentes modelos de estruturas de concreto e de aço, em tamanho real e reduzido, com diferentes condições de contorno, para avaliar os instrumentos, equipamentos e sensores disponíveis. A partir da verificação da metodologia experimental proposta, realizou-se um estudo comparativo dos resultados obtidos com ensaios estáticos e dinâmicos em um modelo reduzido de pórtico de concreto pré-moldado, utilizando métodos diretos na obtenção da rigidez da ligação entre os elementos. Na confecção das ligações viga-pilar, foram empregados dispositivos usuais, tais como: dente e consolo, chumbador, almofada de apoio e preenchimento com graute e, posteriormente, aplicados reforços por inserção de laminado de PRFC inseridos no concreto de cobertura, que permitiu o incremento da resistência e da rigidez à flexão das ligações. A metodologia experimental para determinar a rigidez da ligação viga-pilar envolveu procedimentos diretos, com ensaios dinâmicos de vibração forçada e sinais medidos por acelerômetros, e ensaios estáticos usuais em que se utilizam transdutores de deslocamento e clinômetros. Os resultados dos ensaios com os modelos de concreto, corroborados pelos resultados dos modelos metálicos, demonstram a validade da utilização da metodologia experimental dinâmica para determinação direta da rigidez de ligações. As conclusões obtidas aplicam-se diretamente ao projeto das estruturas e à prática da investigação estrutural, dentro do ambiente acadêmico e da indústria.

Palavras-chave: *estruturas de concreto pré-moldado, ligações semi-rígidas, análise dinâmica experimental.*

Abstract

ALMEIDA, S. F. **Static and dynamic experimental analysis of precast concrete beam-to-column connection stiffness.** 2010. PhD Thesis – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

Usually precast concrete connections are considered as perfect joints (pinned or rigid), however the real behavior can be intermediate what is called semi-rigid. The use of dynamic tests is an advantage to obtain stiffness values without damaging the structure and can be used to assess the real boundary conditions or verify the need for structural strengthening. This research aims to develop a dynamic experimental procedure to determine the beam-to-column connection stiffness of precast concrete structures directly from accelerometer measured data. The preliminary tests were carried on specimens of real size or reduced scale, as well as concrete or steel connection specimens with different boundary conditions. The experimental tests were conducted in a reduced scale concrete frame composed of precast columns and beam. The frame was tested through dynamic and static methods in order to obtain the beam-to-column stiffness value directly. The beam was connected to the columns by pinned connections, formed by support cushions and dowels. In addition, the connections were strengthened by embedding CFRP strips in the lateral concrete cover, according to NSM technique (Near-Surface Mounted). Experimental static and dynamic tests were done at different loading steps. The results obtained with concrete and steel models show good agreement between static and dynamic tests.

Keywords: *precast concrete structures, semi-rigid connections, experimental dynamic analysis.*

Lista de figuras

Figura 1 – Tipos de diagrama momento-rotação das ligações. Fonte: El Debs (2000).	33
Figura 2 – Ligações viga-pilar articuladas. Fonte: El Debs (2000).	34
Figura 3 – Exemplos de ligações viga-pilar rígidas. Fonte: El Debs (2000).	34
Figura 4 – Deformabilidade ao momento fletor e à força normal em ligação viga-pilar. Fonte: El Debs (2000).	35
Figura 5 – Deformabilidade de pórticos. Fonte: El Debs (2000).	36
Figura 6 – Representação das deformabilidades com esquema de molas. Fonte: El Debs (2000).	36
Figura 7 – Diagrama momento-rotação ($\varphi = \phi$). Fonte: Soares (1998).	37
Figura 8 – Proposta de classificação para ligações semi-rígidas. Fonte: Ferreira (2002).	39
Figura 9 – Exemplos de posição deformada de algumas ligações submetidas a momento fletor. Fonte: El Debs (2000).	40
Figura 10 – Ligação viga-pilar estudada por Miotto (2002).	45
Figura 11 – Ligação viga-pilar estudada por Baldissera (2006): a) pilar intermediário; b) pilar de extremidade.	46
Figura 12 – Fotos da ligação viga-pilar estudada por Baldissera (2006).	46
Figura 13 – Ensaios dinâmicos experimentais de pórticos de concreto (NÓBREGA, 2004): a) Diferentes pórticos na laje de reação; b) Pórtico submetido à ação de um excitador eletromagnético.	47
Figura 14 – Ensaio dinâmico para obter a rigidez de ligações semi-rígidas (NÓBREGA, 2004): a) Acelerômetros nas laterais do pilar; b) Resposta dos acelerômetros (em m).	48
Figura 15 – Exemplo de estrutura pré-moldada – painel alveolar de grande vão.	54
Figura 16 – Exemplo de estrutura pré-moldada – painéis leves de piso de estádio.	54
Figura 17 – Ensaios estáticos e dinâmicos em prismas de concreto simples (ALMEIDA, 2005): a) Aplicação do carregamento estático – fissuração; b) Ensaio dinâmico com prismas sobre molas – condição livre-livre.	56
Figura 18 – Ensaios estáticos e dinâmicos em vigas de concreto armado (ALMEIDA, 2005): a) Aplicação do carregamento estático de flexão; b) Ensaio dinâmico de vibração livre.	57
Figura 19 – Ilustração de uma FRF e do método do pico de amplitude (peak-amplitude).	60
Figura 20 – Resposta do sistema a vibração livre – Cálculo do decremento logarítmico.	61
Figura 21 – Arranjo para medição da resposta rotacional. Fonte: Adaptado de Maia et al. (1997).	63
Figura 22 – Fixação dos acelerômetros para realização de ensaios dinâmicos pelo método direto.	63
Figura 23 – Protótipos utilizados nos ensaios-piloto (BALDISSERA, 2006).	68
Figura 24 – Modelos utilizados nos ensaios-piloto: em escala reduzida (FONSECA, 2007).	68
Figura 25 – Modelos utilizados nos ensaios-piloto: estrutura metálica.	68
Figura 26 – Protótipo estudado por Baldissera (2006).	69
Figura 27 – Esquema de carregamento do ensaio estático. Fonte: Adaptado de Baldissera (2006).	71
Figura 28 – Esquema de carregamento do ensaio dinâmico.	71
Figura 29 – Colocação de calços sob o pilar – Transição entre ensaio estático e dinâmico.	72
Figura 30 – Retirada dos apoios sob as vigas – Transição entre ensaio estático e dinâmico.	72
Figura 31 – Ensaio dinâmico – Posicionamento dos equipamentos: a) Ensaio de varredura de frequência; b) Vista geral do protótipo I, com excitador instalado na extremidade direita.	73
Figura 32 – Ensaio dinâmico: a) Excitador com chapas metálicas adicionais; b) Arranjo de montagem do excitador; Fonte: Adaptado de Ewins (2000).	74
Figura 33 – Posicionamento dos acelerômetros no ensaio dinâmico: a) Acelerômetro fixado na laje; b) Acelerômetros posicionados no dente da viga e no consolo do pilar; c) Acelerômetros posicionados na viga.	75
Figura 34 – Tentativa de obter os modos de vibração – Ensaio dinâmico.	76
Figura 35 – Resultados dos ensaios dinâmicos – Protótipo “I” – Estado íntegro: a) FRF (acelerância); b) Espectro do sinal de aceleração – módulo.	77

Figura 36 – Resultados dos ensaios dinâmicos – Protótipo “I” – Após a ruína: a) FRF (acelerância); b) Espectro do sinal de aceleração – módulo.	77
Figura 37 – Resultados dos ensaios dinâmicos – Protótipo “E” – Estado íntegro: a) FRF (acelerância); b) Espectro do sinal de aceleração – módulo.	78
Figura 38 – Resultados dos ensaios dinâmicos – Protótipo “E” – Após a ruína: a) FRF (acelerância); b) Espectro do sinal de aceleração – módulo.	78
Figura 39 – Armaduras: a) viga e dente; b) instrumentação do trecho de pilar com consolos; e c) posicionamento na fôrma.	82
Figura 40 – Preparo das fôrmas e concretagem dos elementos.	82
Figura 41 – Ajustes na montagem do modelo piloto.	83
Figura 42 – Preparo da superfície, colocação da resina e inserção do laminado.	83
Figura 43 – Desenho esquemático do ensaio de vibração livre – condição de contorno livre-livre.	88
Figura 44 – Ensaios dinâmicos de vibração livre – condição de contorno livre-livre com modelo suspenso por fios de nylon.	88
Figura 45 – Desenho esquemático da instrumentação e da aplicação do carregamento do ensaio dinâmico de vibração forçada.	90
Figura 46 – Extremidade livre da viga. Excitador eletrodinâmico.	91
Figura 47 – Posição do excitador e da célula de força.	91
Figura 48 – Extremidade da viga em balanço.	91
Figura 49 – Acelerômetros posicionados no dente da viga e no consolo do pilar.	91
Figura 50 – Vista da realização do ensaio dinâmico.	92
Figura 51 – Ensaio de vibração forçada para obtenção dos modos.	92
Figura 52 – Configuração esquemática de ensaio estático com solicitação da ligação reforçada a momento fletor negativo e positivo (medidas em milímetros).	92
Figura 53 – FRF (acelerância) – Ensaio de vibração livre – Modelo íntegro.	95
Figura 54 – Gráfico da aceleração no tempo – Ensaio de vibração livre – Modelo íntegro.	95
Figura 55 – FRF (acelerância) – Ensaio de vibração forçada – Modelo íntegro.	97
Figura 56 – Módulo da FRF (acelerância) – Ensaio de vibração forçada – Modelo rompido.	97
Figura 57 – Força no tempo – Ensaio de vibração forçada – Modelo íntegro.	99
Figura 58 – Força no tempo – Ensaio de vibração forçada – Modelo rompido.	99
Figura 59 – Aceleração no tempo – Ensaio de vibração forçada – Acelerômetro 01.	100
Figura 60 – Aceleração no tempo – Ensaio de vibração forçada – Acelerômetro 02.	100
Figura 61 – Modelo de estrutura metálica – Ligação soldada.	102
Figura 62 – Modelo de estrutura metálica – Ligação parafusada.	102
Figura 63 – FRF (acelerância) obtida no ensaio dinâmico do modelo com ligação soldada.	103
Figura 64 – Gráfico momento-rotação – Ensaio estático, ligação soldada.	104
Figura 65 – Gráfico momento-rotação – Ensaio estático, ligação parafusada.	104
Figura 66 – Ensaio dinâmico – modelo soldado.	105
Figura 67 – Ensaio dinâmico – modelo soldado – Acelerômetro sobre a viga.	105
Figura 68 – Ensaio dinâmico – modelo soldado – Excitador e célula de força.	105
Figura 69 – Ensaio dinâmico – modelo parafusado – Acelerômetros.	105
Figura 70 – Características básicas do pórtico de concreto armado.	114
Figura 71 – Chapas de base dos pilares.	114
Figura 72 – Desenho esquemático dos dispositivos para fixação das bases dos pilares.	116
Figura 73 – Dispositivos metálicos para fixação das bases dos pilares.	116
Figura 74 – Máquina de ensaio ELE utilizada para caracterização do concreto.	118
Figura 75 – Ensaio de resistência à compressão e à tração, realizados na máquina ELE.	118
Figura 76 – Ensaio do módulo na máquina Instron.	118
Figura 77 – Exemplo de gráfico tensão-deformação utilizado no cálculo do módulo de elasticidade do concreto: a) gráfico completo e b) detalhe do trecho linear.	120
Figura 78 – Ensaios de caracterização do graute: determinação do módulo de elasticidade.	121
Figura 79 – Almofada de apoio de borracha natural (dimensões em cm).	123
Figura 80 – Detalhamento das armaduras da viga e dentes.	125
Figura 81 – Detalhamento das armaduras dos pilares e consolos.	126
Figura 82 – Fôrma e armadura dos pilares e consolo.	127
Figura 83 – Fôrma e armadura da viga e dentes.	128
Figura 84 – Seqüência de procedimentos para a montagem do modelo (1/2).	130

Figura 85 – Seqüência de procedimentos para a montagem do modelo (2/2).	131
Figura 86 – Configuração do ensaio estático e posicionamento dos sensores – Força na direção vertical.	134
Figura 87 – Configuração do ensaio estático e posicionamento dos sensores – Força na direção horizontal.	135
Figura 88 – Instrumentação utilizada: a) extensômetros elétricos no concreto da face superior da viga; b) clinômetros e c) transdutores de deslocamento.	137
Figura 89 – Instrumentação utilizada – Transdutores de deslocamento: a e b) utilizados para medir os deslocamentos dos laminados em relação aos pilares; c) utilizados para medir a rotação do pórtico.	137
Figura 90 – Vista geral do modelo instrumentado: a) face posterior; b) face anterior.	137
Figura 91 – Vista geral do modelo instrumentado no ensaio da terceira etapa, com aplicação de força horizontal: a) vista geral; b) detalhe do atuador hidráulico.	138
Figura 92 – Numeração e posicionamento dos extensômetros.	139
Figura 93 – Desenho esquemático da instrumentação e da aplicação do carregamento na direção vertical do ensaio dinâmico de vibração forçada.	140
Figura 94 – Desenho esquemático da instrumentação e da aplicação do carregamento na direção horizontal do ensaio dinâmico de vibração forçada.	141
Figura 95 – Ensaio dinâmico de vibração forçada – direção vertical: a) shaker; b) acelerômetro e célula de força.	142
Figura 96 – Ensaio dinâmico de vibração livre, dir. vertical.	142
Figura 97 – Ensaio dinâmico de vibração forçada- direção horizontal (x): a) shaker; b) acelerômetro e célula de força.	143
Figura 98 – Ensaio de vibração forçada – dir. z.	143
Figura 99 – Acelerômetros posicionados: a) no dente da viga e no consolo do pilar; b) na parte superior e na inferior da viga.	144
Figura 100 – Acelerômetros instalados nas bases metálicas.	144
Figura 101 – Rotação da ligação obtida a partir das leituras dos transdutores de deslocamento.	148
Figura 102 – Rotação da ligação obtida a partir das leituras dos clinômetros.	148
Figura 103 – Gráfico força-curvatura no meio do vão da viga – Equivalência entre 1ª e 2ª etapas – até 41 kN.	149
Figura 104 – Gráfico força-curvatura no meio do vão da viga – Equivalência entre 1ª e 2ª etapas – até a ruptura.	149
Figura 105 – Esquema estático e diagrama de momento fletor da viga com ligações semi-rígidas.	150
Figura 106 – Gráfico força-rotação TD – ensaio até 35 kN – 1ª etapa.	151
Figura 107 – Gráfico força-rotação global CL – ensaio até 35 kN – 1ª etapa.	151
Figura 108 – Gráfico força-rotação TD – ensaio até 56 kN – 1ª etapa.	152
Figura 109 – Gráfico força-rotação global CL – ensaio até 56 kN – 1ª etapa.	152
Figura 110 – Gráfico força-rotação TD – ensaio até 41 kN – 2ª etapa (modelo reforçado).	152
Figura 111 – Gráfico força-rotação global CL – ensaio até 41 kN – 2ª etapa (modelo reforçado).	152
Figura 112 – Gráfico força-rotação TD – ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).	153
Figura 113 – Gráfico força-rotação global CL – ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).	153
Figura 114 – Gráfico força-rotação TD e CL – 1ª etapa (ensaio até 35 kN).	154
Figura 115 – Gráfico força-rotação TD e CL – 1ª etapa (ensaio até 56 kN).	154
Figura 116 – Gráfico força-rotação TD e CL – 2ª etapa (ensaio até 41 kN).	154
Figura 117 – Gráfico força-rotação TD e CL – 2ª etapa (ensaio até a ruptura).	154
Figura 118 – Gráfico força-deslocamento no meio do vão, ensaio até 35 kN – 1ª etapa.	155
Figura 119 – Gráfico força-deslocamento no meio do vão, ensaio até 56 kN – 1ª etapa.	155
Figura 120 – Gráfico força-deslocamento no meio do vão, ensaio até 41 kN – 2ª etapa (modelo reforçado).	156
Figura 121 – Gráfico força-deslocamento no meio do vão, ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).	156
Figura 122 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas armaduras e no concreto da VIGA e dos PILARES: a) ensaio até 35 kN, b) ensaio até 56 kN. 1ª etapa.	157
Figura 123 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas armaduras e no concreto da VIGA e dos PILARES: a) ensaio até 41 kN, b) ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).	157
Figura 124 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas principais armaduras da LIGAÇÃO: a) lado A, b) lado B. Ensaio até 35 kN – 1ª etapa.	158
Figura 125 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas principais armaduras da LIGAÇÃO: a) lado A; b) lado B. Ensaio até 56 kN – 1ª etapa.	158

Figura 126 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas principais armaduras da LIGAÇÃO: a) lado A; b) lado B. Ensaio até 41 kN – 2ª etapa (modelo reforçado).	159
Figura 127 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas principais armaduras da ligação: a) lado A; b) lado B. Ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).	159
Figura 128 – Gráfico força-deformação do laminado inserido, ensaio até 41 kN – 2ª etapa (modelo reforçado).	160
Figura 129 – Gráfico força-deformação do laminado inserido, ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).	160
Figura 130 – Gráfico força-deformação do laminado inserido, ensaio até 80 kN – 3ª etapa com força aplicada na direção horizontal.	161
Figura 131 – Gráfico momento-rotação – ensaio até 41 kN – modelo reforçado (2ª etapa).	162
Figura 132 – Gráfico momento-rotação – ensaio até 41 kN – modelo reforçado (2ª etapa) – Rigidez obtida no trecho linear.	162
Figura 133 – Gráfico momento-rotação – ensaio até a ruptura – modelo reforçado (2ª etapa).	162
Figura 134 – Gráfico momento-rotação – ensaio até a ruptura – modelo reforçado (2ª etapa) – Rigidez obtida no trecho linear.	162
Figura 135 – Força horizontal - deslocamento – 3ª etapa.	163
Figura 136 – Força horizontal - deslocamento – Trecho inicial do diagrama.	163
Figura 137 – Exemplo de gráfico de FRF (acelerância) obtido no ensaio de vibração forçada.	164
Figura 138 – Detalhe do gráfico da FRF (acelerância) para cálculo do amortecimento.	164
Figura 139 – Pórtico monolítico – Modos de vibração – Análise numérica.	168
Figura 140 – Pórtico com viga articulada – Modos de vibração – Análise numérica.	169
Figura 141 – Pórtico com ligação semi-rígida – Modos de vibração – Análise numérica.	170
Figura 142 – Exemplo de gráfico da FRF (acelerância) obtido no ensaio de vibração forçada – Direção x.	171
Figura 143 – Gráfico das acelerações medidas no domínio do tempo (X1-na posição AC1 e X2 na posição AC2).	171
Figura 144 – Exemplo de gráfico da FRF (acelerância) obtido no ensaio de vibração livre – Direção y – Sistema do LE (SET).	172
Figura 145 – Exemplo de gráfico da FRF (acelerância) obtido no ensaio de vibração livre – Direção y – Sistema do LaMEM (SET).	172
Figura 146 – Ajuste da curva força-momento na ligação – Ensaio até 41 kN.	173
Figura 147 – Ajuste da curva força-momento na ligação – Ensaio até a ruptura.	173
Figura 148 – Exemplo de gráfico deslocamento-tempo – Ensaio de vibração forçada.	175
Figura 149 – Exemplo de gráfico aceleração-tempo – Ensaio de vibração forçada.	175
Figura 150 – Ensaio estático – 1ª etapa, sem reforço – Fissuração.	177
Figura 151 – Ensaio estático – 1ª etapa, sem reforço – Fissuração – lado A.	177
Figura 152 – Ensaio estático – 1ª etapa, sem reforço – Fissuração – lado B.	177
Figura 153 – Ensaio estático – 1ª etapa, sem reforço – Fissuração.	177
Figura 154 – Ensaio dinâmico – 1ª etapa, sem reforço – Distância entre acelerômetros – lado B.	177
Figura 155 – Ensaio estático – 2ª etapa, com reforço – lado B.	177
Figura 156 – Ensaio estático – 2ª etapa, com reforço – Escorregamento do laminado – lado A.	178
Figura 157 – Ensaio estático – 2ª etapa, com reforço – lado B.	178
Figura 158 – Ensaio estático – 2ª etapa – Ruptura do pilar na região do reforço – lado A.	178
Figura 159 – Ensaio estático – 2ª etapa. – Ruptura do pilar na região do reforço – lado A.	178
Figura 160 – Ensaio estático – 3ª etapa – Ruptura na região do reforço – lado B.	178
Figura 161 – Ensaio estático – 3ª etapa – Ruptura na região do reforço – lado B.	178
Figura 162 – Ensaio estático – 3ª etapa – Fissuração na base dos pilares – lado A.	179
Figura 163 – Ensaio estático – 3ª etapa – Fissuração na base dos pilares – lado B.	179
Figura 161 – Tabela dos valores de frequência natural para vigas com apoios semi-rígidos. Fonte: Blevins (1984).	204

Lista de quadros

<i>Quadro 1 – Características do modelo do programa experimental.</i>	115
<i>Quadro 2 – Seqüência de ensaios estáticos e dinâmicos.</i>	133

Lista de tabelas

<i>Tabela 1 – Comparação da rigidez calculada direta (ensaio) e indiretamente (NOBREGA, 2004).</i>	48
<i>Tabela 2 – Características principais dos protótipos – Baldissera (2006).</i>	70
<i>Tabela 3 – Informações sobre os ensaios dinâmicos.</i>	71
<i>Tabela 4 – Frequência natural e aceleração – protótipos.</i>	77
<i>Tabela 5 – Valor da rigidez da ligação – Protótipo “I” – Após a ruína.</i>	79
<i>Tabela 6 – Valor da rigidez da ligação – Protótipo “E” – Estado íntegro.</i>	79
<i>Tabela 7 – Valor da rigidez da ligação – Protótipo “E” – Após a ruína.</i>	80
<i>Tabela 8 – Características principais dos modelos – Fonseca (2007).</i>	82
<i>Tabela 9 – Características dos modelos de ligação em escala reduzida.</i>	84
<i>Tabela 10 – Informações sobre os ensaios dinâmicos.</i>	87
<i>Tabela 11 – Resultados dos ensaios de vibração livre – modelos no estado íntegro.</i>	94
<i>Tabela 12 – Resultados dos ensaios de vibração livre – modelos após a ruína.</i>	94
<i>Tabela 13 – Força estática de ruína dos modelos.</i>	96
<i>Tabela 14 – Resultados dos ensaios de vibração forçada – frequência natural.</i>	96
<i>Tabela 15 – Valores da força dinâmica aplicada pelo excitador.</i>	98
<i>Tabela 16 – Valores da rigidez da ligação – Ensaio dinâmico.</i>	100
<i>Tabela 17 – Valores da rigidez da ligação – Ensaio estático e dinâmico.</i>	101
<i>Tabela 18 – Resultados dos ensaios dinâmicos – frequência natural e fator de amortecimento.</i>	103
<i>Tabela 19 – Valores de força e momento – Modelos de estruturas metálicas.</i>	104
<i>Tabela 20 – Rigidez da ligação à flexão – Estruturas metálicas.</i>	104
<i>Tabela 21 – Faixa de frequência dos ensaios dinâmicos.</i>	108
<i>Tabela 22 – Características dos materiais empregados na concretagem dos elementos.</i>	117
<i>Tabela 23 – Detalhes dos ensaios de caracterização do concreto.</i>	119
<i>Tabela 24 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto.</i>	119
<i>Tabela 25 – Características dos materiais empregados no grauteamento.</i>	121
<i>Tabela 26 – Detalhes dos ensaios de caracterização do graute.</i>	122
<i>Tabela 27 – Resultados dos ensaios de caracterização do graute.</i>	122
<i>Tabela 28 – Detalhes dos ensaios de caracterização do aço.</i>	124
<i>Tabela 29 – Resultados dos ensaios de caracterização do aço.</i>	127
<i>Tabela 30 – Características dos materiais empregados no reforço.</i>	128
<i>Tabela 31 – Características dos instrumentos utilizados nos ensaios estáticos.</i>	136
<i>Tabela 32 – Direção dos sensores e da força aplicada no ensaio dinâmico – terceira etapa.</i>	142
<i>Tabela 33 – Informações sobre os ensaios dinâmicos.</i>	145
<i>Tabela 34 – Rigidez da ligação à flexão – Ensaio estático.</i>	162
<i>Tabela 35 – Resultados dos ensaios dinâmicos – frequência natural.</i>	164
<i>Tabela 36 – Resultados da análise simplificada – Modelo numérico – Pórtico monolítico.</i>	166
<i>Tabela 37 – Resultados da análise simplificada – Modelo numérico – Pórtico com viga apoiada.</i>	167
<i>Tabela 38 – Resultados da análise simplificada – Modelo numérico – Pórtico com ligação semi-rígida.</i>	167
<i>Tabela 39 – Valores de força e momento – Ensaio dinâmico.</i>	174
<i>Tabela 40 – Rigidez da ligação à flexão – Ensaio dinâmico.</i>	176
<i>Tabela 41 – Comparação das frequências experimentais e analíticas (Hz).</i>	181

Lista de símbolos

Letras Romanas Maiúsculas:

D	fator de amplificação dinâmica
D_m	deformabilidade ao momento fletor
E	módulo de elasticidade do material ou módulo de Young
EI	rigidez à flexão de uma barra
$H(\omega)$	função de resposta em frequência (FRF)
I	momento de inércia
K, K_m	rigidez à flexão
$K_{\phi S}$	rigidez secante da ligação ($K_{\phi S} = K_{lig}$, neste estudo)
M, M_{ϕ}	momento fletor
M_{din}	momento dinâmico

Letras Romanas Minúsculas:

a	distância
d	altura útil; deslocamento
h	altura; distância
ℓ	vão entre apoios; comprimento da viga
m	massa
1/r	curvatura da seção
q	carregamento distribuído
s	distância
x	deslocamento

\ddot{x} aceleração translacional

Letras Gregas Minúsculas:

α_r	fator de rigidez ou fator de restrição à rotação (parâmetro α_r)
δ	decremento logarítmico; deslocamento; flecha
ε_c	deformação do concreto
ε_y	deformação do aço
ϕ	rotação
ϕ_k	modo de vibração
γ	fator de rigidez ou fator de restrição à rotação (parâmetro α_r)
θ	rotação
$\ddot{\theta}$	aceleração rotacional
ω	frequência natural, em radianos/s
ζ	fator de amortecimento modal

Lista de abreviaturas e siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CEB	<i>Comité Euro-Internacional du Béton</i>
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
FAPESP	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
FIB	<i>Fédération Internationale du Béton</i> (resultante da fusão do CEB e da FIP)
FIP	<i>Fédération Internationale du Précontrainte</i>
FFT	<i>Fast Fourier Transform</i> (Transforma Rápida de Fourier)
FRF	Função de Resposta em Frequência
GDL	Grau de Liberdade
LaMEM	Laboratório de Madeira e de Estruturas de Madeira do Departamento de Engenharia de Estruturas
LE	Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas
MC-CEB-90	Código modelo do CEB-FIP de 1990
MGDL	Múltiplos Graus de Liberdade
NBR	Norma Brasileira Registrada
NET-PRÉ	Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-moldados de Concreto, da Universidade Federal de São Carlos
NSM	<i>Near-surface-mounted</i>
PCA	<i>Portland Cement Association</i>
PCI	<i>Prestressed / Precast Concrete Institute</i>
PRFC	Polímero Reforçado com Fibra de Carbono
SET	Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos
USP	Universidade de São Paulo

Siglas utilizadas nos ensaios experimentais:

CP	Corpo-de-prova
CL	Clinômetro
EX	Extensômetro elétrico de resistência
LR	Linha de referência; eixo de referência
TD	Transdutores de deslocamento

Sumário

Agradecimentos	7
Resumo	11
Abstract	12
Lista de figuras	13
Lista de quadros	17
Lista de tabelas	18
Lista de símbolos.....	19
Lista de abreviaturas e siglas.....	21
Sumário	23
Introdução 1	25
1.1. Generalidades	25
1.2. Objetivo	27
1.3. Justificativa.....	28
1.4. Metodologia da pesquisa	29
1.5. Apresentação da tese	30
Estruturas de Concreto Pré-moldado 2.....	31
2.1. Generalidades	31
2.2. Ligações.....	32
2.3. Deformabilidade das ligações.....	35
2.4. Pesquisas sobre ligações.....	41
Análise Dinâmica 3	51
3.1. Generalidades	51
3.2. Análise Modal	57
3.2.1. Método do pico de amplitude (peak-amplitude) – Ewins (1984) e Inman (1994)	59
3.2.2. Método do decremento logarítmico.....	61
3.3. Método direto (procedimento utilizado por Nóbrega, 2004).....	62
Ensaio-piloto 4.....	67
4.1. Generalidades	67
4.2. Ensaio dinâmico nos protótipos de ligação	69
4.2.1. Descrição dos protótipos de ligação	69
4.2.2. Descrição dos ensaios dinâmicos	70
4.2.3. Resultados.....	76
4.3. Ensaio dinâmico em modelos em escala reduzida	81
4.3.1. Descrição dos modelos	81
4.3.2. Descrição dos ensaios dinâmicos	87
4.3.3. Resultados.....	93
4.4. Ensaio dinâmico em modelos de estrutura metálica	101
4.4.1. Generalidades	101
4.4.2. Descrição dos ensaios dinâmicos	102

4.4.3.	Resultados dos ensaios dinâmicos	103
4.5.	Considerações finais sobre os ensaios-piloto.....	106
	Programa Experimental 5.....	111
5.1.	Generalidades.....	111
5.2.	Descrição do modelo.....	113
5.3.	Materiais.....	117
5.3.1.	Concreto.....	117
5.3.2.	Graute.....	120
5.3.3.	Almofada de apoio.....	123
5.3.4.	Armaduras.....	123
5.3.5.	Fôrmas.....	127
5.3.6.	Reforço com laminado de PRFC e adesivo epóxi.....	128
5.4.	Construção e montagem dos modelos.....	129
5.5.	Procedimento de Ensaio.....	132
5.5.1.	Configuração dos ensaios estáticos.....	133
5.5.2.	Instrumentação utilizada no ensaio estático.....	135
5.5.3.	Configuração dos ensaios dinâmicos	140
5.5.4.	Instrumentação utilizada nos ensaios dinâmicos	145
	Resultados Experimentais 6.....	147
6.1.	Determinação da rigidez à flexão – Ensaio estático	147
6.1.1.	Ensaio com força na direção vertical	147
6.2.	Resultados dos ensaios estáticos	151
6.2.1.	Força-rotação	151
6.2.2.	Força-deslocamento no meio do vão	155
6.2.3.	Força-deformação	156
6.2.4.	Momento-rotação e rigidez à flexão da ligação	161
6.2.5.	Força horizontal-deslocamento	163
6.3.	Resultados dos ensaios dinâmicos	163
6.3.1.	Frequência natural e fator de amortecimento.....	164
6.3.2.	Força dinâmica e momento dinâmico na ligação.....	172
6.3.3.	Amplitudes de vibração – Aceleração e deslocamento.....	174
6.3.4.	Rigidez à flexão – Ensaio dinâmico.....	175
6.3.5.	Fissuração e modo de ruína.....	176
6.4.	Considerações finais sobre os ensaios do pórtico	180
	Conclusão 7.....	183
	Sugestões para pesquisas futuras	185
	Referências Bibliográficas.....	187
	Apêndice A – Dimensionamento dos Elementos de Concreto Empregados no Pórtico Pré-moldado	193
	Apêndice B – Dimensionamento dos Elementos das Ligações Viga-Pilar do Pórtico Pré-moldado.....	197
	Apêndice C – Máquinas, Sistemas e Instrumentos – Detalhes e características.....	199
	Apêndice D – Tabela dos valores de frequência natural para vigas com apoios semi-rígidos.....	204

Introdução

Capítulo 1

1.1. Generalidades

O desenvolvimento econômico dos países provoca um aumento na quantidade de construções civis, o que pode motivar o avanço da tecnologia nos canteiros de obra e nas indústrias do setor. Destaca-se nesse contexto a crescente implantação de novas indústrias, cuja construção é facilitada pela utilização de estruturas de concreto pré-moldado, por conta da vantagem inerente da rapidez de montagem e execução. Com a melhora do cenário econômico, há também a demanda para outros tipos de construção nos quais o emprego do pré-moldado se apresenta como uma boa alternativa, tais como: pontes, viadutos, *shopping centers*, escolas, hospitais, edifícios, hotéis, redes de transporte de massa etc.

Os elementos pré-moldados de concreto caracterizam-se por apresentar facilidades de execução, permitindo: a mecanização da produção, um maior controle da qualidade dos elementos estruturais, uma maior produtividade e a adoção de estratégias mais flexíveis e rápidas de produção. Por outro lado, a necessidade de realizar as ligações entre esses elementos representa uma desvantagem desse sistema construtivo, podendo mesmo configurar como uma limitação à sua adoção.

Em geral, as ligações são os itens mais importantes no projeto de estruturas de concreto pré-moldado e mistas, tanto no que se refere à produção, como para o comportamento da estrutura montada. Contudo existem dificuldades durante a fase de execução das ligações, principalmente daquelas que transmitem esforços e procuram reproduzir um comportamento similar ao de uma estrutura monolítica. Além disso, também permanecem algumas dúvidas sobre esse tipo de estrutura no que diz respeito: ao seu comportamento em serviço, na determinação dos valores reais dos parâmetros de projeto e na confirmação das hipóteses e modelos de cálculo adotados, como por exemplo, a determinação do valor da rigidez ou semi-rigidez. O desconhecimento ou a incerteza dos valores de deformabilidade das ligações pode

gerar diferenças na idealização do comportamento estrutural e, conseqüentemente, provocar erros no cálculo da distribuição dos esforços solicitantes, afetando a rigidez e a estabilidade global da estrutura.

A pesquisa na área de pré-moldados tem crescido significativamente nos últimos anos. No que concerne a área de ligações, percebe-se que os objetivos dos estudos realizados enfatizaram o desenvolvimento de novos materiais, fixações, tecnologias, recomendações para projeto e estudos sobre a distribuição dos esforços internos na estrutura. Existe ainda a necessidade de examinar a rigidez, ou outros parâmetros da ligação, nas condições de serviço e, com isso, fazer uma melhor previsão do comportamento futuro da estrutura a partir do estado de danificação atual. Apesar de existirem pesquisas cujo objetivo foi a determinação experimental da deformabilidade da ligação, observa-se que o resultado só pode ser aplicado em ligações idênticas ou bastante similares às estudadas em laboratório, em termos de materiais empregados, geometria e dimensionamento.

Adicionalmente, novos conceitos têm sido introduzidos nos projetos de concreto pré-moldado, como por exemplo, o fator de rigidez (ou parâmetro α_r ou fator de restrição à rotação) e poucos estudos foram realizados para comparar o dimensionamento teórico com resultados de ensaios em modelos físicos e validar as inovações técnicas propostas, especialmente para ligações usualmente empregadas no Brasil. No caso do fator de rigidez, a aplicação prática seria a consideração do comportamento semi-rígido na fase de projeto, caso os valores analíticos fossem confirmados em laboratório, ou mais adequadamente, em estruturas reais.

A análise dinâmica, por sua vez, tem se tornado mais usual e necessária nos projetos de estruturas civis, pois além de fornecer informações a respeito do estado de integridade dos seus elementos, é imprescindível nas verificações dos parâmetros dinâmicos, tais como frequência natural e amortecimento. Sua aplicação tem sido cada vez mais relevante, pois as estruturas estão mais esbeltas, mais leves e resistentes, ou são localizadas em regiões sujeitas a sismos ou aos efeitos excepcionais do vento, sendo necessário evitar vibrações excessivas que possam causar desconforto aos usuários ou danos à estrutura.

A análise dinâmica oferece recursos complementares à análise estática usual no campo da Engenharia Civil. Na análise experimental de estruturas — inclusive as de concreto pré-moldado e suas ligações — os ensaios usuais de investigação física e os procedimentos da análise estática podem ser complementados com ensaios dinâmicos de vibração livre ou forçada e subseqüente análise modal, que são técnicas experimentais e computacionais que

podem quantificar mais precisamente as ações e seus efeitos, verificar as solicitações na estrutura e a sua resposta, avaliar o conforto humano frente às vibrações comparando as respostas com os limites estabelecidos em normas e determinar a integridade estrutural. Estes ensaios não-destrutivos também apresentam a vantagem de fornecer informações integradas e globais da estrutura a respeito da rigidez e do amortecimento, podendo ser repetidos e comparados ao longo do tempo.

Um dos aspectos de interesse, relacionado ao comportamento dinâmico da estrutura, é a questão da danificação progressiva de elementos de concreto armado. Com o aumento gradual do carregamento e a evolução da fissuração, existe uma diminuição no valor da frequência natural e um aumento no fator de amortecimento. Essa variação dos parâmetros permite obter os valores de rigidez equivalente para os diversos estágios de fissuração da peça, o que talvez possa indicar a proximidade da ruína.

A utilização de ensaios não-destrutivos dinâmicos pode representar uma vantagem na obtenção dos valores de deformabilidade, pois não é necessário levar o modelo físico à ruína. Além disso, é importante ressaltar que existe um custo elevado na confecção de modelos idealizados para tentar reproduzir em laboratório as condições de contorno supostamente reais. Assim sendo, ensaios de vibração podem ser utilizados na análise e verificação das condições de vínculo de estruturas pré-moldadas reais para avaliar a necessidade de uma intervenção, reforço ou reparo.

1.2. Objetivo

Esta pesquisa visa o desenvolvimento de métodos e técnicas de análise da deformabilidade de estruturas de concreto e suas ligações em função de níveis crescentes de danificação do material, focalizando a semi-rigidez das ligações de elementos pré-moldados. Pretende-se desenvolver um método experimental simplificado para obtenção do valor da rigidez da ligação viga-pilar de concreto pré-moldado, por meio da utilização de ensaios estáticos e dinâmicos. Os objetivos específicos que nortearam o andamento da pesquisa foram:

- Determinar o amortecimento e os modos de vibração, além da frequência natural, de modelos físicos de elementos e ligações estruturais, de forma a estabelecer critérios dinâmicos para avaliação do estado de deterioração do material;

- Realizar a análise modal completa de elementos estruturais simples e, posteriormente, de uma estrutura de tamanho reduzido composta por tais elementos. Além dos dispositivos usuais de ligação viga-pilar, estuda-se a possibilidade de utilização de elementos de ligação constituídos por compósito de fibra de carbono. Neste caso, a técnica inovadora permitiria tanto a execução de ligações mais rígidas em estruturas pré-moldadas novas como a reabilitação de estruturas existentes;
- Determinar a rigidez de diversos tipos de ligação pelo método direto em diferentes sistemas estruturais, variando o tipo de material e os tipos de vínculo.

1.3. Justificativa

Esta pesquisa dá continuidade à implementação de novas linhas e metodologias de pesquisa no âmbito das atividades acadêmicas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, especialmente junto ao Laboratório de Estruturas. Em particular, refere-se ao aprendizado, à consolidação e à aplicação corrente de técnicas do campo metodológico da Análise Dinâmica Experimental, cujos resultados recentes mostraram-se promissores no desenvolvimento de pesquisas sobre o comportamento de estruturas de concreto.

A metodologia de análise dinâmica experimental, além de prestar-se ao estudo do comportamento dinâmico de estruturas como um todo e à calibração de modelos teóricos, mostra-se também como um instrumento valioso para a interpretação e a quantificação de parâmetros sobre o estado de integridade do concreto. Igualmente, presta-se à análise de regiões singulares das estruturas, como por exemplo, no estudo da deformabilidade das ligações entre elementos.

Este trabalho integra o Projeto Temático da FAPESP intitulado “Nucleação e incremento da pesquisa, inovação e difusão em concreto pré-moldado e estruturas mistas para a Modernização da Construção Civil”, que está sendo desenvolvido no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP. O Projeto Temático trata dos aspectos técnico-científicos particulares que, nas devidas proporções, são potencial e efetivamente capazes de contribuir à Modernização da Construção Civil. Os temas abordados são as estruturas pré-moldadas de concreto e as estruturas mistas, ora pendendo ao desenvolvimento de produtos, ora ao de processos. Os temas específicos enfatizam o problema crucial enfrentado no

tratamento desses tipos de estruturas: o comportamento físico e a modelagem teórica das ligações entre elementos estruturais.

Portanto, entende-se que esta pesquisa, além de ser fundamental na estratégia de ampliação do campo de atuação do Laboratório de Estruturas da EESC-USP, tem papel importante no contexto de um projeto de equipe sobre uma temática bem caracterizada.

1.4. Metodologia da pesquisa

A metodologia adotada nesta pesquisa consistiu na realização das seguintes atividades:

- Revisão bibliográfica sobre temas relativos à pesquisa: estruturas de concreto pré-moldado, ligações semi-rígidas, análise dinâmica experimental e análise modal;
- Realização de ensaios-piloto no LE-EESC-USP em modelos reduzidos e em protótipos em escala real, com diferentes configurações, para a verificação dos procedimentos a serem adotados nos ensaios definitivos. Esses procedimentos incluem a avaliação da eficiência dos sistemas de aquisição de dados, das máquinas e equipamentos e dos sensores disponíveis;
- Definição dos procedimentos experimentais e das características do modelo e das ligações: pórtico de concreto pré-moldado de tamanho reduzido, composto por dois pilares e uma viga, cuja ligação é formada por dente e consolo, chumbador e preenchimento com graute nos vazios entre os elementos e com laminados de PRFC inseridos no concreto de cobertura;
- Realização de ensaios experimentais dinâmicos no modelo físico, para determinação das propriedades modais e determinação da rigidez pelo método direto;
- Realização de ensaios experimentais estáticos no modelo físico, para determinação da rigidez da ligação com o emprego de métodos usuais, para causar a danificação e obter o valor da força de ruína;
- Avaliação dos resultados e redação das conclusões.

1.5. Apresentação da tese

O conteúdo de cada capítulo e a ordem de apresentação são os seguintes:

Capítulo 1: **Introdução** – introdução aos aspectos gerais relacionados ao tema, apresentação da motivação para o estudo das ligações entre elementos pré-moldados, dos objetivos, da justificativa e o resumo da metodologia adotada neste trabalho.

Capítulo 2: **Estruturas de Concreto Pré-Moldado** – revisão bibliográfica sobre estruturas de concreto pré-moldado, com ênfase no estudo da deformabilidade das ligações semi-rígidas.

Capítulo 3: **Análise Dinâmica** – apresentação simplificada dos conceitos teóricos fundamentais e alguns dos métodos de Análise Modal Experimental, com ênfase na obtenção de parâmetros da estrutura por meio de ensaios experimentais dinâmicos.

Capítulo 4: **Ensaio-piloto** – descrição dos ensaios-piloto, com detalhes, informações e resultados obtidos em modelos físicos, que foram desenvolvidos juntamente com outras pesquisas em andamento no Laboratório de Estruturas. São descritos os ensaios realizados em protótipos em escala real e em modelos reduzidos de ligação viga-pilar de concreto pré-moldado e em modelos de estrutura metálica. Foram analisadas as condições de contorno e os procedimentos adequados para a utilização dos sistemas de aquisição de dados, dos instrumentos e dos sensores disponíveis.

Capítulo 5: **Programa Experimental** – descrição do modelo de pórtico pré-moldado e dos procedimentos experimentais adotados na pesquisa.

Capítulo 6: **Resultados Experimentais** – análise dos resultados obtidos nos ensaios do pórtico de concreto pré-moldado.

Capítulo 7: **Conclusões** – apresentação das conclusões e das sugestões para trabalhos futuros.

Referências bibliográficas – relação dos livros, artigos e normas citados neste trabalho.

Apêndice A – Dimensionamento dos elementos de concreto.

Apêndice B – Dimensionamento dos elementos da ligação.

Apêndice C – Máquinas, sistemas e instrumentos utilizados – Detalhes e características.

Apêndice D – Tabela dos valores de frequência natural para vigas com apoios semi-rígidos.

Estruturas de Concreto Pré-moldado

Capítulo 2

2.1. Generalidades

Os elementos pré-moldados apresentam vantagens para a execução de estruturas de concreto armado, pois existe uma racionalização do processo construtivo posto que as peças são moldadas fora da sua posição definitiva. O uso de pré-moldados facilita a mecanização da produção, favorece uma redução de custos (principalmente com fôrmas e cimbramentos), possibilita o melhor controle da qualidade, tanto dos materiais empregados como na fabricação das peças, permite a valorização e uma maior produtividade da mão-de-obra e também a adoção de estratégias mais flexíveis de produção da obra como um todo.

Destacam-se algumas características importantes das estruturas de concreto pré-moldado:

- são estruturas com muitos elementos conectados uns aos outros por ligações, cuja função é a transmissão de esforços: momentos fletores e de torção, forças de tração, de compressão e cortante;
- a distribuição de forças e as deformações resultantes dependem da deformabilidade das ligações e do processo de montagem, e
- a resistência dos componentes da ligação (chumbadores, juntas de argamassa, aparelho de elastômero etc.) causa influência na capacidade global da estrutura.

No Brasil, os avanços na utilização do concreto pré-moldado ainda são pequenos, quando comparados aos países da Europa e aos Estados Unidos. Algumas das razões para esse cenário, citadas por El Debs (2000), são: a instabilidade econômica que dificulta o planejamento e os investimentos a longo prazo, o conservadorismo na Construção Civil, a falta de conhecimento de alternativas em concreto pré-moldado, a falta de dispositivos auxiliares para realizar as ligações etc. O autor alerta que, apesar da existência de condições

desfavoráveis, algumas de natureza cultural, o emprego do concreto pré-moldado tende a crescer à medida que aumenta o desenvolvimento tecnológico e social do país.

Quanto à análise estrutural, as diferenças básicas entre os projetos de estruturas de concreto pré-moldado e de concreto moldado no local são: a verificação da estrutura para as etapas transitórias de construção, tais como transporte e montagem, e as particularidades das ligações entre os elementos. A necessidade de realizar as ligações, que são pontos de descontinuidade da estrutura, é uma das principais dificuldades a serem enfrentadas no emprego da pré-moldagem.

2.2. Ligações

As ligações entre os elementos pré-moldados podem ser consideradas como uma das principais diferenças entre as estruturas de concreto pré-moldado e as de concreto moldado no local e, por isso, um dos aspectos mais importantes a serem considerados no projeto de pré-moldados. Elas são de fundamental importância tanto no que se refere à sua produção (execução de parte dos elementos adjacentes às ligações, montagem da estrutura, execução das ligações propriamente ditas e serviços complementares no local) como para o comportamento geral da estrutura.

As ligações mais simples, normalmente articulações, acarretam elementos mais solicitados à flexão, quando comparados a similares de concreto moldado no local, bem como compõem estruturas com pouca capacidade de redistribuição de esforços (EL DEBS, 2000). Por outro lado, as ligações rígidas, que procuram reproduzir o comportamento monolítico das estruturas de concreto moldado no local, possibilitando a transmissão de momentos fletores entre os elementos, são mais caras, de difícil execução, o que pode reduzir a rapidez da construção, que é uma das principais vantagens da pré-moldagem. As dificuldades da execução deste tipo de ligação surgem por causa da necessidade de fazer a ligação tanto do concreto como do aço, de ter que acomodar as tolerâncias que intervêm nas várias fases e também por causa do fato do concreto ser um material quase-frágil.

Usualmente na análise estrutural, as ligações são concebidas com vinculação ideal (articuladas – que não transmitem momento fletor, ou rígidas – que transmitem momento fletor), porém o comportamento real pode ser considerado como intermediário entre esses extremos, ou seja, que existe deformabilidade das ligações, transmissão parcial de momentos

e alguma possibilidade de deslocamento relativo entre os elementos, portanto existindo as “ligações semi-rígidas” (Figura 1).

Caso a deformação da ligação não seja considerada, podem ocorrer diferenças significativas na distribuição dos esforços solicitantes. A deformabilidade de uma ligação provoca a liberação dos deslocamentos nas extremidades das barras, ocasionando perda de rigidez da estrutura, redistribuição de esforços e modificação nos deslocamentos da estrutura.

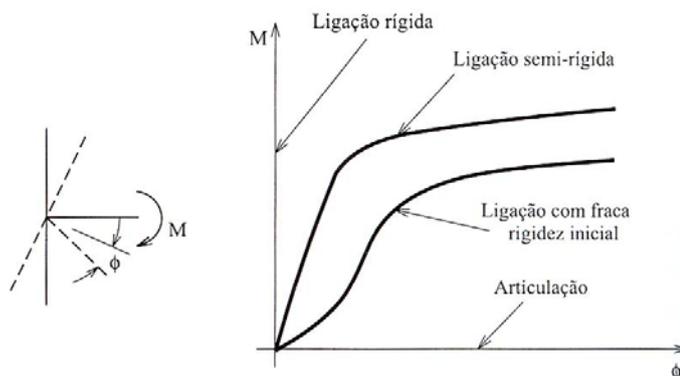


Figura 1 – Tipos de diagrama momento-rotação das ligações. Fonte: El Debs (2000).

Segundo o MC-CEB (1990¹, *apud* EL DEBS, 2000), alguns princípios gerais para a realização do projeto são: as ligações devem assegurar a rigidez e a estabilidade global da estrutura; as tolerâncias de fabricação e montagem devem ser consideradas; a análise das ligações se estende às extremidades dos elementos que nelas concorrem e as acomodações da ligação devem ser previstas até ela atingir sua capacidade. Os princípios do dimensionamento do concreto armado são, em geral, aplicados também para as ligações, como por exemplo: a não consideração da resistência à tração do concreto e a verificação da ancoragem e emendas das armaduras.

As ligações também podem ser classificadas como: ligações em elementos tipo barra (pilares e vigas) e ligações em elementos tipo folha (lajes e paredes) (EL DEBS, 2000). Dentre essas categorias, serão comentados a seguir alguns aspectos das ligações em elementos tipo barra, especialmente aquelas utilizadas para conectar pilares e vigas.

Nas ligações articuladas entre vigas e pilares, utiliza-se geralmente chumbadores ou chapa metálica soldada no topo, de forma a promover a segurança em relação à estabilidade lateral da viga (Figura 2). As ligações rígidas podem ser feitas com a utilização de conectores metálicos e solda, com emenda das armaduras da viga e do pilar ou com cabos de protensão

¹ COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON (1991). CEB-FIP model code 1990. **Bulletin d'Information** (MC-CEB/90).

(Figura 3). Em alguns casos, para que a ligação viga-pilar tenha propriedades similares a de uma ligação monolítica (estrutura de concreto moldado no local), utilizam-se pilares com estrangulamentos na posição da viga ou da laje.

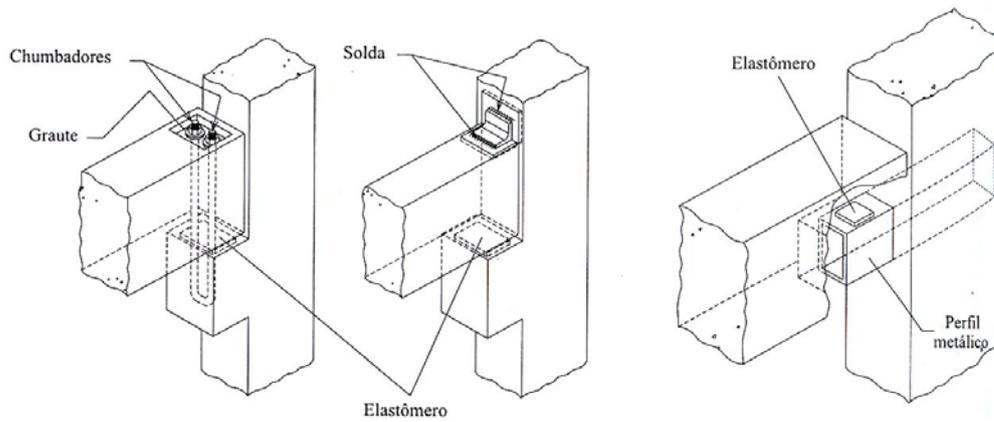


Figura 2 – Ligações viga-pilar articuladas. Fonte: El Debs (2000).

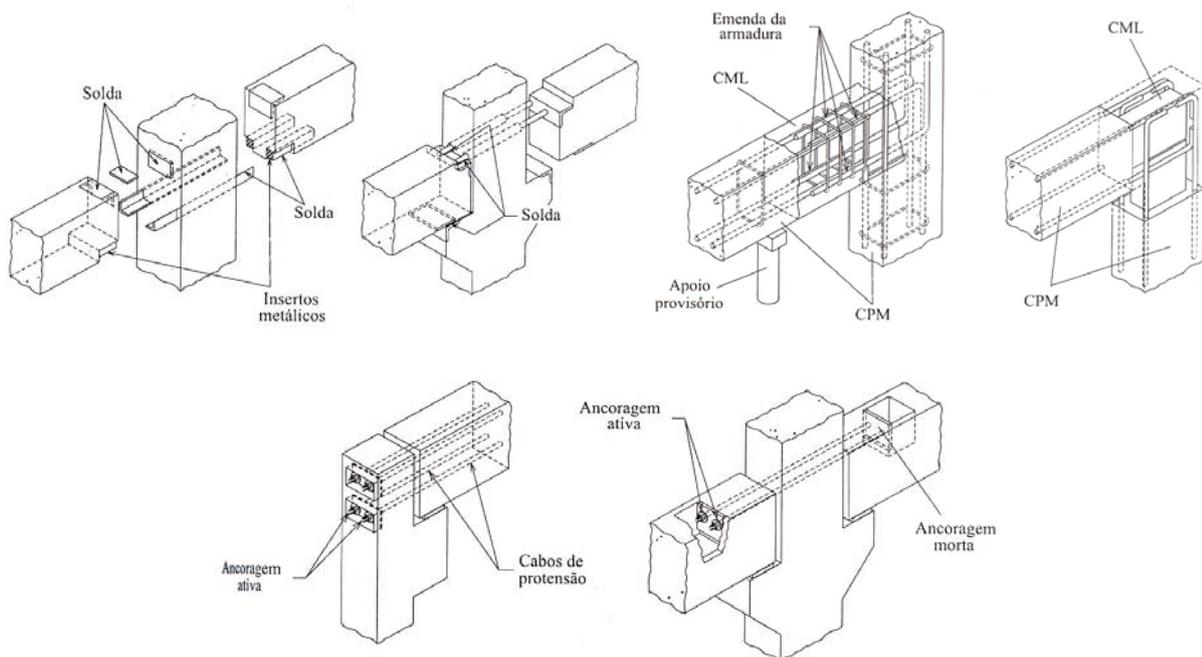


Figura 3 – Exemplos de ligações viga-pilar rígidas. Fonte: El Debs (2000).

Como a ligação viga-pilar é utilizada em grande número e tem grande importância na montagem e no aspecto estético, ela tem sido bastante investigada no sentido de buscar novos dispositivos que acelerem a montagem e tentem encobrir o consolo.

Uma ligação viga-pilar bastante empregada é a que utiliza almofada de elastômero e chumbadores, pois não necessita de solda, o que simplifica o processo de montagem. Os chumbadores asseguram o equilíbrio da viga contra o tombamento e a instabilidade lateral

(não sendo necessários no caso de vigas largas e de pequenas alturas, ou quando não houver risco de tombamento). O preenchimento do furo da viga após a colocação do chumbador é feito com graute auto-adensável, asfalto ou mastique, de forma a proteger o chumbador contra a corrosão. Esse tipo de ligação geralmente transmite pouco momento em situações de serviço, pois ocorre grande deformação do elastômero.

2.3. Deformabilidade das ligações

A deformabilidade de uma ligação é definida como a relação do deslocamento relativo entre os elementos que compõem a ligação e o esforço solicitante unitário atuante na direção desse deslocamento e corresponde ao inverso da rigidez (EL DEBS, 2000).

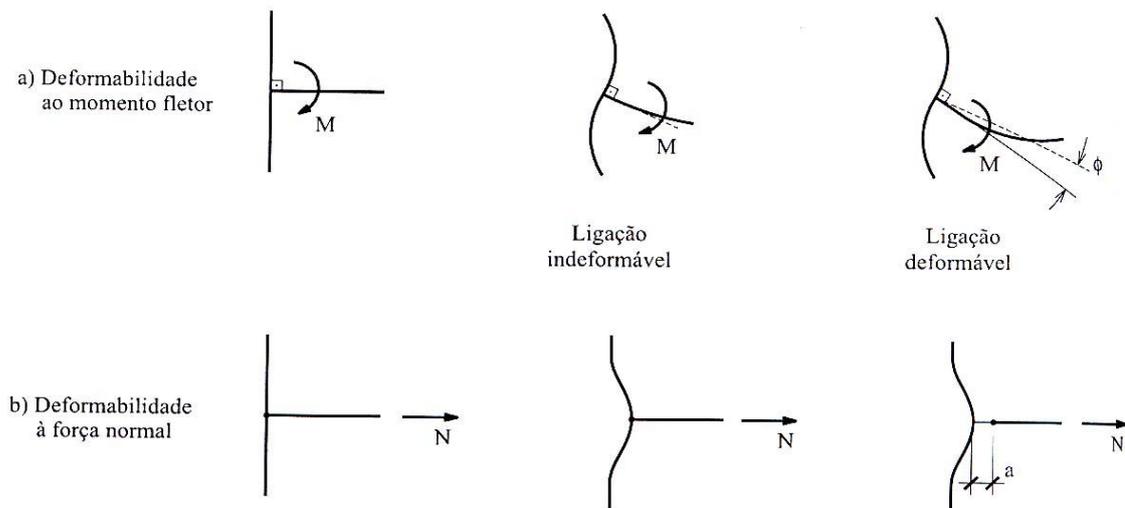


Figura 4 – Deformabilidade ao momento fletor e à força normal em ligação viga-pilar.
Fonte: El Debs (2000).

Existem diferentes maneiras de considerar a deformabilidade das ligações na análise da estrutura: a) diretamente na modelagem da região (como por exemplo, utilizando o Método dos Elementos Finitos); b) introduzindo elementos fictícios (associação de barras reais ou fictícias), ou c) incorporando a deformabilidade nos elementos adjacentes à ligação (pela modificação da rigidez desses). Normalmente na modelagem estrutural, as ligações são consideradas como elásticas e lineares (rigidez com valor constante) e seus valores de deformabilidade podem ser introduzidos de forma discreta ou contínua. Nos casos mais comuns de elementos de barra – pórtico plano e grelha – existem três deformabilidades

(Figura 5). O esquema de molas é usualmente utilizado para representar a deformabilidade com constantes elásticas correspondentes (Figura 6).

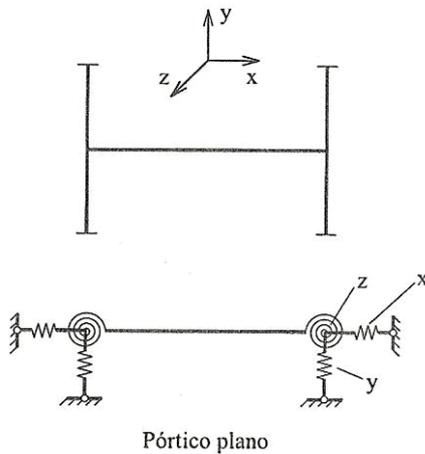


Figura 5 – Deformabilidade de pórticos. Fonte: El Debs (2000).

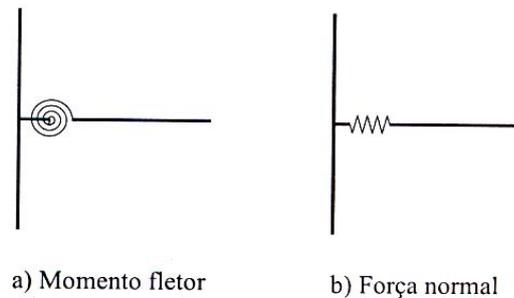


Figura 6 – Representação das deformabilidades com esquema de molas. Fonte: El Debs (2000).

Em função do esforço atuante na ligação, tem-se deformabilidade ao momento fletor e à força normal. Em algumas situações específicas de projeto, podem ser consideradas deformabilidade na direção das forças que provocam tensões de cisalhamento e do momento de torção. A deformabilidade à flexão de uma ligação é a rotação relativa entre os elementos da estrutura que concorrem nessa ligação causada pela ação de um momento fletor unitário, cujo valor pode ser expresso pela seguinte relação:

➤ Deformabilidade ao momento fletor:
$$D_m = \frac{\phi}{M} \quad (\text{Eq. 1})$$

sendo que:

- ϕ é a rotação relativa entre os elementos que concorrem na ligação;
- M é o momento aplicado na ligação.

Tomando a deformabilidade como o inverso da rigidez, tem-se que:

➤ Rigidez ao momento fletor:
$$K_m = \frac{M}{\phi} \quad (\text{Eq. 2})$$

Uma ligação resistente a momento fletor pode ser classificada como rígida, semi-rígida ou articulada de acordo com a relação momento-rotação (Equação 2) e as características do elemento estrutural adjacente. Para o caso de deformabilidade ao momento fletor de viga de

estruturas contraventadas, existe uma recomendação simplificada para a classificação da ligação (EL DEBS, 2000):

$$\text{➤ ligação rígida:} \quad D_m \leq \frac{\ell}{8EI} \quad \text{ou} \quad K_m \geq \frac{8EI}{\ell} \quad (\text{Eq. 3})$$

$$\text{➤ ligação semi-rígida:} \quad \frac{2\ell}{EI} > D_m > \frac{\ell}{8EI} \quad \text{ou} \quad \frac{EI}{2\ell} < K_m < \frac{8EI}{\ell} \quad (\text{Eq. 4})$$

$$\text{➤ ligação articulada:} \quad D_m \geq \frac{2\ell}{EI} \quad \text{ou} \quad K_m \leq \frac{EI}{2\ell} \quad (\text{Eq. 5})$$

sendo que:

- EI é a rigidez à flexão da barra;
- ℓ é o vão da viga.

A partir de ensaios experimentais, podem ser obtidos os valores de deformabilidade das ligações com a utilização do diagrama momento-rotação, que representa a relação entre o momento fletor (M) aplicado na ligação e a rotação relativa (ϕ) entre os elementos da estrutura que concorrem nessa ligação. No diagrama experimental, similar ao apresentado na Figura 7, o eixo das abscissas representa as ligações perfeitamente articuladas e o eixo das ordenadas representa as ligações perfeitamente rígidas. As ligações parcialmente rígidas apresentam comportamento não-linear, como pode ser visto na curva indicada na Figura 7.

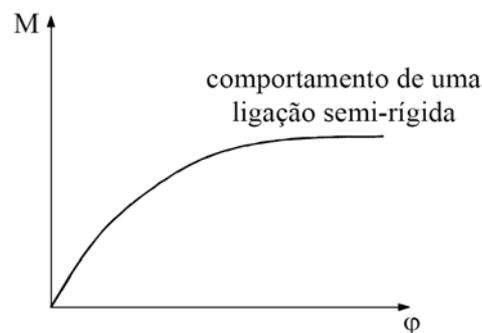


Figura 7 – Diagrama momento-rotação ($\varphi = \phi$). Fonte: Soares (1998).

Em sistemas estruturais formados por pórticos com ligações viga-pilar, pode ser utilizado o fator de rigidez γ para avaliar a restrição à rotação nas extremidades das vigas. O fator de rigidez ou fator de restrição, dado pela equação 6, relaciona a rigidez da ligação com a rigidez da viga, cujas extremidades possuem o mesmo tipo de ligação, e varia entre 0 e 1,

indicando respectivamente a existência de uma articulação ou de um engaste (FERREIRA & EL DEBS, 2003).

$$\gamma = \left[1 + \frac{3(EI)_{\text{sec}}}{K_{\phi S} \ell} \right]^{-1}, \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 6})$$

- $K_{\phi S}$ é a rigidez secante da ligação. Neste estudo; $K_{\phi S} = K_{\text{lig}}$;
- $(EI)_{\text{sec}} = 0,4 \cdot E_{\text{ci}} I_c$, sendo: E_{ci} o módulo de elasticidade tangente inicial do material e I_c o momento de inércia da seção de concreto;
- ℓ é o vão entre apoios.

Ferreira (2002) propôs uma classificação para ligações semi-rígidas em estruturas de concreto pré-moldado, considerando a resistência e a rigidez à flexão da ligação, conforme a Figura 8. Utilizando a combinação dos valores do fator de rigidez γ e das equações 7 a 10, Ferreira (2002) estabeleceu diferentes zonas para caracterizar o desempenho das ligações:

- zona I: ligação articulada;
- zona II: ligação semi-rígida com baixa resistência à flexão;
- zona III: ligação semi-rígida com resistência média à flexão;
- zona IV: ligação semi-rígida com alta resistência à flexão; e
- zona V: ligação rígida.

As fórmulas da classificação proposta por Ferreira (2002) são:

$$\frac{M_E}{M_R} = \left[\frac{3\gamma}{2 + \gamma} \right], \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 7})$$

- M_E é o momento modificado na extremidade de uma viga (devido à ligação semi-rígida) submetida a um carregamento uniforme (q) e de comprimento (ℓ);
- M_R é o momento de engastamento no apoio ($M_R = q\ell^2/12$).

$$\frac{M_{\text{MS}}}{M_R} = \left[\frac{3 - 1,5\gamma}{2 + \gamma} \right], \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 8})$$

- M_{MS} é o momento modificado no meio do vão.

$$\frac{\phi_E}{\phi_R} = 1 - \left[\frac{3\gamma}{2 + \gamma} \right], \text{ sendo que:} \tag{Eq. 9}$$

- ϕ_E é a rotação efetiva na extremidade da viga;
- ϕ_R é a rotação livre na extremidade de uma viga bi-apoiada e $\phi_R = M_R \ell / 2EI$.

$$\frac{\delta_{MS}}{\delta_R} = \left[\frac{2 - 1,4\gamma}{2 + \gamma} \right], \text{ sendo que:} \tag{Eq. 10}$$

- δ_{MS} é o deslocamento efetivo no meio do vão (flecha);
- δ_R é o deslocamento inicial para a condição de uma viga simplesmente apoiada ($\delta_R = 5q\ell^4 / 384EI$).

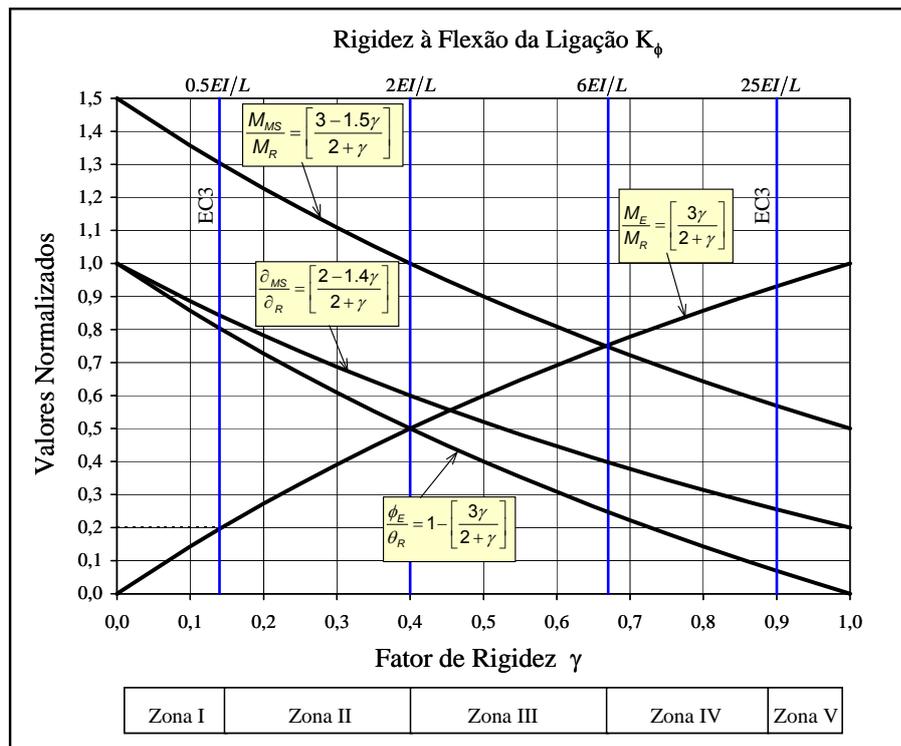


Figura 8 – Proposta de classificação para ligações semi-rígidas. Fonte: Ferreira (2002).

Segundo Soares (1998), a complexidade do comportamento das ligações devido à não-linearidade tem sido um obstáculo para o desenvolvimento de um simples método de análise das estruturas semi-rígidas. Como na prática dos projetos é quase impossível analisar o comportamento não-linear das ligações de forma iterativa, foram desenvolvidas representações simplificadas da relação momento-rotação. Uma dessas simplificações

(BJORHOVDE, 1984² *apud* SOARES, 1998) é a utilização da rigidez tangente, que representa uma aproximação inicial linear da relação momento-rotação para solicitações de serviço. Porém, como este valor superestima a rigidez da ligação, Gibbons et al. (1996³, *apud* SOARES, 1998) determinaram uma rigidez secante.

A avaliação analítica contém aproximações e pode se tornar trabalhosa, principalmente no caso de ligações mais complexas. Analiticamente, a ligação pode ser idealizada mediante mecanismos básicos de deformação, que correspondem à deformação específica de cada um dos componentes da ligação. Nesse tipo de análise, é feita uma idealização da posição deformada (Figura 9) para então associar mecanismos básicos de deformação em série ou em paralelo.

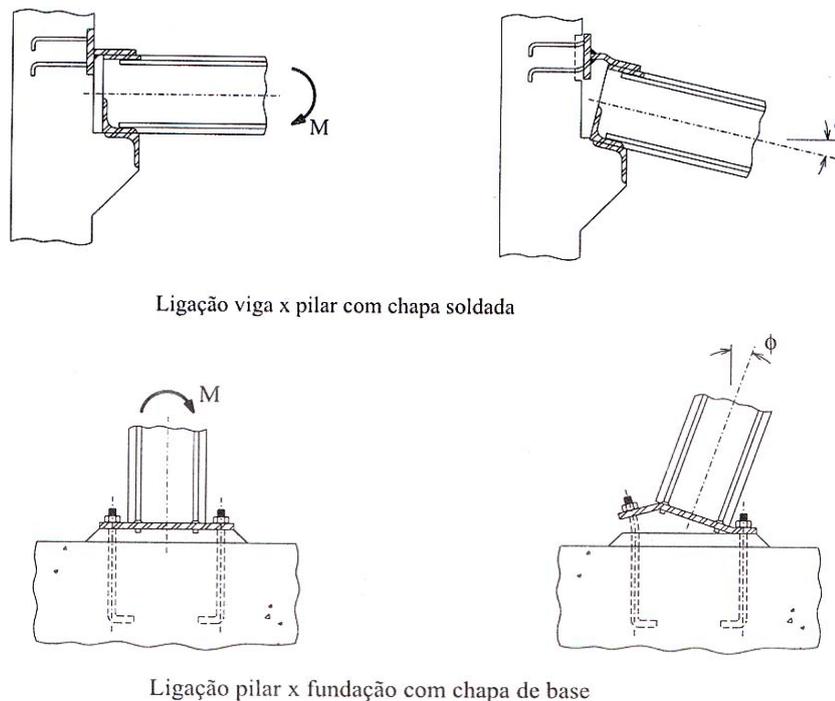


Figura 9 – Exemplos de posição deformada de algumas ligações submetidas a momento fletor. Fonte: El Debs (2000).

Os programas computacionais baseados nos métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos, tornaram-se uma importante ferramenta para a análise das ligações entre elementos pré-moldados, que são regiões complexas e com elevada concentração de tensões. É possível discretizar a estrutura de forma precisa e simular condições de contorno bastante

² BJORHOVDE, R. Effect of end restraint on column strength - practical applications. **AISC Engineering Journal**, v. 20, n. 1, p. 1-13, 1984.

³ GIBBONS, C.; KIRKY, P.A.; NETHERCOT, D.A. Calculation of serviceability deflections for non-sway frames with semi-rigid connections. **Proc. Instn. Civ. Structs. & Bldgs**, v. 116, p. 186-193, 1996.

próximas da real. Com isso, a avaliação da deformabilidade por meio de modelagem numérica complementa, expande ou até substitui, o método analítico simplificado e/ou a análise realizada por meio de ensaios em modelos físicos, que usualmente são feitos em escala real.

A utilização de ensaios não-destrutivos dinâmicos pode representar uma vantagem na obtenção dos valores de deformabilidade por dois motivos. Primeiro, porque não é necessário levar o modelo físico à ruína, ou seja, podem ser ensaiadas estruturas de grande porte em situação de serviço. Segundo, como o comportamento dinâmico dos sistemas é direcionado principalmente pelas características dos elementos estruturais e pelas ligações entre eles, qualquer alteração ocorrida nos elementos, ou variação das condições das ligações, provoca um efeito direto nas propriedades dinâmicas do sistema como um todo. Assim sendo, ensaios de vibração podem ser utilizados na análise e verificação das condições de vínculo de estruturas pré-moldadas reais que talvez necessitem de uma intervenção, reforço ou reparo.

2.4. Pesquisas sobre ligações

Pelo que se tem conhecimento, o primeiro estudo sistematizado sobre a investigação experimental em ligações de elementos em concreto pré-moldado iniciou-se na década de 60 pela *Portland Cement Association* (PCA), cujo programa abrangeu estudos sobre a continuidade em elementos do tipo duplo T, a resistência do apoio no topo de pilares e vigas, ligações viga-viga e viga-pilar com fixação por meio de parafusos em dentes rebaixados e a resistência de consolos e ligações constituídas por chapas metálicas em bases de pilares.

Outro programa de pesquisa denominado *Moment Resistant Connections and Simple Connections* do projeto PCI-SFRAD (*Specially Funded Research and Development Programs 1 and 4 – PCI 1/4*), fundado nos Estados Unidos em 1986, abordou o estudo experimental de vários tipos de ligação viga-pilar, cujos resultados, programa de ensaio, descrição dos modelos e conclusões são encontrados em Dolan et al. (1987).

Em 1990, a indústria de pré-moldados da França (*French Precast Concrete Industry*) iniciou um programa de pesquisa intitulado *Investigation of the Behaviour of the Semi-rigid Connections*, com o objetivo de estudar a semi-rigidez das ligações: viga-pilar, viga-viga e pilar-fundação (SOARES, 1998).

Merecem destaque dois programas de pesquisa dentro desse tema: o PRESSS e o COST C1. O PRESSS (*PREcast Seismic Structural Systems*) foi um programa conjunto dos EUA e do Japão. Esse programa iniciou-se em 1990 e os objetivos eram: a) desenvolver recomendações de projeto para construções de concreto pré-moldado em diferentes zonas sísmicas e b) desenvolver novos materiais, conceitos e tecnologias para construções pré-moldadas em diferentes zonas sísmicas (PRISTLEY, 1991). A parte do projeto desenvolvida nos EUA reuniu uma série de grupos de pesquisa de universidades americanas e teve o apoio da indústria por meio do PCI (*Prestressed/Precast Concrete Institute*). A fase I reuniu os projetos para definição de critérios e diretrizes básicas e na fase II foram desenvolvidos projetos relacionados com o comportamento e ensaios de ligações. A fase III foi mais direcionada à realização de ensaios de estruturas de edifícios (PRISTLEY, 1996). O COST C1 foi um programa da comunidade europeia, chamado *Control of the Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*, desenvolvido entre 1991 e 1998, com o objetivo de fomentar a formação de grupos de pesquisas na área de ligações semi-rígidas. Este programa reuniu sete grupos de trabalho nos seguintes assuntos: ligações em estruturas de concreto armado e protendido, ligações em estruturas de aço e compostas aço-concreto, ligações em estruturas de madeira, base de dados de resultados, ação sísmica, simulações numéricas para análise do comportamento e ligações em estruturas de compósitos de polímeros.

Muitos estudos sobre ligações entre elementos de concreto foram desenvolvidos a partir, ou concomitantemente, com as pesquisas realizadas sobre ligações em estruturas metálicas. Analisando as pesquisas encontradas no mundo na área de concreto pré-moldado percebe-se que elas podem ser divididas em dois grupos: a) estudos objetivando melhorias de desempenho das ligações, tanto no que se refere ao comportamento estrutural quanto às facilidades de execução e montagem; e b) estudos direcionados para prever melhor o comportamento das ligações e das estruturas.

No primeiro grupo, merecem destaque as pesquisas relacionadas com:

- o desenvolvimento de dispositivos metálicos, como por exemplo, as de Reinhardt & Stroband (1978), El-Ghazaly & Al-Zamel (1991), Walraven (1991) e Englekirk (1995);
- o uso de armadura protendida não aderente, como por exemplo, em Priestley & MacRae (1996) e Stanton et al. (1997); e

- a melhoria do concreto junto à ligação, como por exemplo, com o emprego de fibras nos trabalhos desenvolvidos por Soubra et al. (1993) e Vasconez et al. (1998).

No segundo grupo, têm merecido maior atenção os estudos direcionados à previsão da resistência, ductilidade e deformabilidade das ligações. Cabe registrar alguns dos trabalhos desenvolvidos na Universidade de Nottingham na Inglaterra, (ELLIOTT et al., 1992 e ELLIOTT et al., 1998), na Universidade Tecnológica de Tampere da Finlândia (LINDBERG & KERONEN, 1992 e KERONEN & HIETALA, 1998) e no CERIB (*Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie du Béton*) da França (CHEFDEBIEN & DALDARE, 1994 e CHEFDEBIEN, 1998). Merecem ainda registro dois trabalhos sobre ligações semi-rígidas (ELLIOT et al., 2003a e ELLIOT et al., 2003b).

Lionberger & Weaver (1969⁴, *apud* SOARES, 1998) estudaram o desempenho de estruturas com ligações semi-rígidas, quando submetidas a carregamentos dinâmicos, usando um modelo bi-linear para a relação momento-rotação.

Lindberg & Keronen (1992) desenvolveram um estudo sobre a estabilidade de pórticos pré-moldados de concreto (constituídos por dois pilares e uma viga) comumente utilizados para a execução de indústrias e galpões comerciais, cujas ligações viga-pilar são executadas com aparelhos de apoio de elastômero e são consideradas articulações.

Elliott et al. (1992) realizaram 14 ensaios, em escala natural, em ligações laje-viga-pilar para obter seus diagramas momento-rotação. Observa-se que nesse caso, as ligações foram ensaiadas com carregamento horizontal reversível, diferente dos estudos anteriores que analisaram o comportamento destas ligações sob a ação de carregamentos estáticos. Com a rigidez parcial das ligações determinada, desenvolveu-se um estudo teórico para avaliar a influência da semi-rigidez das ligações na estabilidade da estrutura. Os autores concluíram que todas as ligações ensaiadas são, em maior ou menor grau, semi-rígidas e que esta semi-rigidez deve ser considerada na determinação dos parâmetros relativos à estabilidade da estrutura, uma vez que tal consideração aumenta a rigidez da estrutura, que normalmente é pré-concebida considerando ligações viga-pilar articuladas.

Virdi & Ragupathy (1992⁵, *apud* SOARES, 1998) desenvolveram um programa computacional para estudar o efeito das ligações semi-rígidas na estabilidade de estruturas

⁴ LIONBERGER, S.R.; WEAVER, W. Dynamic response of frames with nonrigid connections. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, ASCE, v. 95, n. EM1, p. 95-114, 1969.

⁵ VIRDI, R. S.; RAGUPATHY P. Analysis of precast concrete frames with semi-rigid joints. In: Workshop on semi-rigid behaviour of Civil Engineering structural connections. **Cost C1: Proceedings**. Strasbourg, France. p.296-306, 1992.

pré-moldadas de concreto. O programa, intitulado *SWANSA*, analisa estruturas pré-moldadas espaciais, levando em consideração a não-linearidade física e geométrica e a deformabilidade das ligações. Os resultados obtidos com a utilização do programa foram comparados com resultados experimentais e mostraram uma grande semelhança a esses.

Chikho & Kirby (1995⁶, *apud* SOARES, 1998) propuseram um método aproximado para a obtenção do momento fletor em ligações semi-rígidas para pórticos nos quais as vigas possuem ligações idênticas em ambas as extremidades. Os autores determinaram fatores de correção, em função da rigidez da ligação, para o momento fletor nas extremidades dos elementos. Desta forma, a estrutura é calculada considerando que suas ligações são perfeitamente rígidas e os momentos obtidos desta análise são multiplicados pelos fatores de correção.

No Brasil, a quantidade de estudos sobre estruturas de concreto pré-moldado, especialmente sobre a semi-rigidez das ligações, ainda é limitada. Na EESC-USP, alguns trabalhos têm sido desenvolvidos nesta área. Soares (1998) analisou a deformabilidade de uma das ligações usualmente empregadas em estruturas de galpões: a ligação viga-pilar constituída por consolo e chumbador e a sua influência na distribuição dos esforços solicitantes destas estruturas. Foram realizadas simulações numéricas e também ensaios em modelos físicos, sendo possível determinar sua deformabilidade à flexão e observar seu modo de ruína.

Ferreira (1993) desenvolveu um programa para análise de pórticos planos com nós semi-rígidos, considerando inclusive a deformabilidade a força axial. Baseado nos resultados fornecidos pelo programa, o autor recomenda que na determinação dos deslocamentos das extremidades das barras seja também considerada a parcela correspondente ao deslocamento da ligação. Os deslocamentos das ligações são obtidos pela associação dos esforços nas extremidades das barras com rigidez modificada às deformabilidades das ligações das respectivas extremidades.

Ferreira (1999) desenvolveu uma metodologia para o cálculo da deformabilidade de ligações típicas de concreto pré-moldado, considerando os mecanismos básicos de deformação. Para isso, foram estudados dois tipos de ligação viga-pilar: uma com almofada de elastômero e chumbador e outra com chapas soldadas. Para o primeiro caso, foram realizados ensaios de cisalhamento, flexão e torção nos modelos, variando a geometria da

⁶ CHIKHO, A.H.; KIRBY, P.A. An approximate method for estimation of bending moments in continuous and semi-rigid frames. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 22, p. 1120-1132, 1995.

almofada e o diâmetro do chumbador. O segundo caso, ligação resistente à flexão com chapas soldadas, foi analisado por meio de ensaios de flexão alternada em protótipos. A partir dos resultados experimentais, o autor avaliou os parâmetros que estão associados à deformabilidade da ligação, com a medição da parcela de cada um dos mecanismos de deformação no valor global da deformabilidade.

Miotto (2002) estudou a deformabilidade ao momento fletor de dois tipos de ligação viga-pilar. A primeira ligação, que é muito utilizada em galpões, é composta por consolo com chumbadores e a segunda empregada em estruturas com mais de um pavimento. No segundo caso (Figura 10), a ligação caracterizava-se por possuir armadura longitudinal passando dentro e ao redor do pilar e com preenchimento de concreto, o que garantiu a transmissão parcial de momento fletor. Os resultados dos ensaios experimentais dessa pesquisa foram empregados em um modelo analítico proposto e também utilizados para calibrar os modelos numéricos. Assim, foi possível comparar as curvas momento-rotação obtidas pelos diferentes métodos (experimental, analítico e numérico) e estudar os mecanismos de deformação e resistência das ligações. Com a análise destes dados, a autora propôs modelos analíticos para a determinação da relação momento-rotação e da resistência das ligações.

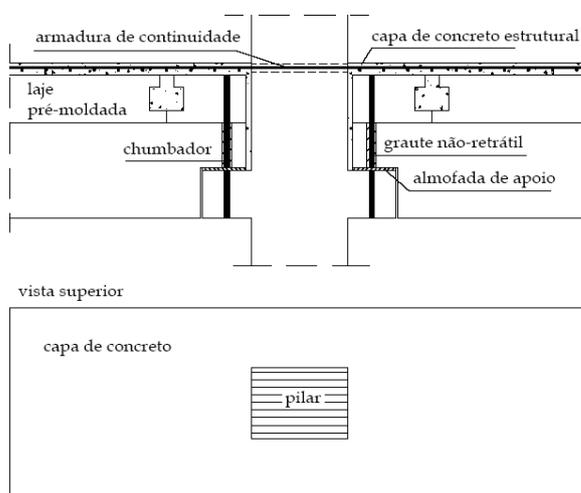


Figura 10 – Ligação viga-pilar estudada por Miotto (2002).

Baldissera (2006) deu prosseguimento à pesquisa desenvolvida por Miotto (2002). Foi estudado o comportamento de uma ligação viga-pilar parcialmente resistente a momento fletor, porém nesse caso, foram utilizados dois chumbadores inclinados fixados à viga por

meio de chapas metálicas, porcas e arruelas (Figura 11 e Figura 12). A armadura longitudinal da capa de concreto também passava por dentro do pilar. Foram ensaiados dois modelos físicos: um com pilar intermediário e outro com pilar de extremidade. Foram aplicados carregamentos alternados, em ciclos, de curta duração, de forma que na ligação atuassem momentos fletores positivos e negativos. Foi verificado um aumento significativo nos valores de momento de plastificação e de rigidez, quando comparados aos modelos com chumbadores retilíneos.

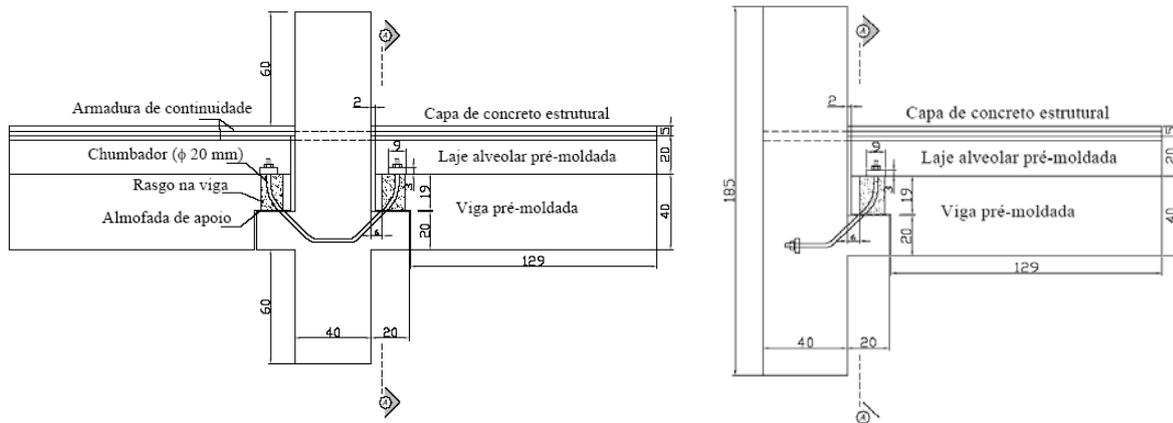


Figura 11 – Ligação viga-pilar estudada por Baldissera (2006): a) pilar intermediário; b) pilar de extremidade.



Figura 12 – Fotos da ligação viga-pilar estudada por Baldissera (2006).

Nóbrega (2004) analisou o comportamento de estruturas pré-moldadas de concreto, por meio de ensaios experimentais e computacionais, estáticos e dinâmicos, em pórticos de

tamanho reduzido, com diferentes características: no estado íntegro, com dano localizado, com dano generalizado e com ligação viga-pilar semi-rígida (Figura 13-a). Avaliou-se a condição real das ligações e a sua influência nas propriedades modais do sistema. Alguns aspectos desta pesquisa que merecem destaque são: a elaboração de uma metodologia experimental dinâmica para determinar a rigidez da ligação pilar-fundação diretamente pelos sinais medidos (Figura 14) e a estimativa do dano provocado pela fissuração. Os resultados experimentais foram comparados aos obtidos em simulação numérica com programas baseados no Método dos Elementos Finitos, com modelos fundamentados na Teoria da Elasticidade e na Mecânica do Dano.



Figura 13 – Ensaio dinâmico experimental de pórticos de concreto (NÓBREGA, 2004): a) Diferentes pórticos na laje de reação; b) Pórtico submetido à ação de um excitador eletromagnético.

A ligação pilar-fundação estudada por Nóbrega (2004) é do tipo chapa de base com parafusos, soldada às barras da armadura do pilar. A ligação viga-pilar semi-rígida foi constituída por almofada de elastômero e chumbador. Neste caso, não foi feito preenchimento com graute, pois havia a necessidade de desmontar o pórtico para substituir a almofada de apoio. Com isso, pode-se avaliar o comportamento da ligação com a utilização de almofadas de diferentes espessuras. Os resultados dos ensaios dinâmicos para os valores de rigidez da ligação pilar-fundação, obtidos pelos métodos direto e indireto, foram muito próximos (Tabela 1).

Tabela 1 – Comparação da rigidez calculada direta (ensaio) e indiretamente (NOBREGA, 2004).

	K_{direta} (kN.m/rad)	K_{indireta} (kN.m/rad)
Pórtico – Direção XY	2.492	2.500
Pórtico – Direção Z	505	550

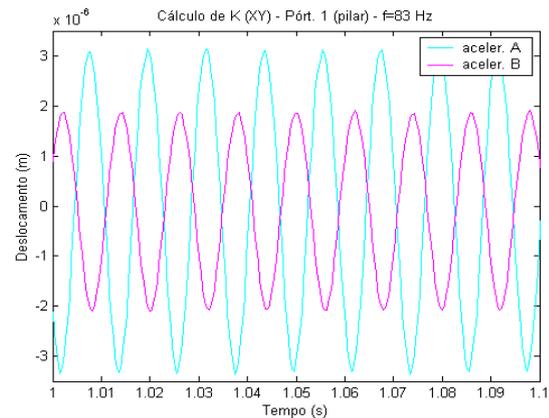
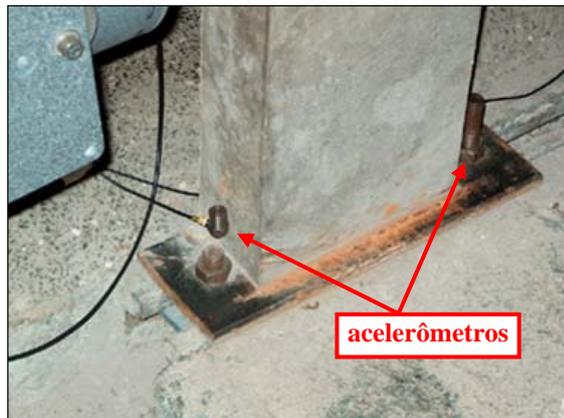


Figura 14 – Ensaio dinâmico para obter a rigidez de ligações semi-rígidas (NOBREGA, 2004): a) Acelerômetros nas laterais do pilar; b) Resposta dos acelerômetros (em m).

Outros estudos sobre ligações foram desenvolvidos no Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-moldados de Concreto (NET-PRÉ) da Universidade Federal de São Carlos. Entre eles, cita-se o estudo experimental sobre o comportamento de ligações viga-pilar pré-moldados e a interação da viga com as ligações, cuja relação contribui para a transmissão dos momentos (SOUZA, 2007). Catoia (2007) desenvolveu um estudo experimental no NET-PRÉ sobre o comportamento conjunto de vigas pré-moldadas de concreto protendido e as ligações semi-rígidas viga-pilar das extremidades, obtendo resultados satisfatórios para o engastamento parcial da ligação. Nesse trabalho, foi analisado um procedimento experimental para obtenção da rigidez da ligação, e simultaneamente, da rigidez equivalente da viga, assim como também foi investigada a validade do procedimento de leitura direta da rotação viga-pilar por meio de clinômetros.

Ao associar a maioria das pesquisas já realizadas com os temas envolvidos neste trabalho (estruturas pré-moldadas, ligação viga-pilar e ensaios dinâmicos), percebe-se que há uma tendência de encontrar estudos relacionados a ações sísmicas, seja quanto à necessidade

de reforço ou reabilitação, seja na utilização de pré-moldados nas estruturas localizadas em regiões sujeitas a sismos.

Segundo El-Amoury (2002), de acordo com avaliações nas estruturas feitas após terremotos, uma das regiões mais fracas do sistema que resiste a carregamentos laterais, tais como ações sísmicas, é a ligação viga-pilar. Esse aspecto é mais acentuado nas ligações externas, que não estão confinadas pela presença de vigas adjacentes e, portanto, mais vulneráveis.

Segundo Zonta et al. (2007), ensaios de vibração representam uma ferramenta alternativa muito conveniente para a avaliação da danificação em estruturas que sofreram os efeitos de terremotos, pois fornecem meios de realizar uma medida quantitativa do dano, mesmo quando não há possibilidade de fazer uma inspeção visual (consideração qualitativa da estrutura). Os autores consideram que um aspecto importante relativo aos métodos de detecção de dano é a sua aplicação prática em estruturas civis reais, tais como pontes ou edifícios de múltiplos andares.

No Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, Alva & El Debs (2006) realizaram ensaios experimentais em ligações monolíticas viga-pilar de concreto armado, aplicando ações cíclicas alternadas de forma a simular o efeito de sismos. O objetivo do trabalho foi avaliar o comportamento global da ligação (verificando a ductilidade do sistema, a evolução da fissuração e a perda de resistência e de rigidez), mas principalmente estudar o nó de pórtico, considerando a influência da resistência à compressão do concreto e da taxa de armadura transversal da região.

Análise Dinâmica

Capítulo 3

3.1. Generalidades

A análise dinâmica está se tornando cada vez mais relevante para os projetos de estruturas civis, principalmente em virtude: da necessidade de economia dos recursos energéticos; da prática de novos partidos arquitetônicos com estruturas mais leves e mais esbeltas; do desenvolvimento tecnológico dos materiais de construção (mais resistentes); da adoção de técnicas e sistemas construtivos inovadores em tempo e forma de execução (pré-moldagem); do envelhecimento e degradação das edificações já construídas; da mudança na intensidade e na forma de atuação de alguns carregamentos; e do uso de recursos computacionais e técnicas numéricas que possibilitam análises mais complexas e refinadas e a verificação mais precisa do comportamento e da segurança da estrutura (NÓBREGA, 2004). Já há muitos anos, a análise dinâmica tornou-se uma importante etapa do dimensionamento de obras civis em vários países, em virtude, principalmente, da ocorrência de freqüentes abalos sísmicos ou ações excepcionais de vento nesses locais. No campo experimental, modernos equipamentos e sensores podem ser utilizados para identificar vibrações excessivas e possíveis danos na estrutura ou no modelo físico estudado.

Na análise experimental de estruturas – inclusive as pré-moldadas e suas ligações – os ensaios usuais de investigação física e os procedimentos da análise estática podem não ser suficientes para um estudo apurado dos modelos. Técnicas complementares experimentais e computacionais, que consistem de ensaios dinâmicos de vibração livre ou forçada e subsequente análise modal, podem quantificar mais precisamente as ações e seus efeitos, verificar as solicitações na estrutura e a sua resposta, avaliar o conforto humano frente às vibrações comparando com os limites estabelecidos em normas e avaliar a integridade

estrutural. Estes ensaios não-destrutivos também apresentam a vantagem de fornecer informações integradas e globais da estrutura a respeito da rigidez e do amortecimento podendo ser repetidos e comparados ao longo do tempo.

A análise dinâmica é uma importante ferramenta para a avaliação da integridade da estrutura, ou seja, uma maneira de identificar, localizar e quantificar danos, além de detectar mudanças na sua deformabilidade. Qualquer estrutura íntegra possui frequências e modos de vibração particulares. Estes parâmetros dinâmicos dependem das características da estrutura, tais como: propriedades elásticas, geometria e densidade do material. Sendo assim, a existência de danos locais ou globais (fissuras e conseqüente perda de rigidez e/ou massa), provocados pelo aumento gradual do carregamento, leva à modificação dos modos de vibração e do amortecimento e à redução do valor da frequência natural. A magnitude desta mudança depende da natureza, severidade e localização do dano. Dessa forma, é possível determinar a rigidez equivalente para os diversos estágios de fissuração da peça, o que talvez possa indicar a proximidade da ruína. As medidas dinâmicas indicam, inclusive, a evolução do processo de fissuração mesmo em estágios iniciais do carregamento, enquanto que visualmente as microfissuras ainda não são perceptíveis.

A análise modal experimental é empregada de tal forma que abrange uma variedade de situações. A determinação das frequências naturais de uma estrutura ou de um sistema é extremamente importante para compreender e prever o seu comportamento dinâmico. Ensaio dinâmico também são realizados para averiguar um modelo analítico proposto. Outra aplicação da análise modal é a verificação experimental da durabilidade de elementos ou sistemas submetidos a ensaios forçados durante um período de tempo pré-estabelecido. Com isso, ensaios de desempenho são realizados para comparar as propriedades do material ou da estrutura antes e após os ensaios dinâmicos. Outra importante aplicação prática dos ensaios de vibração é a monitoração dos parâmetros dinâmicos de uma máquina ou de uma estrutura ao longo do tempo, no seu próprio local de implantação (INMAN, 1994).

Existem várias pesquisas que tratam da identificação do dano e também estudam métodos para determinar a localização adequada dos sensores, já que é difícil instrumentar toda a estrutura (no caso das estruturas civis) para monitoramento da integridade dos seus elementos. Existem dois tipos de sistema de monitoramento de estruturas: 1) aqueles que medem as respostas de pico (máximas) em pontos específicos da estrutura e, então, as correlaciona com a integridade e a vida útil estimada, sendo utilizados principalmente em

casos de catástrofes (terremotos, furacões etc.) e 2) sistemas que avaliam as mudanças nos parâmetros dinâmicos ao longo do tempo.

Salawu (1997) faz uma extensa revisão dos métodos propostos por diversos pesquisadores para a detecção e localização de danos estruturais, que utilizam como parâmetro as mudanças na frequência natural, além de discutir a relação entre as mudanças na frequência e a extensão do dano. Uma das grandes vantagens do uso da frequência natural obtida em ensaios dinâmicos é a sua natureza global, permitindo a escolha dos pontos de medida que melhor se adaptem às condições do ensaio. Os ensaios de vibração são bastante influenciados pela consistência e confiabilidade dos procedimentos experimentais, pela variação das condições ambientais, pela precisão e sensibilidade dos instrumentos e dos sistemas dinâmicos. O autor ainda faz algumas recomendações práticas para a adequada utilização dos dados obtidos dos ensaios de vibração e enumera os fatores que devem ser considerados e que podem até limitar a aplicação desse tipo de ensaio para avaliar as condições da estrutura.

Zonta et al. (2007) relaciona as observações a respeito de ensaios de vibração para a detecção de dano em estruturas civis em escala real. Os itens citados pelos autores foram obtidos em estudos de pontes simplesmente apoiadas, de único vão, onde o dano é pequeno e localizado. Dentre os principais pontos relacionados por eles, destaca-se a sensibilidade da medida do valor da frequência natural a variações de temperatura e a alterações das condições de contorno.

Cerri & Vestroni (2000) fazem uma abordagem sobre a quantificação do dano generalizado, que ocorre usualmente nas estruturas de concreto armado em função da fissuração. Doebling et al. (1996⁷, *apud* KIREMIDJIAN et al., 1997) revisaram os métodos encontrados na literatura sobre identificação do dano e monitoramento da integridade estrutural de sistemas. Eles enfatizaram os métodos baseados em medidas de vibração e detecção do dano pelas mudanças dos parâmetros dinâmicos. Kiremidjian et al. (1997) abordam os sistemas de monitoramento de dano em edifícios, com ênfase nos danos causados por desastres naturais, como terremotos. Os autores relatam os avanços obtidos nos últimos anos, principalmente na área de controle estrutural.

⁷ DOEBLING, S.; FARRAR, C.; PRIME, M.; SHEVITS, D. **Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review.** Los Alamos National Laboratory Report No. LA-13070-MS, Los Alamos, New Mexico, 1996.

Rytter (1993⁸, *apud* KIREMIDJIAN et al., 1997) define quatro estágios de monitoramento do dano: identificação da presença do dano na estrutura, determinação da localização geométrica, quantificação da severidade e avaliação das condições em serviço (remanescentes) da estrutura. Nesses diferentes estágios de monitoramento do dano, exigem-se diferentes tipos de sensores (ou sistemas de vários sensores), assim como os algoritmos para avaliação do dano.

A análise dinâmica experimental começa a desempenhar um papel promissor e de grande importância para as atividades de Engenharia de Estruturas relacionadas com a avaliação e a verificação da integridade e da segurança, visto que, atualmente, a modificação, o reforço ou a recuperação de estruturas deterioradas estão se tornando cada vez mais necessários. O emprego dos resultados de ensaios dinâmicos na verificação do projeto e em estudos para avaliação da estrutura em tempo qualquer visa satisfazer aos limites estabelecidos em normas, tanto para a capacidade última do elemento como para a garantia do comportamento adequado em serviço e da durabilidade da estrutura. Além disso, os ensaios não-destrutivos apresentam baixo custo, facilidade de execução, rapidez, confiabilidade e fornecem respostas integradas e globais, comparáveis àquelas obtidas da análise computacional.



Figura 15 – Exemplo de estrutura pré-moldada – painel alveolar de grande vão.



Figura 16 – Exemplo de estrutura pré-moldada – painéis leves de piso de estádio.

⁸ RYTTER, A. **Vibration based inspection of Civil Engineering structures**, Ph. D. Dissertation, Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Denmark, 1993.

As estruturas pré-moldadas são mais susceptíveis a vibrações por apresentarem grandes vãos, pequenas espessuras, e sendo conseqüentemente, mais esbeltas e mais leves, o que as tornam menos rígidas que as estruturas de concreto moldado no local, além de sofrerem forte influência da rigidez das ligações (Figura 15 e Figura 16). Embora outras ações dinâmicas, como as causadas por multidões, sejam relativamente raras a ponto de provocar um colapso estrutural, são bastante freqüentes os casos de desconforto – resultando também em um número crescente de acidentes ou situações de alto risco de falha (BACHMANN, 1992).

Nóbrega (2004) demonstrou a viabilidade da utilização dos testes dinâmicos para a determinação da rigidez das ligações, estimativa do dano provocado pela fissuração e alteração de condições estruturais diversas, pois o autor obteve boa correlação entre os resultados de modelos físicos e numéricos.

Em estruturas de concreto armado, alguns pesquisadores investigaram a danificação por meio de ensaios dinâmicos, por exemplo, Ndambi et al. (2002) que ensaiaram vigas de concreto simples, com fissuração introduzida por etapas de carregamento estático de flexão; e Garaygordóbil (2003) que demonstrou a vantagem de utilizar ensaios dinâmicos na avaliação da integridade dos elementos estruturais (vigas e lajes de concreto armado, alvenaria estrutural, entre outros), empregando métodos experimentais simples e simulação numérica, cujas respostas permitiram a identificação das características da estrutura, tais como: condições de contorno, intensidade de fissuração, propriedades geométricas e intensidade de carregamento.

No Brasil, alguns pesquisadores, que avaliaram a perda de rigidez de elementos de concreto armado (vigas ou pilares), também utilizaram ensaios dinâmicos não-destrutivos de vibrações livres intercalados com ensaios quase estáticos de flexão, relacionando a queda da rigidez com o panorama e a abertura das fissuras, por meio da alteração das propriedades modais. Cita-se, por exemplo: Penner & Fusco (1997), que obtiveram fatores de redução da rigidez de pilares de concreto armado para simular a fissuração e a não-linearidade física do material; Alvim (1997) e Belo & Penner (2002) que investigaram a rigidez equivalente de vigas de concreto armado em balanço, para também obter um coeficiente de redução da rigidez para cada etapa do ensaio, ou seja, nos diferentes estágios de fissuração.

Almeida (2005) avaliou o comportamento de elementos de concreto submetidos a um processo de danificação progressiva. Pela realização de ensaios dinâmicos e estáticos, procurou-se determinar a influência da evolução da fissuração nas propriedades elásticas do concreto e sua influência no valor da rigidez do elemento. Nessa pesquisa, o módulo de

elasticidade dinâmico foi determinado pelo método da ressonância de impacto. Malhotra (1986) e Neville (1982) descreveram os procedimentos necessários para a aplicação deste método. A norma americana ASTM C-215 (1991) estabelece os procedimentos experimentais e apresenta as expressões para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico, do módulo de elasticidade transversal dinâmico e do coeficiente de Poisson dinâmico, pela medição das frequências fundamentais transversal, longitudinal e torcional de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Os ensaios foram realizados em modelos prismáticos de concreto simples, de diferentes resistências em diferentes idades, para a determinação dos módulos de elasticidade estático e dinâmico, ao longo de um processo de danificação progressiva (Figura 17).



Figura 17 – Ensaios estáticos e dinâmicos em prismas de concreto simples (ALMEIDA, 2005): a) Aplicação do carregamento estático – fissuração; b) Ensaio dinâmico com prismas sobre molas – condição livre-livre.

Também na pesquisa de Almeida (2005), ensaios dinâmicos intercalados a ensaios estáticos de flexão simples foram realizados em vigas de concreto armado de dimensões reduzidas, para a análise da rigidez equivalente ao longo do carregamento (Figura 18). Além de detectar a influência significativa da evolução da fissuração do concreto nas propriedades dinâmicas, os resultados obtidos também permitiram a sistematização de um procedimento para a realização de ensaios dinâmicos no Laboratório de Estruturas (EESC-USP), com dimensões dos modelos e condições de contorno adequadas.

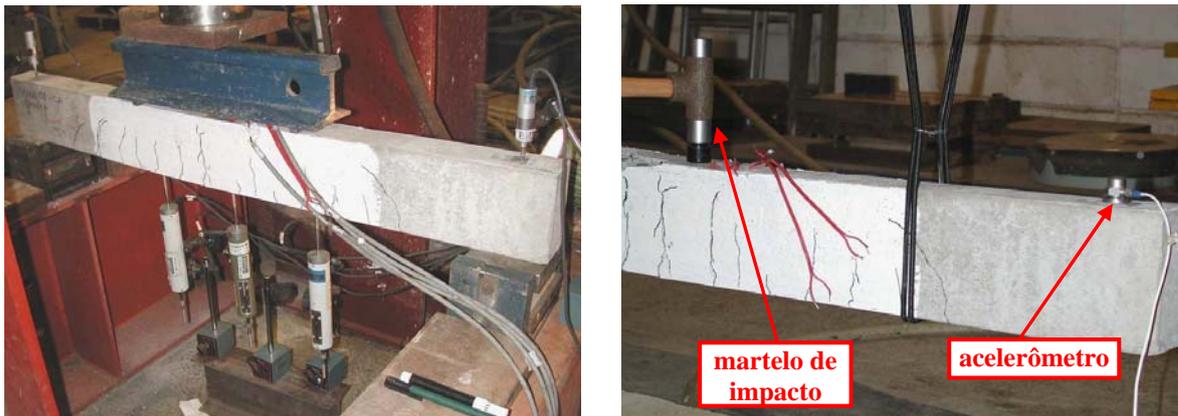


Figura 18 – Ensaios estáticos e dinâmicos em vigas de concreto armado (ALMEIDA, 2005): a) Aplicação do carregamento estático de flexão; b) Ensaio dinâmico de vibração livre.

3.2. Análise Modal

“A análise modal é o processo constituído de técnicas teóricas e experimentais que possibilitam a construção de um modelo matemático representativo do comportamento dinâmico do sistema em estudo, a fim de determinar os seus parâmetros modais (frequências naturais, modos de vibração e fatores de amortecimento modal)” (NÓBREGA, 2004). Uma de suas aplicações é a avaliação da integridade estrutural, ou seja, a identificação e localização de danos existentes. A análise modal para ser realizada depende das relações de ortogonalidade dos modos de vibração (auto-vetores). Essa condição permite desacoplar as equações de movimento de sistemas de múltiplos graus de liberdade (MGDL) em um conjunto de equações diferenciais independentes, equivalente a vários sistemas de um grau de liberdade (1 GDL).

A análise modal teórica consiste inicialmente na definição das propriedades físicas e geométricas do sistema estrutural (matrizes de: massa M , amortecimento C e rigidez K). Determina-se o modelo modal, composto de frequências naturais (ω_k), modos de vibração correspondentes (ϕ_k) e fatores de amortecimento modal (ζ). Com esses parâmetros modais é possível estimar a resposta do sistema a uma determinada excitação, definindo um conjunto de respostas ao longo do tempo e de Funções de Resposta em Frequência (FRFs).

Na análise modal experimental é feito o processo inverso. As respostas do sistema são medidas experimentalmente (FRFs), aplicam-se métodos para a obtenção dos parâmetros

modais (ω_k , ϕ_k e ζ) e, empregando técnicas apropriadas, é possível obter as propriedades da estrutura (M , C e K). A obtenção da FRF é o principal objetivo de uma caracterização dinâmica experimental, pois é a base para a derivação dos parâmetros que caracterizam o modelo modal da estrutura.

A Função de Resposta em Frequência (FRF) relaciona a resposta do sistema por unidade de excitação aplicada, como função da frequência de excitação. Quando a variável da resposta (ou de saída) é o deslocamento, a FRF é chamada Receptância. Quando a variável de saída é a velocidade ou a aceleração, a FRF é chamada, respectivamente, de Mobilidade ou Acelerância. Neste trabalho, todas as Funções de Resposta em Frequência obtidas em ensaios experimentais foram acelerâncias.

No campo experimental, os sinais de entrada (excitação) e de saída (resposta) são medidos no domínio do tempo e convertidos para o domínio da frequência pela Transformada Rápida de Fourier (FFT), operação que é normalmente realizada pelo sistema de aquisição. Também no domínio da frequência, os dados de saída e de entrada são divididos entre si para gerar o gráfico da FRF, do qual podem ser extraídos os parâmetros dinâmicos do sistema, tais como, frequências naturais e fatores de amortecimento relacionados a cada modo de vibração.

Algumas das hipóteses fundamentais da análise modal experimental que devem ser consideradas são:

- a estrutura é invariante no tempo (os parâmetros modais são constantes) e linear, ou seja, a resposta da estrutura a qualquer combinação de forças simultâneas é a soma das respostas individuais de cada uma das forças atuando isoladamente (NÓBREGA, 2004);
- a estrutura sob teste pode ser descrita adequadamente por um modelo discreto (INMAN, 1994); e
- a estrutura além de apresentar comportamento linear, também deve ser ensaiada sem que a força seja superior àquela que limita o comportamento linear (INMAN, 1994).

Ewins (1984) define a análise modal experimental como um conjunto de métodos que diferem em complexidade, limitações e vantagens, mas que buscam ajustar uma expressão teórica de uma FRF aos dados de ensaios experimentais, por meio da obtenção dos coeficientes que definem esta expressão que, por sua vez, estão diretamente relacionados com os parâmetros modais do sistema.

Existem métodos de análise modal experimental em que o procedimento é essencialmente automático, ou seja, dados da FRF são fornecidos como dados de entrada e os

parâmetros modais são extraídos sem interferência do usuário. Outros métodos são interativos, pois exigem a participação do usuário na escolha ou nas decisões envolvidas na análise. Esses acabam sendo inevitáveis, visto que em estruturas reais e complexas, os dados obtidos são imperfeitos ou estão incompletos (EWINS, 1984).

Uma desvantagem da análise modal clássica é que para modos mais altos, é necessário impor um nível de energia (carregamento) maior à estrutura. Em estruturas de concreto, esses carregamentos elevados podem ocasionar fissuração dos elementos, o que implica na ocorrência de não-linearidades e redução da rigidez e, conseqüentemente, diminuição dos valores de freqüência.

3.2.1. Método do pico de amplitude (*peak-amplitude*) – Ewins (1984) e Inman (1994)

O método do pico de amplitude (*peak-amplitude* ou *peak-picking*) faz parte de um conjunto de métodos simples de análise modal. A idéia básica desses métodos é que, na região da ressonância, a resposta do sistema é influenciada pela contribuição do modo cuja freqüência natural está nas proximidades. É um método para sistemas de um grau de liberdade e que funciona de forma apropriada em estruturas cujas FRFs exibem modos bem distintos, bem afastados uns dos outros. Ou seja, cada pico de ressonância é idealizado como sendo a resposta de um sistema de um único grau de liberdade independente. Outra hipótese do método é que as estruturas sejam medianamente amortecidas, isso quer dizer, que não sejam pouco amortecidas a ponto de ser difícil obter medidas válidas na ressonância, nem possuam amortecimento tão alto que a resposta na ressonância seja muito influenciada por vários modos. É um método que possui algumas limitações, porém pode ser empregado em estimativas iniciais, o que pode antecipar informações a respeito dos parâmetros para um procedimento realizado posteriormente, tal como o ajuste de curva.

As etapas do método são as seguintes:

- Identificação dos picos de ressonância no gráfico da FRF. A freqüência que apresenta amplitude máxima é a freqüência natural de cada modo (ω_r);
- Identificação do valor da amplitude máxima ($|H(\omega_r)|$), assim como da faixa de freqüência ($\Delta\omega$) equivalente a valores de amplitude iguais a $|H(\omega_r)|/\sqrt{2}$ (vide Figura

19). Os dois pontos que limitam essa faixa de frequência são os pontos de meia-potência: ω_a e ω_b , cujas amplitudes são dadas por:

$$|H(\omega_a)| = |H(\omega_b)| = \frac{|H(\omega_r)|}{\sqrt{2}} \quad (\text{Eq. 11})$$

➤ O amortecimento do modo pode ser estimado pela expressão:

$$\zeta = \frac{\omega_a - \omega_b}{2 \cdot \omega_r} \quad (\text{Eq. 12})$$

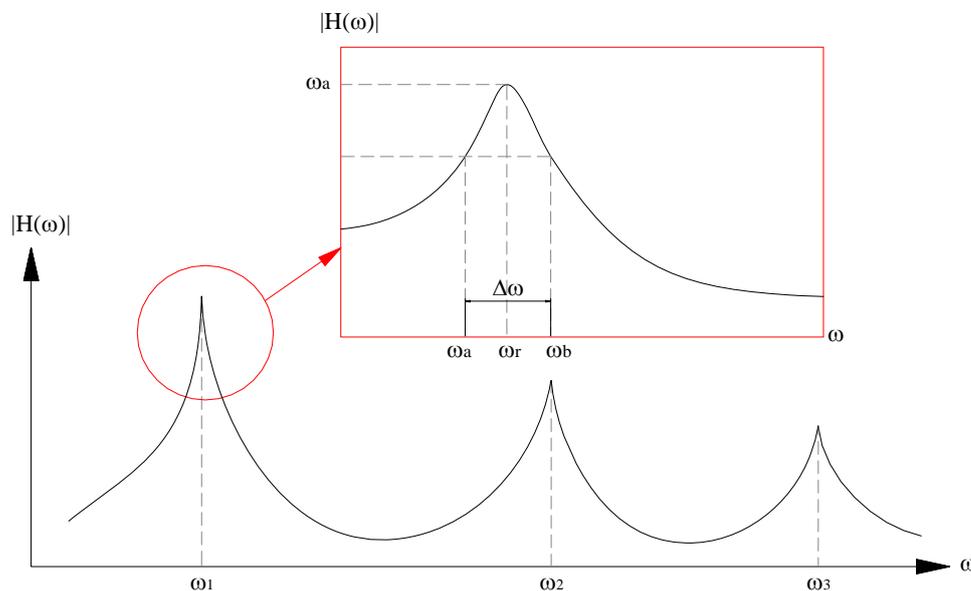


Figura 19 – Ilustração de uma FRF e do método do pico de amplitude (*peak-amplitude*).

Sabendo que a maioria dos erros num experimento dinâmico acontece na região de ressonância, torna-se imprescindível o cuidado na leitura dos dados, pois as estimativas da frequência e do amortecimento dependem da precisão da medida de amplitude no gráfico da FRF. Outra limitação do método é a suposição de um único modo, ou seja, da influência de um único grau de liberdade na região do pico de ressonância. Apesar dos modos estarem bem afastados uns dos outros, pode existir alguma contribuição de modos vizinhos na resposta do sistema para aquele modo que está sendo estudado.

3.2.2. Método do decremento logarítmico

Uma das formas para estimar o amortecimento do sistema também de forma simplificada é por meio do decremento logarítmico. De acordo com esse método, são registradas as respostas (deslocamentos), no domínio do tempo, de um sistema de um grau de liberdade submetido a um impulso resultando em vibração livre. O termo decremento logarítmico refere-se à taxa de redução logarítmica relacionada com a redução do movimento após o impulso.

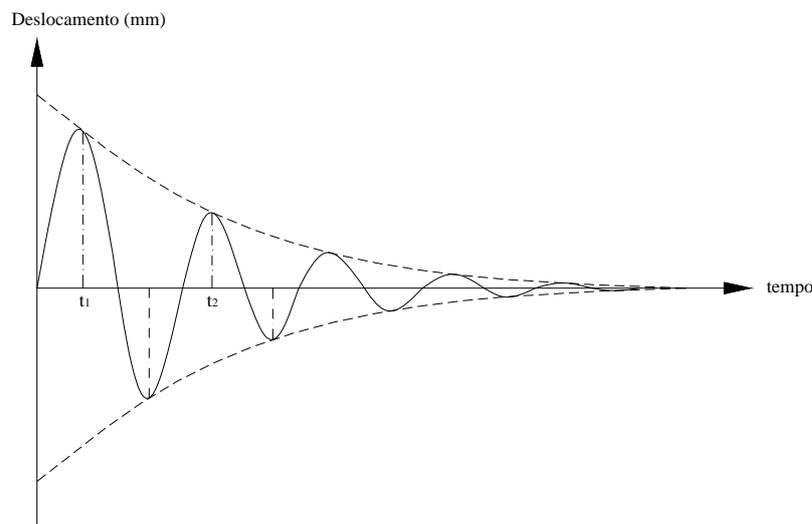


Figura 20 – Resposta do sistema a vibração livre – Cálculo do decremento logarítmico.

O decremento logarítmico é definido por:

$$\delta = \frac{2 \cdot \pi \cdot \zeta}{\sqrt{1 - \zeta^2}} = \frac{1}{n} \cdot \ln \left[\frac{x_0}{x_n} \right], \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 13})$$

- n é o número de ciclos usado;
- x_0 é a amplitude de vibração em $t = t_0$;
- x_n é a amplitude de vibração em $t = t_n$;
- ζ é o fator de amortecimento.

Da relação anterior, é possível extrair o valor do fator de amortecimento em função do decremento logarítmico, que é obtido com a razão entre duas amplitudes sucessivas do sinal:

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{4 \cdot \pi^2 + \delta^2}} \quad (\text{Eq. 14})$$

3.3. Método direto (procedimento utilizado por Nóbrega, 2004)

A obtenção experimental do valor de rigidez à flexão de uma ligação abrange medidas de rotações (respostas) e momentos (excitações). Nóbrega (2004) cita alguns autores que desenvolveram estudos sobre a análise experimental dinâmica envolvendo resposta ou excitação rotacional: Ewins (2000)⁹, Maia et al.¹⁰ (1997), Bregant & Sanderson¹¹ (2000) e Lofrano¹² (2003). Com base nesses estudos, Nóbrega (2004) destacou algumas das dificuldades envolvidas: a) as medidas da resposta ou da excitação rotacional foram, por muitos anos, um problema de solução não-trivial; b) medidas rotacionais são mais difíceis de serem obtidas e requerem mais cuidados; e c) a amplitude do sinal devido aos movimentos de translação pode se sobrepor aos movimentos rotacionais (EWINS, 2000).

Entre as diversas possibilidades de solução para esse tipo de problema, existe uma alternativa simples baseada em sensores e equipamentos convencionais. A técnica consiste em usar um par de acelerômetros uniaxiais colocados a uma pequena distância um do outro, fixados à estrutura ou fixados a um acessório auxiliar na forma de “T” solidarizado à estrutura (Figura 21). No caso da utilização deste acessório, deve-se observar a flexibilidade das barras em balanço, para que a peça comporte-se como um corpo rígido e que não influencie, pelo seu próprio movimento, a resposta dos sensores.

De acordo com a Figura 21, as acelerações translacional e rotacional do ponto P da estrutura são calculadas pelas expressões:

$$\ddot{x}_P = \frac{\ddot{x}_B + \ddot{x}_A}{2} \quad \text{e} \quad \ddot{\theta}_P = \frac{\ddot{x}_B - \ddot{x}_A}{2s} \quad (\text{Eq. 15})$$

Um dos problemas associados a esta técnica relaciona-se ao fato de que a diferença de aceleração dada pela equação 15 pode ser da mesma ordem de grandeza dos erros e ruídos inerentes à medição dos dados (MAIA et al., 1997) ou pode até ser inferior à sensibilidade transversal (cruzada) dos acelerômetros.

⁹ EWINS, D. J. **Modal Testing: Theory and Practice**. Research Studies Press, Great Britain, 2000.

¹⁰ MAIA, N.M.M.; SILVA, J.M.M., ed. **Theoretical and experimental modal analysis**. Research Studies Press Ltd., Taunton, Somerset, England, 1997.

¹¹ BREGANT, L.; SANDERSON, M. Rotational degree of freedom: a historical overview on techniques and methods. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON MODAL ANALYSIS, ISMA, 25, Leuven, Bélgica, 2000. **Proceedings**. /CD-ROM/

¹² LOFRANO M. **Técnicas para estimativa de FRFs angulares em análise modal experimental com aplicações a estruturas do tipo viga**. 2003. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

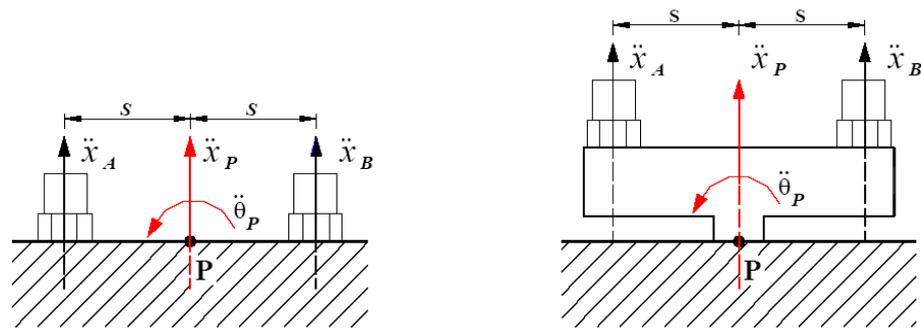


Figura 21 – Arranjo para medição da resposta rotacional. Fonte: Adaptado de Maia et al. (1997).

Nóbrega (2004) sistematizou uma seqüência de procedimentos para a obtenção da rigidez da ligação da forma direta, constituída dos seguintes passos:

- Fixação de acelerômetros, um em cada lado do elemento (vide exemplo na Figura 22). Recomenda-se que a distância entre os acelerômetros e a ligação seja a menor possível, de forma a excluir da resposta dos acelerômetros a influência do deslocamento por flexão do elemento e considerar apenas o efeito da ligação;

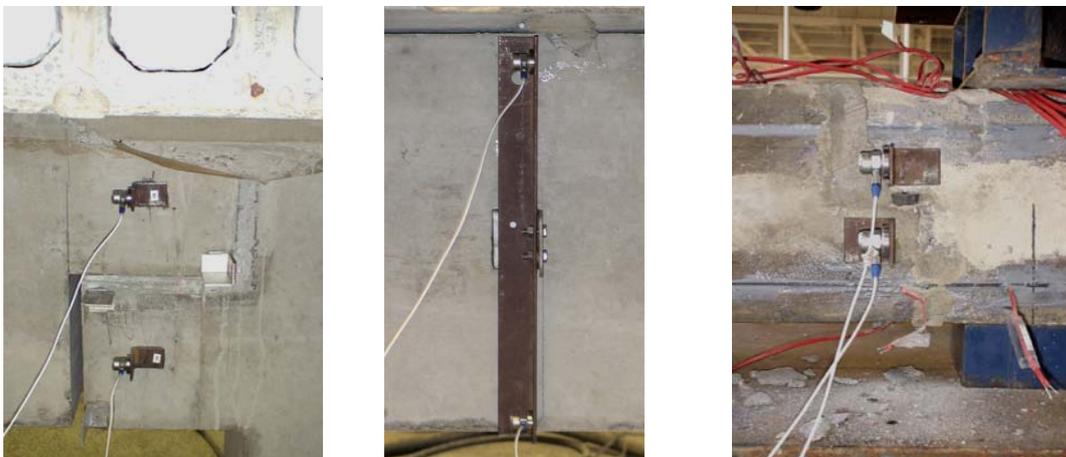


Figura 22 – Fixação dos acelerômetros para realização de ensaios dinâmicos pelo método direto.

- Excitação da estrutura com um sinal senoidal, com frequência correspondente à frequência natural da estrutura, para aumentar as amplitudes, reduzir o ruído e otimizar a relação sinal-ruído;
- Medição da excitação imposta (força) e das respostas dos acelerômetros (aceleração) no domínio do tempo;

- Cálculo das respostas dos sensores, em termos de deslocamento, no domínio do tempo. A expressão que relaciona a aceleração e o deslocamento de cada acelerômetro é dada por:

$$x = \frac{\ddot{x}}{\omega^2}, \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 16})$$

- ω é a frequência da excitação imposta (em rad/s).

- Cálculo do ângulo de rotação do elemento pela expressão:

$$\theta = \frac{\Delta x}{2s}, \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 17})$$

- Δx é o deslocamento relativo entre os dois acelerômetros; e
- $2s$ é a distância entre os dois acelerômetros.

- Cálculo do momento dinâmico (M_{din}) observando a seqüência a seguir:

1) obtenção do valor do momento (M) sem a consideração dos parâmetros dinâmicos. Nos casos de viga em balanço, o momento na ligação é diretamente proporcional à amplitude da força de excitação e à distância ao seu ponto de aplicação. Nos casos de estruturas hiperestáticas, como pórticos, o momento da ligação deve ser obtido de forma indireta.

2) cálculo do fator de amplificação dinâmica (D), que é função da frequência natural, frequência de excitação e do amortecimento estrutural e dado pela seguinte expressão:

$$D = \left[(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2 \right]^{\frac{1}{2}}, \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 18})$$

- β é a relação entre a frequência de excitação e a frequência natural;
- ζ é o fator de amortecimento do modo;

3) cálculo do momento dinâmico por meio da equação 19, com M e D definidos nos itens anteriores:

$$M_{\text{din}} = D \cdot M \quad (\text{Eq. 19})$$

- Com os dados calculados nas etapas anteriores, efetua-se o cálculo da rigidez à flexão (K) pela expressão:

$$K = \frac{M_{din}}{\theta} \quad (\text{Eq. 20})$$

Nóbrega (2004) fez algumas importantes ponderações sobre a aplicabilidade do método:

- as expressões expostas são válidas para sistemas de 1 grau de liberdade (1 GDL), com amortecimento viscoso, submetidas a um carregamento harmônico simples. Considerando, por exemplo, a equação 16 ($x = \ddot{x} / \omega^2$), o seu princípio baseia-se na afirmação de que a resposta de uma estrutura de 1 GDL a uma excitação harmônica é aproximadamente harmônica.
- estruturas de múltiplos GDL também apresentam um modo de vibração aproximadamente harmônico quando submetidas a uma excitação senoidal com frequência igual à sua frequência natural.

Assim, para expandir esses princípios para sistemas de múltiplos GDL, a estrutura deve exibir: modos de vibração pouco acoplados, frequências naturais não próximas e fatores de amortecimento relativamente baixos.

Ensaios-piloto

Capítulo 4

4.1. Generalidades

Nessa etapa da pesquisa foram realizados ensaios-piloto para avaliar os procedimentos experimentais empregados na análise de modelos de estruturas de concreto pré-moldado ou metálicas. Buscou-se definir as condições de contorno adequadas e a melhor forma de utilização dos equipamentos existentes no Laboratório de Estruturas (LE-SET-EESC-USP) para ensaios dinâmicos: sistema portátil de aquisição de dados *SignalCalc ACE*¹³, excitador eletrodinâmico¹⁴, martelo de impacto¹⁵ e acelerômetros piezoelétricos.

Os ensaios-piloto, não-destrutivos, foram realizados em parceria com outras pesquisas no Laboratório de Estruturas:

- Ensaios dinâmicos em protótipos em escala real, juntamente com Baldissera (2006), que desenvolveu um programa experimental para estudar o comportamento de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado, parcialmente resistente a momento fletor, onde foram utilizados chumbadores inclinados e com armadura longitudinal da capa de concreto passando por dentro do pilar (Figura 23). Foram ensaiados dois protótipos: um com pilar intermediário e outro com pilar de extremidade. Ambos os protótipos possuíam dimensões correspondentes a uma estrutura com lajes de vãos 6 m x 6 m, solicitadas por um carregamento de projeto de 10 kN/m².
- Ensaios dinâmicos em modelos reduzidos, juntamente com Fonseca (2007), que avaliou o incremento de rigidez e resistência a momento fletor obtido pelo reforço com Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (PRFC) de ligação viga-pilar de estrutura

¹³ *SignalCalc ACE Dynamic Signal Analyzer* da Data Physics Corporation.

¹⁴ Excitador eletrodinâmico modelo *LW-139-40* de 40 lbf da *Labworks Inc.*

¹⁵ Martelo de impacto modelo 8207 da *Endevco/Brüel & Kjær.*

de concreto pré-moldado. O tipo de ligação estudado tem comportamento aproximadamente articulado e é composto por dente e consolo conectados por chumbador, almofada de borracha e grauteamento dos vazios da ligação (Figura 24).

- Ensaio dinâmico em modelos de estrutura metálica, juntamente com Bessa (2009) e Higaki (2009) que investigaram o comportamento de ligações de estruturas mistas aço-concreto. Dentre os objetivos específicos desses trabalhos, estão incluídos estudos sobre a ligação viga-pilar de protótipos isolados, com a realização de ensaios experimentais em modelos compostos por perfis de aço laminado, com ligações soldadas ou parafusadas (Figura 25).



Figura 23 – Protótipos utilizados nos ensaios-piloto (BALDISSERA, 2006).



Figura 24 – Modelos utilizados nos ensaios-piloto: em escala reduzida (FONSECA, 2007).



Figura 25 – Modelos utilizados nos ensaios-piloto: estrutura metálica.

Em todos os ensaios-piloto, foi analisada a possibilidade de determinar, com a variação dos parâmetros dinâmicos (frequência natural e amortecimento), a queda da rigidez ao longo do carregamento estático e após a ruína do modelo. Buscou-se principalmente determinar a rigidez da ligação pelo método direto descrito no item 3.3. Os detalhes e os resultados de cada um dos ensaios são fornecidos a seguir.

4.2. Ensaios dinâmicos nos protótipos de ligação

4.2.1. Descrição dos protótipos de ligação

Os protótipos de ligação estão descritos com detalhes em Baldissera (2006), que deu prosseguimento à pesquisa de Miotto (2002). Algumas informações básicas a respeito dos protótipos com pilar intermediário e com pilar de extremidade estão relacionadas na Tabela 2. O desenho esquemático do protótipo com seus elementos é apresentado na Figura 26.

Outras informações a respeito da confecção e montagem dos protótipos também podem ser obtidas em Baldissera (2006), assim como as etapas e os procedimentos dos ensaios estáticos. No que se refere à configuração do ensaio, aqui será apenas ressaltada a condição de contorno do ensaio dinâmico que diferiu do ensaio estático.

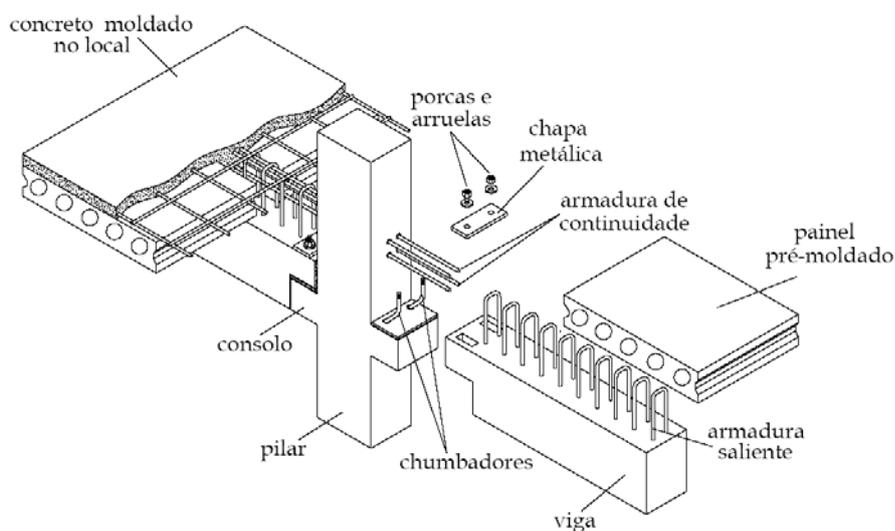
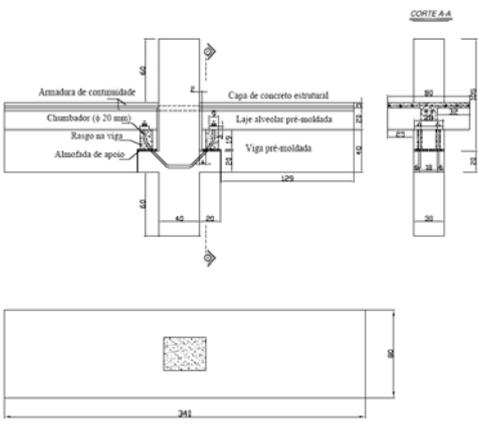
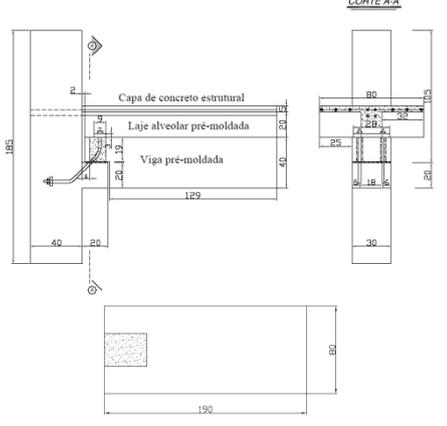


Figura 26 – Protótipo estudado por Baldissera (2006).

Tabela 2 – Características principais dos protótipos – Baldissera (2006).

Tipo	Protótipo I (Pilar Intermediário)	Protótipo “E” (Pilar de Extremidade)
Descrição	01 pilar intermediário com 02 consolos, 02 vigas retangulares e painéis de laje alveolar. 	02 pilares de extremidade com consolos, 02 vigas retangulares e painéis de laje alveolar. 
Resistência à compressão	Vigas e pilares = 50,9 MPa. Concreto entre as lajes e capa = 34,3 MPa.	Vigas e pilares = 49,8 MPa. Concreto entre as lajes e capa = 41,8 MPa.
Dimensionamento	Cálculo segundo Miotto (2002). Armadura de continuidade: 50% sendo barras passando por dentro do pilar e 50% sob forma de malha distribuída na capa.	
Chumbadores	Aço CA-50, $\phi = 20$ mm. Ancoragem: comprimento embutido dentro do pilar e por meio de chapa metálica (31 mm de espessura), porcas e arruelas na parte superior da viga.	
Almofada de apoio	Almofada à base de argamassa de cimento e areia, confeccionada no LE.	
Graute	Auto-adensável com retração compensada de 37,2 e 27,5 MPa.	Auto-adensável com retração compensada de 45,5 e 29,1 MPa.

4.2.2. Descrição dos ensaios dinâmicos

Na Tabela 3, estão relacionadas as informações a respeito dos instrumentos, sensores e sistema de aquisição de dados utilizados nos ensaios dinâmicos para os dois protótipos.

Tabela 3 – Informações sobre os ensaios dinâmicos ¹⁶.

Instrumentação	Foram coladas pequenas chapas metálicas (2 cm x 2 cm) para fixação do acelerômetro, em vários pontos dos protótipos. Acelerômetros piezoelétricos, sensibilidades: 104 e 105,5 mV/g. Sensor de força dinâmico piezoelétrico, sensibilidade: 10,8 mV/lbf.
Equipamentos	Atuador servo-hidráulico para aplicação da carga estática, para fixação do pilar (para simular o engaste na base e no topo). Excitador eletrodinâmico de 40 lbf (<i>shaker</i>).
Sistema de aquisição de dados	<i>SignalCalc ACE</i> da <i>Data Physics Corporation</i> (placa PCMCIA) e computador portátil.
Parâmetros do sistema	Janela <i>hanning</i> para tratamento dos dados; faixa de amostragem até 125 Hz; resolução em frequência $dF = 0,078$ Hz; <i>overlap = 50%</i> ; <i>average</i> (nº de aquisições salvas por gráfico) = 50.

Os ensaios dinâmicos foram realizados nos protótipos no estado íntegro. Após essa etapa, Baldissera (2006) realizou os ensaios estáticos, aplicando carregamentos alternados, em ciclos, de curta duração, para que atuassem na ligação momentos fletores positivos e negativos. Após a ruína, os ensaios dinâmicos foram repetidos.

Quanto às condições de contorno dos protótipos, procurou-se estabelecer uma vinculação próxima a um engaste no topo e na base dos pilares, de forma que pudesse ser aplicada a excitação dinâmica em uma das extremidades das lajes e vigas e estas ficassem em balanço, conforme ilustrado na Figura 28.

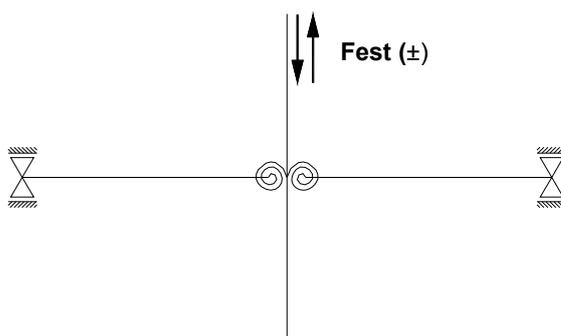


Figura 27 – Esquema de carregamento do ensaio estático. Fonte: Adaptado de Baldissera (2006).

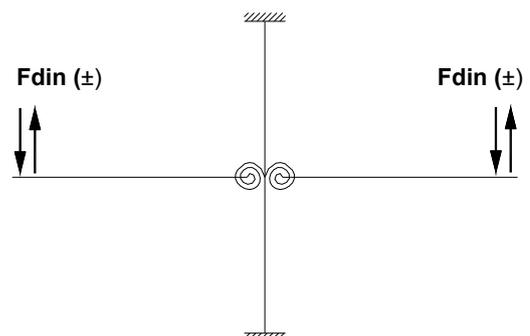


Figura 28 – Esquema de carregamento do ensaio dinâmico.

¹⁶ Outras informações e características dos sensores e equipamentos utilizados nos ensaios, tais como marca, modelo, capacidade etc., são detalhadas no Apêndice C.

Para isso, foi adotado um procedimento diferente do utilizado no ensaio estático (Figura 27), com as seguintes etapas:

- içamento do protótipo (Observação: ressalta-se que, no ensaio dinâmico no estado íntegro, este procedimento só foi realizado após o tempo mínimo de 7 dias estabelecido para a cura da capa de concreto, que foi a última etapa da montagem dos protótipos;
- colocação de calços na base do pilar e retirada dos apoios das vigas (Figura 29 e Figura 30);



Figura 29 – Colocação de calços sob o pilar – Transição entre ensaio estático e dinâmico.



Figura 30 – Retirada dos apoios sob as vigas – Transição entre ensaio estático e dinâmico.

- retorno do protótipo à posição inicial;
- aplicação de força normal de compressão no pilar, para conferir uma condição no topo e na base mais próxima a de um engaste ou simular a continuidade dos pilares. O valor máximo aplicado foi de 30 kN (no estado íntegro) e 40 kN (após a ruína).

Após a realização do ensaio dinâmico no estado íntegro, o protótipo era colocado novamente na posição anterior (pilar livre na base e vigas apoiadas nas extremidades) para a realização do ensaio estático. Após a ruína, o procedimento descrito anteriormente foi repetido.

O método de ensaio dinâmico consistiu na obtenção das frequências naturais da estrutura, por meio de uma varredura de frequências com sinal de excitação aleatório. O acelerômetro, nesse caso, foi posicionado próximo ao ponto de aplicação da força (Figura 31-a). O sensor de força dinâmico foi fixado na estrutura por meio de parafusos e chapa metálica colada na extremidade da laje e, posteriormente, conectado ao excitador por meio da haste *stinger*.

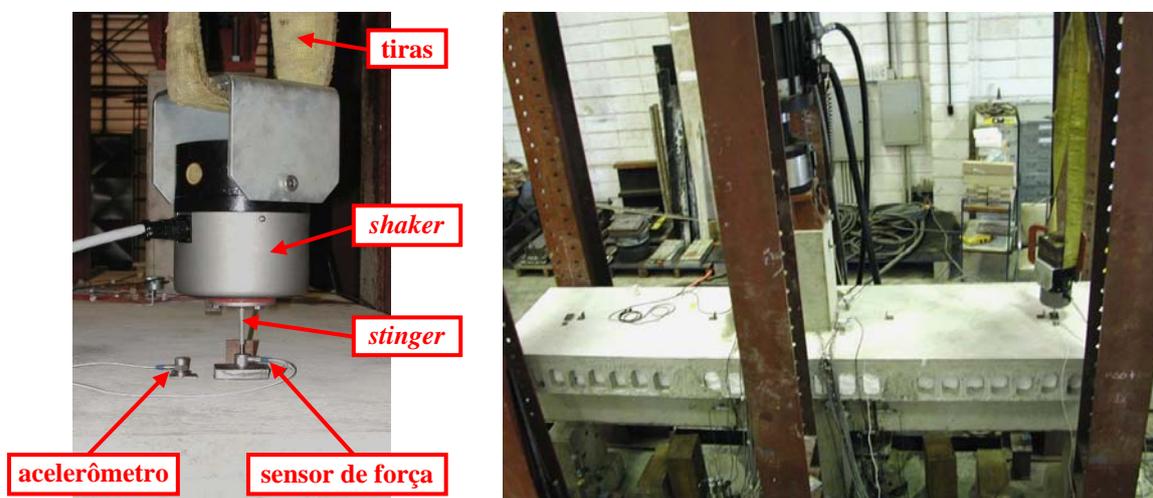


Figura 31 – Ensaio dinâmico – Posicionamento dos equipamentos: a) Ensaio de varredura de frequência; b) Vista geral do protótipo I, com excitador instalado na extremidade direita.

O excitador foi posicionado de forma a aplicar o carregamento na direção vertical, perpendicular ao protótipo. O esquema de configuração utilizado para a fixação do excitador reproduz o arranjo apresentado na Figura 32-b, segundo o qual o excitador é suspenso por

apoios elásticos e a estrutura pode ou não ser fixada a uma base referencial (EWINS, 2000). Além de ser a mais correta tecnicamente, essa alternativa também mostrou-se a mais adequada para estes ensaios, pois com o excitador pendurado na ponte rolante do galpão, por meio de tiras elásticas, a troca de posição seria facilitada e não interferiria nos demais equipamentos de ensaio.

Segundo Ewins (2000), dependendo da força de excitação necessária para mobilizar a estrutura, principalmente nas baixas frequências, pode ser imprescindível o acréscimo de massa ao corpo do excitador. No caso destes protótipos, que possuíam massa em torno de três toneladas, foi necessário colocar chapas metálicas como massa adicional na parte posterior do equipamento, conforme ilustrado na Figura 31-a, para garantir que não ocorresse deslocamento do excitador e isso pudesse prejudicar os resultados.

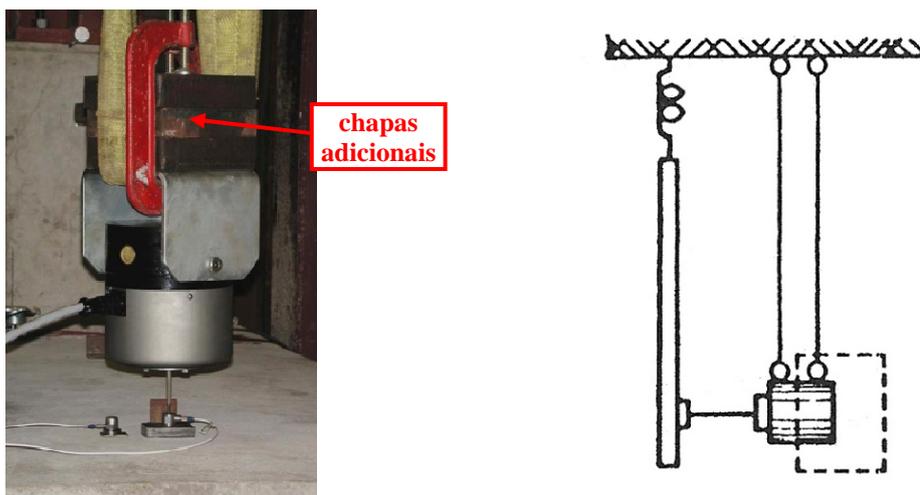


Figura 32 – Ensaio dinâmico: a) Excitador com chapas metálicas adicionais; b) Arranjo de montagem do excitador; Fonte: Adaptado de Ewins (2000).

Conhecidos os valores de frequência da estrutura, era aplicado um sinal senoidal de frequência igual à primeira frequência natural, pois com esse valor obtêm-se as maiores amplitudes de deslocamento da estrutura. Nessa etapa, foram utilizados dois acelerômetros posicionados em pontos da estrutura de forma que fosse possível obter, pela diferença de amplitude em cada ponto, informações relacionadas à deformabilidade da ligação, especialmente dados que fornecessem a rotação. Para isso, os sensores foram posicionados com o eixo longitudinal paralelo ao eixo da viga, um na capa da laje e o outro embaixo da

viga, ou em diferentes configurações como mostrados na Figura 33-b e c (no dente e no consolo ou com dispositivos metálicos).



Figura 33 – Posicionamento dos acelerômetros no ensaio dinâmico: a) Acelerômetro fixado na laje; b) Acelerômetros posicionados no dente da viga e no consolo do pilar; c) Acelerômetros posicionados na viga.

Como a força de excitação gera um momento, da relação momento-rotação é possível obter a rigidez da ligação pelo método direto. Em todos os casos, foram feitas medições em ambos os lados do protótipo (esquerdo e direito).

No protótipo “E”, além do ensaio para encontrar a frequência natural, realizou-se também uma tentativa de obter os modos de vibração do protótipo. Para isso, foram colocadas várias chapas ao longo da capa de concreto da laje e, com a excitação mantida constante, variou-se a posição de um dos acelerômetros, percorrendo os pontos sobre a laje, enquanto um outro era utilizado como referência (Figura 34).

Para determinar os modos de vibração experimentalmente é necessário obter o vetor de coordenadas modais, referente à frequência natural do modo desejado, com a estrutura sendo excitada por um sinal senoidal e nesta frequência. Percorrem-se os pontos desejados na estrutura com o acelerômetro, medindo o valor do sinal e sua diferença de fase em relação à excitação. Essa defasagem não foi medida nesses ensaios, portanto só foi possível determinar a diferença entre as amplitudes de cada ponto e a obtida pelo acelerômetro de referência.



Figura 34 – Tentativa de obter os modos de vibração – Ensaio dinâmico.

4.2.3. Resultados

A seguir são apresentados os resultados dos dois protótipos, tanto no estado íntegro como após a ruína. As etapas dos ensaios dinâmicos do protótipo “E” foram as mesmas realizadas para o protótipo “T”.

De acordo com Baldissera (2006), a ruína dos protótipos ocorreu nos ensaios estáticos por:

- escoamento da armadura da capa de concreto, quando foram atingidos os valores máximos de momento negativo: 227 kN.m (protótipo “T”) e 162,2 kN.m (protótipo “E”), surgindo fissuras na capa com distribuição simétrica e paralela a face do pilar;
- escoamento do chumbador, quando foram atingidos os valores máximos de momento positivo: 144,1 (protótipo “T”) e 139,3 kN.m (protótipo “E”), ocorrendo fissuras concentradas na região do dente e no graute de preenchimento entre o pilar e a viga.

4.2.3.1. Frequência natural

A frequência natural da estrutura foi obtida analisando o gráfico que relaciona a resposta do sensor e a excitação aplicada (a Função de Resposta em Frequência – FRF aceleração), quando a estrutura foi solicitada por um sinal aleatório (*random*). Os dados obtidos são apresentados na Tabela 4 e exemplos de FRFs ilustrados na Figura 35 a Figura 38.

Tabela 4 – Frequência natural e aceleração – protótipos.

Protótipo / Etapa de ensaio	Frequência natural do primeiro modo (f_1)	Aceleração
Protótipo “I” – Estado íntegro	4,38 Hz	0,001283 g = 1,26 cm/s ²
Protótipo “I” – Após a ruína	4,14 Hz (- 5,3%)	0,002324 g = 2,28 cm/s ²
Protótipo “E” – Estado íntegro	3,52 Hz	0,002179 g = 2,14 cm/s ²
Protótipo “E” – Após a ruína	3,28 Hz (- 6,7%)	0,003297 g = 3,23 cm/s ²

Como já era prevista, houve redução dos valores da frequência (5,3% e 6,7%) após a ruína, pois as estruturas encontravam-se fissuradas e, portanto, com rigidez reduzida.

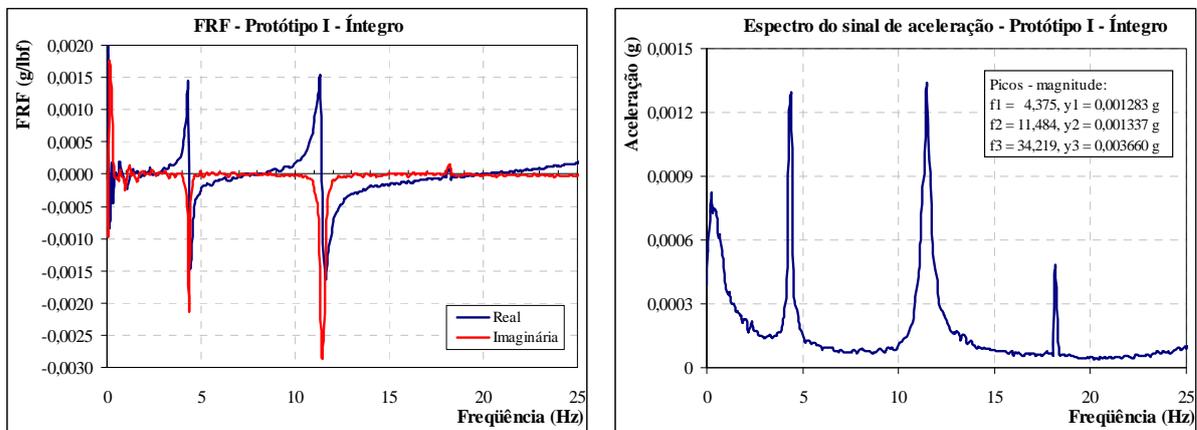


Figura 35 – Resultados dos ensaios dinâmicos – Protótipo “I” – Estado íntegro: a) FRF (acelerância); b) Espectro do sinal de aceleração – módulo.

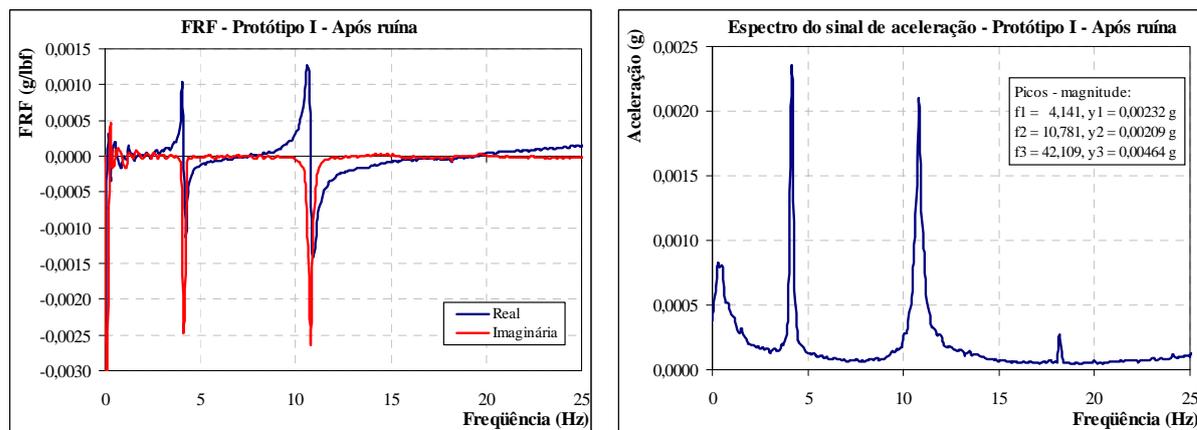


Figura 36 – Resultados dos ensaios dinâmicos – Protótipo “I” – Após a ruína: a) FRF (acelerância); b) Espectro do sinal de aceleração – módulo.

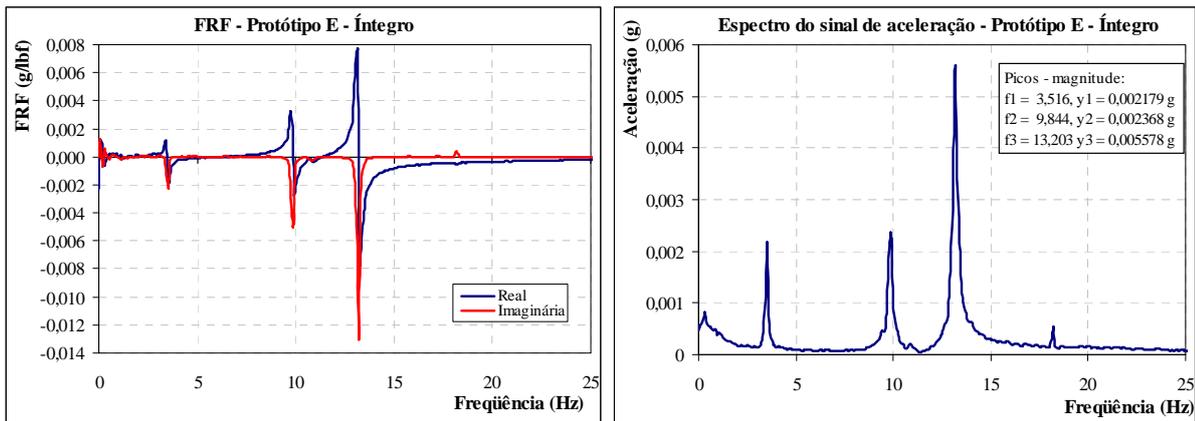


Figura 37 – Resultados dos ensaios dinâmicos – Protótipo “E” – Estado íntegro: a) FRF (acelerância); b) Espectro do sinal de aceleração – módulo.

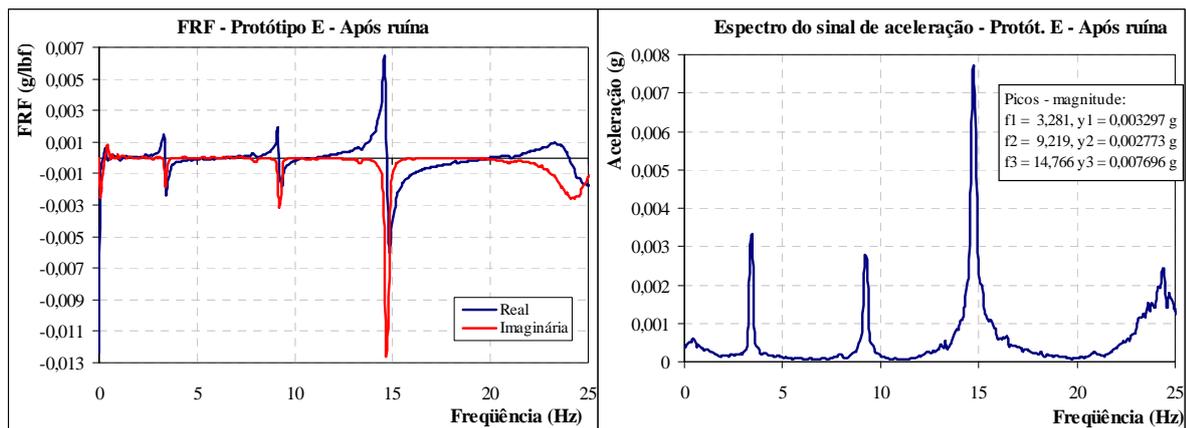


Figura 38 – Resultados dos ensaios dinâmicos – Protótipo “E” – Após a ruína: a) FRF (acelerância); b) Espectro do sinal de aceleração – módulo.

4.2.3.2. Rotação e rigidez da ligação

Aplicou-se um sinal senoidal, de frequência constante e igual ao valor da frequência natural do primeiro modo (valores apresentados na Tabela 4, para cada protótipo e nas diferentes etapas do ensaio), com o objetivo de medir as diferenças das respostas entre os dois acelerômetros, instalados um sobre a laje e o outro sob a viga. No protótipo “E”, também foram colocados sensores no dente e no consolo, ou seja, nos dois elementos adjacentes à ligação (Figura 33 b) e utilizado um dispositivo metálico fixado na lateral da viga com o mesmo objetivo (Figura 33 c).

Foi medido o valor da força dinâmica aplicada, considerada constante durante todo o ensaio, sendo então possível calcular o valor do momento. Adotou-se o fator de amortecimento da estrutura igual a 2%, que é um valor intermediário adotado para estruturas de concreto armado que estão parcialmente fissuradas (BACHMANN, 1995).

Com os valores do momento dinâmico e o ângulo de rotação foi possível obter os valores da rigidez da ligação obtidos para as diferentes configurações de sensores, como mostrados na Tabela 5, na Tabela 6 e na Tabela 7, para os dois protótipos.

Tabela 5 – Valor da rigidez da ligação – Protótipo “I” – Após a ruína.

ACELERÔMETROS			ÂNGULO DE ROTAÇÃO (θ)	FORÇA MÁX (N)	DISTÂNCIA FORÇA (m)	MOMENTO (N.m)	β	ξ	D	M_{din}	$K_{ligação}$ (kN.m/rad)
LADO	POSIÇÃO										
Direito	sobre a laje	próximo ao shaker	5,973E-05	6,39	1,205	7,700	1	0,02	25,0	192,5	3223,0
	embaixo da viga										
Direito	sobre a laje	próximo a ligação	3,840E-05	6,39	1,205	7,700	1	0,02	25,0	192,5	5013,1
	embaixo da viga										
Esquerdo	sobre a laje	próximo ao shaker	1,085E-04	6,39	1,205	7,700	1	0,02	25,0	192,5	1773,6
	embaixo da viga										
Esquerdo	sobre a laje	próximo a ligação	1,102E-04	6,39	1,205	7,700	1	0,02	25,0	192,5	1747,4
	embaixo da viga										

No caso específico do protótipo “I” no estado íntegro, o valor da força não foi medido, pois o sistema de aquisição só possui dois canais de entrada e ambos foram utilizados para medir as acelerações. A força, como é mantida constante durante todo o ensaio, deveria ter sido medida antes. Assim, só foram apresentados os resultados após a ruína (Tabela 5). Essa falha no procedimento experimental só foi detectada após os ensaios e corrigida no protótipo seguinte.

Tabela 6 – Valor da rigidez da ligação – Protótipo “E” – Estado íntegro.

ACELERÔMETROS			ÂNGULO DE ROTAÇÃO (θ)	FORÇA MÁX (N)	DISTÂNCIA FORÇA (m)	MOMENTO (N.m)	β	ξ	D	M_{din}	$K_{ligação}$ (kN.m/rad)
LADO	POSIÇÃO										
Direito	sobre a laje	próximo ao shaker	1,040E-04	5,649	1,250	7,062	1	0,02	25,0	176,5	1697,6
	embaixo da viga										
Direito	sobre a laje	próximo a ligação	1,164E-04	5,649	1,250	7,062	1	0,02	25,0	176,5	1517,2
	embaixo da viga										
Esquerdo	sobre a laje	próximo ao shaker	9,243E-05	5,649	1,250	7,062	1	0,02	25,0	176,5	1909,9
	embaixo da viga										
Esquerdo	sobre a laje	próximo a ligação	9,880E-05	5,649	1,250	7,062	1	0,02	25,0	176,5	1786,8
	embaixo da viga										
Direito	dente da viga	consolo do pilar	1,080E-04	5,649	1,250	7,062	1	0,02	25,0	176,5	1634,6
	consolo do pilar										
Esquerdo	dente da viga	consolo do pilar	9,334E-05	5,649	1,250	7,062	1	0,02	25,0	176,5	1891,4
	consolo do pilar										
Direito	placa - superior	placa - inferior	1,076E-04	5,649	1,250	7,062	1	0,02	25,0	176,5	1640,1
	placa - inferior										
Esquerdo	placa - superior	placa - inferior	8,206E-05	5,649	1,250	7,062	1	0,02	25,0	176,5	2151,4
	placa - inferior										

Tabela 7 – Valor da rigidez da ligação – Protótipo “E” – Após a ruína.

ACELERÔMETROS			ÂNGULO DE ROTAÇÃO (θ)	FORÇA MÁX (N)	DISTÂNCIA FORÇA (m)	MOMENTO (N.m)	β	ξ	D	M_{din}	$K_{ligação}$ (kN.m/rad)
LADO	POSIÇÃO										
Direito	sobre a laje	próximo ao shaker	7,054E-05	22,673	1,250	28,341	1	0,02	25,0	708,5	10044,3
	embaixo da viga										
Direito	sobre a laje	próximo a ligação	6,972E-05	22,673	1,250	28,341	1	0,02	25,0	708,5	10161,9
	embaixo da viga										
Esquerdo	sobre a laje	próximo ao shaker	9,443E-05	22,552	1,250	28,191	1	0,02	25,0	704,8	7463,2
	embaixo da viga										
Esquerdo	sobre a laje	próximo a ligação	7,817E-05	22,552	1,250	28,191	1	0,02	25,0	704,8	9015,5
	embaixo da viga										
Direito	dente da viga		6,000E-05	22,673	1,250	28,341	1	0,02	25,0	708,5	11809,4
	consolo do pilar										
Esquerdo	dente da viga		7,557E-05	22,673	1,250	28,341	1	0,02	25,0	708,5	9375,4
	consolo do pilar										
Direito	placa - superior		7,496E-05	22,552	1,250	28,191	1	0,02	25,0	704,8	9401,4
	placa - inferior										
Esquerdo	placa - superior		7,378E-05	22,552	1,250	28,191	1	0,02	25,0	704,8	9552,4
	placa - inferior										

Os valores obtidos com estes ensaios dinâmicos foram diferentes dos encontrados por Baldissera (2006), que realizou ensaios estáticos usuais para a determinação da rigidez da ligação. Pela curva momento-rotação traçada com as medidas dos transdutores de deslocamento, Baldissera (2006) obteve os seguintes resultados:

- Protótipo “I”: 79.600 kN.m/rad para momento fletor negativo e 28.800 kN.m/rad para momento fletor positivo;
- Protótipo “E”: 20.400 kN.m/rad para momento fletor negativo e 22.800 kN.m/rad para momento fletor positivo.

Percebeu-se no decorrer dos ensaios dinâmicos, principalmente durante a aplicação da excitação senoidal com frequência igual à frequência de ressonância do protótipo, que não somente a estrutura era excitada, mas também o pórtico de reação como um todo, inclusive o atuador de aplicação de força. Portanto, as condições de contorno idealizadas para o ensaio não foram de fato implementadas, o que pode ter ocasionado deslocamentos globais do protótipo, que sendo medidos pelos sensores, encobriram o resultado de interesse do ensaio, que seria o deslocamento relativo local entre a viga e o pilar. Esse problema talvez pudesse ser evitado se houvesse a possibilidade de utilizar outros canais de aquisição e fossem feitas medidas em outros pontos do protótipo.

Destaca-se também que um dos motivos que ocasionaram os erros nestes ensaios foi a obtenção dos valores de aceleração no domínio da frequência equivocadamente. Segundo o método direto, deveriam ter sido obtidos os valores no domínio do tempo.

Apesar dos erros experimentais destes primeiros ensaios-piloto, decidiu-se apresentá-los neste capítulo, pois serviram de referência para a definição dos ensaios seguintes, especialmente em relação às condições de contorno, tamanho do modelo e parâmetros dos sistemas. As demais considerações e análises dos resultados dos protótipos em escala real, assim como a comparação com os demais modelos, são apresentadas no item 4.5.

4.3. Ensaios dinâmicos em modelos em escala reduzida

4.3.1. Descrição dos modelos

Os modelos reduzidos utilizados nessa etapa fizeram parte da pesquisa desenvolvida por Fonseca (2007), intitulada “*Reforço e incremento da rigidez à flexão de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (PRFC)*”. Essa pesquisa também fez parte do Projeto Temático “*Nucleação e incremento da pesquisa, inovação e difusão em concreto pré-moldado e estruturas mistas para a Modernização da Construção Civil*” e teve como foco a avaliação do incremento de rigidez e resistência a momento fletor obtido pelo reforço com laminado de PRFC de ligação viga-pilar de estrutura de concreto pré-moldado.

O tipo de ligação estudado, reproduzido em modelos reduzidos, tem comportamento aproximadamente articulado e é composto por dente e consolo conectados por chumbador, almofada de apoio e graute nos vazios da ligação. Por meio do reforço por inserção e colagem do laminado de PRFC (técnica conhecida como NSM – *near-surface-mounted*) no concreto de cobertura nas laterais do modelo de ligação, obtém-se incremento de rigidez e resistência à flexão. Todos os modelos ensaiados possuíam dimensões reduzidas aproximadamente por um fator de 1:3 em relação a um trecho de ligação em tamanho real. A utilização de modelos reduzidos facilita a realização de ensaios dinâmicos, pelo aumento da frequência natural, pela redução de ruído e pela facilidade de manuseio.

As características dos materiais empregados na confecção dos modelos são listadas na Tabela 8. A quantidade de modelos, informações específicas de cada um e os seus aspectos geométricos estão relacionados na Tabela 9.

Tabela 8 – Características principais dos modelos – Fonseca (2007).

Descrição	Um trecho de pilar intermediário com 02 consolos e 02 trechos de viga de seção retangular com dente.
Dimensionamento	O dimensionamento dos componentes pré-moldados – consolos e dentes – foi baseado em El Debs (2000).
Chumbadores	Aço CA-50, $\phi = 8$ mm. Ancoragem: comprimento embutido dentro do consolo, sem laço ou solda.
Almofada de apoio	Borracha natural NR 1087, da marca <i>Orion</i> , com espessura de 1,0 cm e dureza Shore 70A.
Laminado de PRFC	Dimensões: largura = 15,69 mm; espessura = 2,11 mm; Resistência à tração = 1.388 MPa. Módulo de elasticidade = 126 GPa.
Resina	Para a colagem do laminado nos entalhes foi utilizada resina epóxi bi-componente da marca <i>Sikadur® 330</i> .
Entalhes	Realizados a 30 mm de distância da borda superior ou inferior do modelo, com 5 mm de espessura e 18 mm de profundidade.
Graute	Utilizado no preenchimento dos vazios e nos furos dos chumbadores e do tipo auto-adensável, da marca <i>Masterflow® 885 grout</i> .

Algumas figuras da construção e montagem dos modelos são apresentadas a seguir:

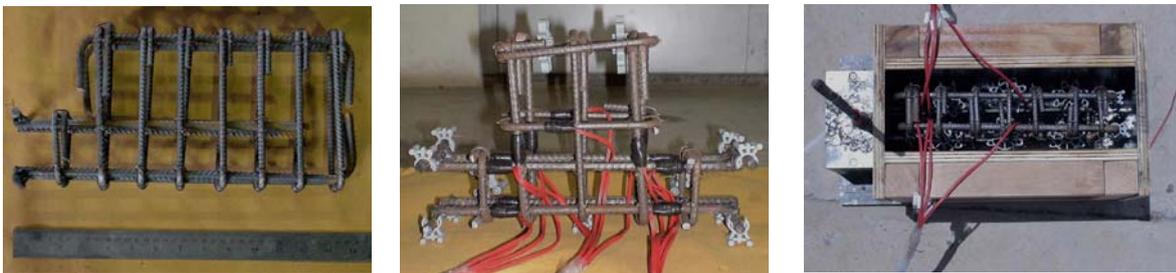


Figura 39 – Armaduras: a) viga e dente; b) instrumentação do trecho de pilar com consolos; e c) posicionamento na fôrma.

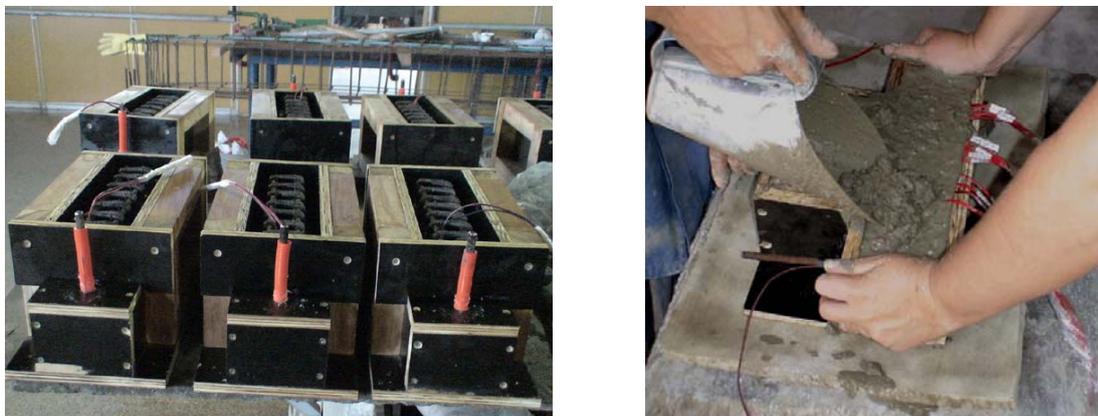


Figura 40 – Preparo das fôrmas e concretagem dos elementos.



Figura 41 – Ajustes na montagem do modelo piloto.

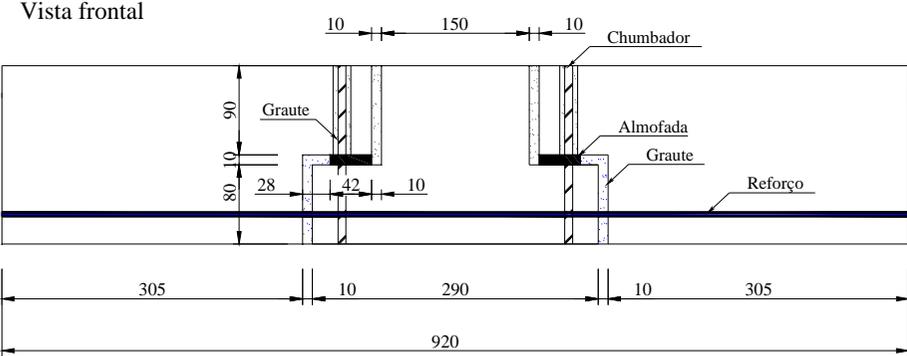
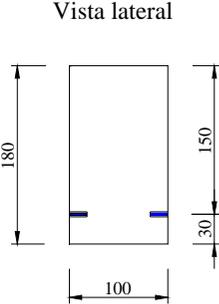
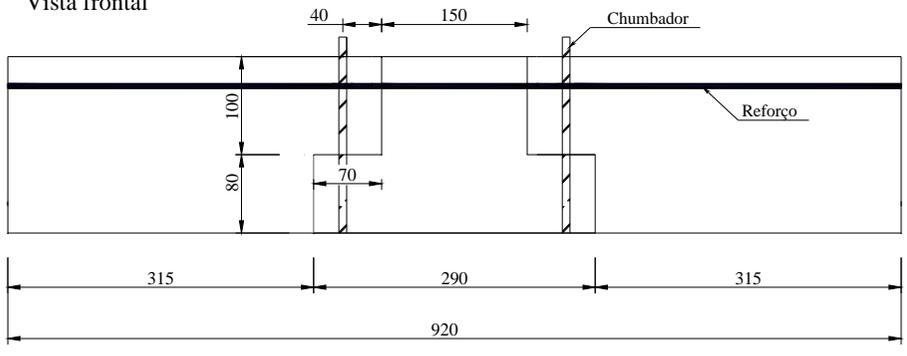
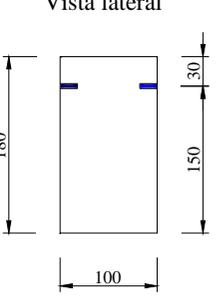


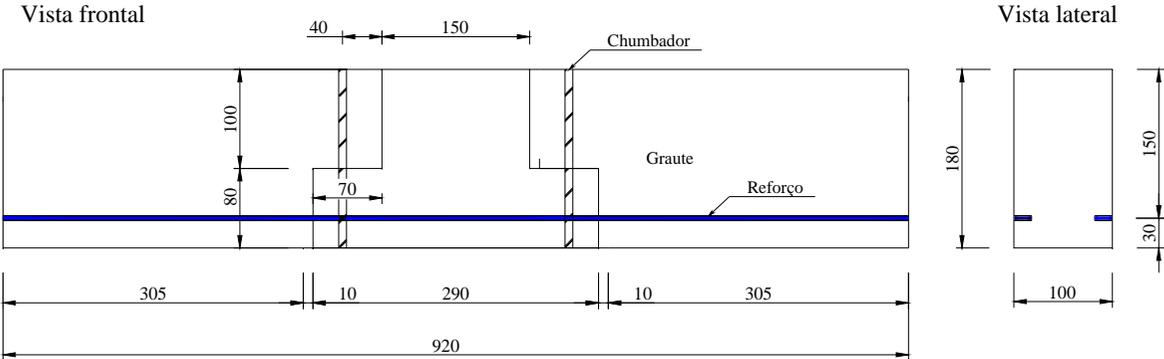
Figura 42 – Preparo da superfície, colocação da resina e inserção do laminado.

Tabela 9 – Características dos modelos de ligação em escala reduzida.

Modelo	Características	Desenho esquemático (medidas em milímetros)																
Piloto	Quantidade: 01; Modelo reforçado a momento fletor negativo e positivo ¹⁷ ;	<p>Vista frontal</p> <p>Vista lateral</p>																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Elementos</th> <th>Resistência à compressão (MPa)</th> <th>Resistência à tração (MPa)</th> <th>Módulo de elasticidade (GPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Concreto: vigas e pilar</td> <td>30,5</td> <td>2,97</td> <td>29,1</td> </tr> <tr> <td>Graute: furos</td> <td>40,3</td> <td>3,54</td> <td>38,7</td> </tr> <tr> <td>Graute: vazios</td> <td>38,7</td> <td>3,48</td> <td>34,6</td> </tr> </tbody> </table>		Elementos	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Concreto: vigas e pilar	30,5	2,97	29,1	Graute: furos	40,3	3,54	38,7	Graute: vazios	38,7	3,48	34,6
	Elementos		Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)													
	Concreto: vigas e pilar		30,5	2,97	29,1													
	Graute: furos		40,3	3,54	38,7													
Graute: vazios	38,7	3,48	34,6															
N1 CJ N2 CJ	Quantidade: 02; Modelo (Com Juntas) reforçado a momento fletor negativo ¹⁷ ; Posição de ensaio: invertido, rotação em 180°;	<p>Vista frontal</p> <p>Vista lateral</p>																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Elementos</th> <th>Resistência à compressão (MPa)</th> <th>Resistência à tração (MPa)</th> <th>Módulo de elasticidade (GPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Concreto: vigas e pilar</td> <td>47,3</td> <td>2,97</td> <td>34,7</td> </tr> <tr> <td>Graute: furos</td> <td>40,3</td> <td>3,54</td> <td>38,7</td> </tr> <tr> <td>Graute: vazios</td> <td>38,7</td> <td>3,48</td> <td>34,6</td> </tr> </tbody> </table>		Elementos	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Concreto: vigas e pilar	47,3	2,97	34,7	Graute: furos	40,3	3,54	38,7	Graute: vazios	38,7	3,48	34,6
	Elementos		Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)													
	Concreto: vigas e pilar		47,3	2,97	34,7													
	Graute: furos		40,3	3,54	38,7													
Graute: vazios	38,7	3,48	34,6															

¹⁷ Momento negativo é aquele que provoca tração na parte superior da viga na região da ligação e momento positivo é aquele que provoca tração na parte inferior da viga na região da ligação.

Modelo	Características	Desenho esquemático (medidas em milímetros)																	
<p>P1 CJ</p> <p>Quantidade: 01; Modelo (Com Juntas) reforçado a momento fletor positivo¹⁷; Posição de ensaio: como mostrado no desenho ao lado;</p> <table border="1" data-bbox="367 480 853 791"> <thead> <tr> <th>Elementos</th> <th>Resistência à compressão (MPa)</th> <th>Resistência à tração (MPa)</th> <th>Módulo de elasticidade (GPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Concreto: vigas e pilar</td> <td>47,3</td> <td>2,97</td> <td>34,7</td> </tr> <tr> <td>Graute: furos</td> <td>40,3</td> <td>3,54</td> <td>38,7</td> </tr> <tr> <td>Graute: vazios</td> <td>38,7</td> <td>3,48</td> <td>34,6</td> </tr> </tbody> </table>	Elementos	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Concreto: vigas e pilar	47,3	2,97	34,7	Graute: furos	40,3	3,54	38,7	Graute: vazios	38,7	3,48	34,6		<p>Vista frontal</p>  <p>Vista lateral</p> 	
Elementos	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)																
Concreto: vigas e pilar	47,3	2,97	34,7																
Graute: furos	40,3	3,54	38,7																
Graute: vazios	38,7	3,48	34,6																
<p>N1 SJ</p> <p>Quantidade: 01; Modelo (Sem Juntas) reforçado a momento fletor negativo¹⁷; Posição de ensaio: invertido, rotação em 180°; Referência para estudo da influência da almofada de apoio e do graute na resistência e na deformabilidade. Para isso, o modelo não possui junta preenchida por graute, nem almofada de apoio. Existem juntas perfeitamente conjugadas.</p> <table border="1" data-bbox="367 1201 853 1407"> <thead> <tr> <th>Elementos</th> <th>Resistência à compressão (MPa)</th> <th>Resistência à tração (MPa)</th> <th>Módulo de elasticidade (GPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Concreto: vigas e pilar</td> <td>47,3 (pilar)</td> <td>2,97 (pilar)</td> <td>34,7 (pilar)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>48,2 (vigas)</td> <td>2,97 (viga)</td> <td>32,2 (vigas)</td> </tr> </tbody> </table>	Elementos	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Concreto: vigas e pilar	47,3 (pilar)	2,97 (pilar)	34,7 (pilar)		48,2 (vigas)	2,97 (viga)	32,2 (vigas)		<p>Vista frontal</p>  <p>Vista lateral</p> 					
Elementos	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)																
Concreto: vigas e pilar	47,3 (pilar)	2,97 (pilar)	34,7 (pilar)																
	48,2 (vigas)	2,97 (viga)	32,2 (vigas)																

Modelo	Características	Desenho esquemático (medidas em milímetros)											
P1 SJ	<p>Quantidade: 01;</p> <p>Modelo (Sem Juntas) reforçado a momento fletor positivo¹⁷;</p> <p>Posição de ensaio: como mostrado no desenho ao lado;</p> <p>Referência para estudo da influência da almofada de apoio e do graute na resistência e na deformabilidade. Para isso, o modelo não possui junta preenchida por graute, nem almofada de apoio. Existem juntas perfeitamente conjugadas.</p> <table border="1" data-bbox="371 659 853 866"> <thead> <tr> <th>Elementos</th> <th>Resistência à compressão (MPa)</th> <th>Resistência à tração (MPa)</th> <th>Módulo de elasticidade (GPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Concreto: vigas e pilar</td> <td>47,3 (pilar)</td> <td>2,97 (pilar)</td> <td>34,7 (pilar)</td> </tr> <tr> <td>48,2 (vigas)</td> <td>2,97 (viga)</td> <td>32,2 (vigas)</td> </tr> </tbody> </table>	Elementos	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Concreto: vigas e pilar	47,3 (pilar)	2,97 (pilar)	34,7 (pilar)	48,2 (vigas)	2,97 (viga)	32,2 (vigas)	 <p>Vista frontal</p> <p>Vista lateral</p>
Elementos	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)										
Concreto: vigas e pilar	47,3 (pilar)	2,97 (pilar)	34,7 (pilar)										
	48,2 (vigas)	2,97 (viga)	32,2 (vigas)										

4.3.2. Descrição dos ensaios dinâmicos

Na Tabela 10, estão relacionadas as informações a respeito dos instrumentos, sensores e sistema de aquisição de dados utilizados nos ensaios dinâmicos.

Tabela 10 – Informações sobre os ensaios dinâmicos¹⁸.

Instrumentação	Foram coladas pequenas chapas metálicas (2 cm x 2 cm) para fixação do acelerômetro, em vários pontos dos modelos. Acelerômetros piezoelétricos, sensibilidades: 104 e 105,5 mV/g. Sensor de força dinâmico piezoelétrico, sensibilidade = 10,8 mV/lbf.
Equipamentos	Máquina universal de ensaios servo-hidráulica <i>Instron</i> para aplicação da força estática e para fixação do trecho de pilar, simulando o engaste na base e no topo. Excitador eletrodinâmico de 40 lbf (<i>shaker</i>). Martelo de impacto instrumentado, sensibilidade: 0,95mv/lbf.
Sistema de aquisição de dados	<i>SignalCalc ACE</i> da <i>Data Physics Corporation</i> (placa PCMCIA) e computador portátil.
Parâmetros do sistema	Janela <i>hanning</i> para tratamento dos dados; faixa de amostragem até 2.000 Hz; resolução em frequência $dF = 1,250$ Hz; <i>overlap</i> = 50%; <i>average</i> (nº de aquisições salvas por gráfico) = 100.

Além da instrumentação utilizada para o ensaio estático, composta de extensômetros elétricos de resistência, transdutores de deslocamento e células de carga, também foram utilizados acelerômetros piezoelétricos para a obtenção dos parâmetros dinâmicos. Para a fixação da base magnética dos acelerômetros foram coladas chapas metálicas nos modelos, conforme representação esquemática da Figura 45.

Os ensaios dinâmicos foram realizados nos modelos no estado íntegro, intercalados durante a aplicação do carregamento estático de flexão e após a ruína. A importância da realização dos ensaios nessas diferentes etapas é atribuída à possibilidade de analisar o comportamento dos parâmetros relativos à ligação (rotação, rigidez) ao longo de um processo de danificação, por meio da comparação dos resultados dinâmicos. As amplitudes da vibração foram medidas em dois pontos da ligação de forma a obter a rotação provocada pelo momento fletor entre as seções descontínuas – consolo e dente.

A metodologia de ensaio obedeceu ao seguinte esquema:

¹⁸ Outras informações e características dos sensores e equipamentos utilizados nos ensaios, tais como marca, modelo, capacidade etc., são detalhadas no Apêndice C.

- Realização de ensaio dinâmico de vibração livre nos modelos para a determinação das frequências naturais e dos fatores de amortecimento, com a condição de contorno livre-livre. Nesse caso, foi utilizado um martelo de impacto instrumentado, acelerômetro piezoelétrico e o sistema de aquisição dinâmico. O modelo foi suspenso por fios de nylon para simular a condição de contorno livre-livre, conforme o esquema de ensaio ilustrado na Figura 43 e nas fotos da Figura 44. Essa etapa só foi realizada com os modelos no estado íntegro e após a ruína;

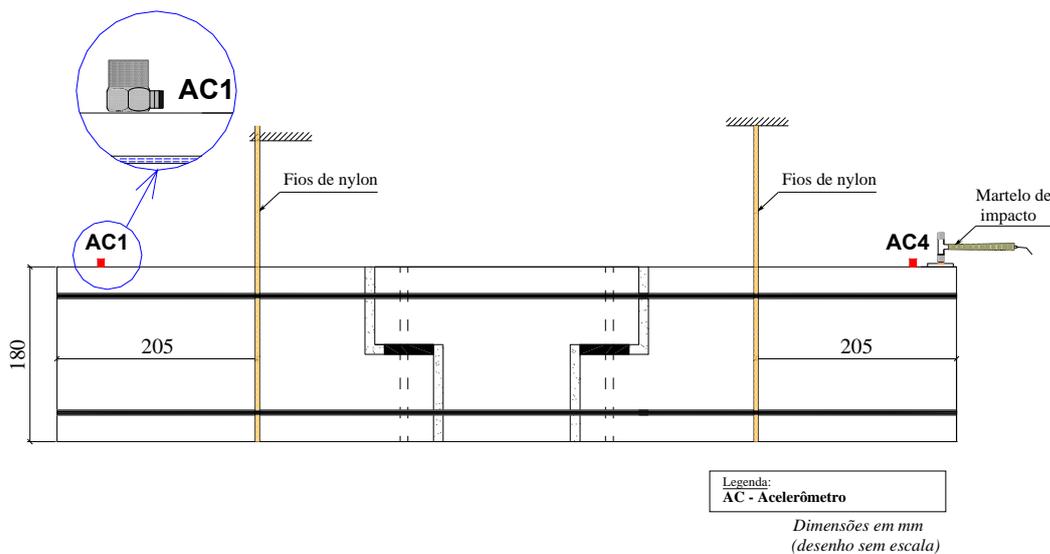


Figura 43 – Desenho esquemático do ensaio de vibração livre – condição de contorno livre-livre.

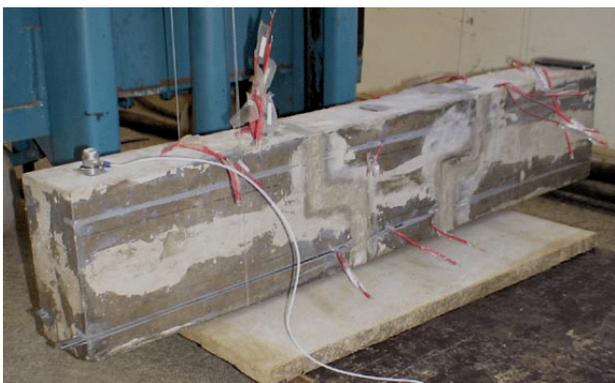


Figura 44 – Ensaios dinâmicos de vibração livre – condição de contorno livre-livre com modelo suspenso por fios de nylon.

- Determinação das frequências naturais do modelo no estado íntegro, por meio de ensaio de vibração forçada, utilizando o excitador eletrodinâmico (*shaker*). Foi feita

uma varredura de frequências com um sinal de excitação do tipo aleatório (*random*), gerado pelo sistema *ACE Dataphysics*. O mesmo sistema realiza a aquisição dos dados e converte o sinal no domínio do tempo para o domínio da frequência, além de calcular a FRF. O sinal de resposta foi obtido com um acelerômetro piezoelétrico, instalado na extremidade livre da viga, próximo ao ponto de aplicação da força (ponto 01) ou na extremidade oposta (ponto 04), conforme a Figura 45. O excitador foi posicionado de forma a aplicar o carregamento de cima para baixo (Figura 46). Ele foi fixado no modelo por meio de parafusos e chapa metálica colada na extremidade da viga (Figura 47).

Nessa etapa, quando os modelos ainda estavam no estado íntegro, a maioria dos ensaios dinâmicos foi feita num pórtico separado da máquina de ensaio para agilizar o andamento dos ensaios estáticos. Somente o ensaio-piloto foi feito com o modelo na máquina de ensaio, quando optou-se por manter o excitador pendurado na estrutura de reação na máquina.

Cabe observar que as condições de contorno dos ensaios dinâmicos foram diferentes dos ensaios estáticos, ou seja, as vigas possuíam as extremidades livres (em balanço – Figura 48) e no topo e na base do pilar estava aplicada uma força constante, de forma a tentar simular um engaste. Com a excitação dinâmica na extremidade da viga, a variação dos parâmetros dinâmicos entre o pilar e a viga, ou seja, entre o consolo e o dente pôde ser obtida, e conseqüentemente, conhecida a deformabilidade da ligação. Para garantir esse engastamento, foi aplicada uma força média de compressão de 10 kN pela máquina servo-hidráulica e utilizados calços para suspender o modelo e permitir que a extremidade da viga permanecesse livre;

- Conhecidas as frequências naturais, o modelo foi submetido a uma excitação forçada com sinal senoidal de frequência constante e igual à primeira frequência natural ou próximo dela, com o objetivo de medir o valor da força dinâmica aplicada pelo excitador, pois o sistema de geração do sinal não indica automaticamente o valor da força. Foram mantidas as mesmas condições de contorno da etapa anterior e utilizado o sinal fornecido pela célula de carga piezoelétrica. Sendo assim, a força era mantida constante até o final de todas as etapas de ensaio dinâmico;

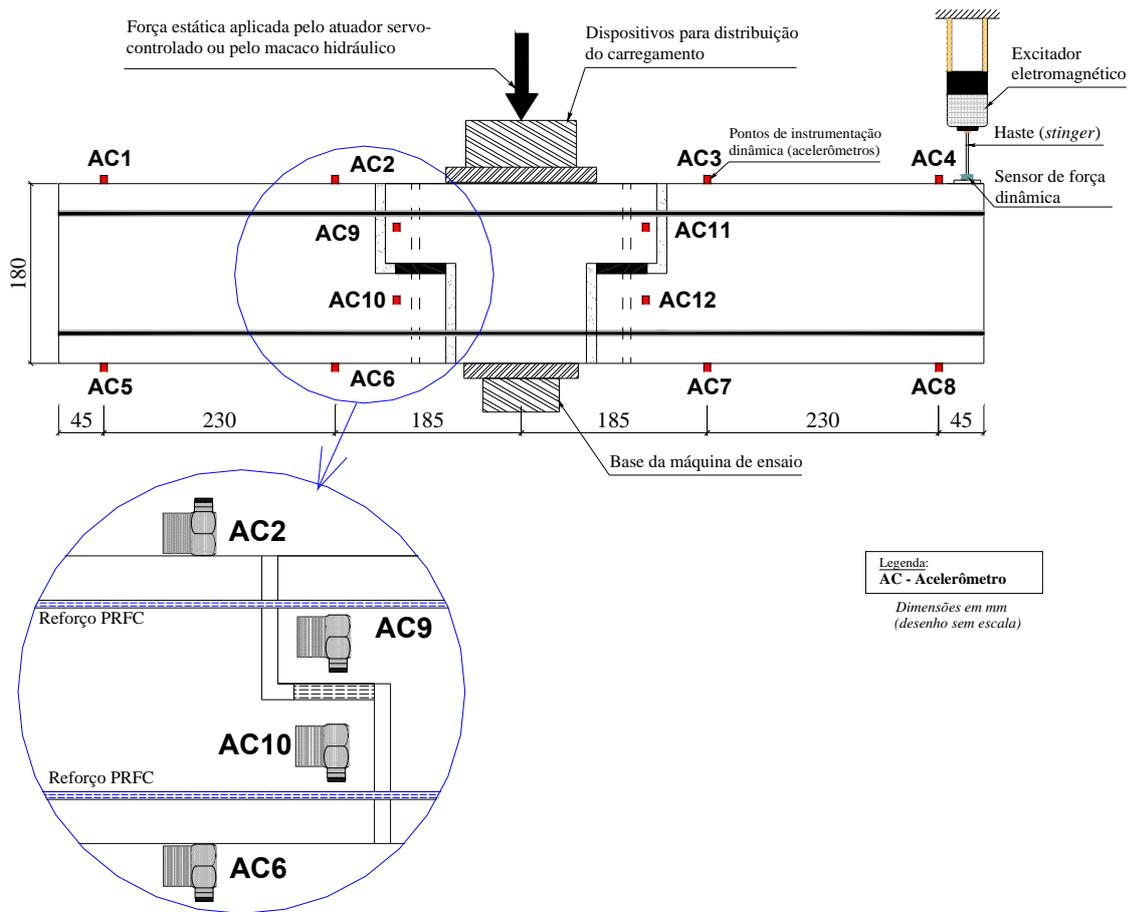


Figura 45 – Desenho esquemático da instrumentação e da aplicação do carregamento do ensaio dinâmico de vibração forçada.

- Ainda mantendo o mesmo sinal senoidal e a força da etapa anterior, foram medidas as amplitudes na ressonância. Com a estrutura sendo excitada na sua frequência natural, obtêm-se as maiores amplitudes de aceleração. Dois acelerômetros foram utilizados nesta etapa e fixados no dente da viga e no consolo do pilar (pontos 09 e 10 e pontos 11 e 12, na Figura 45), ou nas partes superior e inferior da viga (pontos 02 e 06 e pontos 03 e 07, na Figura 45), de tal forma que a rotação entre os dois pontos fosse obtida pela diferença de amplitude entre eles, segundo método direto – item 3.3. As amplitudes medidas são as acelerações do ponto, que fornecem os valores dos deslocamentos efetuando-se operações matemáticas. Para isso, os sensores foram posicionados com o eixo longitudinal paralelo ao eixo da viga (Figura 49);
- Também utilizando um sinal de frequência e força constantes, variou-se a posição do acelerômetro, instalando-o na direção vertical, perpendicular ao eixo longitudinal do modelo, e percorrendo a parte superior e a parte inferior ao longo do comprimento

(pontos 1 a 8 da Figura 45), com a intenção de obter as amplitudes em pontos distintos e determinar os modos de vibração. Os pontos foram escolhidos com base na facilidade de execução do ensaio, de modo a não interferir na instrumentação do ensaio estático, já que houve um ensaio dinâmico intercalado ao carregamento estático e não era possível retirar os transdutores e os extensômetros instalados no modelo durante o ensaio;



Figura 46 – Extremidade livre da viga.
Excitador eletrodinâmico.



Figura 47 – Posição do excitador e da
célula de força.



Figura 48 – Extremidade da viga em
balanço.



Figura 49 – Acelerômetros posicionados
no dente da viga e no consolo do pilar.

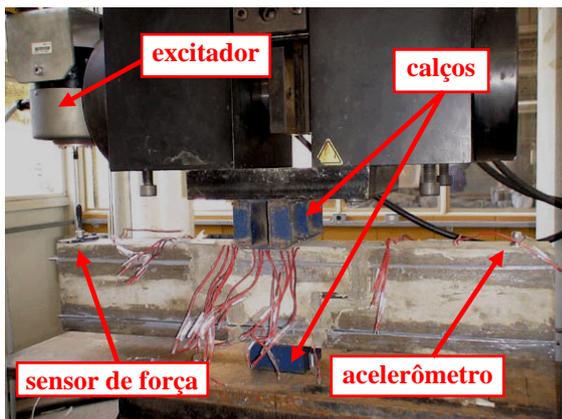


Figura 50 – Vista da realização do ensaio dinâmico.

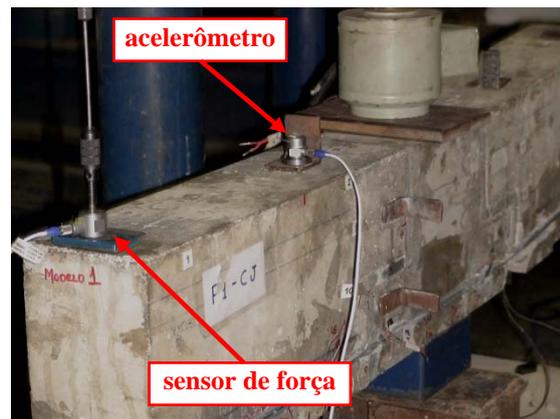


Figura 51 – Ensaio de vibração forçada para obtenção dos modos.

- Realização do ensaio estático até o início do processo de fissuração (modelo piloto) ou até 24 kN (outros modelos), com aplicação de carregamento cíclico alternado (para estabilizar o processo interno de danificação do concreto) de curta duração pela máquina servo-hidráulica com controle de deslocamento, solicitando o modelo de ligação a momento fletor positivo ou negativo. Nesta etapa, as vigas foram bi-apoiadas e foram retirados os dispositivos do topo e na base do pilar, utilizados para aplicar a força durante o ensaio dinâmico. A Figura 52 ilustra a configuração esquemática do ensaio estático;

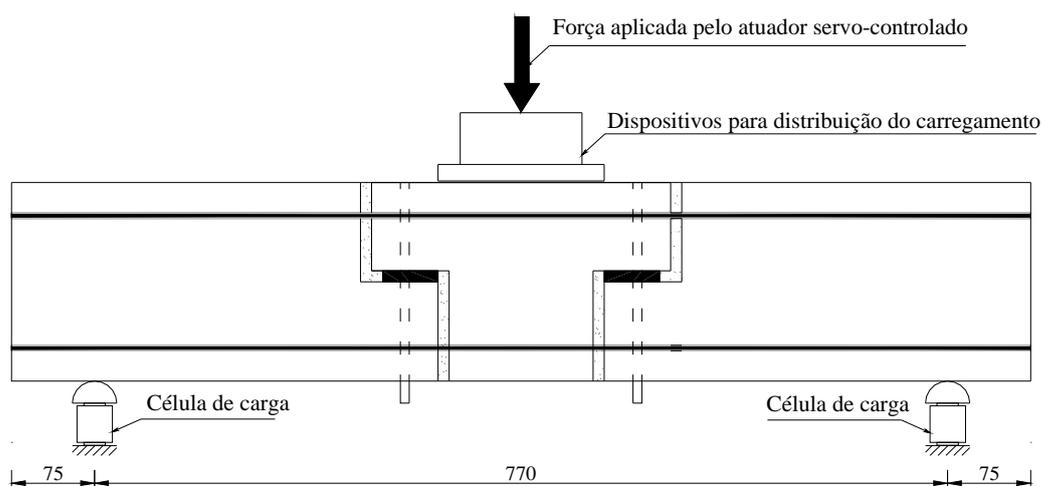


Figura 52 – Configuração esquemática de ensaio estático com solicitação da ligação reforçada a momento fletor negativo e positivo (medidas em milímetros).

- Repetição do ensaio dinâmico de vibração forçada do modelo parcialmente danificado, conforme descrito anteriormente;
- Continuação do ensaio estático até a ruína do modelo, que ocorreu essencialmente pela abertura de fissuras diagonais de aderência entre o concreto e o laminado, levando à redução do comprimento de ancoragem e ocorrendo o arrancamento brusco do laminado. Em alguns modelos, houve destacamento de partes do concreto e inclusive exposição das armaduras;
- Repetição do ensaio dinâmico de vibração forçada, conforme descrito anteriormente, para obtenção dos parâmetros dinâmicos da estrutura totalmente danificada;
- Repetição do ensaio dinâmico de vibração livre.

Havia sido prevista a realização de outro ensaio dinâmico intercalado ao estático com 60% do carregamento último previsto. Porém, já no ensaio do primeiro modelo desta série, percebeu-se que não era possível detectar o início do processo de fissuração. Quando surgiram as fissuras, já havia sido aplicada 36% da força última prevista. Então, houve uma alteração na quantidade de ensaios dinâmicos, para evitar o risco de ruptura brusca, fazendo somente uma intervenção no ensaio estático após a aplicação de 24 kN. Dessa forma, as etapas de ensaio dinâmico foram: 1) com o modelo no estado íntegro; 2) após 24 kN; e 3) após a ruína.

Com o valor da força dinâmica foi possível calcular o momento dinâmico aplicado e com a relação momento dinâmico – rotação foi possível obter a rigidez da ligação segundo o método direto.

4.3.3. Resultados

4.3.3.1. 1ª Etapa – VIBRAÇÃO LIVRE

Os resultados dos ensaios de vibração livre forneceram os valores de frequência natural e fator de amortecimento, relativos ao primeiro modo de vibração, para a condição de contorno livre-livre. Esse tipo de ensaio foi realizado com os modelos no estado íntegro e após a ruína.

A estrutura foi excitada por impactos do martelo instrumentado e medidos os sinais de entrada (impacto) e de saída (aceleração) ambos no domínio do tempo. Os impactos foram realizados em duas posições no modelo: nos pontos 1 e 4 da Figura 43. Utilizando o gráfico da FRF (acelerância), determinou-se a primeira frequência natural. O fator de amortecimento foi calculado pelo método do decremento logarítmico, utilizando o sinal da aceleração no domínio do tempo. Os métodos de cálculo empregados são detalhados no item 3.2.1 e no item 3.2.2.

Os dados obtidos nos ensaios de vibração livre são listados na Tabela 11 para os modelos no estado íntegro e na Tabela 12 para os modelos ensaiados após a ruína.

Tabela 11 – Resultados dos ensaios de vibração livre – modelos no estado íntegro.

Modelos (Estado íntegro)	Massa (kg)	f_1 – Frequência natural do 1º modo (Hz) – condição livre-livre	ζ – Fator de amortecimento
Modelo Piloto	43,90	456,56	3,32%
Modelo 1 - P1-CJ	44,20	631,56	5,37%
Modelo 3 - N1-CJ	44,05	682,81	5,93%
Modelo 4 - N2-CJ	44,30	720,94	6,36%
Modelo 5 - N1-SJ	45,10	644,38	6,30%
Modelo 6 - P1-SJ	44,75	629,69	7,32%
MÉDIA	44,38	627,66	5,77%

Tabela 12 – Resultados dos ensaios de vibração livre – modelos após a ruína.

Modelos (Rompidos)	Massa (rompido)		f_1 – (frequência natural do 1º modo) – condição livre-livre		ζ – Fator de amortecimento
	Massa (kg)	Redução em relação ao íntegro	f_1 – (Hz)	Redução em relação ao íntegro	
Modelo Piloto	---	---	402,34	11,9%	5,37%
Modelo 1 - P1-CJ	43,85	0,79%	151,56	76,0%	6,71%
Modelo 3 - N1-CJ	43,95	0,23%	254,38	62,7%	6,91%
Modelo 4 - N2-CJ	44,15	0,34%	229,38	68,2%	5,39%
Modelo 5 - N1-SJ	44,55	1,22%	301,25	53,2%	7,69%
Modelo 6 - P1-SJ	44,10	1,45%	330,94	47,4%	5,75%
MÉDIA	44,12	0,81%	278,31	53,25%	6,31%

Um exemplo do gráfico da FRF (acelerância) utilizado na determinação da frequência natural na condição livre-livre é apresentado na Figura 53. A Figura 54 ilustra o gráfico da aceleração no domínio do tempo, cujas amplitudes foram utilizadas para o cálculo do decremento logarítmico, e conseqüentemente, na obtenção do fator de amortecimento.

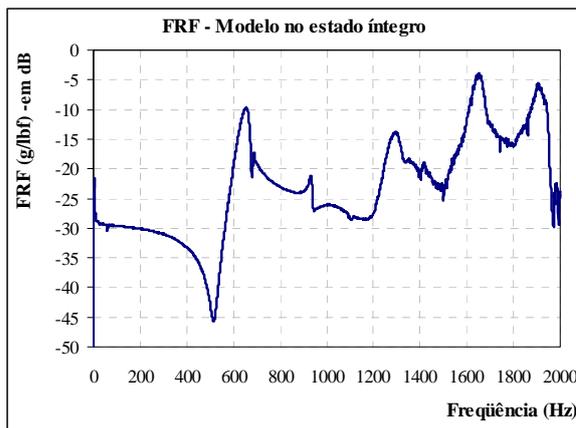


Figura 53 – FRF (acelerância) – Ensaio de vibração livre – Modelo íntegro.

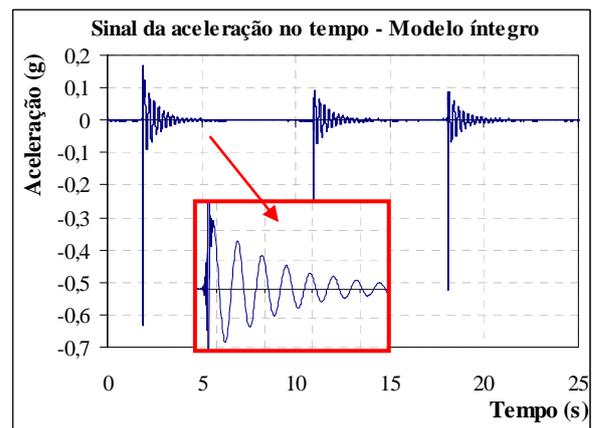


Figura 54 – Gráfico da aceleração no tempo – Ensaio de vibração livre – Modelo íntegro.

4.3.3.2. 2ª Etapa – VIBRAÇÃO FORÇADA – Determinação da frequência

Para a obtenção da frequência natural do primeiro modo de vibração do modelo, com a condição de contorno engaste no topo e na base do pilar e extremidades livres das vigas, a estrutura foi submetida à vibração forçada com sinal aleatório (*random*) aplicado pelo excitador. A força estática de compressão aplicada no trecho de pilar era de aproximadamente 10 kN. Variou-se a posição do acelerômetro, colocando-o na mesma extremidade onde estava posicionado o excitador e também na extremidade oposta (respectivamente nos pontos 1 e 4 da Figura 45). Obteve-se a FRF (acelerância) com os sinais de entrada e de saída transformados no domínio da frequência. A obtenção do valor da frequência foi feita pelo método do pico de amplitude (*peak-amplitude*). Esse tipo de ensaio foi realizado com os modelos no estado íntegro, durante a aplicação do carregamento estático e após a ruína.

Todos os ensaios estáticos foram interrompidos quando o valor da força atingiu 24 kN. Nessa fase, foram realizados os ensaios dinâmicos chamados “durante o carregamento estático”, alterando as condições de contorno. A porcentagem que essa carga de 24 kN

representa em relação à força máxima de ruína é apresentada na Tabela 13, assim como os valores máximos de força estática aplicada.

Tabela 13 – Força estática de ruína dos modelos.

Modelos	Força máxima – ruína (kN)	Etapa do ensaio dinâmico “durante o carregamento estático” (kN)	
Modelo Piloto	66,3	24,0	36,2%
Modelo 1 - P1-CJ	82,46	24,0	29,1%
Modelo 3 - N1-CJ	72,89	24,0	32,9%
Modelo 4 - N2-CJ	86,93	24,0	27,6%
Modelo 5 - N1-SJ	83,66	24,0	28,7%
Modelo 6 - P1-SJ	81,81	24,0	29,3%
MÉDIA	79,01	24,0	30,64%

As frequências obtidas nos ensaios de vibração forçada são listadas na Tabela 14 para os modelos no estado íntegro, durante o carregamento estático e após a ruína.

Tabela 14 – Resultados dos ensaios de vibração forçada – frequência natural.

Modelos	f_1 – (frequência natural do 1º modo) – Vibração forçada (Hz)				
	Íntegro	Durante o carregamento estático	Redução em relação ao íntegro	Após a ruína	Redução em relação ao íntegro
Modelo Piloto	111,67	110,00	1,49%	106,25	4,85%
Modelo 1 - P1-CJ	103,75	97,50	6,02%	93,33	10,04%
Modelo 3 - N1-CJ	105,00	95,00	9,52%	100,94	3,87%
Modelo 4 - N2-CJ	95,63	78,44	17,97%	102,00	-6,67%
Modelo 5 - N1-SJ	105,83	70,00	33,86%	27,19	74,31%
Modelo 6 - P1-SJ	124,17	102,19	17,70%	61,88	50,17%
MÉDIA	107,67	92,19	14,38%	81,93	23,91%

Alguns valores de frequência obtidos quando o modelo já estava rompido resultaram maiores que os obtidos durante o carregamento estático (caso dos modelos 3 e 4), ou até mesmo maior que a frequência no estado íntegro (caso do modelo 4). Essa diferença pode ter sido causada pelas alterações nas condições de contorno do modelo nas diferentes etapas, quando houve troca de configuração de ensaio (elemento bi-apoiado durante os ensaios estáticos e vigas em balanço durante os ensaios dinâmicos).

Percebeu-se uma pequena variação no valor da força estática durante o ensaio dinâmico, possivelmente devido às acomodações internas do modelo e às acomodações mecânicas dos atuadores, portanto houve a necessidade de fazer pequenos ajustes na aplicação da força entre uma medida e outra.

Exemplos de gráficos de FRF (acelerância) utilizados na obtenção da frequência natural nos ensaios de vibração forçada são apresentados na Figura 55 (caso do modelo íntegro – modelo 1) e na Figura 56 (caso do modelo rompido – modelo 1). Nota-se que no modelo rompido, a força dinâmica aplicada já não consegue excitar os modos mais altos. Outra consideração a respeito dos gráficos é que a queda no valor da frequência é pouco pronunciada visualmente.

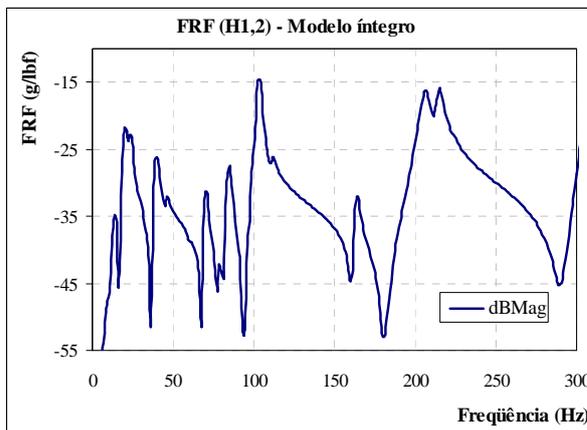


Figura 55 – FRF (acelerância) – Ensaio de vibração forçada – Modelo íntegro.

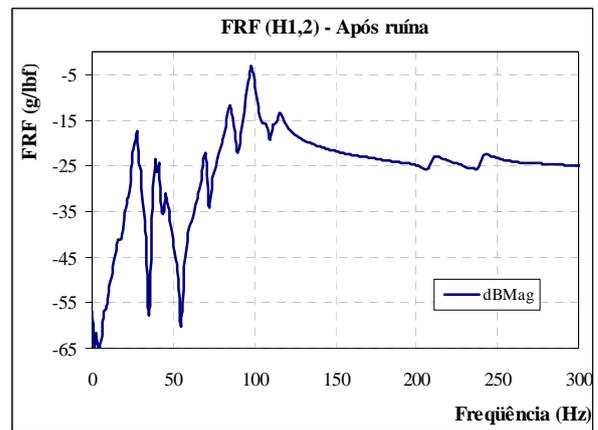


Figura 56 – Módulo da FRF (acelerância) – Ensaio de vibração forçada – Modelo rompido.

Em relação à posição do acelerômetro, próximo ao excitador ou na extremidade oposta, não houve diferença significativa no aspecto do gráfico, nem nos valores resultantes.

Em todas as etapas, em todos os modelos, uma dificuldade encontrada na determinação do valor da frequência foi o surgimento de vários outros picos indicativos de ressonância. A confirmação do valor da frequência foi baseada na maior amplitude encontrada e que se repetia nos diferentes tipos de gráfico que eram possíveis de visualizar durante o ensaio.

4.3.3.3. 3ª Etapa – VIBRAÇÃO FORÇADA – Determinação da força dinâmica

Nessa etapa, o valor da força dinâmica aplicada foi medido pelo ensaio de vibração forçada, com sinal senoidal de frequência constante e igual à primeira frequência natural obtida na etapa anterior. Foram mantidas as mesmas condições de contorno, com a força estática de compressão aplicada no trecho de pilar de aproximadamente 10 kN. Variou-se a posição do acelerômetro, colocando-o nos pontos 1 e 4 da Figura 45. Essa etapa do ensaio também foi realizada com os modelos no estado íntegro, durante a aplicação do carregamento estático e após a ruína.

O sinal utilizado para medir a força dinâmica foi no domínio do tempo, como recomendado pelo método direto (item 3.3). Os valores médios das forças são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Valores da força dinâmica aplicada pelo excitador.

Modelos	Força dinâmica – Vibração forçada (N)		
	Íntegro	Durante o carregamento estático	Após a ruína
Modelo Piloto	35,46	16,12	81,27
Modelo 1 - P1-CJ	50,97	36,62	44,48
Modelo 3 - N1-CJ	21,25	39,50	48,89
Modelo 4 - N2-CJ	133,96	75,93	40,27
Modelo 5 - N1-SJ	42,25	56,89	55,16
Modelo 6 - P1-SJ	42,92	59,60	65,35

Não existe relação entre esses resultados. Durante o ensaio, era necessário que o valor da força fosse o suficiente para eliminar ruídos que pudessem prejudicar a leitura das amplitudes, portanto não foi requisito manter um valor médio em todos os modelos.

A determinação do valor da força foi feita por meio do gráfico da força no domínio do tempo, como ilustrado na Figura 57 para o modelo íntegro e na Figura 58 do modelo rompido.

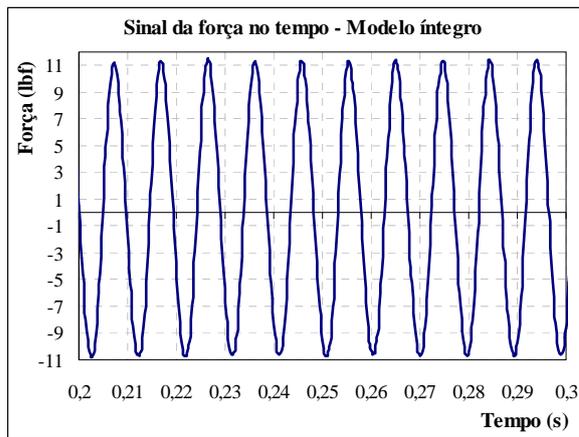


Figura 57 – Força no tempo – Ensaio de vibração forçada – Modelo íntegro.

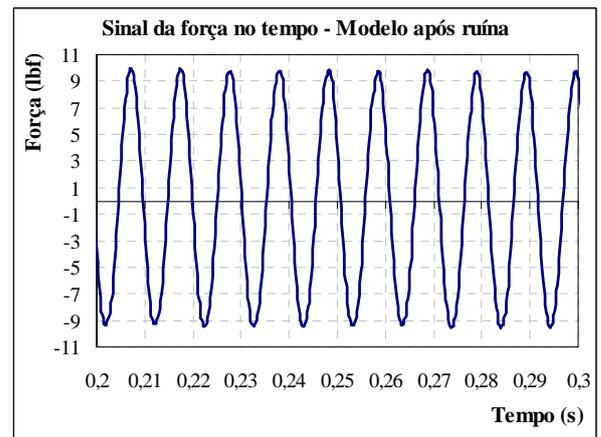


Figura 58 – Força no tempo – Ensaio de vibração forçada – Modelo rompido.

4.3.3.4. 4ª Etapa – VIBRAÇÃO FORÇADA – Determinação da rigidez

As amplitudes da vibração medidas por dois acelerômetros, posicionados no dente da viga e no consolo do pilar ou nas partes superior e inferior da viga, forneceram o valor da rotação para o cálculo da rigidez da ligação. Manteve-se nessa etapa o sinal senoidal e a força dinâmica das etapas anteriores, assim como as condições de contorno.

Dos gráficos de aceleração no domínio do tempo em cada ponto (exemplos na Figura 59 e na Figura 60), obtêm-se os valores máximos de aceleração e, conseqüentemente, os deslocamentos resultantes. Conhecidos os deslocamentos de cada ponto, foi calculado o deslocamento relativo entre eles (Δx). O ângulo de rotação (θ) foi obtido pela divisão entre o deslocamento relativo e a distância entre os acelerômetros.

O valor da força dinâmica, anteriormente medida, foi utilizado para o cálculo do momento aplicado, conhecendo-se a distância entre o ponto de aplicação da força (posição do excitador) e o ponto onde foram instalados os acelerômetros. A partir do valor do momento, foi feita uma correção deste considerando o fator de amortecimento, a relação entre a frequência natural e a frequência de excitação (valor desta relação em todos os ensaios foi igual a 1) e um fator de amplificação dinâmica, para então, obter o momento dinâmico.

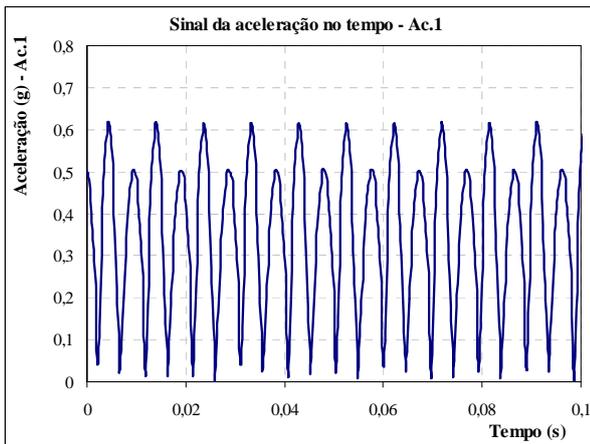


Figura 59 – Aceleração no tempo – Ensaio de vibração forçada – Acelerômetro 01.

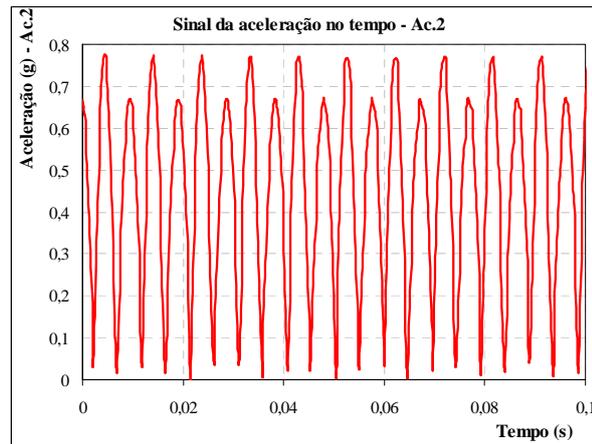


Figura 60 – Aceleração no tempo – Ensaio de vibração forçada – Acelerômetro 02.

A rigidez da ligação é a relação entre o momento dinâmico e o ângulo de rotação. Os resultados, apresentados na Tabela 16, representam a média de duas posições estudadas: dente e consolo e partes superior e inferior da viga, do lado do modelo onde estava o excitador. Apesar de não ser utilizado nos cálculos, o valor da rigidez medida pela outra extremidade do modelo também foi obtida, com valores similares aos obtidos na Tabela 16.

Tabela 16 – Valores da rigidez da ligação – Ensaio dinâmico.

Modelos	Rigidez da ligação – Ensaio dinâmico (kN.m/rad)		
	Íntegro	Durante o carregamento estático	Após a ruína
Modelo Piloto	3.939,5	1.107,0	1.592,3
Modelo 1 - P1-CJ	3.061,6	1.383,0	842,3
Modelo 3 - N1-CJ	1.146,7	1.216,6	3.278,9
Modelo 4 - N2-CJ	3.163,3	2.698,0	792,0
Modelo 5 - N1-SJ	1.741,20	3.195,0	253,2
Modelo 6 - P1-SJ	2.099,3	2.488,20	958,1

Os fatores de amortecimento empregados no cálculo, quando o modelo estava no estado íntegro e após a ruína, foram os obtidos da 1ª etapa (Tabela 11 e Tabela 12). Como não foi feito ensaio de vibração livre quando houve interrupção do ensaio estático (ensaio “durante o carregamento estático”) e os modelos já apresentavam fissuração moderada, principalmente

microfissuras internas, adotou-se o fator de amortecimento nessa etapa como sendo a média dos valores do estado íntegro e estado rompido.

Os resultados obtidos com os ensaios estáticos, nos mesmos modelos reduzidos, utilizando o trecho linear do gráfico momento-rotação até 30% da força de ruína (Tabela 17) indicam pequenas diferenças, nos valores da rigidez à flexão da ligação viga-pilar, entre os dois métodos de ensaio.

Tabela 17 – Valores da rigidez da ligação – Ensaios estáticos e dinâmicos.

Modelos	$K_{lig,din}$ – Modelo íntegro (kN.m/rad)	$K_{lig,est}$ – Modelo íntegro (kN.m/rad)	$K_{lig,din} / K_{lig,est}$ – Modelo íntegro
Modelo Piloto	3.939,5	1.723,2	2,29
Modelo 1 - P1-CJ	3.061,6	1.814,8	1,69
Modelo 3 - N1-CJ	1.146,7	1.514,1	0,76
Modelo 4 - N2-CJ	3.163,3	1.489,7	2,12
Modelo 5 - N1-SJ	1.741,20	1.736,3	1,00
Modelo 6 - P1-SJ	2.099,3	1.484,1	1,41

As considerações e análises dos resultados destes modelos e a comparação com os demais, estudados nesta fase preliminar da pesquisa, são apresentadas no item 0.

4.4. Ensaios dinâmicos em modelos de estrutura metálica

4.4.1. Generalidades

Estes ensaios-piloto foram desenvolvidos em parceria com Bessa (2009) e Higaki (2009) que realizaram trabalhos relacionados à investigação do comportamento de ligações de estruturas mistas aço-concreto. Os dois modelos da série, que foram submetidos aos ensaios dinâmicos, são compostos por pilar de extremidade e viga em balanço, ambos em perfis de aço laminado, um com ligação soldada e outro com ligação parafusada, como ilustrados na Figura 61 e na Figura 62 respectivamente.

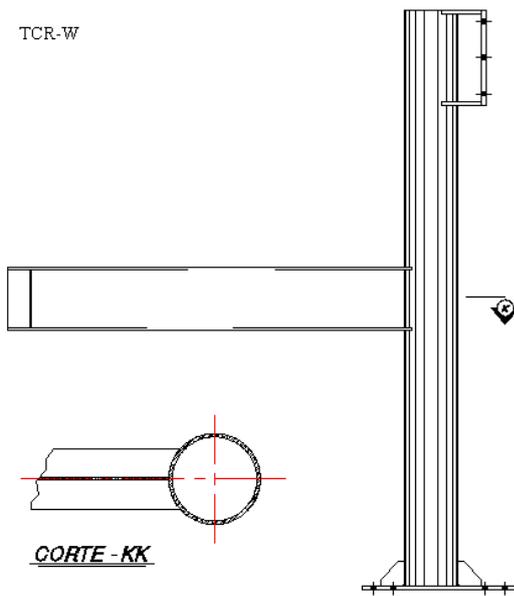


Figura 61 – Modelo de estrutura metálica
– Ligação soldada.

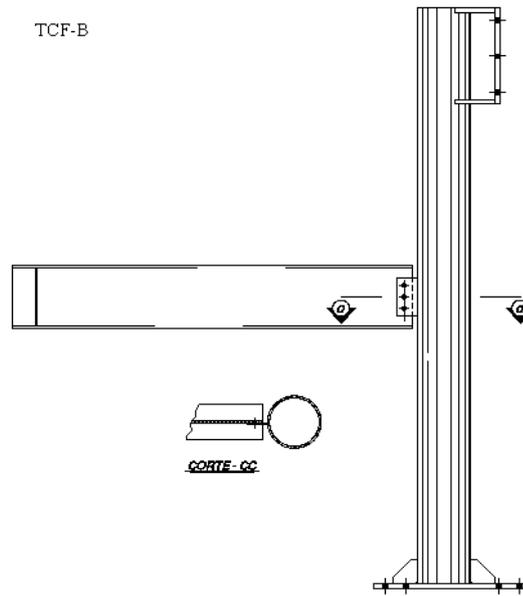


Figura 62 – Modelo de estrutura metálica
– Ligação parafusada.

Havia a intenção de realizar ensaios dinâmicos, antes e após os ensaios estáticos, em todos os modelos de estruturas metálicas e mistas com o grupo de pesquisadores dessa área, porém ocorreu um problema elétrico no amplificador do excitador eletromagnético, o que impediu a realização de outros ensaios durante aquele período.

4.4.2. Descrição dos ensaios dinâmicos

Os ensaios dinâmicos nestes modelos foram conduzidos com os mesmos equipamentos e segundo a mesma metodologia utilizada nos ensaios dos modelos reduzidos, ambos descritos no item 4.3.2.

Quanto à montagem do ensaio, ressaltam-se três aspectos: a) na maioria das etapas, houve uma maior facilidade para instalar os acelerômetros, pois foram utilizados ímãs sob estes sensores, fixando-os diretamente na estrutura sem a necessidade de outro tipo de intervenção (colas, chapa metálica etc.); b) não foi necessário alterar a condição de contorno do modelo, pois tanto no ensaio estático como no dinâmico, a força foi aplicada na mesma direção e no mesmo ponto – a extremidade em balanço da viga; c) em virtude da pequena massa do modelo, não foi requisito aumentar a massa do excitador.

4.4.3. Resultados dos ensaios dinâmicos

4.4.3.1. Frequência natural e fator de amortecimento – Vibração forçada

Os valores de frequência natural e do fator de amortecimento obtidos nos ensaios de vibração forçada são apresentados na Tabela 18. Um exemplo do gráfico da FRF (acelerância) obtida nos ensaios dinâmicos é ilustrado na Figura 63.

Tabela 18 – Resultados dos ensaios dinâmicos – frequência natural e fator de amortecimento.

Tipo de modelo	f_1 – Frequência natural do 1º modo (Hz)	ζ – Fator de amortecimento
Modelo soldado	44,38	3,66 %
Modelo parafusado	22,81	6,67 %

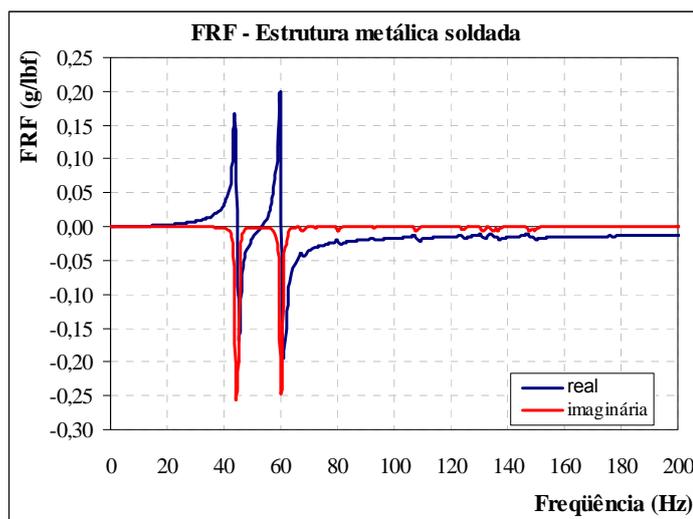


Figura 63 – FRF (acelerância) obtida no ensaio dinâmico do modelo com ligação soldada.

4.4.3.2. Força dinâmica e momento dinâmico na ligação

O valor da força dinâmica aplicada foi medido pelo ensaio de vibração forçada, com sinal senoidal de frequência constante e igual à primeira frequência natural obtida. O momento atuante (M) na ligação é calculado multiplicando a força pelo braço de alavanca. O momento dinâmico (M_{din}) é obtido pela multiplicação do momento atuante (M) pelo fator de amplificação dinâmica (D). Os valores das forças e dos momentos são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Valores de força e momento – Modelos de estruturas metálicas.

Tipo de modelo	Força dinâmica e Momento – Vibração forçada		
	Força (N)	M (N.m)	M _{din} (N.m)
Modelo soldado	61,66	83,37	1138,9
Modelo parafusado	17,84	24,12	180,8

4.4.3.3. Rigidez à flexão – Ensaio dinâmico

A rigidez da ligação é obtida diretamente pela relação entre o momento dinâmico na ligação (M_{din}) e o ângulo de rotação. Os valores da rigidez e também a comparação com os valores dos ensaios estáticos, são apresentados na Tabela 20.

Na Figura 64e na Figura 65, são ilustrados os gráficos resultantes dos ensaios estáticos nos mesmos modelos. Para a determinação do valor da rigidez no ensaio estático, considerou-se uma reta secante traçada no trecho aproximadamente linear destes gráficos.

Tabela 20 – Rigidez da ligação à flexão – Estruturas metálicas.

Tipo de modelo	Rigidez da ligação à flexão		
	Rigidez à flexão K _{din} (kN.m/rad)	Rigidez à flexão K _{est} (kN.m/rad)	K _{din} / K _{est}
Modelo soldado	7.017,1	8.000,0	0,88
Modelo parafusado	4.982,7	4.000,0	1,25

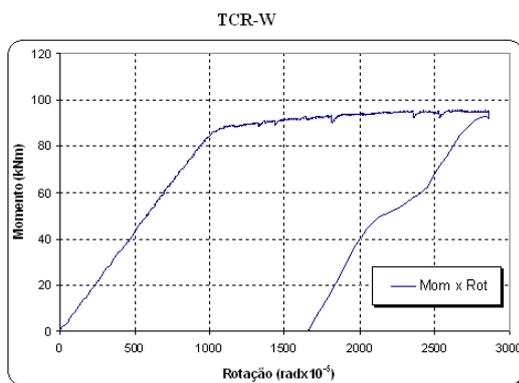


Figura 64 – Gráfico momento-rotação – Ensaio estático, ligação soldada.

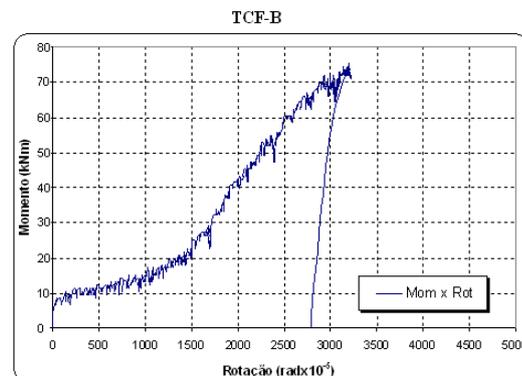


Figura 65 – Gráfico momento-rotação – Ensaio estático, ligação parafusada.

Pelos resultados apresentados, principalmente o do modelo com ligação soldada, nota-se uma boa aproximação do valor de rigidez do ensaio estático com o obtido no ensaio dinâmico.

Algumas fotos da realização dos ensaios dinâmicos dos modelos de estrutura metálica são apresentadas a seguir:



Figura 66 – Ensaio dinâmico – modelo soldado.



Figura 67 – Ensaio dinâmico – modelo soldado – Acelerômetro sobre a viga.



Figura 68 – Ensaio dinâmico – modelo soldado – Excitador e célula de força.



Figura 69 – Ensaio dinâmico – modelo parafusado – Acelerômetros.

4.5. Considerações finais sobre os ensaios-piloto

Quanto aos protótipos em escala real, relatam-se os seguintes aspectos relevantes:

- Os valores da frequência natural de ambos os protótipos eram muito pequenos, considerados corretos para uma estrutura real equivalente, porém inadequados para os sensores piezoelétricos disponíveis no LE, que são mais apropriados para altas frequências;
- Na tentativa de determinar os modos de vibração, não foram verificadas as reais necessidades do procedimento experimental antes da realização do ensaio, ou seja, os pontos mais adequados e os parâmetros corretos a serem medidos. Sabe-se que, para isso, além do valor da amplitude do sinal de aceleração, seria imprescindível a medição da diferença de fase entre ele e o sinal de excitação;
- Após o ensaio do primeiro protótipo com pilar intermediário, procurou-se aprimorar as medidas utilizando outros pontos para fixação dos acelerômetros, resultando numa maior variedade de opções para, por exemplo, tentar expandir o procedimento e realizar estudos em estruturas reais existentes;
- Também após o ensaio do protótipo com pilar intermediário, a falha na etapa de medição da força dinâmica foi corrigida. A obtenção da força passou a ser inserida como uma etapa do procedimento para a determinação da rigidez da ligação. Além disso, foram obtidos os dados resultantes no domínio do tempo ao invés da frequência, como deve ser feito segundo as diretrizes do método direto (item 3.3);
- Os valores, apesar de ainda diferentes dos obtidos nos ensaios estáticos, apresentaram coerência entre as diferentes configurações e posições de sensores – fixação na laje e viga, no dente e no consolo, no dispositivo metálico, ou do lado direito e esquerdo dos protótipos;
- Foi enfatizada a importância das condições de contorno para a realização dos ensaios dinâmicos, visto que também foi detectada vibração do pórtico de reação, o que pode ter causado interferência e modificação nas medidas relativas de deslocamento e aceleração. Nestes ensaios, os efeitos da divergência entre os vínculos idealizados e os reais não foram considerados nos resultados, porém o cuidado com o estabelecimento das condições de contorno tornou-se primordial em todos os ensaios subsequentes;

- Atribuem-se as diferenças dos valores de rigidez entre os ensaios estáticos e dinâmicos à incerteza no valor da força e momento aplicados, pois a medida efetuada não foi realizada concomitantemente às medidas de aceleração para o cálculo da rotação.

Considerando que a experiência com a repetição de variados ensaios favorece o aprimoramento das técnicas dinâmicas e um maior domínio dos detalhes acerca dos sensores e equipamentos, conclui-se que os resultados dos ensaios em modelos reduzidos foram mais satisfatórios do que os dos protótipos em escala real. Contudo, ainda algumas ponderações são feitas:

- Os fatores de amortecimento calculados nos ensaios de vibração livre resultaram elevados para estruturas de concreto (entre 3,3% e 7,7%), mesmo com o modelo no estado íntegro. Considerando que foi aplicado o método do decremento logarítmico e que, especificamente para este ensaio, não foi possível encontrar uma resolução (taxa de aquisição de frequência) compatível para obter graficamente os valores de amplitude, o método do decremento logarítmico (que é simplificado e apresenta limitações) não foi o mais apropriado para calcular o amortecimento nesse caso;
- Nesses ensaios, ocorreram oscilações no valor na força estática aplicada, supostamente constante, o que pode ter ocasionado as diferenças nos resultados de frequência natural nas diferentes fases do carregamento. A condição de contorno interfere drasticamente nos resultados dinâmicos e, portanto, cuidados adicionais devem ser tomados para evitar que configurações diferentes das idealizadas ocorram;
- Quanto ao tamanho reduzido dos modelos, observou-se uma nítida redução dos ruídos dos sinais, quando comparados aos do ensaio com protótipos em escala real. Ainda sobre esse aspecto, houve um maior controle sobre o ensaio dos modelos reduzidos, especialmente relacionado ao deslocamento e vibração das estruturas de reação;
- Como a faixa de frequências dos modelos em escala reduzida é bem mais alta que as obtidas nos protótipos em escala real (Tabela 21), o método dinâmico utilizando sensores piezoelétricos é mais adequado para modelos reduzidos, como pôde ser constatada pela melhor aproximação dos resultados de rigidez da ligação;

Tabela 21 – Faixa de frequência dos ensaios dinâmicos.

Ensaio	Frequências naturais do 1º modo de vibração (Hz)	
	Modelos íntegros	Modelos rompidos
Protótipos em escala real – concreto pré-moldado	3,52 (protótipo “E”)	3,28 (protótipo “E”)
	4,38 (protótipo “I”)	4,14 (protótipo “I”)
Modelos em escala reduzida – concreto pré-moldado com reforço de PRFC	111,67 (piloto)	106,25 (piloto)
	103,75 (P1-CJ)	93,33 (P1-CJ)
	105,00 (N1-CJ)	100,94 (N1-CJ)
	95,63 (N2-CJ)	102,00 (N2-CJ)
	105,83 (N1-SJ)	27,19 (N1-SJ)
	124,17 (P1-SJ)	61,88 (P1-SJ)
Modelos de estrutura metálica	44,38 (soldado)	---
	22,81 (parafusado)	---

- Já foi possível fazer, com os resultados desses modelos reduzidos, uma relação entre os valores da rigidez à flexão da ligação obtidos nos ensaios estáticos e dinâmicos. Conforme os dados da Tabela 17, os modelos sem juntas (N1-SJ e S1-SJ) tiveram os valores mais próximos nos dois tipos de ensaio. De qualquer forma, todos apresentaram valores da mesma ordem de grandeza, o que representa uma melhora no procedimento em relação aos ensaios com protótipos em escala real.

Ao final dessa etapa de ensaios preliminares, buscou-se uma cooperação com um grupo de pesquisadores da área de estruturas metálicas e mistas e, com esse tipo de material, obteve-se a melhor correlação do valor de rigidez da ligação, como pode ser observado na Tabela 20. Apesar dos problemas técnicos no equipamento do ensaio dinâmico e, por conta disso, ter ficado impossibilitada a execução de ensaios em mais modelos, os dois únicos que foram ensaiados permitiram as seguintes conclusões:

- O método direto para a obtenção da rigidez da ligação permitiu uma boa aproximação aos valores dos ensaios estáticos para o caso de uma estrutura ensaiada com a mesma configuração de carregamento e condição de contorno;
- O valor do momento atuante na ligação é obtido de forma direta, considerando apenas o módulo da força aplicada e o braço de alavanca, sem a necessidade de cálculos indiretos;
- Como o aço é um material de comportamento elástico-linear antes da fase de plastificação, acredita-se que para as hipóteses adotadas na simplificação das

metodologias experimentais dinâmicas (sistemas comparáveis àqueles de um GDL com: modos de vibração pouco acoplados, frequências naturais não próximas e amortecimento relativamente baixo), estruturas de aço sejam mais apropriadas para o estudo de métodos de ensaios dinâmicos desse gênero que visam a comparação ou a complementação aos estáticos usuais.

Programa Experimental

Capítulo 5

Neste capítulo é descrito o modelo físico de pórtico de concreto pré-moldado e são detalhados os materiais empregados na sua construção e no reforço das ligações e as etapas da montagem. Também são apresentadas: a metodologia, a configuração e a instrumentação utilizadas nas diferentes etapas dos ensaios dinâmicos e estáticos.

5.1. Generalidades

A partir dos resultados obtidos e da experiência adquirida nos ensaios-piloto, foi projetado o modelo reduzido de pórtico em concreto armado, com dimensões apropriadas para a realização de ensaios experimentais estáticos e dinâmicos no Laboratório de Estruturas (LE).

Inicialmente, havia sido planejada a construção de quatro modelos, variando os elementos das ligações, para a aplicação da mesma metodologia de ensaio. Essa idéia mostrou-se improdutiva, visto que seria necessário um trabalho experimental bastante extenso e dispendioso para apenas repetir a metodologia de ensaio proposta. Assim, os ensaios foram realizados num único modelo físico, porém em etapas distintas do estado de danificação e também após a aplicação de reforço com laminados de PRFC nas ligações viga-pilar. Além disso, utilizaram-se configurações de carregamento com forças aplicadas nas direções vertical e horizontal.

O modelo foi idealizado de forma a representar o comportamento de pórticos comumente utilizados em estruturas reais de galpões industriais, ou até mesmo de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado, com ligação viga-pilar semi-rígida

parcialmente resistente a momento fletor. A geometria de uma estrutura real equivalente é definida por: altura = 3 m; vão = 6 m, seção transversal dos pilares = 45 cm x 45 cm e seção da viga = 45 cm x 60 cm. A partir desses valores, as dimensões dos elementos foram reduzidas por um fator de escala 1:3. Alguns elementos da ligação (furo do chumbador, almofada de apoio e espaço entre o dente e o consolo) e os materiais empregados (agregados, barras de aço e laminados de PRFC) não puderam ser reduzidos na mesma proporção devido à dificuldade de obtenção, execução e montagem destes itens. Contudo esse aspecto não causou prejuízo aos resultados obtidos, visto que a análise dos resultados foi feita utilizando um critério comparativo para avaliar os diferentes métodos de ensaio empregados.

Apesar de não considerar rigorosamente os aspectos da Teoria da Semelhança na redução dos modelos, acredita-se que o modelo de ligação adotado nesta pesquisa pode fornecer resultados representativos de uma estrutura real. A consideração rigorosa do efeito de escala é um assunto complexo, principalmente tratando-se do material concreto. Nóbrega (2004) cita que os fenômenos de fissuração, deformação e ruptura podem sofrer a influência da escala reduzida e os dados obtidos resultarem comprometidos. Porém, a adoção de modelos reduzidos mostrou-se adequada neste caso, visto que: a) o valor da rigidez da ligação pode ser obtido para pequenas intensidades de carregamento, sem que houvesse intensa fissuração do concreto; b) o objetivo desta pesquisa está voltado ao desenvolvimento de técnicas dinâmicas para avaliar um parâmetro do comportamento global da estrutura e para comparar diferentes metodologias experimentais; c) o mesmo modelo pode ser ensaiado estática e dinamicamente, com menor custo, maior rapidez e utilizando equipamentos existentes no LE.

Nóbrega (2004) fez um levantamento de pesquisas realizadas sobre os efeitos da escala em modelos experimentais de concreto armado, submetidos a carregamentos estáticos e dinâmicos. O autor encontrou respaldo na literatura para a escala 1:4 utilizada nos seus modelos e, em relação aos materiais, diminuiu apenas o tamanho do agregado graúdo. Fonseca (2007) também realizou estudos em modelos reduzidos por um fator de aproximadamente 1:3, obtendo resultados satisfatórios que caracterizaram os mecanismos resistentes da ligação viga-pilar reforçada com laminados de PRFC.

Considerando o caráter metodológico desta pesquisa, cujo objetivo principal é investigar uma técnica para determinar diretamente a rigidez da ligação, o tipo de ligação viga-pilar adotado foi o usualmente empregado em estruturas reais, sem a intenção de desenvolver ou aprofundar os estudos sobre um mecanismo específico de ligação. Os

recursos usados foram: dente e consolo, chumbador metálico, preenchimento com graute e almofada de apoio de borracha.

O modelo de pórtico foi ensaiado em três etapas, definidas da seguinte forma:

- Primeira etapa: ensaio do modelo sem reforço, até a fissuração do pórtico, com carregamento na direção vertical;
- Segunda etapa: ensaio do modelo reforçado, com carregamento na direção vertical e realização de ensaio até a ruína do pórtico. O reforço com laminados inseridos de PRFC incrementou a resistência e a rigidez das ligações;
- Terceira etapa: ensaio do modelo já rompido, com força aplicada na direção horizontal, no sentido longitudinal da viga. Esta configuração destinou-se à avaliação do comportamento da ligação submetida a momento positivo, esforço que pode ocorrer por ação do vento, ou efeitos de variação térmica, ou ainda, por redistribuição de esforços.

Os ensaios dinâmicos foram feitos em todas as etapas, sendo intercalados aos ensaios estáticos, com o objetivo de acompanhar a variação da rigidez da ligação. Também foram realizados ensaios dinâmicos durante a montagem e construção do modelo.

5.2. Descrição do modelo

O modelo desta etapa da pesquisa é um pórtico de concreto armado (Figura 70), de tamanho reduzido, composto por dois pilares (seção transversal de 15 cm x 15 cm) e uma viga (seção transversal de 15 cm x 20 cm). No Quadro 1, são apresentadas as características específicas do modelo ensaiado.

A conexão do pórtico com a laje de reação foi estabelecida por meio de chapas de base conectadas às extremidades rosqueadas das barras dos pilares por porcas e arruelas. Como pode ser visto na Figura 71, as chapas foram furadas conforme o detalhamento das barras longitudinais da armadura dos pilares, que traspassavam a chapa e foram rosqueadas pela parte inferior desta, antes mesmo da concretagem dos elementos. Não foi efetuado cálculo para dimensionar as chapas de base, no entanto, foram adotadas chapas de aço do tipo SAE-1020 com espessura de 25 mm e dimensões em planta bem maiores que as dimensões da seção do pilar. Além das chapas, foi elaborado um dispositivo metálico de travamento do conjunto na laje de reação, em forma de cantoneira, para garantir o engastamento na base dos

pilares, conforme esquema ilustrado na Figura 72 e nas fotos da Figura 73. A preocupação em estabelecer um engaste nessa região é para eliminar ruídos nos sinais dinâmicos oriundos de condições de contorno diferentes das idealizadas. Além disso, o comportamento da ligação do pilar com a fundação, que nesse caso é a chapa de base, não é o foco desta pesquisa e, portanto, não foi dimensionada como tal. Apenas utilizaram-se placas espessas, com dimensões bem maiores que as dos pilares, de forma a impedir a rotação ou evitar a ruptura nesse ponto.

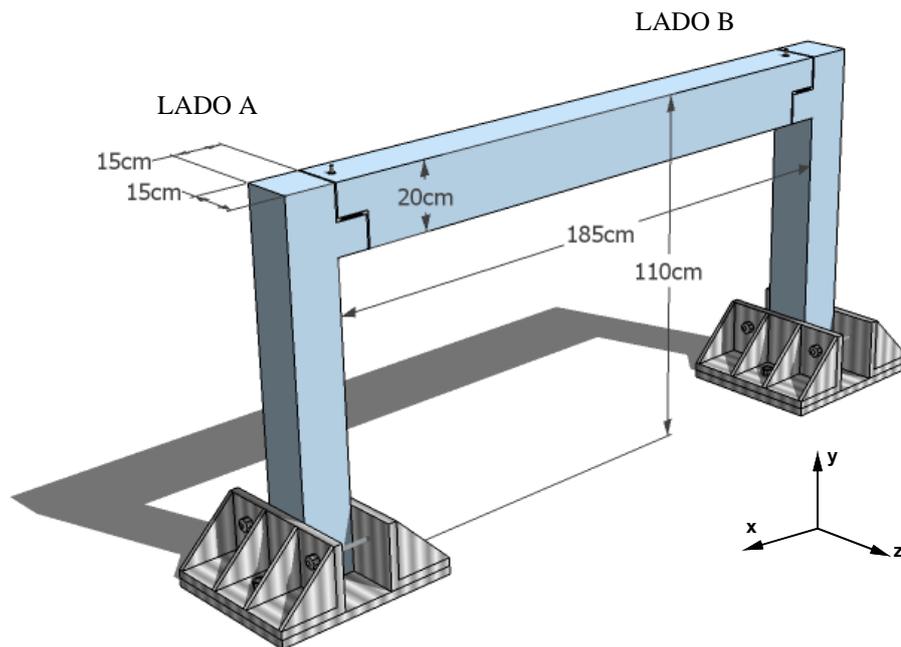
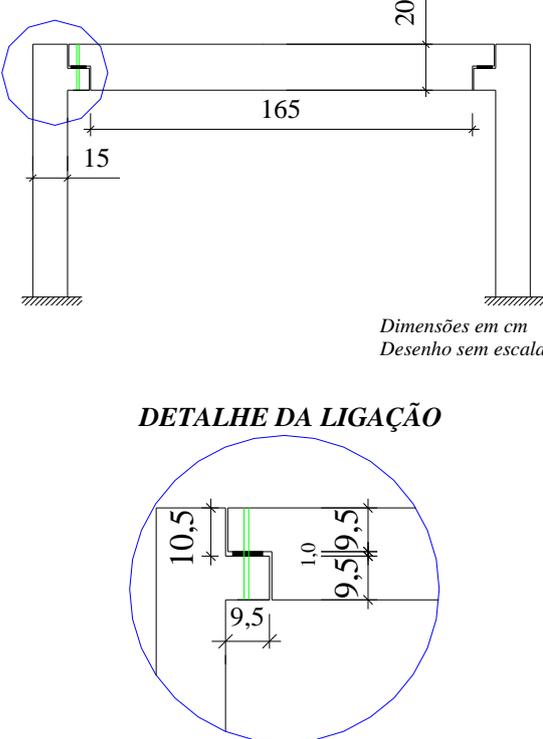
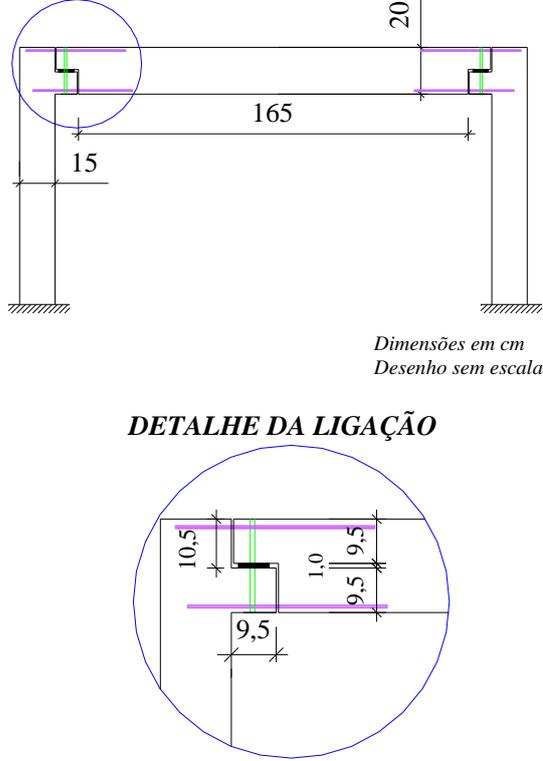


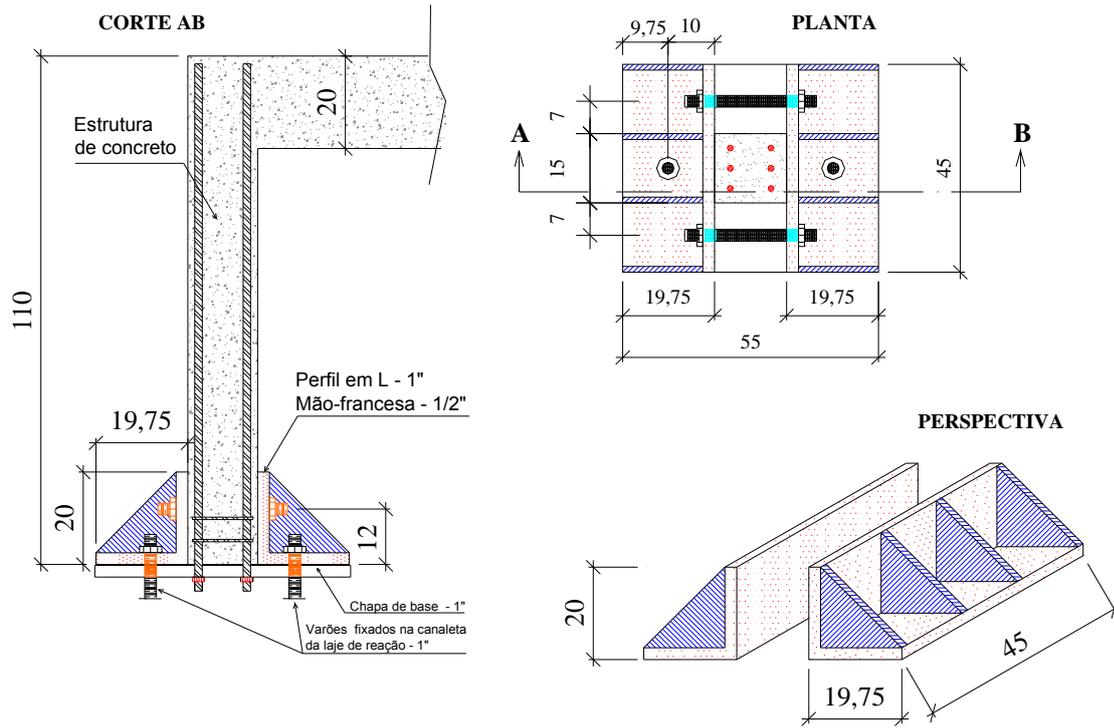
Figura 70 – Características básicas do pórtico de concreto armado.



Figura 71 – Chapas de base dos pilares.

Modelo	Características	Desenho esquemático
<p>Sem reforço</p>	<p>Modelo com elementos pré-moldados.</p> <p>Ligação idealizada como articulada formada por: dente e consolo, almofada de apoio de borracha, chumbador e preenchimento com graute no vazio entre o dente da viga e o pilar.</p>	 <p style="text-align: right;"><i>Dimensões em cm Desenho sem escala</i></p> <p style="text-align: center;">DETALHE DA LIGAÇÃO</p>
<p>Com reforço por inserção de laminado de PRFC</p>	<p>Modelo anterior, que depois da primeira etapa de ensaio, apresentou danificação limitada (fissuração) dos elementos de concreto.</p> <p>As ligações, após o reforço com laminado de PRFC inserido no concreto de cobertura nas laterais, tornaram-se semi-rígidas.</p> <p>Observação: Essa etapa foi realizada em parceria com outra pesquisa em desenvolvimento no LE, que avalia o reforço da ligação com laminado de PRFC.</p>	 <p style="text-align: right;"><i>Dimensões em cm Desenho sem escala</i></p> <p style="text-align: center;">DETALHE DA LIGAÇÃO</p>

Quadro 1 – Características do modelo do programa experimental.



Dimensões em cm

Figura 72 – Desenho esquemático dos dispositivos para fixação das bases dos pilares.



Figura 73 – Dispositivos metálicos para fixação das bases dos pilares.

5.3. Materiais

5.3.1. Concreto

Foi elaborado um traço de concreto para a confecção dos elementos pré-moldados, cujo valor da resistência característica à compressão era de 40 MPa. As características dos materiais e equipamentos empregados são detalhadas na Tabela 22.

Tabela 22 – Características dos materiais empregados na concretagem dos elementos.

Traço do concreto	1; 1,20; 2,30; 0,5 (consumo em kg/m ³ : 483; 579; 1110; 241), com 0,32% de aditivo superplastificante.
Materiais	Cimento de alta resistência inicial, tipo CPV-ARI - Plus da Ciminas. Agregados existentes no laboratório: Areia – dimensão máxima característica = 1,2 mm; módulo de finura = 1,92; massa específica = 2.630 kg/m ³ (ver nota 19); Brita 0 (pedrisco) – dimensão máxima característica = 10 mm; massa específica = 2.870 kg/m ³ (ver nota 19). Água proveniente da rede pública de abastecimento. Aditivo superplastificante Glenium 51 da MBT.
Equipamentos utilizados	Betoneira basculante (mistura) e vibrador de imersão (adensamento).
Seqüência da mistura	Brita, areia, cimento e água; adicionalmente, aditivo superplastificante.
Cura	Viga e pilares: Cura realizada por saturação com água das superfícies expostas até a data da desmoldagem. Os CPs foram mantidos em câmara úmida até a véspera do dia do ensaio.

5.3.1.1. Ensaios de caracterização – Concreto

Os ensaios e as normas de referência utilizados para caracterizar o concreto empregado nos elementos do modelo foram:

- ensaio de resistência à compressão baseado na ABNT NBR 5739:1994;
- ensaio de resistência à tração baseado na ABNT NBR 7222:1994;
- ensaio para determinação do módulo de elasticidade baseado nas normas ABNT NBR 8522:1984 e ASTM C-469:1994.

¹⁹ Os dados de caracterização dos materiais foram obtidos com outros pesquisadores do LE e que utilizaram os mesmos materiais.

Os corpos-de-prova cilíndricos, com dimensões 10 cm x 20 cm, foram moldados conforme recomendações da norma ABNT NBR 5738:1994. Os ensaios de caracterização foram realizados tanto na primeira etapa (modelo fissurado, ligação sem reforço), como na segunda etapa (ligação reforçada), coincidindo com as datas dos ensaios estáticos. Os valores da resistência à compressão apresentados na Tabela 24 foram multiplicados por um fator de redução de 0,95 para se equivaler à resistência de CPs de 15 cm x 30 cm (segundo especificações do *Concrete Manual*²⁰, 1975 *apud* MEHTA e MONTEIRO, 1994), que são as dimensões propostas na ABNT NBR 5739:1994.

Foram traçados os diagramas tensão-deformação para cada corpo-de-prova, considerando os valores médios obtidos pelos dois extensômetros removíveis. O módulo de elasticidade estático secante (E_c) foi determinado pela inclinação da linha de tendência (regressão linear) do trecho do gráfico definido pelo ponto equivalente a tensão de 0,5 MPa (ponto mínimo adotado pela ABNT NBR 8522:1984) e o ponto do diagrama que corresponde a 40% da tensão máxima (segundo procedimento adotado pela ASTM C-469:1994). Optou-se por utilizar critérios das duas normas, pois os resultados obtidos por Almeida (2005), em diversos ensaios para obter o módulo de elasticidade do concreto, demonstraram que esses pontos são próximos aos limites do trecho linear do diagrama.

Outros detalhes a respeito dos ensaios de caracterização do concreto são apresentados na Tabela 23 e na Figura 74, Figura 75 e Figura 76. Os valores do módulo de elasticidade são apresentados na Tabela 24 e um exemplo do diagrama tensão-deformação é ilustrado na Figura 77.



Figura 74 – Máquina de ensaio *ELE* utilizada para caracterização do concreto.



Figura 75 – Ensaio de resistência à compressão e à tração, realizados na máquina *ELE*.



Figura 76 – Ensaio do módulo na máquina *Instron*.

²⁰ *Concrete Manual*, US Bureau of Reclamation, 1975, p. 574-75.

Tabela 23 – Detalhes dos ensaios de caracterização do concreto.

Realização do ensaio	Em cada etapa dos ensaios estáticos – sem e com reforço.
Quantidade de CPs	6 CPs cilíndricos 10 cm x 20 cm, para ensaios de compressão e módulo de elasticidade, para cada etapa de ensaio; 3 CPs cilíndricos 10 cm x 20 cm, para ensaios de compressão diametral, para cada etapa de ensaio.
Equipamento	Máquina universal de ensaios <i>Instron</i> , com controle de deslocamento – utilizada principalmente para determinação do módulo de elasticidade. Máquina de compressão <i>ELE</i> , com controle de força, utilizada para realização dos ensaios de resistência à compressão e à tração.
Sistema de aquisição	Sistema 5000 da <i>Vishay</i> e computador.
Instrumentação	<i>Clip gages</i> , a base de extensômetros elétricos de resistência, removíveis, com base de medida de 10 cm, fixados na região central do CP, por meio de elásticos, em faces diametralmente opostas (ensaio para obtenção do módulo de elasticidade).
Tipo de carregamento	Monotônico.
Velocidade de aplicação da força	Máquina <i>Instron</i> – (compressão) 0,01 ou 0,005 mm/s, com registro dos dados a cada 1s; ou Máquina <i>ELE</i> – (compressão) 2,40 kN/s / (tração) 0,94 kN/s.
Regularização das superfícies dos CPs	Todos os CPs tiveram os topos retificados. Nos ensaios para determinação do módulo de elasticidade, houve a necessidade de realizar capeamento com enxofre, para reduzir as diferenças entre as leituras dos extensômetros.

Tabela 24 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto.

Etapa	CP	Idade (dias)	Resistência à compressão f_c (MPa)	Módulo de elasticidade E_c (MPa)	CP	Idade (dias)	Resistência à tração f_t (MPa)	
1 ^a	1	30	53,48	---	1	30	3,4	
	2		56,26	---	2		3,0	
	3		53,31	33.775,0	---		---	---
	4		54,70	34.214,0	---		---	---
	Média		54,44	33.994,5	Média		3,2	
2 ^a	1	44	55,72	31.250,0 ²¹	1	44	3,5	
	2		53,63	29.801,0 ²¹	---		---	---
	Média		54,67	30.525,5²¹	Média		3,5	

²¹ O valor do módulo de elasticidade do concreto obtido na 2^a etapa de ensaio, aos 44 dias, não foi considerado em nenhum cálculo subsequente, pois apresenta erro, sendo inclusive menor que o obtido aos 30 dias. Esta divergência pode ser atribuída à limitada quantidade de amostras ensaiadas.

A quantidade de CPs ensaiados foi inferior à estipulada na Tabela 23, pois não estava prevista na época da moldagem a realização de ensaios de caracterização em cada uma das etapas.

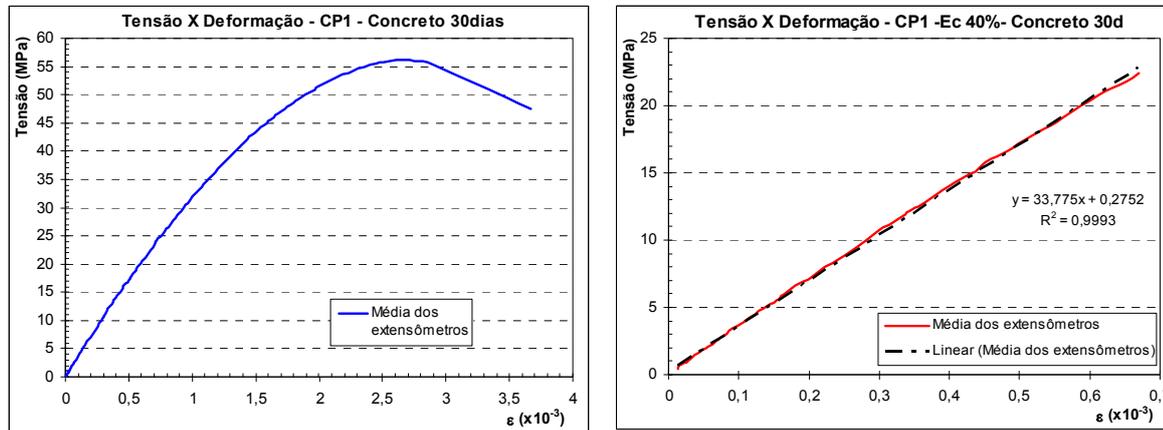


Figura 77 – Exemplo de gráfico tensão-deformação utilizado no cálculo do módulo de elasticidade do concreto: a) gráfico completo e b) detalhe do trecho linear.

5.3.2. Graute

O graute *Fosgrout Plus* da *Fosroc* foi utilizado para o preenchimento dos vazios entre o dente da viga e o pilar, entre o consolo do pilar e a viga e também dos furos das vigas, por onde foram encaixados os chumbadores do consolo. Segundo o fabricante, a resistência à compressão prevista é de 40 MPa aos 7 dias, sendo recomendada uma relação água/materiais secos de $0,126 \pm 5\%$ ²².

Devido à dificuldade de preenchimento, atribuída principalmente às pequenas espessuras dos nichos e dos furos do modelo, utilizou-se a quantidade máxima de água permitida para a mistura (relação água/graute de 0,132). Outras características dos materiais e dos equipamentos empregados no grauteamento são detalhadas na Tabela 25.

²² Informações obtidas no Boletim Técnico *Fosgrout Plus*, revisão janeiro/2007, da *Anchortec/Fosroc*. <http://www.anchortec.com.br/produtos/produtos/Bts/Fosgrout%20Plus.pdf>

Tabela 25 – Características dos materiais empregados no grauteamento.

Relação água/graute	0,132 (consumo teórico específico = 2.200 kg/m ³).
Materiais	Graute auto-adensável, composto por cimento Portland, areia de quartzo selecionada, aditivos plastificantes e compensadores de retração.
Equipamento utilizado	Misturador mecânico.
Etapas do grauteamento	Montagem das formas das laterais dos vazios entre os pilares e a viga, com a utilização de pequenas tiras de madeira ou plástico. Limpeza e saturação das superfícies com água. Mistura dos materiais, obedecendo à seqüência: colocação da água no misturador, acionamento do equipamento e mistura do graute aos poucos. Tempo de mistura: 5 minutos. Lançamento da mistura nos vazios e furos.
Desfôrma e cura	A desfôrma foi realizada após 24h e, em seguida, feita a cura úmida.

5.3.2.1. Ensaios de caracterização – Graute

Os ensaios de caracterização do graute foram feitos em corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 5 cm x 10 cm, seguindo procedimentos similares aos indicados para o concreto.

Esses ensaios foram realizados para o graute empregado na primeira etapa (região superior da ligação e furos dos chumbadores, antes do reforço) e também para o empregado na segunda etapa (região inferior da ligação, modelo já danificado, porém antes do reforço). As datas dos ensaios coincidiram com as datas dos ensaios estáticos. A forma de obtenção do módulo de elasticidade ($E_{c,graute}$) foi idêntica à realizada para o concreto.

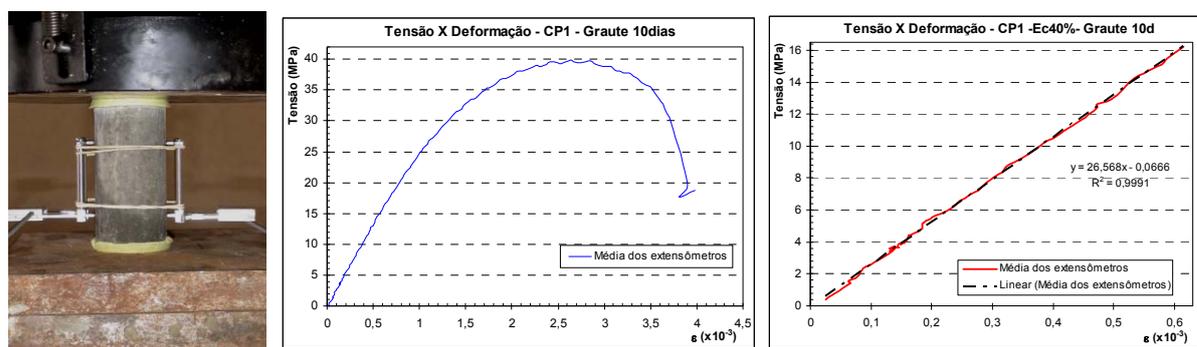


Figura 78 – Ensaios de caracterização do graute: determinação do módulo de elasticidade.

Outros detalhes a respeito dos ensaios de caracterização do graute são apresentados na Tabela 26 e os resultados obtidos são listados na Tabela 27.

Tabela 26 – Detalhes dos ensaios de caracterização do graute.

Realização do ensaio	Em cada etapa dos ensaios estáticos – sem e com reforço.
Quantidade de CPs	6 CPs cilíndricos 5 cm x 10 cm, para ensaios de compressão e módulo de elasticidade, para cada etapa de ensaio; 3 CPs cilíndricos 5 cm x 10 cm, para ensaios de compressão diametral, para cada etapa de ensaio.
Equipamento	Máquina universal de ensaios <i>Instron</i> , com controle de deslocamento – utilizada principalmente para determinação do módulo de elasticidade. Máquina de compressão <i>ELE</i> , com controle de força, utilizada para realização dos ensaios de resistência à compressão e à tração.
Sistema de aquisição	Sistema 5000 da <i>Vishay</i> e computador.
Instrumentação	<i>Clip gages</i> , a base de extensômetros elétricos de resistência, removíveis, com base de medida de 5 cm, fixados na região central do CP, por meio de elásticos, em faces diametralmente opostas (módulo estático).
Tipo de carregamento	Monotônico.
Velocidade de aplicação da força	Máquina <i>Instron</i> – (compressão) 0,005 mm/s, com registro dos dados a cada 1s (módulo estático). Máquina <i>ELE</i> – (compressão) 0,50 kN/s / (tração) 0,06 MPa/s.
Regularização das superfícies dos CPs	Todos os CPs tiveram os topos retificados. Nos ensaios para determinação do módulo de elasticidade, houve a necessidade de realizar capeamento com enxofre, para reduzir as diferenças entre as leituras dos extensômetros.

Tabela 27 – Resultados dos ensaios de caracterização do graute.

Etapa	CP	Idade (dias)	Resistência à compressão f_c (MPa)	Módulo de elasticidade E_c (MPa)	CP	Idade (dias)	Resistência à tração f_t (MPa)
1ª	1	15	43,09	---	---	---	---
	2		37,42	---	---	---	---
	3		37,39	---	---	---	---
	4		31,78 *	35.130,0	---	---	---
	5		27,16 *	28.693,0	---	---	---
Média			39,30 *	31.911,5	Média	---	
2ª	1	10	39,87	26.568,0	1	10	2,80
	2		35,77	26.754,0	2		Erro no ensaio
	3		35,79	26.995,0	---	---	---
	4		35,93	28.239,0	---	---	---
	Média			36,84	27.139,0	Média	2,80

Observação: 1ª etapa – graute utilizado no preenchimento das juntas superiores e furos dos chumbadores; 2ª etapa – graute utilizado no preenchimento das juntas inferiores.

* No cálculo da média da resistência à compressão, foram desprezados os CPs 4 e 5.

A quantidade de CPs ensaiados foi inferior à estipulada na Tabela 26, pois não foi prevista a realização de ensaios de caracterização em cada uma das duas etapas. Igualmente por este motivo, não foi possível determinar a resistência à tração na 1ª etapa.

5.3.3. Almofada de apoio

Como almofada de apoio sobre o consolo do pilar, foi utilizada borracha natural, que fora adquirida e ensaiada por Rodrigues (2008) no desenvolvimento da sua pesquisa experimental. Segundo o fabricante (*Orion – Indústria de Artefatos de Borracha*), a borracha do composto NR-1087, de espessura igual a 9,3 mm, na cor preta, possui dureza 70 Shore A e peso específico de 1,60 g/cm³. As dimensões e a localização dos furos da almofada utilizada são apresentadas na Figura 79.

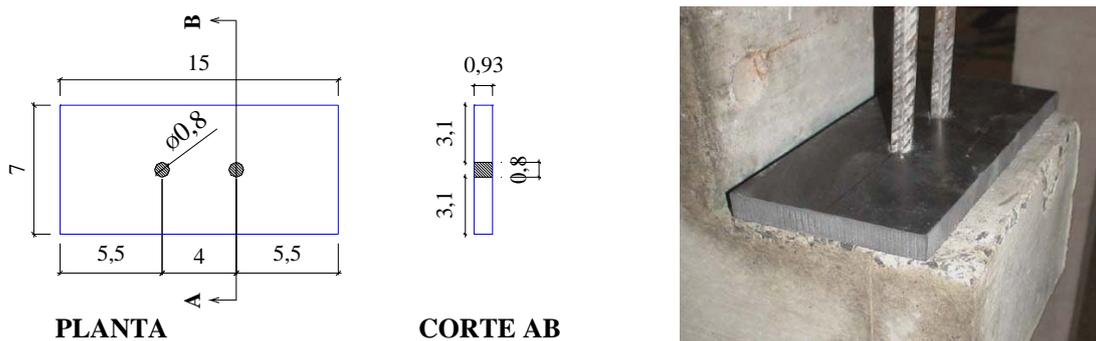


Figura 79 – Almofada de apoio de borracha natural (dimensões em cm).

5.3.4. Armaduras

As armaduras das vigas, dos pilares e dos dentes e consolos foram adquiridas já cortadas e dobradas de uma empresa especializada na região. O dimensionamento dos elementos isolados (vigas e pilares) foi feito no domínio 3, para um melhor aproveitamento tanto do concreto como do aço. O cálculo obedeceu ao equacionamento usual das estruturas de concreto armado submetidas à flexão normal simples, com a utilização do aço CA-50 (o dimensionamento é apresentado no Apêndice A). O cálculo das armaduras dos dentes e consolos foi baseado em El Debs (2000) e é apresentado no Apêndice B. O modelo foi confeccionado segundo os detalhamentos mostrados na Figura 80 e na Figura 81. Para

garantir a ancoragem mecânica, as armaduras dos tirantes do consolo e do dente foram soldadas em barras transversais de mesmo diâmetro.

Os valores do cobrimento das armaduras não foram idênticos para todos os elementos. Nas laterais dos pilares, viga, dentes e consolos, que foram as regiões onde posteriormente houve inserção de reforço, o cobrimento foi de 2 cm. Os demais cobrimentos (no sentido longitudinal do pórtico e na direção vertical) foram de 1,5 cm. Para garantir a espessura do cobrimento, foram utilizados espaçadores plásticos disponíveis no LE.

5.3.4.1. Ensaio de caracterização – Aço

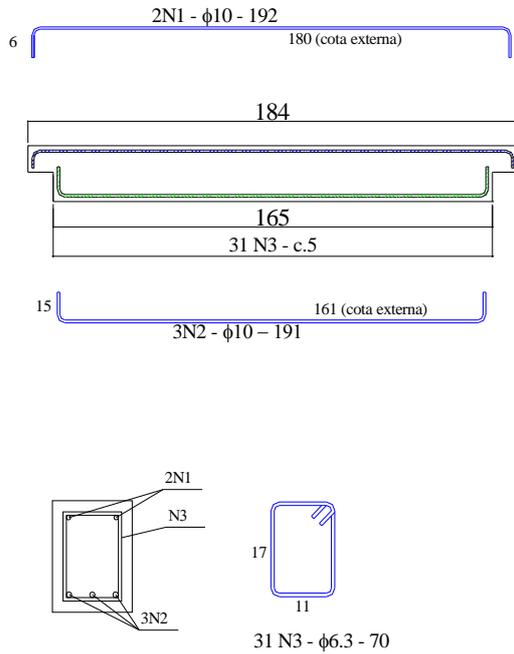
O ensaio de caracterização do aço foi feito conforme a norma ABNT NBR 6152:1992, em corpos-de-prova de comprimento igual a 1,0 m. Foram ensaiadas dois CPs de cada diâmetro (ϕ 8mm e ϕ 10mm) para a determinação das propriedades do aço à tração. Outros detalhes do ensaio de tração do aço são apresentados na Tabela 28. A Tabela 29 contém os resultados obtidos.

Tabela 28 – Detalhes dos ensaios de caracterização do aço.

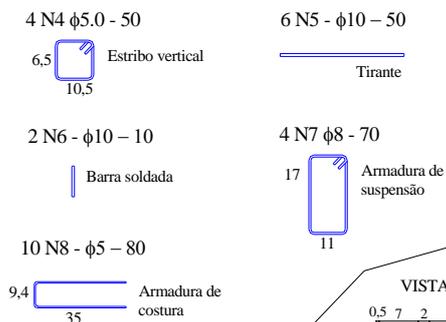
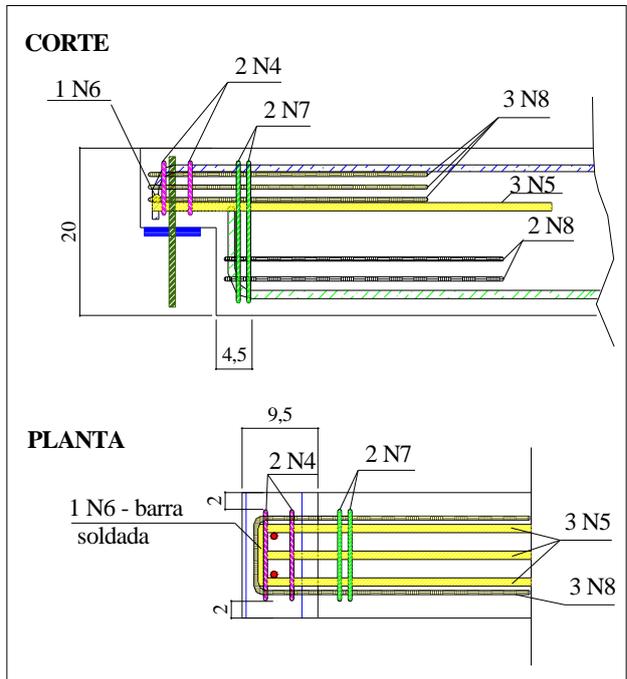
Realização do ensaio	Após a aquisição das armaduras.
Quantidade de CPs	2 CPs de 1 m, para cada bitola.
Equipamento	Máquina universal de ensaios servo-hidráulica <i>Instron</i> .
Sistema de aquisição	Sistema 5000 da <i>Vishay</i> e computador.
Instrumentação	<i>Clip gages</i> , a base de extensômetros elétricos de resistência, removíveis.
Tipo de carregamento	Monotônico.
Velocidade de aplicação da força	0,01 mm/s, com registro dos dados a cada 1s.

Detalhamento Viga

Dimensões em cm
(desenho sem escala)



DETALHE DO DENTE (x 2)



DETALHE DA ARMADURA DO TIRANTE (SOLDA)

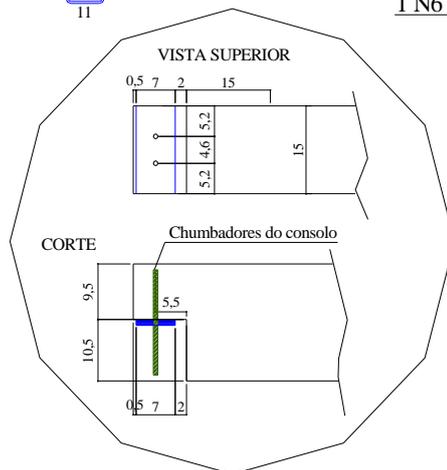
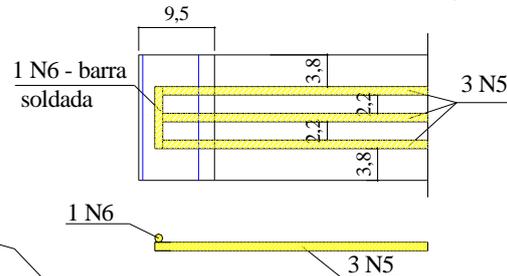
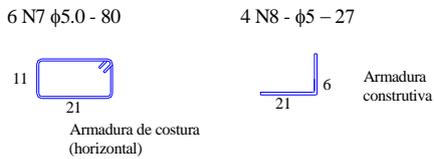
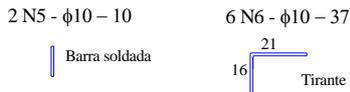
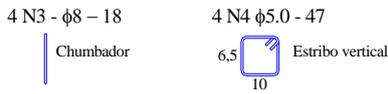
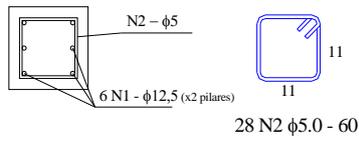
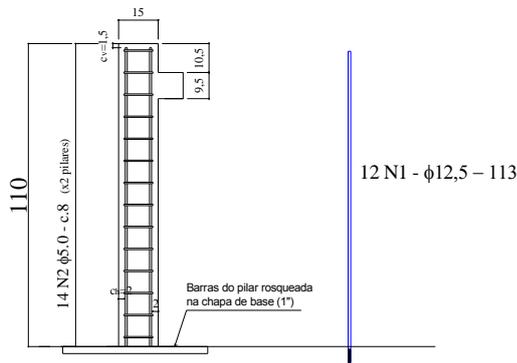


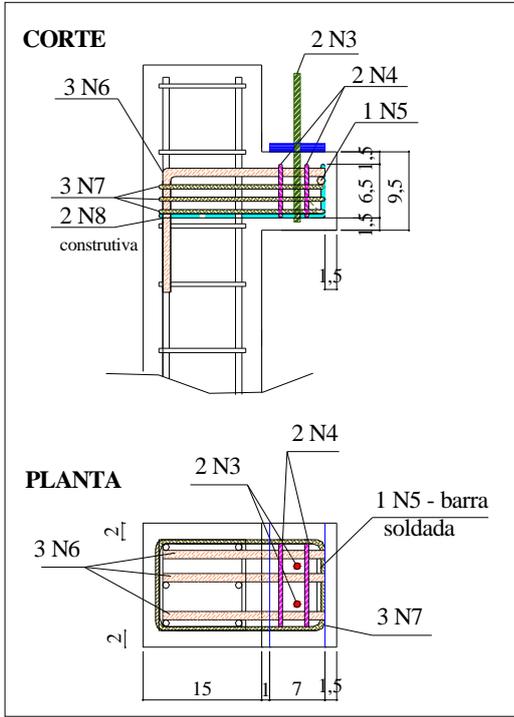
Figura 80 – Detalhamento das armaduras da viga e dentes.

Detalhamento Pilar

Dimensões em cm
(desenho sem escala)



DETALHE DO CONSOLO (x 2)



DETALHE DA ARMADURA DO TIRANTE (SOLDA)

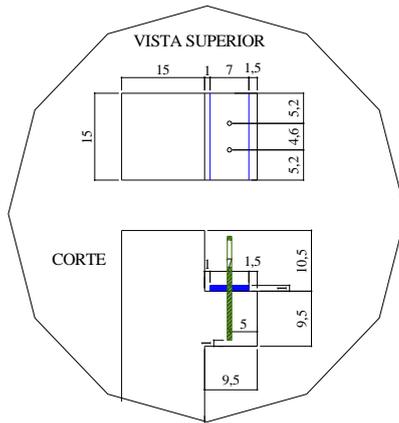
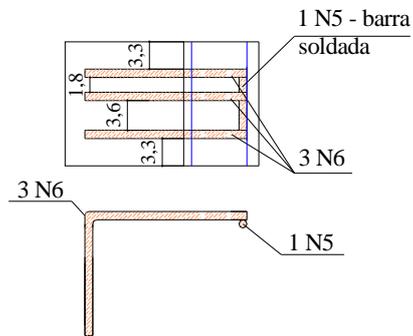


Figura 81 – Detalhamento das armaduras dos pilares e consolos.

Tabela 29 – Resultados dos ensaios de caracterização do aço.

Diâmetro (mm)	CP	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à tração f_u (MPa)	Módulo de elasticidade E_s (GPa)
8,0	1	634	888	--- *
	2	678	937	--- *
	Média	656	913	--- *
10,0	1	674	1.012	204
	2	572	895	--- *
	Média	623	953	--- *

* Não foi possível determinar experimentalmente os valores do módulo de elasticidade do aço para as demais amostras, devido às incertezas nas medidas de deformação, principalmente associadas à possibilidade de terem ocorrido deslocamento entre as barras de aço e as garras da máquina de ensaio.

5.3.5. Fôrmas

As fôrmas utilizadas para a concretagem dos elementos foram confeccionadas em madeira, com compensado plastificado e caibros (Figura 82 e Figura 83), no setor de serviços de marcenaria e carpintaria da EESC-USP. Os furos necessários para a passagem dos chumbadores foram feitos na fôrma dos consolos e colocadas mangueiras rígidas nos dentes da viga (Figura 83). Todos os elementos foram desfôrmaados 48 horas após a concretagem. A cura úmida foi feita até a data da desfôrma, por meio da saturação das superfícies expostas com água.

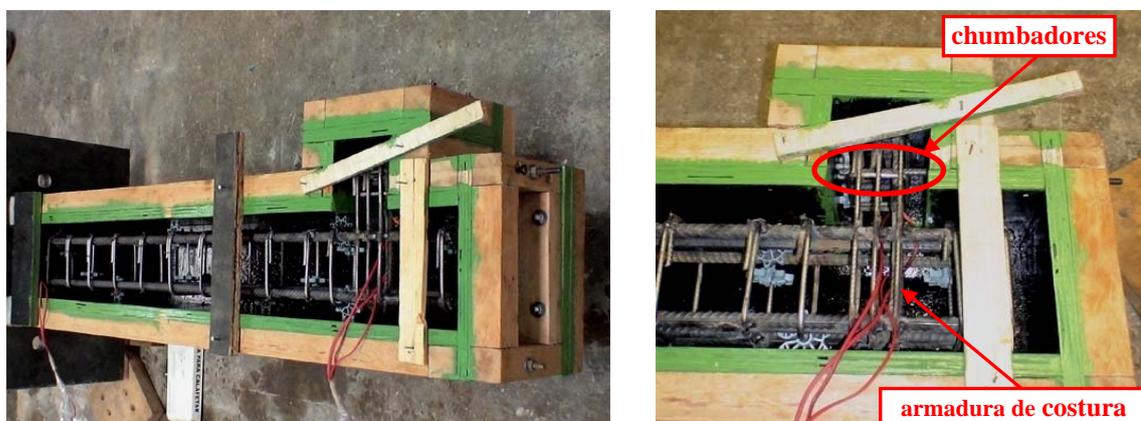


Figura 82 – Fôrma e armadura dos pilares e consolo.



Figura 83 – Fôrma e armadura da viga e dentes.

5.3.6. Reforço com laminado de PRFC e adesivo epóxi

Os entalhes para inserção do laminado de PRFC foram realizados com profundidade de 18 mm, espessura de 5 mm e a uma distância de 20 mm das faces superior e inferior da região da ligação. Foram utilizados 8 laminados de 50 cm de comprimento cada, inseridos nas faces anterior e posterior do modelo, nas regiões superior e inferior das ligações, como ilustrado na Figura 85-k e na Figura 85-l.

O procedimento empregado para o reforço foi o mesmo adotado por Fonseca (2007), que também realizou os ensaios de caracterização do laminado e estudos sobre a eficiência da resina. Algumas informações adicionais sobre a resina e o laminado são apresentadas na Tabela 30.

Tabela 30 – Características dos materiais empregados no reforço.

Resina	Epóxi bi-componente “Sikadur® 330”. Dados do fornecedor: resistência à tração = 30 MPa; deformação na ruptura = 0,9%; módulo à tração = 4.500 MPa; módulo à flexão = 3.800 MPa.
Laminado	Nome comercial: “Fita de Fibra de Carbono” ou “FITA MFC”, adquirido junto à empresa “Rogertec”.
Aplicação	Em reforço, segundo a técnica NSM, denominada de “incorporação por sulco na superfície (ISS)”.
Propriedades físicas do laminado (fornecedor)	Largura = 16 mm; espessura = 2 mm; resistência à tração = 2.068 MPa; módulo de elasticidade = 131 GPa; $\epsilon_u = 1,7\%$; coeficiente de dilatação térmica: transversal = 74 a 104 x 10 ⁶ /°C e longitudinal = 9 x 10 ⁶ /°C.

5.4. Construção e montagem dos modelos

As etapas de montagem dos modelos obedeceram à seqüência:

- Confecção das fôrmas no serviço de marcenaria e carpintaria da EESC-USP (Figura 82 e Figura 83);
- Montagem das armaduras dos elementos. Dedicou-se atenção especial à montagem das armaduras da região da ligação, tais como consolos e dentes, pois são regiões de tamanho reduzido e com elevada concentração de barras (Figura 82 e Figura 83);
- Fixação da chapa de base, por meio do traspasse das barras longitudinais dos pilares e ajuste, na parte inferior, com porcas e arruelas (Figura 71);
- Concretagem dos elementos, conforme traço e seqüência de mistura apresentados no item 5.3.1 (Figura 84-a e Figura 84-b);
- Cura úmida por meio da saturação das superfícies expostas por 48 horas até a desfôrma;
- Realização dos furos nas almofadas de apoio e posicionamento sobre os consolos dos pilares (Figura 79);
- Montagem do pórtico de reação, no sentido transversal ao modelo, composto por viga e pilares metálicos disponíveis no LE e adaptados ao atuador servo-hidráulico (Figura 84-c);
- Colocação da viga sobre os consolos e fixação dos pilares na laje de reação por meio dos dispositivos metálicos das bases (Figura 85-a, Figura 85-b e Figura 85-c).

Antes da continuidade do processo de montagem, foi realizado um ensaio dinâmico, com as ligações ainda sem graute. Na seqüência, foi executada a seguinte atividade:

- Preenchimento com graute dos furos dos chumbadores e vazios da ligação entre o dente e o pilar (nichos superiores da ligação), conforme Figura 85-d e Figura 85-e.

Nesse ponto da montagem do modelo, deu-se início aos ensaios da 1ª etapa, com o modelo sem reforço.

Após a conclusão da primeira etapa e estando o modelo num estado de fissuração moderado, interromperam-se os ensaios para executar o reforço da ligação com laminado de PRFC, conforme a seqüência:

- Preenchimento com graute dos vazios da ligação entre o consolo e a viga (nichos inferiores da ligação);
- Execução dos entalhes no concreto de cobertura com serra circular manual por via úmida. Os cortes foram lavados e o modelo secou ao ar, durante 24 horas (Figura 85-f);
- Após a secagem do modelo, complementação da limpeza dos entalhes com jato de ar comprimido e também com a utilização de estopa embebida em álcool (Figura 85-g). O laminado também foi limpo com álcool;
- Mistura dos dois componentes da resina epóxi conforme proporção indicada pelo fabricante. A resina foi aplicada com espátula, tanto no entalhe (Figura 85-h) como no laminado (Figura 85-i);
- Inserção do laminado no entalhe, remoção do excesso de resina e regularização da superfície (Figura 85-j).

O modelo permaneceu no laboratório sem mais interferências até a data do ensaio, cinco dias depois. Outros detalhes a respeito da execução do reforço com laminado inserido podem ser verificados nos ensaios similares executados por Fonseca (2007).

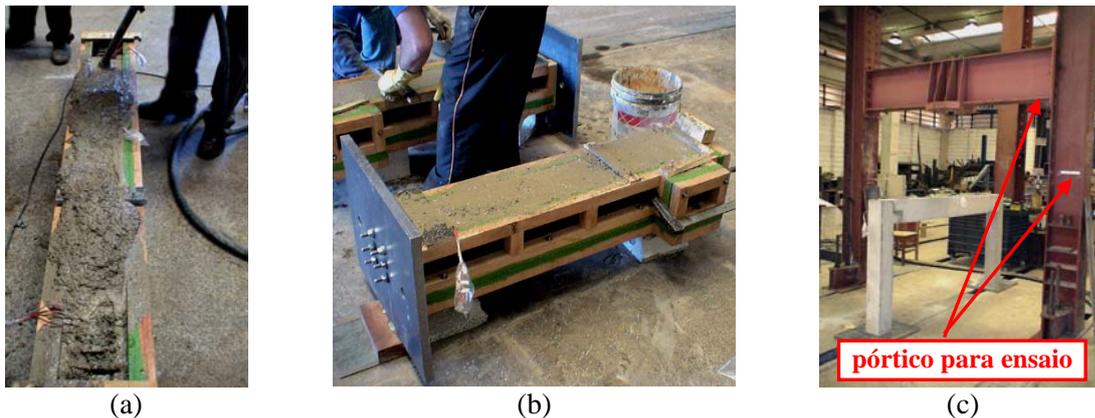


Figura 84 – Seqüência de procedimentos para a montagem do modelo (1/2).



Figura 85 – Seqüência de procedimentos para a montagem do modelo (2/2).

5.5. Procedimento de Ensaio

Como já informado no início deste capítulo, os ensaios foram divididos em três etapas:

- 1) modelo sem reforço, com execução de ensaio até um estágio moderado de fissuração do concreto, sem alcançar o estado limite último dos elementos;
- 2) modelo reforçado com laminados de PRFC inseridos no concreto, na região das ligações, com realização de ensaio até a ruína do pórtico;
- 3) modelo já rompido em uma das ligações viga-pilar, com realização de ensaio com força aplicada na direção horizontal.

Os ensaios dinâmicos foram realizados antes, durante e após a aplicação de carregamento estático de flexão e também intercalados em algumas fases da montagem do pórtico. Na terceira etapa, na qual foi aplicada força na direção horizontal, como o modelo já estava danificado (fissuração intensa e ruptura na região da ligação do lado A), só foi feito um ensaio dinâmico e, posteriormente, realizado o ensaio estático que levou o modelo à ruína pelo lado B.

Em todos os casos, a finalidade do ensaio dinâmico era avaliar o comportamento da ligação (rotação e rigidez), utilizando um método direto dinâmico para determinar os valores dos parâmetros, com diferentes configurações e estados de integridade, enquanto que, com o ensaio estático, buscava-se determinar a rigidez da ligação da forma convencional e provocar a danificação do modelo. A seqüência completa de ensaios é apresentada no Quadro 2.

Etapa	Tipo de ensaio	Direção da força	Condição do modelo
1 ^a	1) Dinâmico	Vertical	Modelo íntegro, sem graute na região da ligação.
	2) Dinâmico	Vertical	Modelo íntegro, com graute na região superior da ligação e nos furos dos chumbadores.
	3) Estático	Vertical	Ensaio estático de flexão até estágio leve de fissuração do concreto; Força total aplicada = 35 kN.
	4) Dinâmico	Vertical	Após interrupção do ensaio estático (35 kN – modelo com fissuração leve).
	5) Estático	Vertical	Ensaio estático de flexão até estágio moderado de fissuração; Força total aplicada = 56 kN.
	6) Dinâmico	Vertical	Após interrupção do ensaio estático (56 kN – modelo com fissuração moderada).
2 ^a	7) Dinâmico	Vertical	Modelo com graute também na região inferior da ligação e com reforço de laminado de PRFC.
	8) Estático	Vertical	Ensaio estático de flexão até estágio leve de fissuração; Força total aplicada = 41 kN (aproximadamente 44% de $F_{máx}$).
	9) Dinâmico	Vertical	Após interrupção do ensaio estático (41 kN – modelo fissurado).
	10) Estático	Vertical	Ensaio estático de flexão até a ruptura da ligação do lado A; Força total aplicada = 95 kN.
	11) Dinâmico	Vertical	Modelo rompido. Ensaio dinâmico após ruptura da ligação do lado A.
3 ^a	12) Dinâmico	Horizontal	Ensaio no modelo rompido (no lado A), com força aplicada na direção horizontal.
	13) Estático	Horizontal	Ensaio no modelo rompido (no lado A), com força aplicada na direção horizontal, até a ruptura da ligação do lado B. Força total aplicada = 80 kN.

Quadro 2 – Seqüência de ensaios estáticos e dinâmicos.

5.5.1. Configuração dos ensaios estáticos

Durante cada ensaio estático, o pórtico foi solicitado por um carregamento vertical monotônico, composto de duas forças concentradas aplicadas em dois pontos igualmente afastados do centro da viga por uma distância de 25 cm. Nos pontos de aplicação da força, foram colocadas pequenas barras prismáticas de aço. Sobre essas barras, colocou-se um trilho metálico de 10 cm de altura, cuja função foi distribuir a carga para os dois pontos. Para a aplicação da força concentrada, foi utilizado o atuador servo-hidráulico *Instron*, com capacidade de 500 kN, com controle de deslocamento, a uma taxa de 0,005 mm/s no carregamento e a uma taxa de 0,01 mm/s no descarregamento. O atuador foi fixado no

pórtico de ensaio, composto por viga e pilares metálicos, que por sua vez, estavam conectados à laje de reação do laboratório.

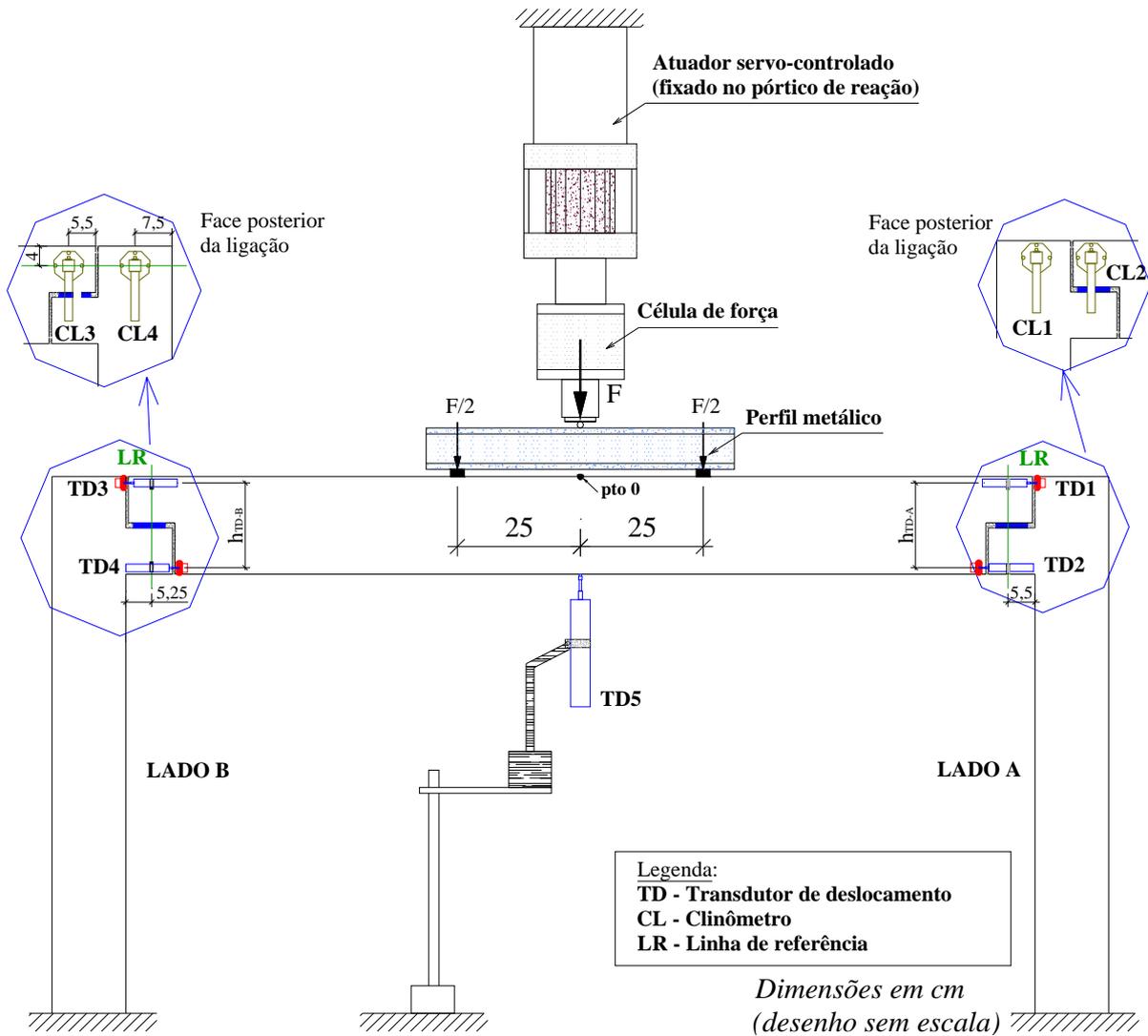


Figura 86 – Configuração do ensaio estático e posicionamento dos sensores – Força na direção vertical.

Na terceira etapa, foi realizado o ensaio com força aplicada na direção horizontal, paralela ao eixo longitudinal da viga, conforme a Figura 87, pois com essa configuração foi possível induzir o surgimento de momento positivo na ligação.

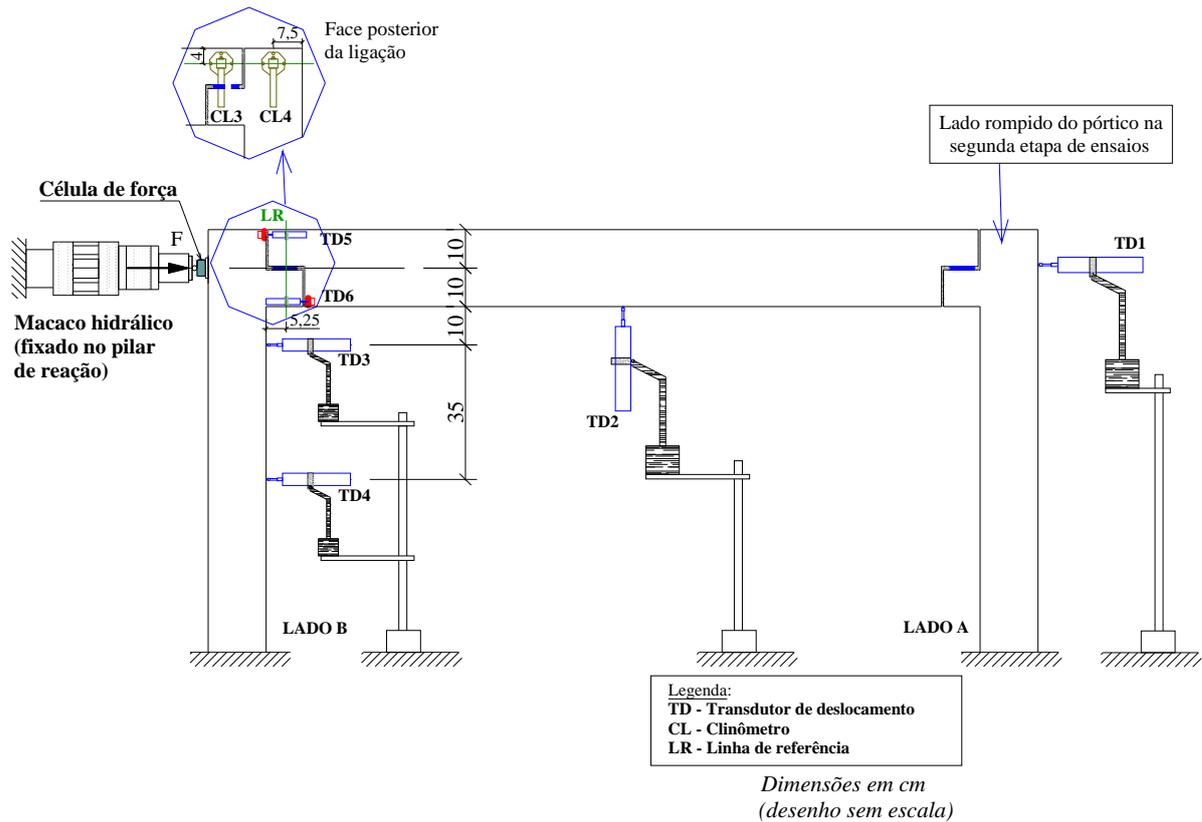


Figura 87 – Configuração do ensaio estático e posicionamento dos sensores – Força na direção horizontal.

A força aplicada, os deslocamentos, as deformações e as rotações foram registrados no sistema de aquisição de dados *System 5000* da *Vishay Measurements Group*, com interface integrada a um computador portátil.

5.5.2. Instrumentação utilizada no ensaio estático

A instrumentação utilizada nos ensaios estáticos consistiu de: extensômetros elétricos de resistência, transdutores de deslocamento e clinômetros, que monitoraram, respectivamente, as deformações, os deslocamentos e as rotações globais. Os transdutores e os clinômetros foram empregados no intuito de obter os valores de rigidez de referência para a comparação com os resultados dinâmicos e medir os deslocamentos dos laminados de PRFC, do deslocamento no meio de vão e do deslocamento horizontal do pórtico. O posicionamento dos sensores no pórtico está ilustrado na Figura 86 e na Figura 87. As características dos sensores e sua finalidade nos ensaios são apresentadas na Tabela 31.

Tabela 31 – Características dos instrumentos utilizados nos ensaios estáticos²³.

Instrumento	Características	Quantidade	Finalidade
Extensômetro elétrico de resistência (EX)	Gage factor: 2,11; Base: 5 mm	24	Medição das deformações no aço e no laminado de PRFC.
	Gage factor: 2,11; Base: 10 mm	02	Medição das deformações no concreto.
Transdutor de deslocamento (TD)	Curso: 10 mm; Sensibilidade: 0,001 mm	04	Medição dos deslocamentos entre o pilar e a viga.
	Curso: 25 mm; Sensibilidade: 0,001 mm	04	Medição dos deslocamentos entre os pilares e os laminados de PRFC. Medição da rotação do pilar e deslocamento horizontal (terceira etapa).
	Curso: 50 mm; Sensibilidade: 0,01 mm	01	Medição do deslocamento (flecha) no meio do vão da viga.
Clinômetro (CL) ²⁴	Deslocamento nominal: $\pm 1^\circ$	02	Medição da rotação global.
	Deslocamento nominal: $\pm 5^\circ$	02	Medição da rotação global.

A instrumentação externa consistiu de transdutores de deslocamento linear e clinômetros. No ensaio com carregamento vertical, um dos transdutores foi instalado sob a viga, no meio do vão, para a medição da flecha e quatro transdutores foram utilizados na determinação do deslocamento relativo entre o consolo do pilar e o dente da viga, tendo como seção de referência o eixo vertical da ligação, conforme detalhe apresentado na Figura 86 e na Figura 88-c. No ensaio com carregamento horizontal, além dos transdutores instalados na ligação, foram também instalados outros quatro, conforme disposição mostrada na Figura 87.

Para ambas as situações, com força aplicada na direção vertical ou horizontal, os clinômetros foram instalados na face posterior do modelo, dispostos em pares, para obtenção da rotação global relativa entre o pilar e a viga (Figura 88-b). Nos ensaios realizados após o reforço, os deslocamentos dos laminados em relação aos pilares foram também medidos com transdutores de deslocamentos (Figura 89).

O esquema da instrumentação interna, ou seja, os extensômetros colados nas barras da armadura, e o posicionamento dos extensômetros no concreto estão representados na Figura 92. Foram monitoradas: as deformações da viga (na face superior do concreto e nas barras longitudinais inferiores), as deformações das principais armaduras das ligações viga-pilar, tais

²³ Outras informações e características dos sensores e equipamentos utilizados nos ensaios, tais como marca, modelo, capacidade etc., são detalhadas no Apêndice C.

²⁴ Os clinômetros foram emprestados pelo NET-PRÉ da UFSCar.

como, tirantes do dente e do consolo, estribos e armaduras de suspensão, e também as deformações do laminado de PRFC que foi utilizado no reforço.



Figura 88 – Instrumentação utilizada: a) extensômetros elétricos no concreto da face superior da viga; b) clinômetros e c) transdutores de deslocamento.



Figura 89 – Instrumentação utilizada – Transdutores de deslocamento: a e b) utilizados para medir os deslocamentos dos laminados em relação aos pilares; c) utilizados para medir a rotação do pórtico.



Figura 90 – Vista geral do modelo instrumentado: a) face posterior; b) face anterior.

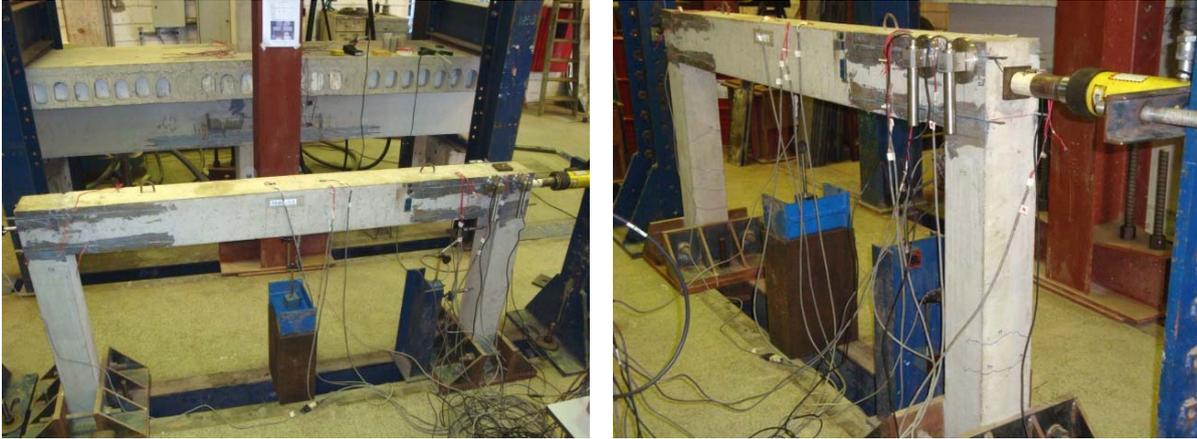
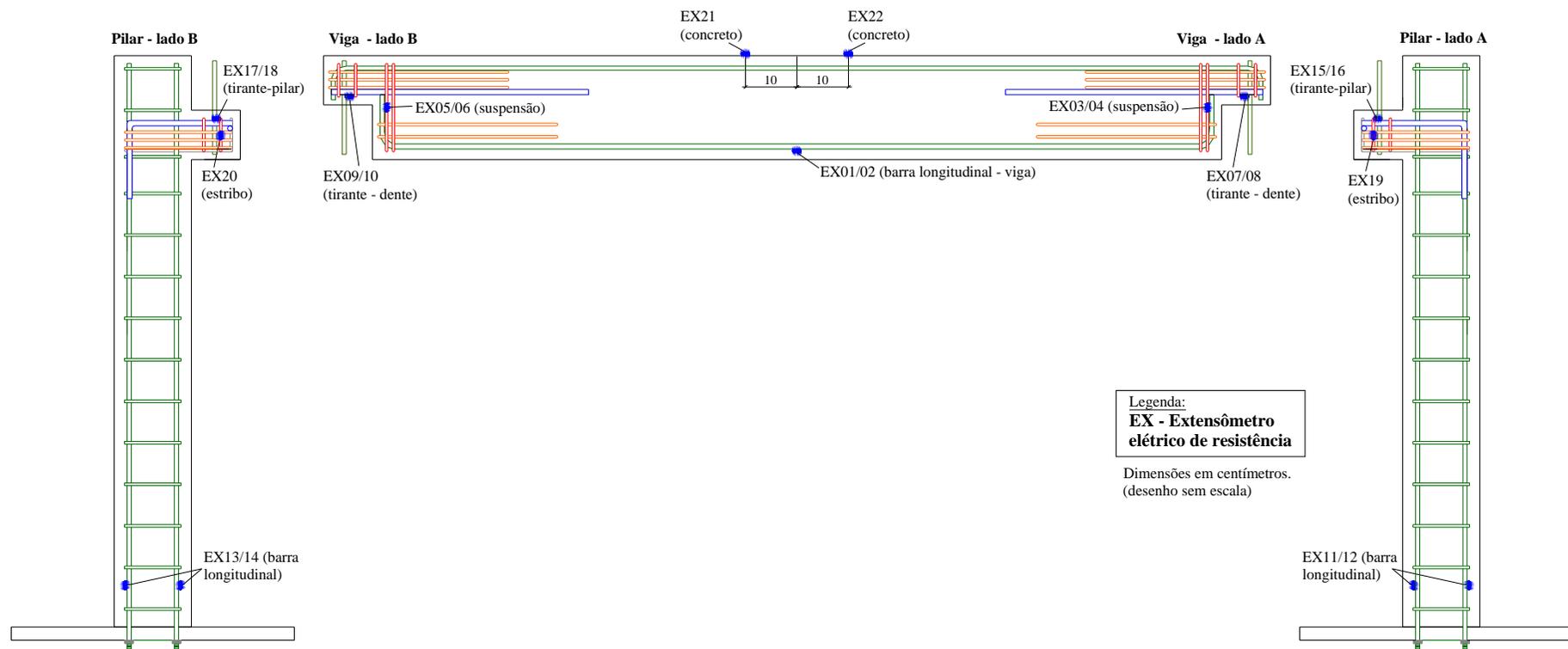


Figura 91 – Vista geral do modelo instrumentado no ensaio da terceira etapa, com aplicação de força horizontal: a) vista geral; b) detalhe do atuador hidráulico.

Ressalta-se que na terceira etapa de ensaio, com o modelo já rompido, não foi instrumentado o lado do pórtico que já estava danificado (lado A).

CORTE



PLANTA

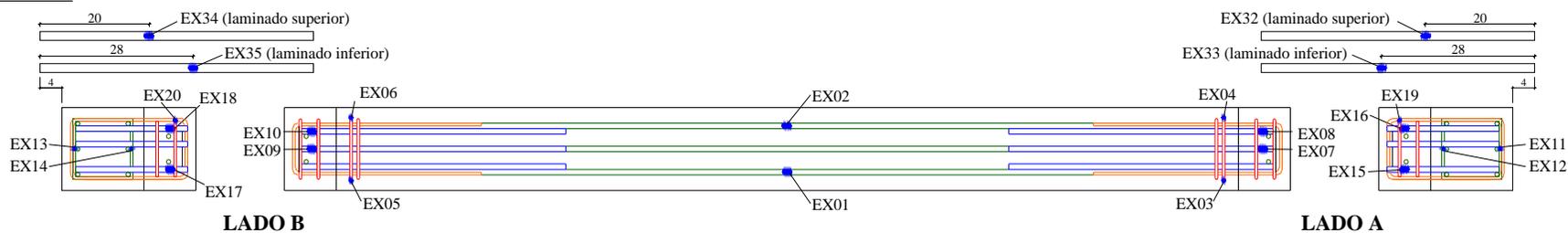


Figura 92 – Numeração e posicionamento dos extensômetros.

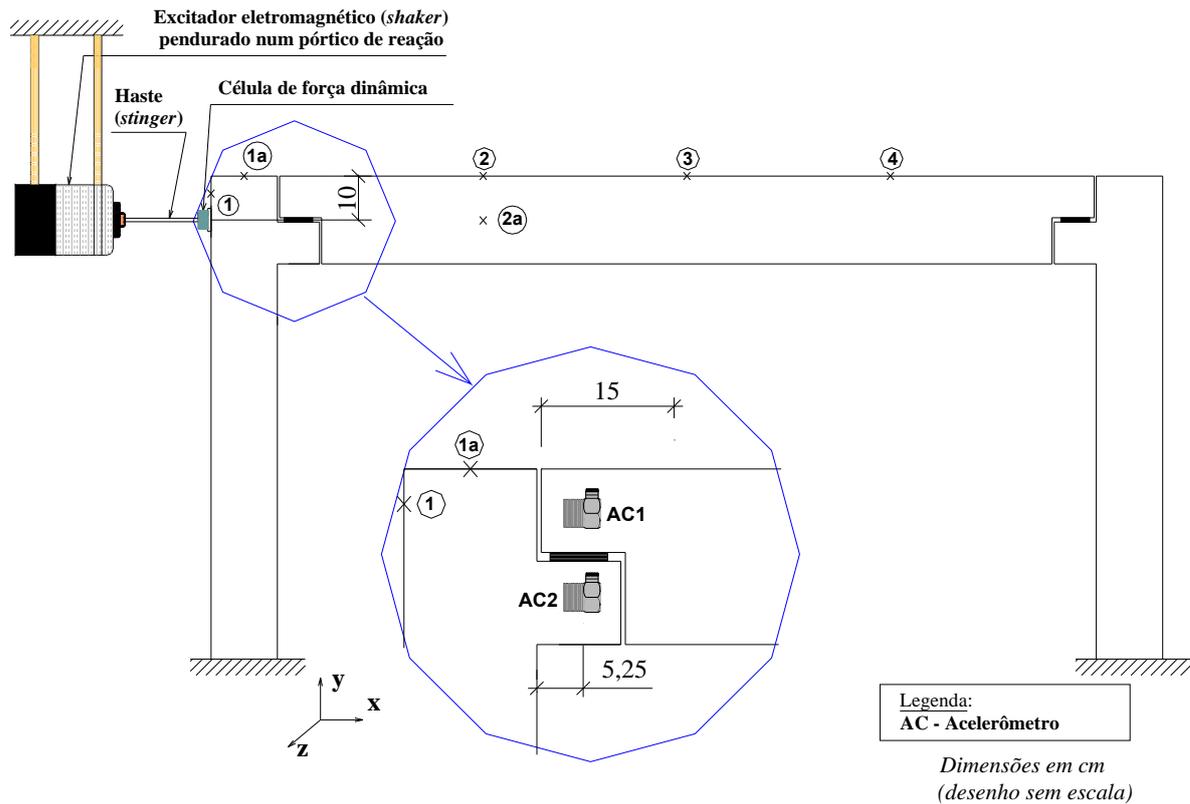


Figura 94 – Desenho esquemático da instrumentação e da aplicação do carregamento na direção horizontal do ensaio dinâmico de vibração forçada.

A utilização da haste *stinger* acoplada ao excitador foi adotada para atender a recomendação de Ewins (2000), de forma a evitar a introdução de forças em outras direções e desvincular a reação do sistema de suporte do *shaker* com a resposta da estrutura. Além disso, em alguns casos, pode ser necessário o acréscimo de massa ao *shaker* para que ele possa gerar força suficiente para excitar a estrutura e não tenha ele próprio grandes deslocamentos.

Foi utilizado o sistema dinâmico *ACE Dataphysics* tanto para a aquisição dos dados como para a geração do sinal de excitação. Esse mesmo sistema converte o sinal no domínio do tempo para o domínio da frequência e calcula a FRF.

A metodologia de ensaio obedeceu à mesma seqüência dos ensaios-piloto, descrita sucintamente a seguir:

- Determinação das frequências naturais do modelo no estado íntegro, por meio de ensaio de vibração forçada, utilizando o excitador eletrodinâmico. Foi feita uma varredura de frequências, com um sinal de excitação do tipo aleatório (*random*) até 2.000 Hz. O sinal de resposta foi obtido com um acelerômetro piezoelétrico, instalado próximo ao ponto de aplicação da força, sendo este diferente em cada tipo de ensaio:

- nos ensaios com força na direção vertical: no ponto 0A ou no meio do vão da viga (ponto 0), conforme a Figura 93 e a Figura 95;
- no ensaio com força na direção horizontal, realizado somente na terceira etapa, os pontos para aquisição da resposta variaram conforme descrito na Tabela 32 e ilustrados na Figura 94, Figura 97 e na Figura 98.

Tabela 32 – Direção dos sensores e da força aplicada no ensaio dinâmico – terceira etapa.

Configuração de ensaio	Acelerômetro (número-direção)	Excitador	Martelo de impacto
I	1 – x	1 – x	---
	1A – x e y		
	2 – x e y		
	3 – x e y		
	4 – x e y		
	5 – x (ligação)		
6 – x (ligação)			
II	1 – x	---	1 – x
	1A – x		
	3 – x		
III	1A – y	---	3 – y
	2 – y		
IV	2 – z	2A – z	---

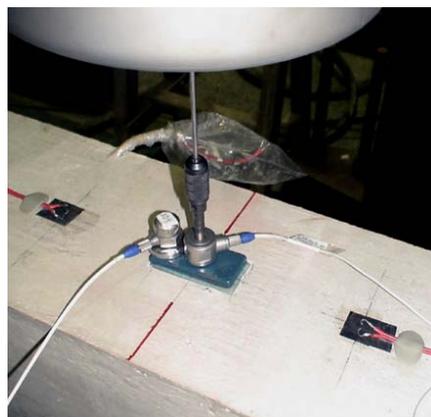
Figura 95 – Ensaio dinâmico de vibração forçada – direção vertical: a) *shaker*; b) acelerômetro e célula de força.

Figura 96 – Ensaio dinâmico de vibração livre, dir. vertical.



Figura 97 – Ensaios dinâmicos de vibração forçada- direção horizontal (x): a) shaker; b) acelerômetro e célula de força.



Figura 98 – Ensaios de vibração forçada – dir. z.

- Conhecidas as frequências naturais, o modelo foi submetido a uma excitação forçada, de pequena intensidade, com sinal senoidal de frequência constante e igual à frequência natural, com o objetivo de medir o valor da força dinâmica aplicada pelo excitador. Foram mantidas as mesmas condições da etapa anterior, sem nenhuma alteração no modelo, e utilizado o sinal fornecido pela célula de carga piezoelétrica. Sendo assim, a força era mantida constante até o final de cada um das etapas de ensaio dinâmico;
- Ainda mantendo o mesmo sinal senoidal e a força da etapa anterior, foram medidas as amplitudes das acelerações na ressonância. Foram utilizados nesta etapa dois acelerômetros, posicionados com o eixo longitudinal paralelo ao eixo da viga (Figura 99) e fixados no dente da viga e no consolo do pilar (pontos AC1 e AC2 e pontos AC7 e AC8 da Figura 93 e Figura 94) ou nas partes superior e inferior da viga (pontos AC3 e AC4 e pontos AC5 e AC6 da Figura 93), de tal forma que a rotação entre os dois pontos fosse obtida pela diferença de amplitude entre eles.

Mantendo a condição de ressonância, variou-se a posição dos acelerômetros, instalando-os nas bases metálicas (Figura 100), com o objetivo de avaliar a vibração transmitida pelo pilar à laje de reação. Verificou-se que as amplitudes nesses casos eram desprezíveis, o que indica que a condição de contorno promovida pelos dispositivos metálicos foi próxima à idealizada (engaste).



Figura 99 – Acelerômetros posicionados: a) no dente da viga e no consolo do pilar; b) na parte superior e na inferior da viga.

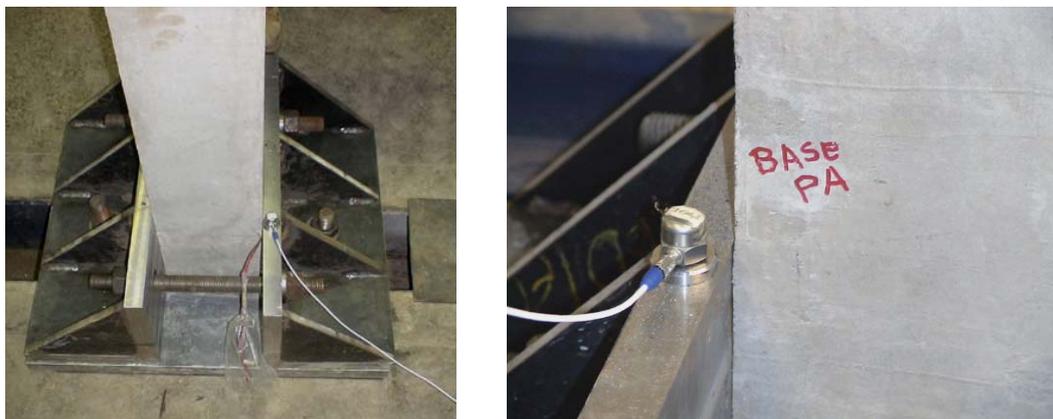


Figura 100 – Acelerômetros instalados nas bases metálicas.

- Realização de ensaio dinâmico de vibração livre para a comparação dos valores das frequências naturais e obtenção dos fatores de amortecimento. Nesse caso, foi utilizado um martelo de impacto instrumentado, acelerômetro piezoelétrico e o sistema de aquisição dinâmico. Foi mantida a mesma condição de contorno do ensaio de vibração forçada e o impacto foi provocado no meio da viga (direção vertical –y) ou no topo do pilar (direção horizontal – x), como pode ser visto na Figura 96. Na terceira etapa, para este ensaio de vibração livre, foi utilizado também o sistema de aquisição e software para processamento dos dados do LaMEM²⁵.

²⁵ O sistema de aquisição de dados é composto por: placa da *National Instruments* – USB6009, 14 bits de resolução e 48 kHz de taxa de amostragem; condicionador de sinais para transdutor tipo IEPE. O software de análise foi desenvolvido na linguagem G (*LabView*) e com o algoritmo LSCE (*Least-square complex exponential*).

5.5.4. Instrumentação utilizada nos ensaios dinâmicos

Na Tabela 33, estão relacionadas as informações a respeito dos instrumentos, sensores e sistema de aquisição de dados utilizados nos ensaios dinâmicos.

Tabela 33 – Informações sobre os ensaios dinâmicos²⁶.

Instrumentação	Acelerômetros piezoelétricos, sensibilidades: 104 e 105,5 mV/g. Sensor de força dinâmico piezoelétrico, sensibilidade = 10,8 mV/lbf. Foram coladas no concreto cantoneiras metálicas (2 cm x 2 cm) para fixação do acelerômetro.
Equipamentos	Excitador eletrodinâmico de 40 lbf (<i>shaker</i>). Martelo de impacto instrumentado, sensibilidade: 0,95mV/lbf.
Sistema de aquisição de dados	Sistema portátil de aquisição de dados dinâmicos <i>SignalCalc ACE</i> da <i>Data Physics Corporation</i> (placa PCMCIA) e computador portátil.
Parâmetros do sistema	Janela <i>hanning</i> para tratamento dos dados; faixa de amostragem até 2.000 Hz; resolução em frequência $dF = 1,250$ Hz; <i>overlap</i> = 50%; <i>average</i> (nº de aquisições salvas por gráfico) = 100.

Os pontos de instalação de parte dos acelerômetros foram determinados sobre o eixo vertical da ligação e de forma a não interferir na instrumentação do ensaio estático, já que os ensaios foram realizados alternadamente, sem a possibilidade de remoção dos transdutores de deslocamento e dos clinômetros. As bases magnéticas dos acelerômetros foram fixadas às chapas metálicas, previamente coladas na superfície do concreto (Figura 99). As distâncias entre acelerômetros foram preservadas nas diferentes etapas de ensaio, ocorrendo apenas variações da ordem de milímetros e, portanto, não interferiram nos resultados.

²⁶ Outras informações e características dos sensores e equipamentos utilizados nos ensaios, tais como marca, modelo, capacidade etc., são detalhadas no Apêndice C.

Resultados Experimentais

Capítulo 6

Neste capítulo, é apresentado o método de análise dos resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos, com ênfase na determinação do momento e da rigidez à flexão da ligação. São também descritos e analisados os resultados principais da pesquisa, obtidos com os diferentes sensores e métodos experimentais, em cada uma das etapas de ensaio.

6.1. Determinação da rigidez à flexão – Ensaio estático

6.1.1. Ensaio com força na direção vertical

A rigidez à flexão da ligação foi obtida pelo diagrama momento-rotação, traçado com os dados experimentais, sendo que o valor da rigidez foi calculado pela relação entre o momento (M) e a rotação resultante (θ).

A rotação foi calculada em função da diferença entre os deslocamentos medidos pelos transdutores instalados no consolo e no dente, tanto no lado A como no lado B do modelo, considerando como seção de referência o eixo vertical da ligação (LR = linha de referência indicada na Figura 101 estabelecida para o modelo sem fissuras) e utilizando a seguinte expressão:

$$\theta = \frac{d(\text{TD}_A) - d(\text{TD}_B)}{\Delta h}, \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 21})$$

- θ é a rotação em torno da seção de referência, dada em radianos;
- $d(\text{TD}_A)$ é o deslocamento medido pelo transdutor TD_A ;
- $d(\text{TD}_B)$ é o deslocamento medido pelo transdutor TD_B ;

- Δh é a distância entre os dois transdutores.

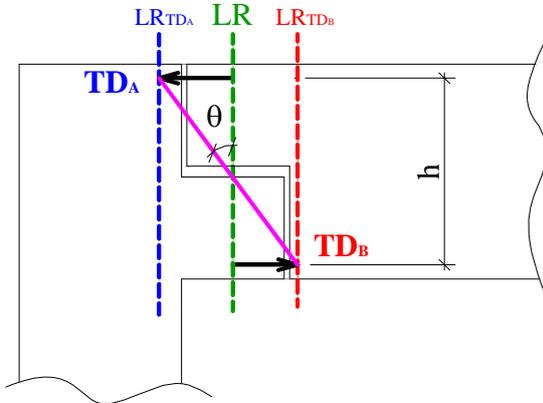


Figura 101 – Rotação da ligação obtida a partir das leituras dos transdutores de deslocamento.

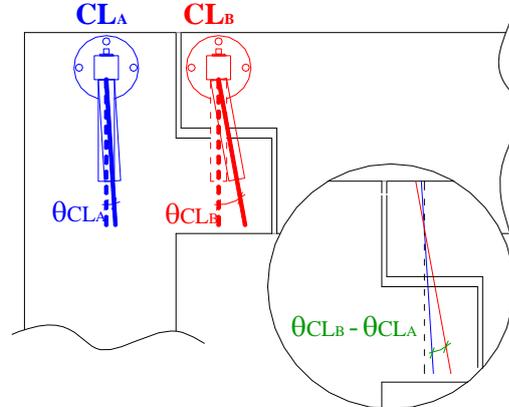


Figura 102 – Rotação da ligação obtida a partir das leituras dos clinômetros.

A rotação da ligação no ensaio estático também foi obtida de forma direta, a partir das medidas realizadas com os clinômetros, posicionados no pilar e na viga, conforme a Figura 102. O valor da rotação relativa global é dado pela expressão:

$$\theta = \theta(CL_B) - \theta(CL_A), \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 22})$$

- θ é a rotação relativa global entre a viga e o pilar, dada em graus (convertida em radianos para a apresentação em gráficos);
- $\theta(CL_A)$ é a rotação global medida pelo clinômetro CL_A , instalado no pilar;
- $\theta(CL_B)$ é a rotação global medida pelo clinômetro CL_B , instalado na viga;

Para o cálculo do momento atuante nas ligações, considerou-se a metodologia adotada por Catoia (2007), que utiliza a equivalência entre força e curvatura no meio do vão da viga em diferentes estágios do ensaio.

A curvatura no meio do vão da viga é determinada por:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{vão}} = \frac{(\varepsilon_{y,m} - \varepsilon_{c,m})}{d}, \text{ sendo que} \quad (\text{Eq. 23})$$

- $\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{vão}}$ é a curvatura no meio do vão;
- $\varepsilon_{y,m}$ é a deformação na armadura longitudinal inferior, no meio do vão da viga, considerando a média dos dois extensômetros;
- $\varepsilon_{c,m}$ é a deformação na face superior do concreto, no meio do vão da viga, considerando a média dos dois extensômetros;
- d é a altura útil, isto é, a distância entre a armadura longitudinal inferior e a face superior do concreto (borda comprimida) da viga.

Segundo a metodologia adotada por Catoia (2007), a partir dos valores de força atuante e curvatura no meio do vão, são traçadas as curvas para os diferentes estágios do ensaio. Ressalta-se que não foi possível desenvolver esse procedimento, e conseqüentemente, calcular o momento atuante na ligação para a 1ª etapa do ensaio (antes do reforço), pois para isso seria necessário possuir um modelo de referência para compará-lo. Dessa forma, a primeira etapa do ensaio foi somente utilizada como referência para a segunda etapa, sendo então traçadas curvas força-curvatura para o modelo com ligações consideradas articuladas e com ligações reforçadas, como pode ser visto na Figura 103 e na Figura 104.

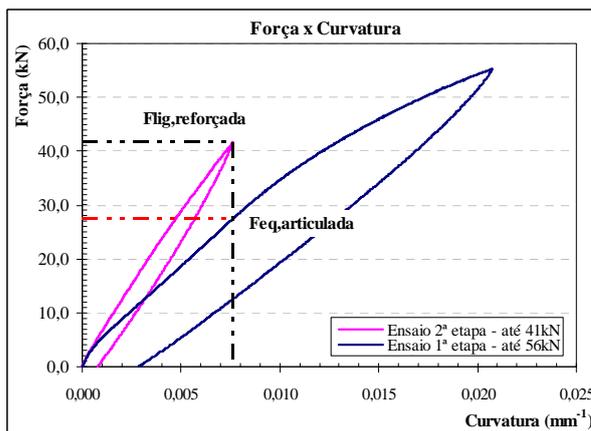


Figura 103 – Gráfico força-curvatura no meio do vão da viga – Equivalência entre 1ª e 2ª etapas – até 41 kN.

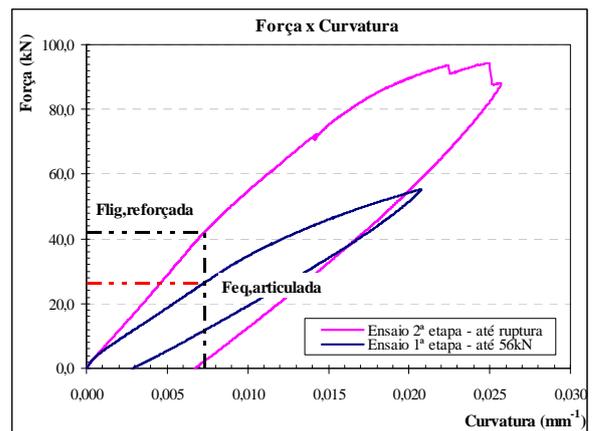


Figura 104 – Gráfico força-curvatura no meio do vão da viga – Equivalência entre 1ª e 2ª etapas – até a ruptura.

De acordo com esse procedimento, para um dado valor de curvatura são determinados os valores de forças correspondentes nas duas curvas: na ligação reforçada da segunda etapa

($F_{\text{lig,reforçada}}$) e na ligação articulada da primeira etapa ($F_{\text{eq,articulada}}$). Conhecidas as forças, o momento atuante na ligação reforçada (ou seja, na ligação semi-rígida) é calculado pela equação:

$$M_{\text{lig_reforçada}} = \frac{F_{\text{lig,reforçada}}}{2} \cdot a - \frac{F_{\text{eq,articulada}}}{2} \cdot a, \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 24})$$

- $M_{\text{lig,reforçada}}$ é o momento atuante na ligação ou momento real (M_{real});
- $F_{\text{lig,reforçada}}$ é a força total aplicada pelo atuador ($F_{\text{lig,reforçada}} = 2 F$, Figura 105);
- a é a distância entre o apoio e o ponto de aplicação da força;
- $F_{\text{eq,articulada}}$ é a força equivalente à curvatura definida para o modelo com ligações consideradas articuladas.

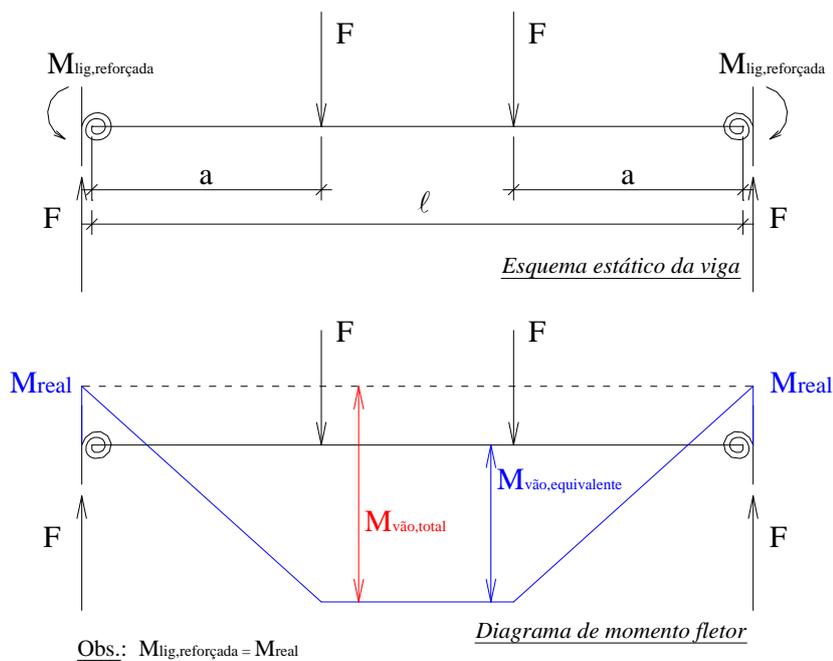


Figura 105 – Esquema estático e diagrama de momento fletor da viga com ligações semi-rígidas.

O valor da rigidez à flexão da ligação, no ensaio estático, foi determinado pela curva momento-rotação, traçada com o momento atuante na ligação e com a rotação obtida por transdutores de deslocamento. Como as curvas apresentam não-linearidade (Figura 131 e Figura 133), o valor da rigidez foi obtido por meio de regressão linear (coeficiente angular da linha de tendência) determinada para o intervalo da curva que representa o trecho inicial aproximadamente linear.

6.2. Resultados dos ensaios estáticos

Neste item, os resultados obtidos nos ensaios estáticos do pórtico de concreto pré-moldado, realizados nas três etapas, são apresentados na forma de gráficos e tabelas. As observações e os principais aspectos são discutidos e analisados de acordo com os itens:

- força-rotação (obtida com transdutores de deslocamento e clinômetros);
- força-deslocamento (flecha) no meio do vão (obtida com transdutor de deslocamento);
- força-deformação (obtida com os extensômetros colados nas principais armaduras dos elementos da ligação, no concreto e nos laminados);
- momento-rotação (obtida com transdutores de deslocamento) e, conseqüentemente, o valor da rigidez à flexão da ligação; e
- força horizontal-deslocamento, obtido na terceira etapa de ensaio.

6.2.1. Força-rotação

Os gráficos força-rotação obtidos com transdutores de deslocamento (TD) e com clinômetros (CL) são ilustrados da Figura 106 a Figura 113. Os valores medidos pelos clinômetros indicam a rotação global da ligação viga-pilar, diferente da rotação local obtida pelos transdutores.

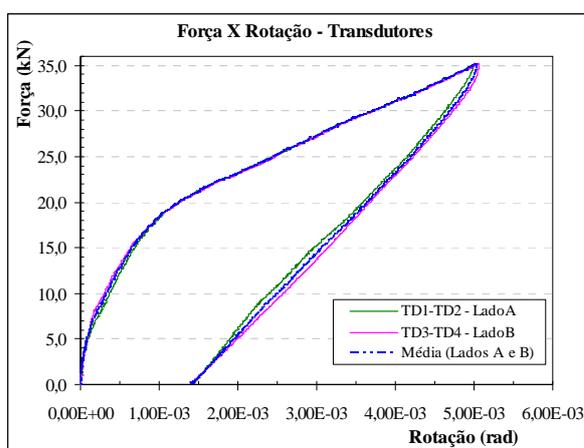


Figura 106 – Gráfico força-rotação TD – ensaio até 35 kN – 1ª etapa.

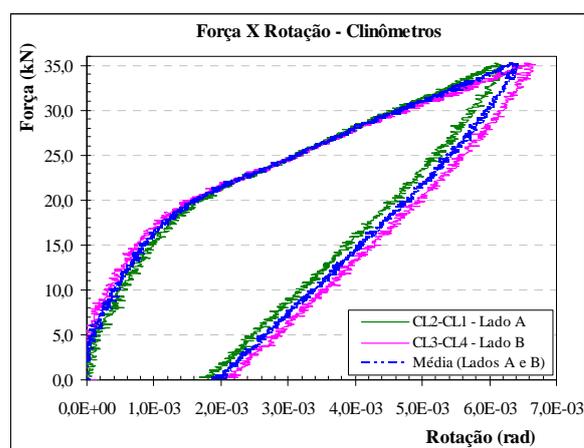


Figura 107 – Gráfico força-rotação global CL – ensaio até 35 kN – 1ª etapa.

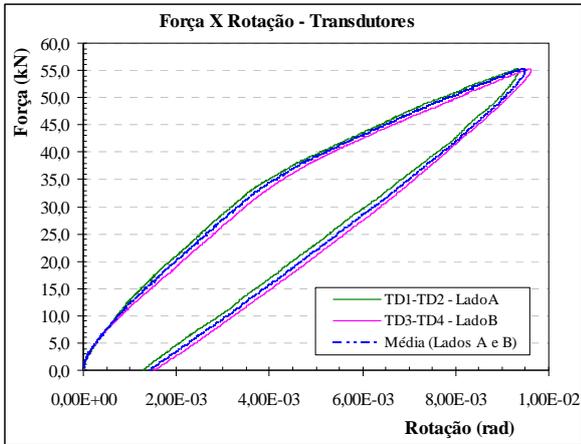


Figura 108 – Gráfico força-rotação TD – ensaio até 56 kN – 1ª etapa.

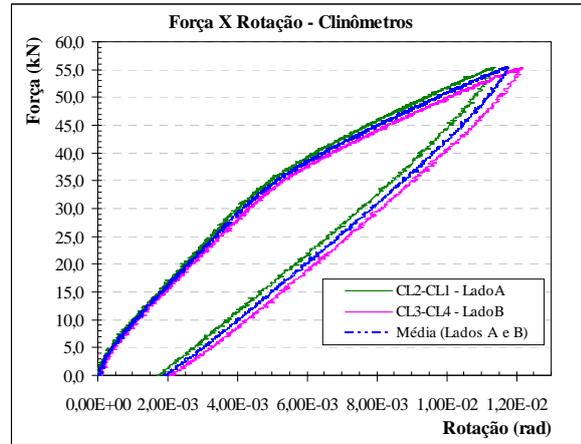


Figura 109 – Gráfico força-rotação global CL – ensaio até 56 kN – 1ª etapa.

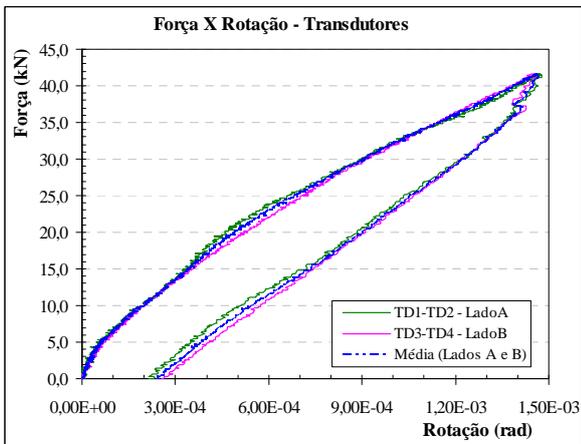


Figura 110 – Gráfico força-rotação TD – ensaio até 41 kN – 2ª etapa (modelo reforçado).

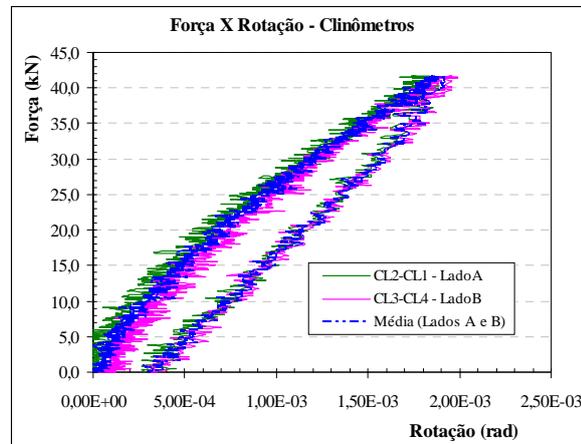


Figura 111 – Gráfico força-rotação global CL – ensaio até 41 kN – 2ª etapa (modelo reforçado).

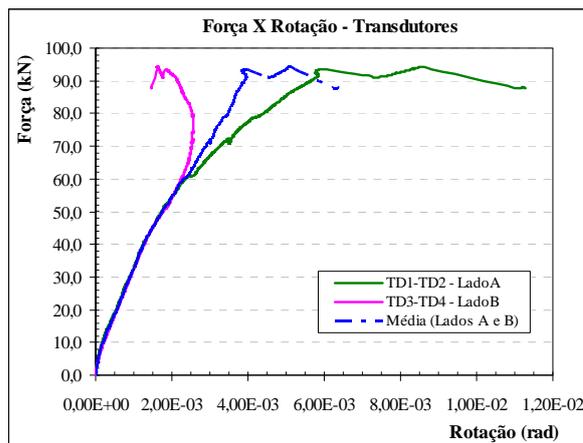


Figura 112 – Gráfico força-rotação TD – ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).

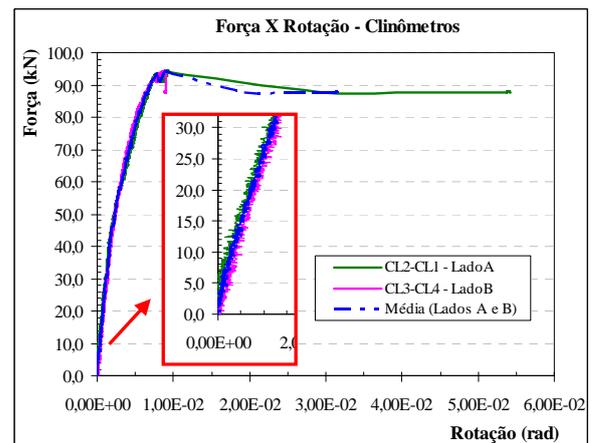


Figura 113 – Gráfico força-rotação global CL – ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).

Há uma defasagem entre os gráficos de força-rotação obtidos com as medidas dos transdutores de deslocamento e dos clinômetros. Essa diferença é constante ao longo do carregamento e pode ser aproximada por um fator multiplicador igual a 1,2, como é ilustrado da Figura 114 a Figura 117. Nestes gráficos, observa-se que, ao dividir o valor da rotação obtida com os clinômetros por fator aproximadamente igual a 1,2, as curvas coincidem com aquelas obtidas com os transdutores. No ensaio até a ruptura (Figura 117), essa coincidência das curvas ocorre apenas no trecho inicial, pois com a proximidade da ruína, a ocorrência de não-linearidade do material e todas as instabilidades que possam ter ocorrido com os sensores e suas fixações, surge novamente um distanciamento entre as medidas efetuadas por clinômetros e transdutores.

Não foi possível fazer avaliação similar a esta com os resultados do ensaio com força horizontal, pois os valores de rotação obtidos com clinômetros e transdutores não apresentavam relação constante entre si ao longo do carregamento, possivelmente devido às diferenças de posicionamento destes sensores em relação ao centro de giro (eixo de rotação).

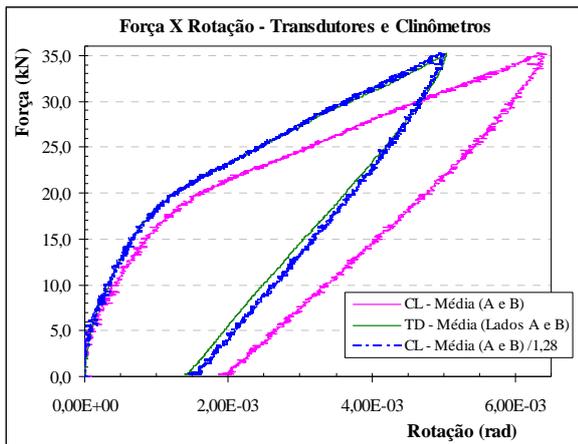


Figura 114 – Gráfico força-rotação TD e CL – 1ª etapa (ensaio até 35 kN).

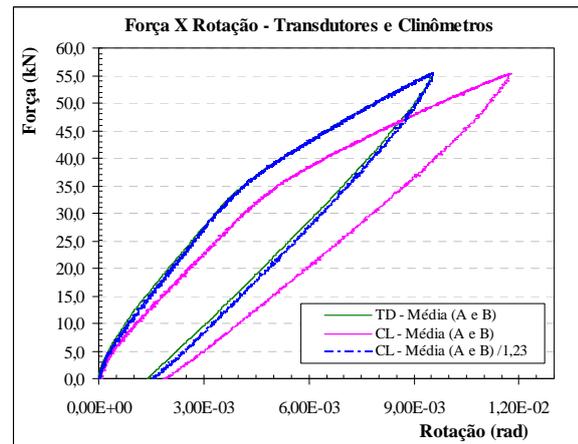


Figura 115 – Gráfico força-rotação TD e CL – 1ª etapa (ensaio até 56 kN).

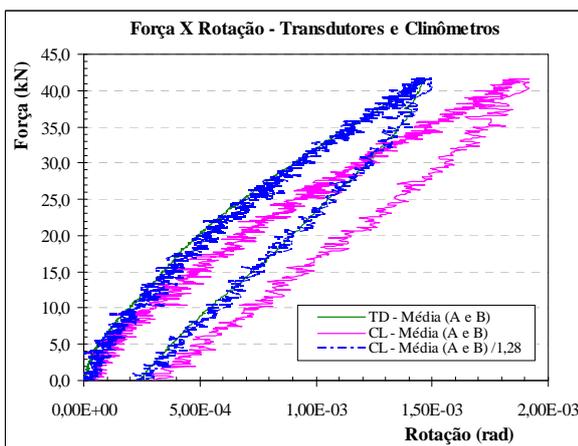


Figura 116 – Gráfico força-rotação TD e CL – 2ª etapa (ensaio até 41 kN).

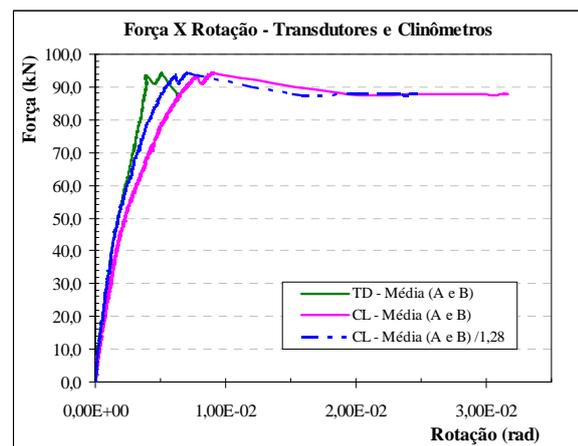


Figura 117 – Gráfico força-rotação TD e CL – 2ª etapa (ensaio até a ruptura).

Analisando essa questão, pode-se afirmar que:

- como os sensores foram instalados em pontos diferentes da ligação e, conseqüentemente, as medidas de rotação foram efetuadas em diferentes alturas da seção transversal, pode ser que elas representem a diferença das intensidades de tensão a que estão submetidos os elementos durante o carregamento;
- as medidas dos deslocamentos com os transdutores se deram nos limites entre o concreto e o graute, enquanto que os clinômetros foram instalados nos elementos e, portanto, as medidas com estes sensores foram obtidas em posições mais afastadas do centro de rotação da ligação;

- os dados obtidos diretamente com os clinômetros incorporam também as características de rigidez e rotação da seção do elemento onde está fixado, no caso a viga ou o pilar, não sendo apenas dados relativos à ligação entre eles;
- por fim, cogita-se atribuir parte dessa diferença à confiabilidade do próprio sistema de medição: os clinômetros fornecem medidas diretas, resultantes de um giro maior e, conseqüentemente, de uma rotação maior do que a obtida com os transdutores, que além de ser resultado da diferença de deslocamento entre dois transdutores, cujos valores podem ser baixos, ainda pode adicionar incertezas com a medida da distância entre eles, realizada pelo laboratorista ou usuário.

Após o reforço da ligação, na segunda etapa do ensaio, nota-se que os pontos dos gráficos força-rotação com clinômetros resultaram muito dispersos, como é mostrado na Figura 111, no detalhe da Figura 113 e na Figura 116. A essa falta de nitidez são atribuídos os pequenos valores de rotação relativa medidos entre o pilar e a viga, o que indica a presença da semi-rigidez da ligação.

6.2.2. Força-deslocamento no meio do vão

O gráfico força-deslocamento (flecha) foi obtido com as medidas do transdutor de deslocamento (TD) instalado sob a viga no meio do vão.

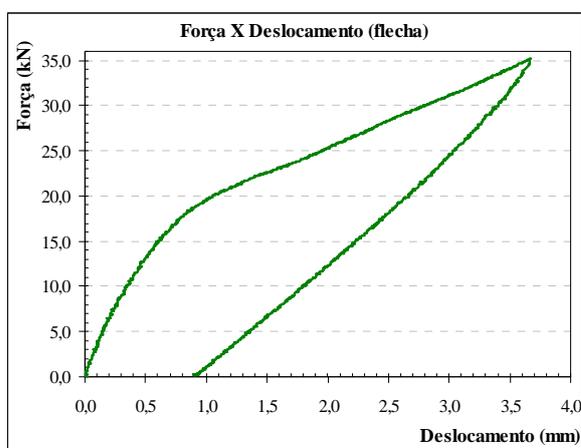


Figura 118 – Gráfico força-deslocamento no meio do vão, ensaio até 35 kN – 1ª etapa.

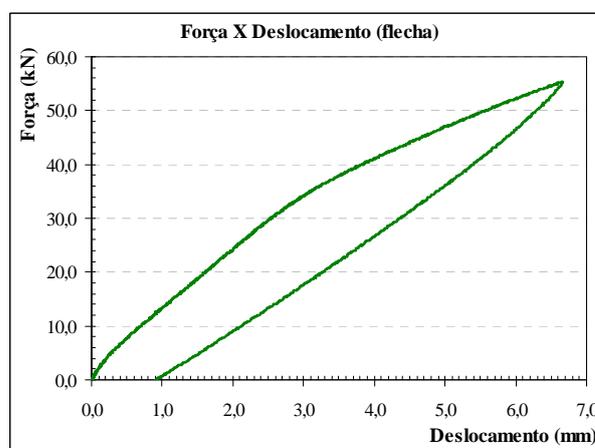


Figura 119 – Gráfico força-deslocamento no meio do vão, ensaio até 56 kN – 1ª etapa.

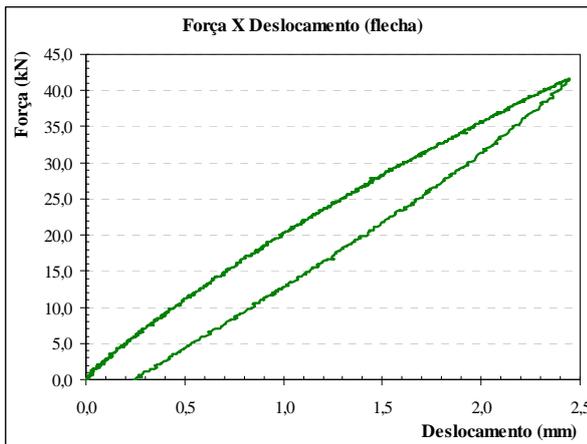


Figura 120 – Gráfico força-deslocamento no meio do vão, ensaio até 41 kN – 2ª etapa (modelo reforçado).

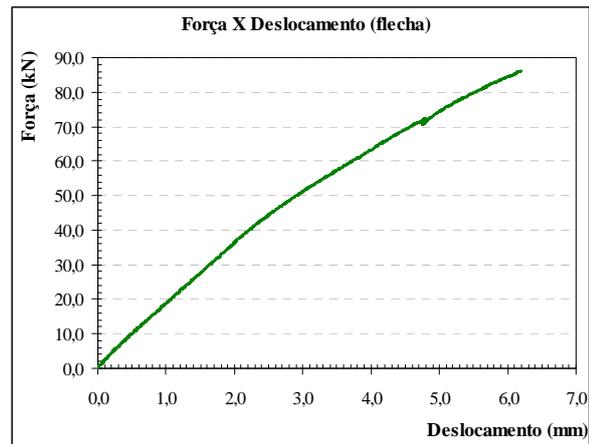


Figura 121 – Gráfico força-deslocamento no meio do vão, ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).

Observa-se, pelos gráficos força-deslocamento (flecha), que no segundo ensaio da primeira etapa – carregamento até 56 kN – o modelo já apresentava no trecho inicial uma inclinação menor que os demais por conta da fissuração do concreto que havia ocorrido no ensaio anterior, ainda que limitada.

Após o reforço, ocorreu incremento da rigidez, indicado pela restauração da inclinação das curvas na segunda etapa. Além disso, pela Figura 121, verifica-se que após o reforço, a ligação apresenta um comportamento mais linear do que no ensaio inicial até 35 kN, onde nitidamente existem dois trechos com diferentes inclinações (Figura 118). Adicionalmente, considerando os gráficos até a ruptura e até 56 kN, é possível afirmar que o reforço reduziu o deslocamento no meio do vão da viga.

6.2.3. Força-deformação

Vários gráficos foram obtidos com os resultados das deformações medidas pelos extensômetros de resistência elétrica, colados em diversas armaduras e no concreto da viga e dos pilares. No modelo reforçado, foram obtidos também gráficos força-deformação do laminado.

Esses gráficos ilustram o comportamento da estrutura ao longo das diferentes fases de carregamento e confirmam as hipóteses adotadas no dimensionamento. Para o cálculo da curvatura e do valor de rigidez da ligação, foram utilizados somente os resultados das

deformações da armadura longitudinal e da borda comprimida (face superior do concreto) da viga no meio do vão, como descrito no item 6.1.

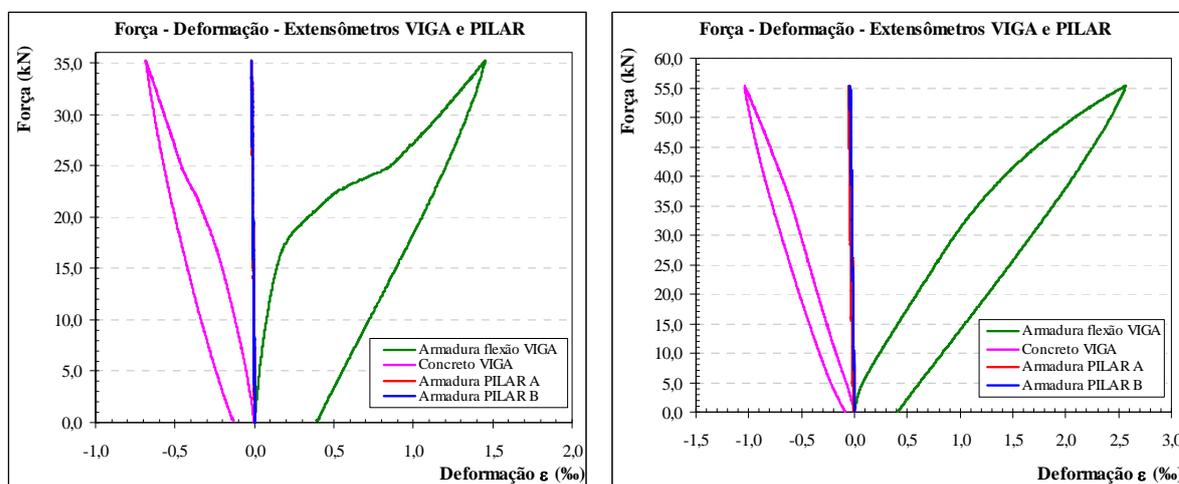


Figura 122 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas armaduras e no concreto da VIGA e dos PILARES: a) ensaio até 35 kN, b) ensaio até 56 kN. 1ª etapa.

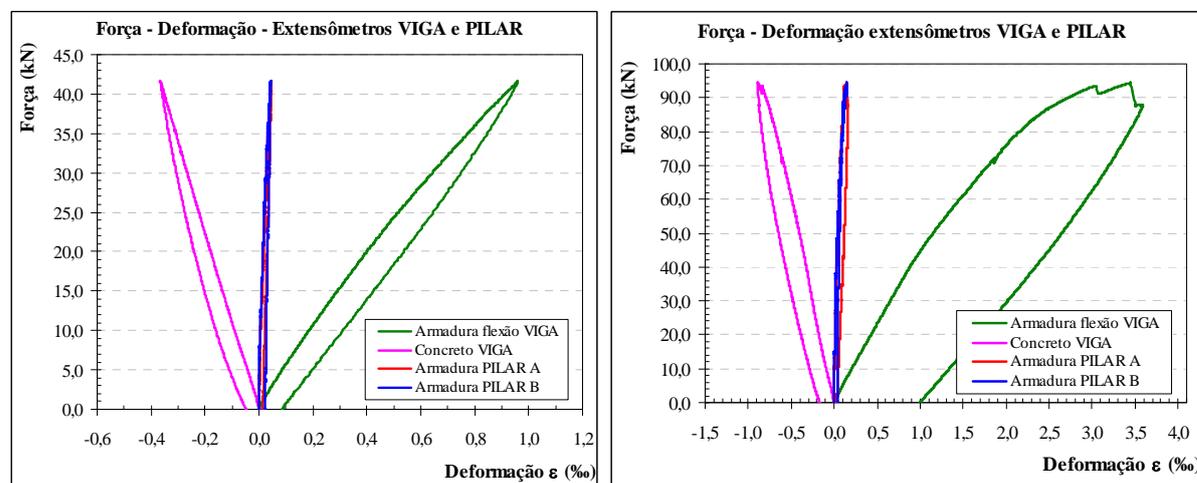


Figura 123 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas armaduras e no concreto da VIGA e dos PILARES: a) ensaio até 41 kN, b) ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).

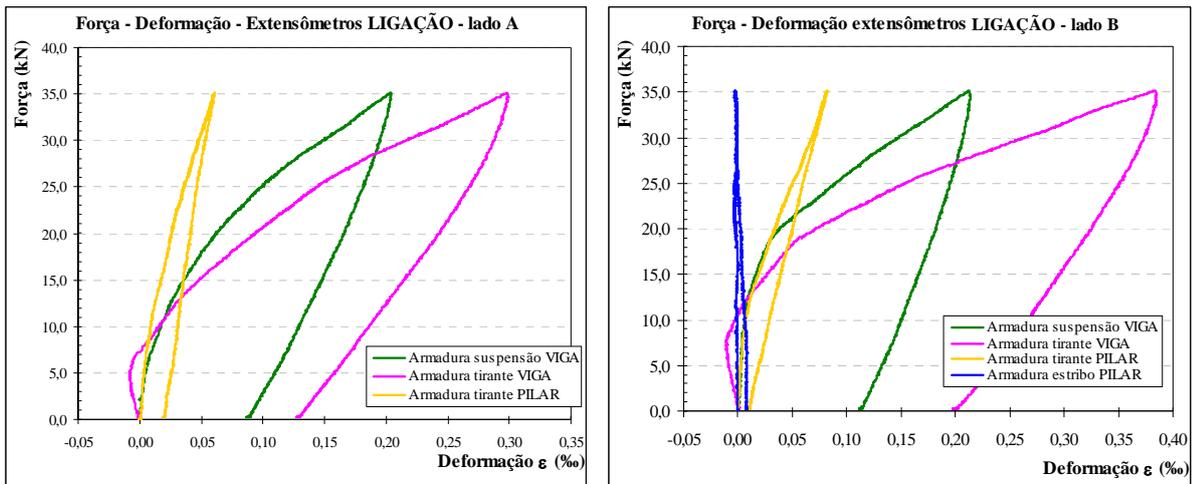


Figura 124 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas principais armaduras da LIGAÇÃO: a) lado A, b) lado B. Ensaio até 35 kN – 1ª etapa.

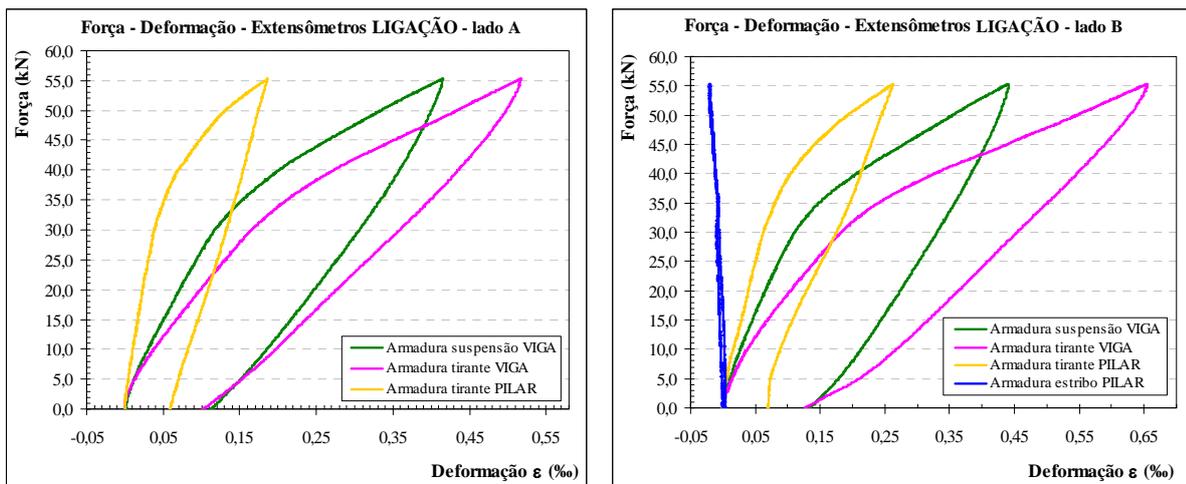


Figura 125 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas principais armaduras da LIGAÇÃO: a) lado A; b) lado B. Ensaio até 56 kN – 1ª etapa.

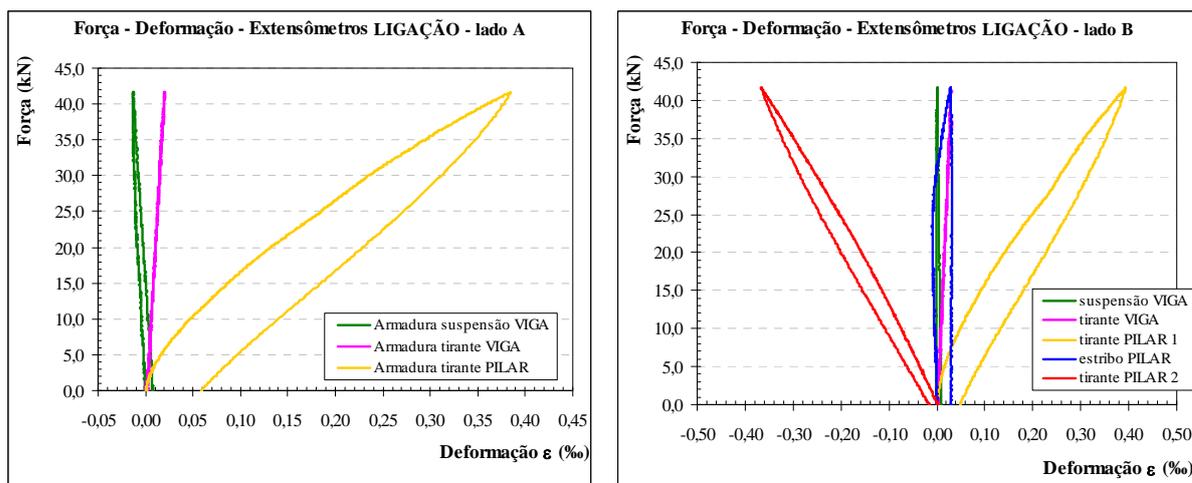


Figura 126 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas principais armaduras da LIGAÇÃO: a) lado A; b) lado B. Ensaio até 41 kN – 2ª etapa (modelo reforçado).

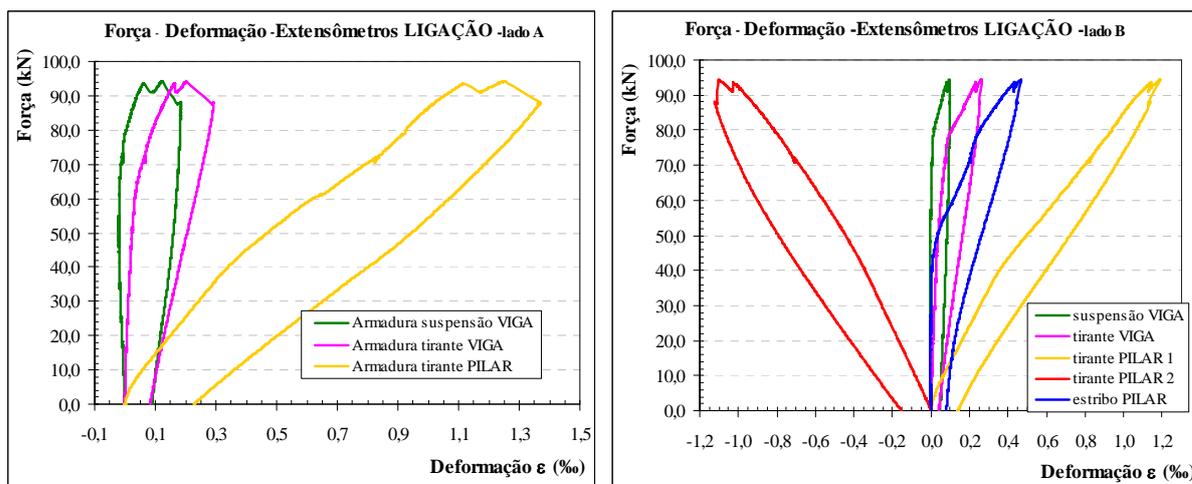


Figura 127 – Gráficos força-deformação medida por extensômetros nas principais armaduras da ligação: a) lado A; b) lado B. Ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).

Conforme os gráficos apresentados, os valores máximos de deformação alcançados nos ensaios foram:

- deformação específica máxima da armadura = 2,83 ‰;
- deformação específica máxima do concreto = 1,25 ‰.

Apesar de ocorrer escoamento da armadura na primeira etapa do ensaio (Figura 122-b), o modelo não apresentou grandes deformações.

Na segunda etapa do ensaio, quando o modelo reforçado foi levado a ruína, o escorregamento do laminado (Figura 129) com o arrancamento do concreto, o aumento da rotação global observado pelas medidas dos clinômetros (Figura 113) e o deslocamento acentuado da ligação medido pelos transdutores (Figura 112), todos ocorridos do lado A do pórtico, comprovam a ruína desta região, que ocorreu quando a força aplicada total foi de 94,37 kN.

Na Figura 128, é apresentado o diagrama força-deformação do laminado de PRFC até 41 kN, onde constata-se o comportamento linear do material até este nível de carregamento. Já na Figura 129, fica evidenciada a ruína da ligação pelo lado A do pórtico. Complementando estas ilustrações, a Figura 130 indica o comportamento do laminado durante o ensaio com força aplicada na direção horizontal e destaca-se a ocorrência de ruptura brusca na ligação do lado B.

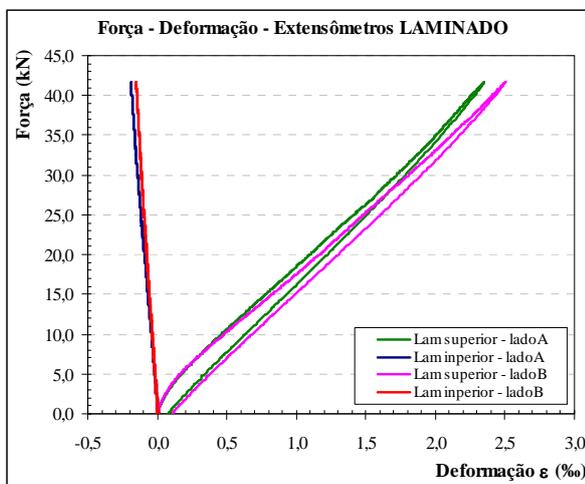


Figura 128 – Gráfico força-deformação do laminado inserido, ensaio até 41 kN – 2ª etapa (modelo reforçado).

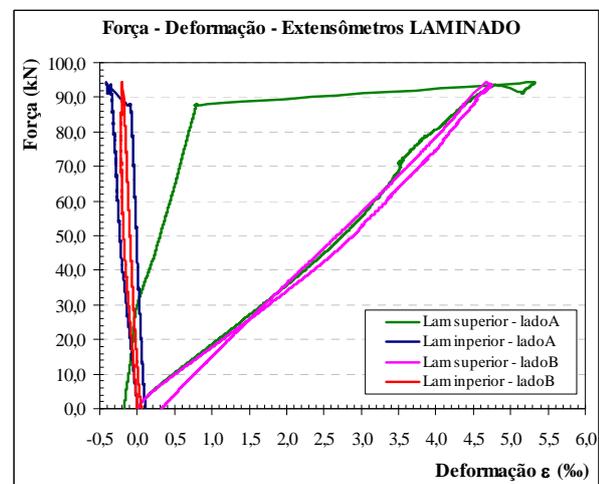


Figura 129 – Gráfico força-deformação do laminado inserido, ensaio até a ruptura – 2ª etapa (modelo reforçado).

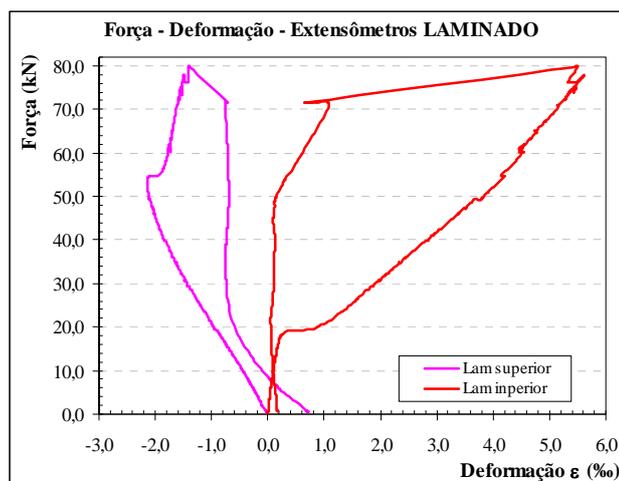


Figura 130 – Gráfico força-deformação do laminado inserido, ensaio até 80 kN – 3ª etapa com força aplicada na direção horizontal.

6.2.4. *Momento-rotação e rigidez à flexão da ligação*

Os gráficos momento-rotação apresentados neste item foram traçados a partir dos valores de rotação obtidos com os transdutores de deslocamento, pois estes foram utilizados para a determinação do valor da rigidez à flexão da ligação, sendo então um parâmetro de caráter local.

Já a rotação medida com os clinômetros é um parâmetro global que incorpora também características da rigidez dos elementos adjacentes à ligação (viga e pilares), além de ser verificado que há um fator constante que altera as medidas dos clinômetros, em relação às medidas dos transdutores, como já mencionado no item 6.2.1. Por esses motivos, não foi calculada a rigidez com base nos resultados dos clinômetros.

A rigidez foi obtida somente na segunda etapa de ensaio, com o modelo reforçado, e baseando-se no ensaio do modelo sem reforço da primeira etapa. O valor da rigidez foi obtido no trecho inicial, aproximadamente linear, da curva momento-rotação e dado pelo coeficiente angular da linha de tendência, atribuída ao intervalo do gráfico entre o ponto inicial e o ponto de mudança de inclinação (Figura 131 a Figura 134). Os valores estão apresentados na Tabela 34.

Tabela 34 – Rigidez da ligação à flexão – Ensaio estático.

Ensaio	Intervalo da curva momento- rotação para cálculo da rigidez	Rigidez à flexão K_{est} (kN.m/rad)
2ª etapa: modelo reforçado com fissuração moderada até 41 kN	47,90 %	4.467,0
2ª etapa: modelo reforçado, após ruína com 94,37 kN	43,92%	3.731,2

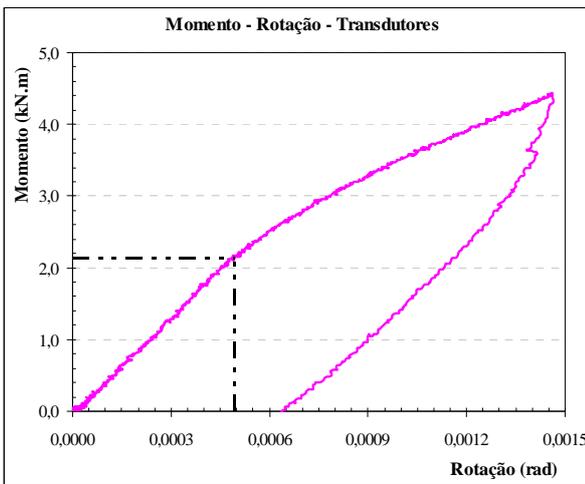


Figura 131 – Gráfico momento-rotação – ensaio até 41 kN – modelo reforçado (2ª etapa).

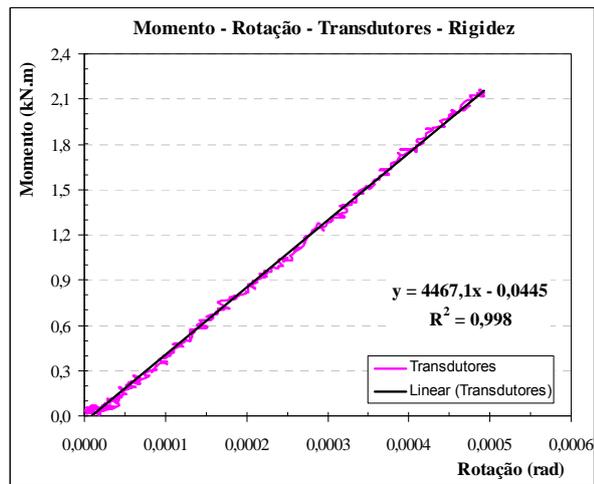


Figura 132 – Gráfico momento-rotação – ensaio até 41 kN – modelo reforçado (2ª etapa) – Rigidez obtida no trecho linear.

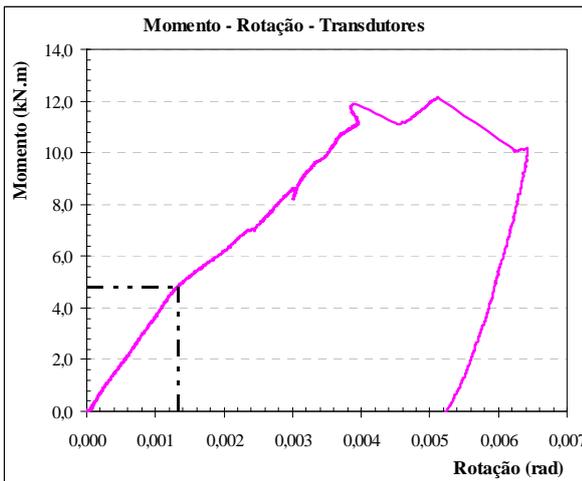


Figura 133 – Gráfico momento-rotação – ensaio até a ruptura – modelo reforçado (2ª etapa).

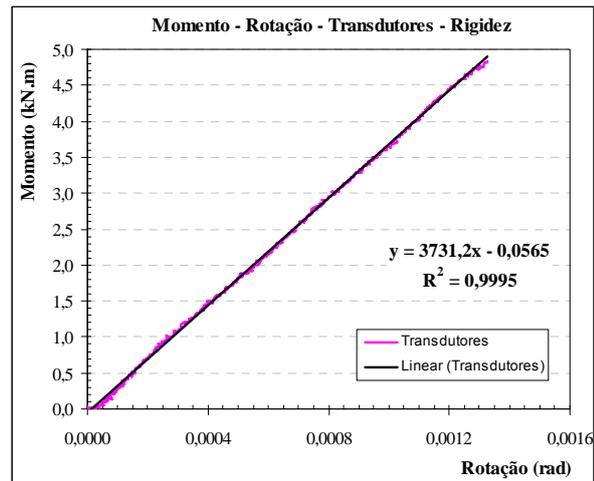


Figura 134 – Gráfico momento-rotação – ensaio até a ruptura – modelo reforçado (2ª etapa) – Rigidez obtida no trecho linear.

6.2.5. Força horizontal-deslocamento

O deslocamento do eixo da viga no ensaio da terceira etapa, com a força aplicada na direção horizontal, pode ser observado na Figura 135. Considerando apenas o trecho linear inicial deste diagrama, obteve-se o valor de 8.579 kN/m para a rigidez à flexão lateral do pórtico (Figura 136).

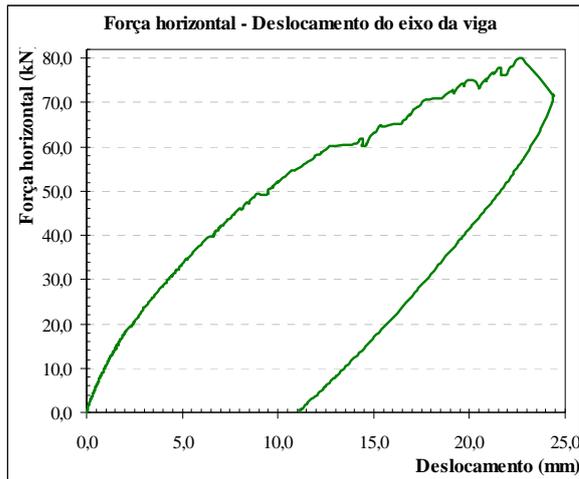


Figura 135 – Força horizontal - deslocamento – 3ª etapa.

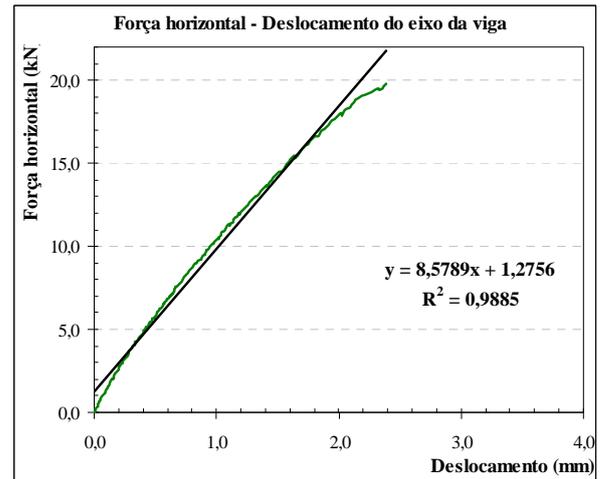


Figura 136 – Força horizontal - deslocamento – Trecho inicial do diagrama.

Ressalta-se que neste ensaio, para os valores de força acima de 60 kN, devem ser desconsiderados quaisquer resultados, pois houve deslocamento do pilar de reação, no qual foi instalado o atuador hidráulico e, conseqüentemente, os deslocamentos já não foram somente atribuídos ao pórtico, e sim, ao sistema como um todo. Essa ocorrência é atribuída à má escolha dos elementos que constituíram o pórtico de reação; deveria ter sido utilizado um sistema de reação mais rígido, de tal forma que não permitisse tais deslocamentos.

6.3. Resultados dos ensaios dinâmicos

Os resultados dos ensaios dinâmicos apresentados neste item são:

- frequência natural e fator de amortecimento;
- força e momento dinâmico atuante; e
- rigidez à flexão da ligação.

6.3.1. Frequência natural e fator de amortecimento

Os valores de frequência natural e do fator de amortecimento obtidos nos ensaios de vibração forçada são apresentados na Tabela 35. Exemplos de gráficos obtidos com os dados do programa de aquisição dinâmica são mostrados na Figura 137 e na Figura 138.

Tabela 35 – Resultados dos ensaios dinâmicos – frequência natural.

Condição do modelo - Etapa	f_1 – Frequência natural do 1º modo (Hz)	ζ – Fator de amortecimento
1ª etapa: modelo íntegro sem graute	91,25	1,92 %
1ª etapa: modelo íntegro com graute	110,00	1,31 %
1ª etapa: modelo com fissuração leve, ensaio estático até 35 kN	98,75	1,81 %
1ª etapa: modelo fissurado, ensaio estático até 56 kN	92,50	1,91 %
2ª etapa: modelo reforçado	110,00	1,57 %
2ª etapa: modelo reforçado com fissuração moderada, ensaio estático até 41 kN	105,00	1,42 %
2ª etapa: modelo reforçado, após ruptura (lado A) carga máxima de 94,37 kN	101,25	1,44 %
3ª etapa: modelo reforçado, após a ruptura (lado A) com força aplicada na direção horizontal (y)	46,25	1,05 %
3ª etapa: modelo reforçado, após a ruptura (lado A) com força aplicada na direção horizontal (z)	25,00	2,86 %

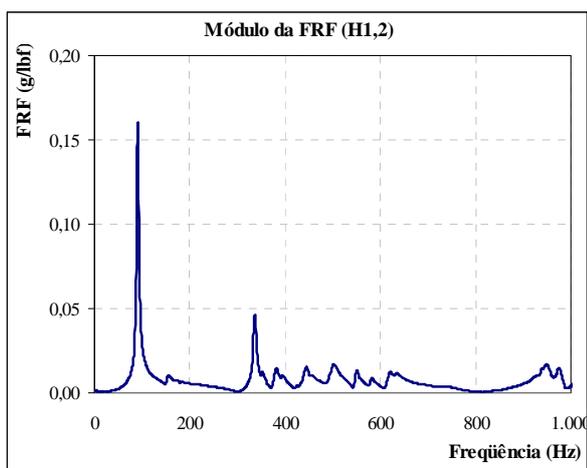


Figura 137 – Exemplo de gráfico de FRF (acelerância) obtido no ensaio de vibração forçada.

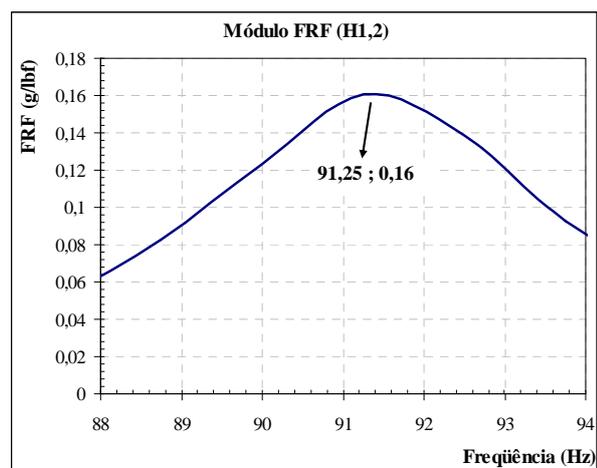


Figura 138 – Detalhe do gráfico da FRF (acelerância) para cálculo do amortecimento.

Salienta-se que o fator de amortecimento foi calculado pelo método da meia potência, descrito sucintamente no item 3.2.1, pois os gráficos resultantes dos ensaios de vibração livre não possibilitaram efetuar o cálculo do decremento logarítmico.

O valor da frequência natural de uma viga bi-apoiada pode ser obtido pela expressão simplificada (BLEVINS, 1984) dada por:

$$f_n = \frac{\lambda_n^2}{2 \cdot \pi \cdot \ell^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m}}, \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 25})$$

- λ_n é um coeficiente que depende das condições de contorno. Para viga bi-apoiada $\lambda_n = n\pi$; para viga bi-engastada $\lambda_1 = 4,73$;
- m é a massa por metro linear;
- E é o módulo de elasticidade do material;
- I é o momento de inércia;
- ℓ é o comprimento da viga.

Inserindo na equação 25 os dados do modelo do pórtico, tais como: comprimento da viga igual a 1,745 m, seção transversal de 15 cm x 20 cm, momento de inércia da seção bruta da viga e módulo de elasticidade secante do concreto obtido experimentalmente (Tabela 24), a frequência natural (f_1) resulta igual a 109,3 Hz. Porém, o comprimento mencionado da viga (1,745 m) foi calculado considerando os eixos dos dentes. Para uma faixa de comprimento entre 1,745 m e 1,84 m (medida até as faces externas dos dentes), o valor da frequência natural do primeiro modo varia entre 109,3 Hz e 98,8 Hz, respectivamente. Assim, os valores de frequência apresentadas na Tabela 35 estão compatíveis aos calculados analiticamente para uma viga semelhante, guardando as devidas variações possíveis do procedimento experimental.

Ao efetuar o mesmo cálculo para uma viga com extremidades semi-rígidas, utilizando os coeficientes da tabela 8-9 de Blevins (1984), reproduzida no Apêndice D, o valor da frequência natural da viga aumenta para $f_1 = 128,48$ Hz.

Contudo, essas comparações por meio de equações simplificadas só podem ser feitas para elementos isolados – pilares ou vigas. Para realizar uma avaliação mais correta dos valores experimentais obtidos nos ensaios do pórtico, foram feitas três verificações

simplificadas utilizando um programa de modelagem numérica (SAP2000²⁷), no intuito obter os valores de frequência natural de um pórtico com as características geométricas e de materiais semelhantes ao modelo de pórtico ensaiado experimentalmente nas diferentes etapas.

O primeiro caso estudado foi o de um pórtico monolítico com as bases dos pilares engastadas, cujos valores de frequência natural são apresentados na Tabela 36 e os respectivos modos de vibração estão ilustrados na Figura 139. Neste primeiro modelo, que serviu de referência para os demais, foram inseridas as características do concreto com valores obtidos nos ensaios do item 5.3.1.1, ou seja, o pórtico foi considerado como no estado íntegro.

No segundo caso, a viga foi considerada apoiada sobre os pilares e estes com as bases engastadas. Assim como no primeiro caso, o pórtico foi considerado como no estado íntegro, permanecendo com as características do concreto obtidas experimentalmente. Os valores de frequência natural são apresentados na Tabela 37 e os respectivos modos de vibração estão ilustrados na Figura 140.

No terceiro e último caso estudado nessa simulação, foi considerada a ligação viga-pilar semi-rígida, com valor de rigidez à flexão igual ao obtido nos ensaios experimentais. A integridade do concreto foi penalizada por meio da redução em 30% do valor do módulo de elasticidade. Os valores de frequência natural são apresentados na Tabela 38 e os respectivos modos de vibração estão ilustrados na Figura 141.

Tabela 36 – Resultados da análise simplificada – Modelo numérico – Pórtico monolítico.

Modo	Frequência natural (Hz)	Descrição do modo de vibração	
1°	31,91	Flexão dos pilares fora do plano, em sentidos iguais; sem flexão da viga.	(Figura 139-a)
2°	56,05	Flexão dos pilares no plano, em sentidos iguais; flexão discreta da viga.	(Figura 139-b)
3°	66,56	Flexão dos pilares fora do plano, em sentidos contrários; flexão da viga fora do plano.	(Figura 139-c)
4°	110,62	Flexão discreta dos pilares no plano, em sentidos contrários; flexão da viga no plano	(Figura 139-d e e)
5°	132,19	Flexão dos pilares fora do plano, em sentidos iguais; flexão da viga fora do plano, em sentido contrário ao dos pilares.	(Figura 139-f)

²⁷ Programa *Structural Analysis Program* – SAP 2000, versão 14.

Tabela 37 – Resultados da análise simplificada – Modelo numérico – Pórtico com viga apoiada.

Modo	Frequência natural (Hz)	Descrição do modo de vibração	
1°	71,75	Flexão da viga fora do plano; sem deformação dos pilares.	(Figura 140-a)
2°	112,93	Flexão discreta dos pilares no plano, em sentidos contrários; flexão da viga no plano.	(Figura 140-b)
3°	251,51	Flexão da viga fora do plano; sem deformação dos pilares.	(Figura 140-c)
4°	327,44	Flexão dos pilares no plano, em sentidos iguais; 2° modo de flexão da viga no plano.	(Figura 140-d)
5°	360,13	Flexão dos pilares fora do plano, em sentidos iguais; sem deformação da viga.	(Figura 140-e)

Tabela 38 – Resultados da análise simplificada – Modelo numérico – Pórtico com ligação semi-rígida.

Modo	Frequência natural (Hz)	Descrição do modo de vibração	
1°	26,70	Flexão dos pilares fora do plano; em sentidos iguais; sem deformação da viga.	(Figura 141-a)
2°	49,11	Flexão dos pilares no plano, em sentidos iguais; flexão discreta da viga no plano.	(Figura 141-b)
3°	55,69	Flexão dos pilares fora do plano, em sentidos contrários; flexão da viga fora do plano.	(Figura 141-c)
4°	106,26	Flexão discreta dos pilares no plano, em sentidos contrários; flexão da viga no plano.	(Figura 141-d)
5°	110,60	Flexão dos pilares fora do plano, em sentidos iguais; flexão da viga fora do plano, em sentido contrário ao dos pilares.	(Figura 141-e)

Com estes resultados de frequência natural, é possível perceber que os valores obtidos experimentalmente não representavam o primeiro modo de vibração do pórtico. Os valores de frequência obtidos nos ensaios, considerando que estes foram destacados nas FRFs por apresentarem picos com maior amplitude, eram aqueles que estavam relacionados ao modo de flexão da viga no plano (4° modo no modelo monolítico - Tabela 36, 2° modo no modelo com viga apoiada - Tabela 37 e 4° modo no modelo com ligações semi-rígidas Tabela 38). Para estes casos, existe uma proximidade aos resultados experimentais.

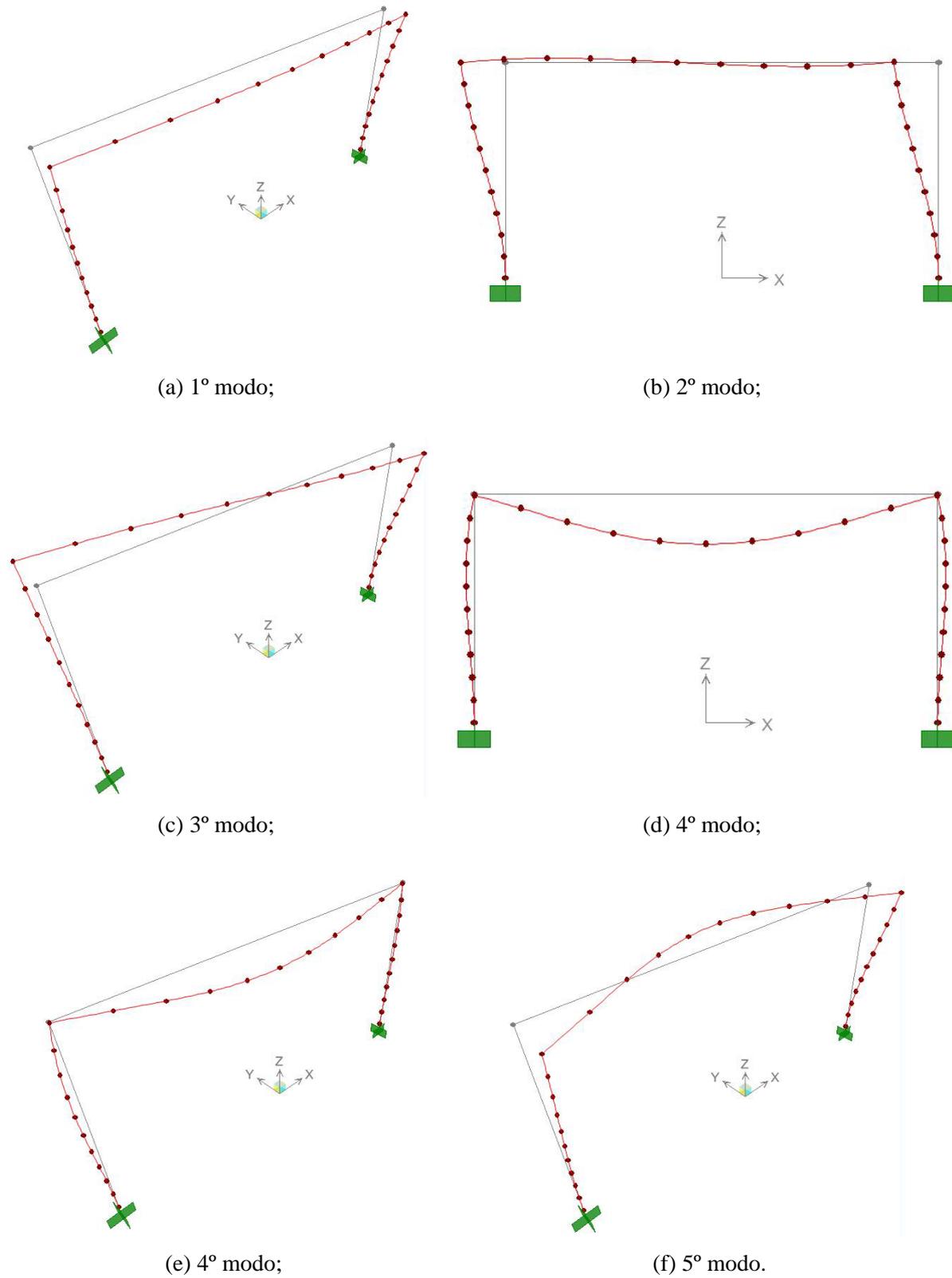
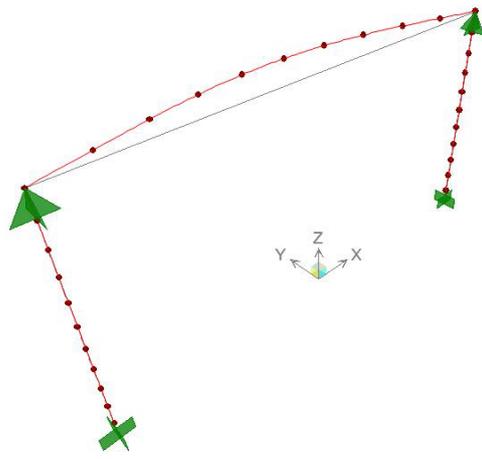
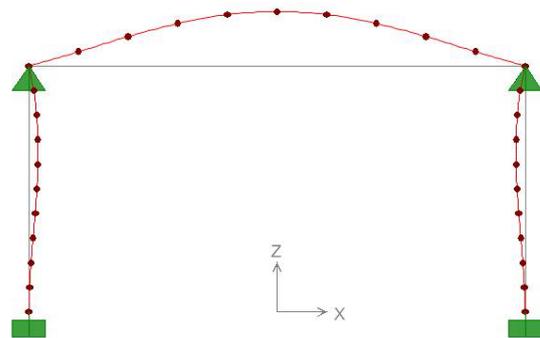


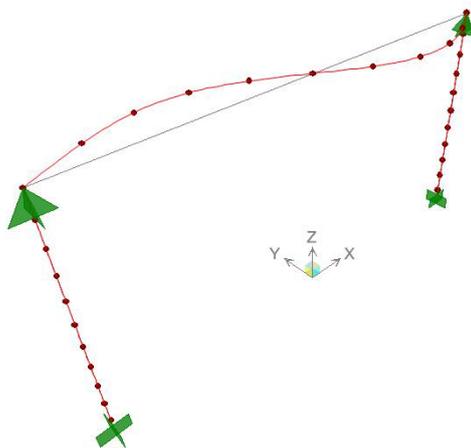
Figura 139 – Pórtico monolítico – Modos de vibração – Análise numérica.



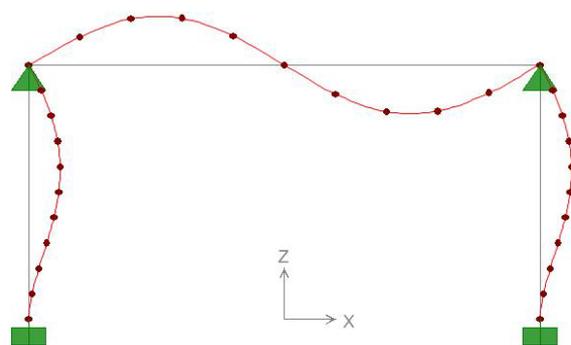
(a) 1º modo;



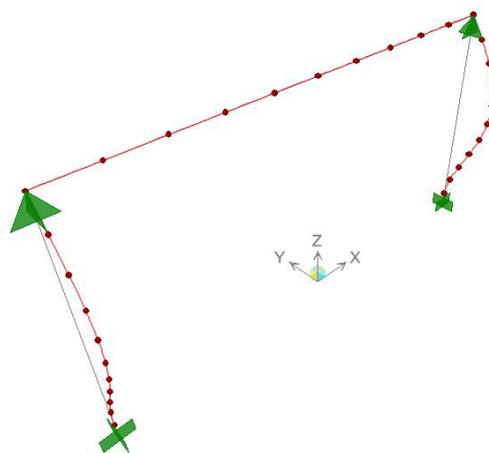
(b) 2º modo;



(c) 3º modo;



(d) 4º modo;



(e) 5º modo.

Figura 140 – Pórtico com viga articulada – Modos de vibração – Análise numérica.

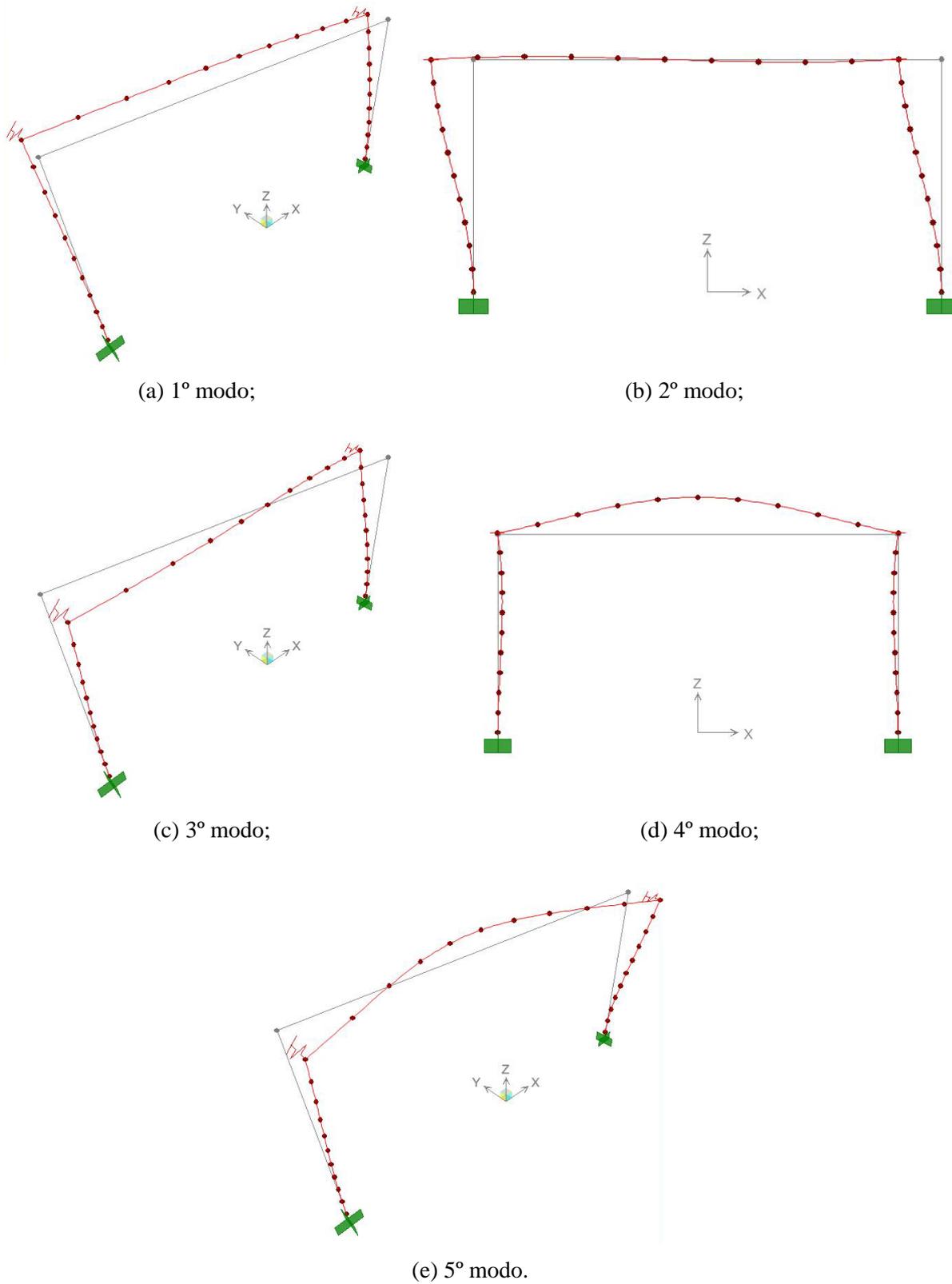


Figura 141 – Pórtico com ligação semi-rígida – Modos de vibração – Análise numérica.

Outros valores experimentais de frequência natural que resultaram próximos aos obtidos com a análise numérica foram os do ensaio com força aplicada na direção horizontal (z e y) na terceira etapa (Tabela 35), com frequência igual a 26,70 Hz e 49,11 Hz (Tabela 38) atribuídas respectivamente ao primeiro e ao segundo modo de vibração do pórtico com ligações semi-rígidas (Figura 141).

Ao realizar os ensaios com a aplicação de força dinâmica na direção horizontal, foram obtidos os valores da frequência natural do pórtico nas direções x e z, que são bem menores se comparadas às obtidas na direção y. Um exemplo de FRF (acelerância) na direção x é apresentado na Figura 142. Na Figura 143, é ilustrada a pequena diferença nas amplitudes medidas pelos acelerômetros instalados na ligação (um no dente e outro no consolo) durante a aplicação da força horizontal.

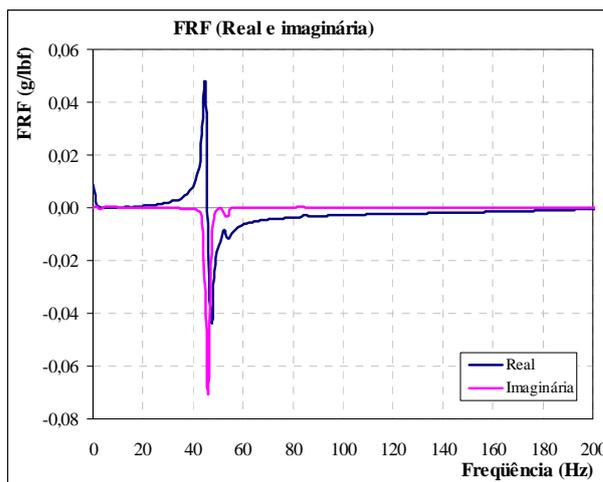


Figura 142 – Exemplo de gráfico da FRF (acelerância) obtido no ensaio de vibração forçada – Direção x.

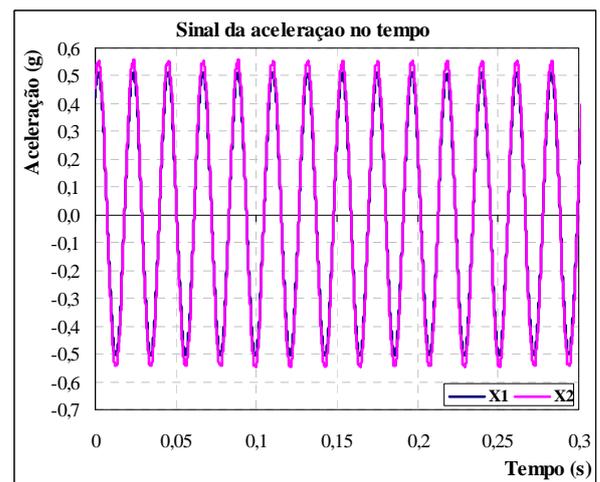


Figura 143 – Gráfico das acelerações medidas no domínio do tempo (X1-na posição AC1 e X2 na posição AC2).

Também com impactos aplicados na direção horizontal (x) no pórtico, paralelos ao eixo longitudinal da viga, foram utilizados dois sistemas de aquisição de dados para obter o valor da frequência natural nessa direção. A FRF apresentada na Figura 144 foi obtida com o sistema ACE disponível no LE. Já a FRF da Figura 145 foi determinada pelo sistema de aquisição de dados dinâmicos do LaMEM, que além dos dados transformados no domínio da frequência, realiza a análise modal e apresenta também o resultado do ajuste de curva realizado pelo programa. As análises feitas com os dois programas resultaram congruentes.

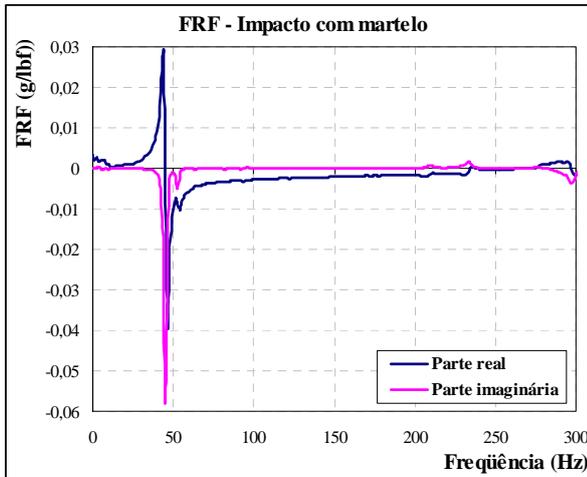


Figura 144 – Exemplo de gráfico da FRF (acelerância) obtido no ensaio de vibração livre – Direção y – Sistema do LE (SET).

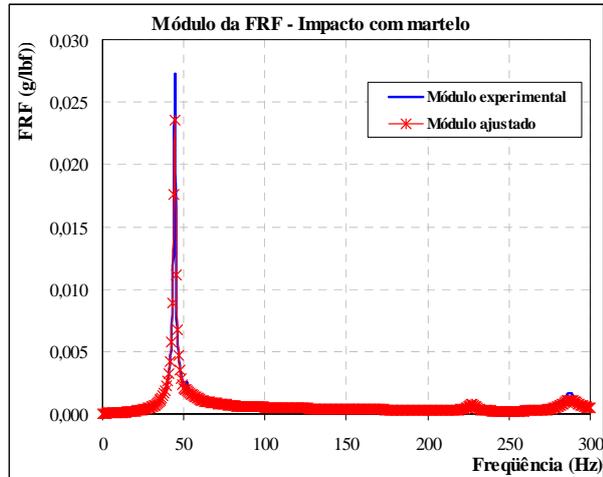


Figura 145 – Exemplo de gráfico da FRF (acelerância) obtido no ensaio de vibração livre – Direção y – Sistema do LaMEM (SET).

6.3.2. Força dinâmica e momento dinâmico na ligação

O valor da força dinâmica aplicada foi medido pelo ensaio de vibração forçada com sinal senoidal de frequência constante e igual à frequência natural obtida (item 6.3.1), mantidas as mesmas condições de contorno. O sinal utilizado para medir a força dinâmica foi no domínio do tempo, como recomendado pelo método direto (item 3.3). Os valores das forças são apresentados na Tabela 39.

Assim como nos ensaios-piloto, não foi requisito manter um valor constante e igual para os diferentes ensaios, pois não existe relação entre eles. Durante cada ensaio, era somente necessário que o valor da força fosse o suficiente para eliminar ruídos que pudessem prejudicar a leitura das amplitudes.

No procedimento para a determinação da rigidez da ligação pelas medidas obtidas nos ensaios dinâmicos, houve a necessidade de buscar uma relação entre a força aplicada e o momento na extremidade da viga (ou seja, na ligação semi-rígida) com os resultados dos ensaios estáticos. Essa necessidade advém do fato de que não foram medidas as deformações com o uso de extensômetros colados na armadura e no concreto durante os ensaios dinâmicos, por incompatibilidade dos sistemas de aquisição.

A relação entre a força e o momento na ligação foi aproximada por um ajuste de curva linear (regressão linear), associado diretamente ao diagrama força estática aplicada – momento na ligação, considerando apenas a parte ascendente, visto que as forças dinâmicas aplicadas situam-se numa faixa limitada, de baixo carregamento e no trecho considerado aproximadamente linear. Os gráficos força-momento e o ajuste linear, da segunda etapa de ensaios estáticos até 41 kN e até a ruína, são apresentados na Figura 146 e na Figura 147.

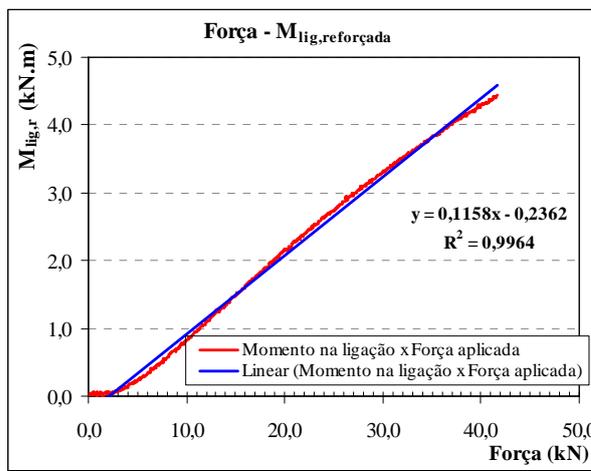


Figura 146 – Ajuste da curva força-momento na ligação – Ensaio até 41 kN.

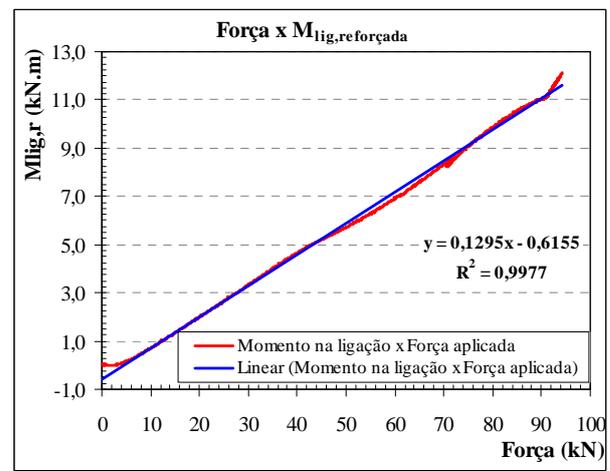


Figura 147 – Ajuste da curva força-momento na ligação – Ensaio até a ruptura.

A partir da relação encontrada entre a força estática aplicada e o momento na ligação ($M_{lig,reforçada}$) pelo ajuste de curva, foram obtidos os valores de momento que estão apresentados na Tabela 39. Ainda sobre estes valores de momento, foi feita uma correção utilizando o fator de amplificação dinâmica (D), gerando o momento dinâmico na ligação ($M_{lig,din}$), conforme expressão apresentada no item 3.3.

Tabela 39 – Valores de força e momento – Ensaio dinâmico.

Condição do modelo - Etapa	Força dinâmica e Momento – Vibração forçada		
	Força (N)	M _{lig} (N.m)	M _{lig,din} (N.m)
1ª etapa: modelo íntegro sem graute	46,11	5,103	134,3
1ª etapa: modelo íntegro com graute	60,17	6,731	258,9
1ª etapa: modelo com fissuração leve, ensaio estático até 35 kN	54,62	6,088	169,1
1ª etapa: modelo fissurado, ensaio estático até 56 kN	79,41	8,960	235,8
2ª etapa: modelo reforçado	74,97	8,446	269,0
2ª etapa: modelo reforçado com fissuração moderada, ensaio estático até 41 kN	129,51	14,761	527,2
2ª etapa: modelo reforçado, após ruína carga máxima de 94,37 kN	118,39	14,716	511,0
3ª etapa: modelo reforçado, após a ruína, com força aplicada na direção horizontal (z)	----	----	----

6.3.3. Amplitudes de vibração – Aceleração e deslocamento

Na Figura 148 e na Figura 149, são apresentados exemplos dos gráficos das amplitudes de vibração medidas pelos acelerômetros, por meio das quais foi calculada a rotação da ligação. Durante essas leituras, em cada ensaio, foram mantidos constantes o sinal senoidal e a força dinâmica, assim como as condições de contorno.

Para o cálculo da rotação, utilizam-se os gráficos de aceleração no domínio do tempo para obter os valores máximos de aceleração e, conseqüentemente, os deslocamentos por meio da expressão que relaciona a aceleração, o deslocamento e a frequência natural. Conhecidos os deslocamentos de cada ponto, é possível calcular o deslocamento relativo entre eles (Δx). O ângulo de rotação (θ) é obtido pela divisão entre o deslocamento relativo e a distância entre os acelerômetros (procedimentos descritos detalhadamente no item 3.3).

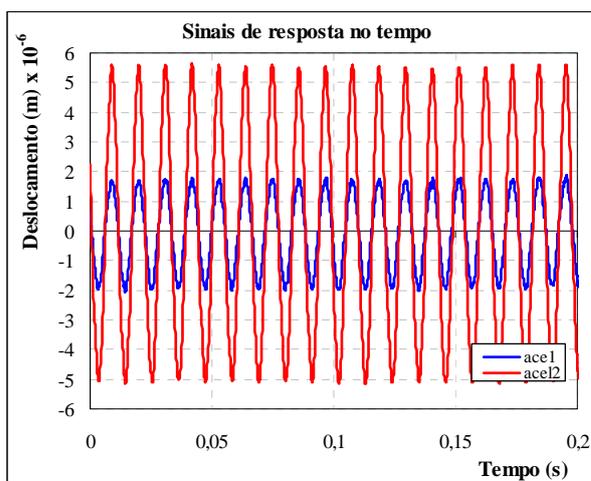


Figura 148 – Exemplo de gráfico deslocamento-tempo – Ensaio de vibração forçada.

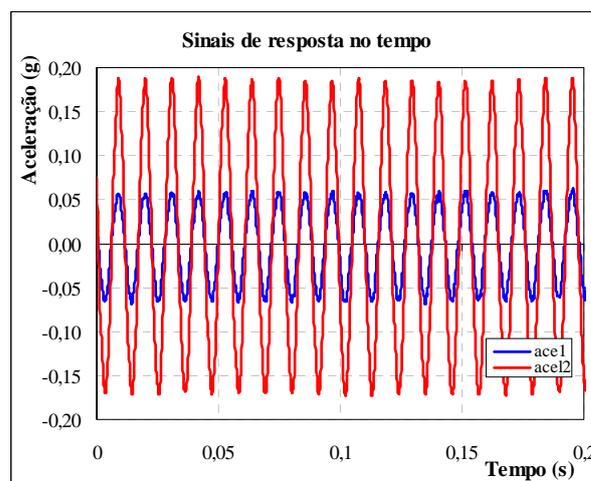


Figura 149 – Exemplo de gráfico aceleração-tempo – Ensaio de vibração forçada.

6.3.4. Rigidez à flexão – Ensaio dinâmico

A rigidez da ligação é obtida diretamente pela relação entre o momento dinâmico na ligação ($M_{lig,din}$) e o ângulo de rotação. Para os diversos ensaios realizados no modelo do pórtico, serão apresentados os resultados considerando somente os valores médios obtidos com os acelerômetros instalados no dente da viga e no consolo do pilar dos dois lados do modelo (lados A e B, acelerômetros AC1, AC2, AC7 e AC8), pois com os dados dos acelerômetros instalados abaixo e acima da viga, a rigidez resultou muito variável, inclusive com ordem de grandeza muito superior aos valores aqui apresentados. Os valores da rigidez são apresentados na Tabela 40.

Observa-se também que os resultados dos ensaios dinâmicos refletiram o comportamento esperado da rigidez ao longo das diferentes fases: a) a rigidez, que apresentava valor muito pequeno durante a montagem do modelo, aumentou com a inserção do graute; b) diminuiu com a fissuração do modelo (até 56 kN); c) aumentou novamente após o reforço com laminados inseridos e d) reduziu gradativamente após o incremento do carregamento, com o aumento de fissuração (até 41 kN) e com a ruína (ocorrida em 94,37 kN).

Tabela 40 – Rigidez da ligação à flexão – Ensaio dinâmico.

Condição do modelo - Etapa	Rigidez da ligação à flexão K_{din} (kN.m/rad)
1ª etapa: modelo íntegro sem graute	3.812,9
1ª etapa: modelo íntegro com graute	14.358,2
1ª etapa: modelo com fissuração leve, ensaio estático até 35 kN	15.393,9
1ª etapa: modelo fissurado, ensaio estático até 56 kN	13.737,8
2ª etapa: modelo reforçado	22.018,7
2ª etapa: modelo reforçado com fissuração moderada, ensaio estático até 41 kN	19.320,9
2ª etapa: modelo reforçado, após ruína força máxima de 94,37 kN	18.569,7

Utilizando a classificação proposta por Ferreira et al. (2002) para ligações semi-rígidas em estruturas pré-moldadas em função do fator de rigidez γ , tem-se que as ligações do modelo estudado pertenceriam à zona III (ligação semi-rígida com resistência média à flexão) de acordo com os ensaios estáticos nas etapas com o modelo reforçado, com γ variando entre 0,44 e 0,49. Considerando os ensaios dinâmicos, o valor de γ varia entre 0,75 e 0,83, sendo assim, as ligações pertenceriam à zona IV (ligação semi-rígida com alta resistência à flexão).

O fator de rigidez γ (FERREIRA et al., 2002) é dado por:

$$\gamma = \left[1 + \frac{3EI}{K_{\phi}\ell} \right]^{-1}, \text{ sendo que:} \quad (\text{Eq. 26})$$

- K_{ϕ} é a rigidez da ligação. Neste estudo, $K_{\phi} = K_{lig}$;
- E é o módulo de elasticidade do material; I é o momento de inércia e ℓ o comprimento da viga.

6.3.5. Fissuração e modo de ruína

Algumas fotos da realização dos ensaios estáticos e dinâmicos e do aspecto final da fissuração do pórtico são apresentadas a seguir:



Figura 150 – Ensaio estático – 1ª etapa, sem reforço – Fissuração.



Figura 151 – Ensaio estático – 1ª etapa, sem reforço – Fissuração – lado A.



Figura 152 – Ensaio estático – 1ª etapa, sem reforço – Fissuração – lado B.



Figura 153 – Ensaio estático – 1ª etapa, sem reforço – Fissuração.

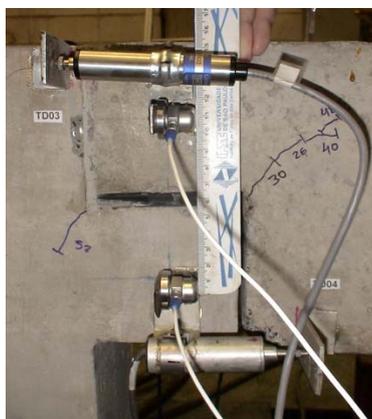


Figura 154 – Ensaio dinâmico – 1ª etapa, sem reforço – Distância entre acelerômetros – lado B.



Figura 155 – Ensaio estático – 2ª etapa, com reforço – lado B.

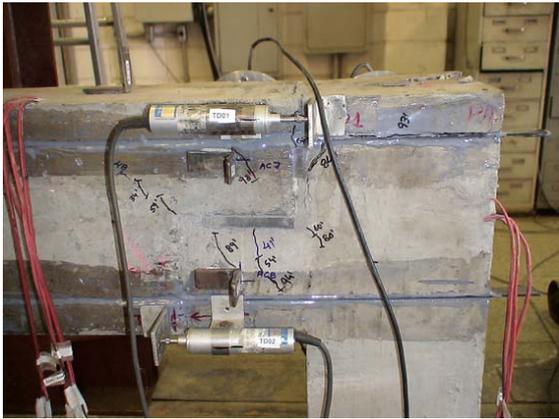


Figura 156 – Ensaio estático – 2ª etapa, com reforço – Escorregamento do laminado – lado A.



Figura 157 – Ensaio estático – 2ª etapa, com reforço – lado B.



Figura 158 – Ensaio estático – 2ª etapa – Ruptura do pilar na região do reforço – lado A.



Figura 159 – Ensaio estático – 2ª etapa – Ruptura do pilar na região do reforço – lado A.



Figura 160 – Ensaio estático – 3ª etapa – Ruptura na região do reforço – lado B.



Figura 161 – Ensaio estático – 3ª etapa – Ruptura na região do reforço – lado B.



Figura 162 – Ensaio estático – 3ª etapa – Fissuração na base dos pilares – lado A.

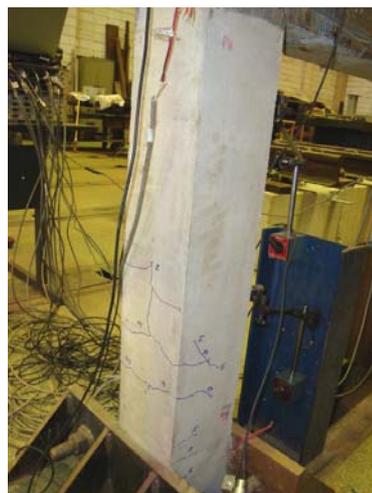


Figura 163 – Ensaio estático – 3ª etapa – Fissuração na base dos pilares – lado B.

As primeiras fissuras (Figura 150 e Figura 151) ocorreram para pequenas intensidades de força e nas interfaces entre o graute das juntas e o concreto dos elementos. Na segunda etapa, a ruína ocorreu do lado A do modelo por arrancamento brusco do laminado com concreto aderido na região superior da ligação. Também surgiram fissuras diagonais de aderência entre o concreto e o laminado, como podem ser observadas na Figura 156, na Figura 158 e na Figura 159.

Na terceira etapa, com força aplicada na horizontal, as fissuras já existentes (remanescentes da segunda etapa) tornaram-se mais evidentes. A fissuração na base dos pilares começou a surgir a partir de 40% do valor da força máxima (Figura 162 e Figura 163) e a ruína ocorreu do lado B do pórtico, que não havia rompido na etapa anterior. A ruptura aconteceu novamente de maneira brusca por desprendimento do laminado, porém nesse caso, ela ocorreu na viga (Figura 160 e Figura 161), diferentemente da segunda etapa que ocorreu no topo do pilar e na ligação do lado A.

6.4. Considerações finais sobre os ensaios do pórtico

Como análise dos resultados obtidos nos ensaios do pórtico de concreto pré-moldado, de tamanho reduzido, são relacionados os seguintes aspectos:

- No ensaio estático, houve dificuldade para obter os valores de momento fletor atuante na ligação. O cálculo foi realizado de forma indireta, por meio das deformações da armadura e do concreto, e efetuado por meio de comparação entre as duas etapas de ensaio. Assim, na primeira etapa, o valor da rigidez não pode ser determinado, pois não havia um modelo de referência para comparação;
- A utilização de transdutores de deslocamento e clinômetros se mostrou válida para a determinação da rigidez de ligações, sendo o uso dos clinômetros uma maneira rápida e simples de efetuar as leituras de rotação global diretamente, desde que sejam consideradas as diferenças entre os resultados destes dois sensores, conforme já discutido no item 6.2.1;
- A determinação experimental da rigidez da ligação pode envolver diferenças significativas nos resultados dependendo da posição adotada para a instalação dos sensores em relação ao eixo de rotação da ligação e do estágio de fissuração do concreto. Igualmente sensível é a aproximação do trecho inicial do diagrama momento-rotação considerado linear, por meio de uma reta secante, para obter o valor da rigidez, pois isso implica na possibilidade de obter valores de rigidez diferentes para pontos diferentes do diagrama. Assim, o limite do trecho do diagrama adotado pode ser indicado no projeto, de tal forma que permita a comparação dos valores previstos de rigidez da ligação com os obtidos experimentalmente;
- A escolha das dimensões do modelo e a decisão de utilizar escala reduzida interferiram positivamente na metodologia de ensaios, facilitando o manuseio dos equipamentos e sensores. Todavia, há uma discrepância nos valores dos parâmetros obtidos – frequência natural, amortecimento e rigidez à flexão da ligação – quando comparados a estruturas reais, impossibilitando uma extrapolação direta. Como o foco desta pesquisa foi o desenvolvimento da metodologia de ensaios dinâmicos, há que se aprimorar os estudos a cerca desse assunto para então expandi-lo para a utilização em estruturas reais.

- O incremento da rigidez da ligação com o reforço dos laminados de PRFC, inseridos na segunda etapa de ensaio, mesmo não sendo objeto específico de análise desta pesquisa, pode ser demonstrado pela redução da rotação entre o dente e o consolo após o reforço e pela diminuição do valor da flecha da viga no meio do vão, indicando a possibilidade de ter havido uma maior redistribuição dos esforços;
- A frequência natural dos pórticos, obtida nos ensaios experimentais dinâmicos nas diversas etapas (Tabela 41), apresenta valores próximos ao calculado analiticamente considerando uma viga bi-apoiada ou com apoios semi-rígidos e também próximos ao calculado numericamente utilizando um programa computacional de análise estrutural, o que indica boa aproximação dos métodos dinâmicos utilizados e, sobretudo, que a condição de contorno, considerada como um quesito crítico nesse tipo de ensaio, mostrou-se válida e próxima à idealizada;

Tabela 41 – Comparação das frequências experimentais e analíticas (Hz).

Condição de contorno	Frequência natural experimental		Frequência natural analítica
Pórtico com viga bi-apoiada nos pilares	91,25	(1ª etapa: modelo íntegro sem graute)	112,93
	110,00	(1ª etapa: modelo íntegro com graute)	
	98,75	(1ª etapa: modelo fissurado, 35 kN)	
	92,50	(1ª etapa: modelo fissurado, 56 kN)	
Pórtico com viga com vínculos semi-rígidos nos pilares	110,00	(2ª etapa: modelo reforçado)	106,26
	105,00	(2ª etapa: modelo reforçado fissurado, 41 kN)	
	101,25	(2ª etapa: modelo reforçado rompido, 94,37 kN)	
Pórtico com viga com vínculos semi-rígidos nos pilares	25,00 (z)	(3ª etapa modelo reforçado rompido, com força aplicada na direção horizontal)	26,70 (z)
	46,25 (y)		49,11 (y)

- Assim como nos ensaios estáticos, a determinação do momento dinâmico atuante na ligação foi feita de forma indireta e com o emprego da relação entre a força aplicada e o momento na ligação do ensaio estático. Essa necessidade ocorreu pela impossibilidade de medir as deformações do aço e do concreto durante os ensaios dinâmicos, o que talvez possibilitasse o cálculo do momento dinâmico indiretamente. Considerando que estruturas de concreto apresentam comportamento não-linear, essa aproximação por ajuste de curva é bastante limitada;
- Por outro lado, os valores obtidos de rigidez à flexão da ligação com os ensaios dinâmicos apresentaram coerência com o estado de integridade do modelo, ou seja,

houve acréscimo com a inserção de graute e com o reforço e redução com o aumento da fissuração e ocorrência da ruptura. Essa sensibilidade dos ensaios dinâmicos poderia representar uma vantagem na avaliação de estruturas reais que necessitem de intervenção, ou até mesmo, na verificação da eficiência e consolidação de etapas construtivas;

- As ligações do pórtico pré-moldado foram classificadas como semi-rígidas considerando o fator de rigidez γ obtido tanto com os ensaios estáticos como com os dinâmicos. A diferença entre as duas metodologias experimentais classificou as ligações em zonas distintas: zona III (ligação semi-rígida com resistência média à flexão) de acordo com o ensaio estático e zona IV (ligação semi-rígida com alta resistência à flexão) pelo resultado dinâmico. Dessa forma, verifica-se que a semi-rigidez de ligações, independente do nível de restrição à rotação, é um parâmetro que deve ser melhor aproveitado pelos projetistas de concreto pré-moldado, podendo conduzir a uma melhor distribuição de esforços e até a uma redução de custos;
- Na terceira etapa de ensaio, com força aplicada na direção horizontal, houve a possibilidade de utilizar um sistema de aquisição e *software* de análise modal do LaMEM. Com isso, confirmaram-se os valores de frequência natural nas direções x e z obtidos pelo sistema do LE. Nesse caso, mais do que comparar os valores por dois sistemas distintos, os aspectos mais importantes foram: a realização do ajuste de curva por um método de análise modal experimental e a indicação de que não houve interferência de modos transversais na obtenção da rigidez da ligação pelo método direto, pois esses valores de frequência não foram detectados nos ensaios anteriores;
- Ressalta-se também que ensaios dinâmicos são complementares aos ensaios estáticos e que comparações diretas dos resultados obtidos em ambos procedimentos nem sempre são satisfatórias, pois as análises estática e dinâmica são mais adequadas, cada uma delas, em diferentes fases do comportamento da estrutura. Ou seja, geralmente ensaios estáticos fornecem informações mais apuradas quando próximos ao estado limite último e os ensaios dinâmicos estão mais relacionados ao comportamento em serviço da estrutura.

Conclusão

Capítulo 7

O objetivo geral deste trabalho foi o desenvolvimento de um método para a análise da deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado, baseado em técnicas da análise dinâmica experimental. Tendo em vista que é uma das primeiras pesquisas experimentais do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP na área de Dinâmica Experimental, este trabalho teve um caráter exploratório para consolidar as técnicas de ensaios de vibração forçada e livre, utilizadas como complementares ao estudo experimental do comportamento de estruturas de concreto.

Quanto ao objeto físico de estudo – ligação viga-pilar de concreto pré-moldado – destaca-se que a pesquisa nessa área tem crescido significativamente nos últimos anos, porém ainda existe a necessidade de analisar os parâmetros da ligação em situações de serviço que possam subsidiar os projetos de estruturas com maior exatidão, pois conduziria a situações mais próximas da real e poderia, inclusive, viabilizar a economia de recursos. Associada a esta necessidade, os ensaios dinâmicos não-destrutivos poderão futuramente ser inseridos na prática da investigação experimental de estruturas pré-moldadas existentes. Para a utilização de ensaios dinâmicos com esse objetivo, é imprescindível o conhecimento, o aperfeiçoamento e a validação das técnicas experimentais e da análise modal em laboratório. A proposta deste trabalho insere-se nesta linha de pesquisa, onde comparações entre os ensaios dinâmicos e os estáticos usuais foram realizadas em diferentes modelos, de tamanho real e reduzido, e compostos por diferentes materiais.

Embora as análises específicas sobre os resultados já tenham sido feitas nos capítulos 4 (ensaios-piloto) e 6 (ensaios do pórtico) e considerando os objetivos específicos, relacionam-se resumidamente as principais conclusões:

- O extenso trabalho experimental realizado, com diferentes modelos, materiais e equipamentos, demonstrou a consolidação e o aprendizado das técnicas da Análise Dinâmica Experimental no Laboratório de Estruturas, com aplicação direta nas

estruturas de concreto pré-moldado e metálicas e de forma complementar aos ensaios estáticos usuais;

- Os resultados obtidos para a rigidez à flexão da ligação por meio de ensaios dinâmicos e ensaios estáticos se aproximam no caso de estruturas pré-moldadas de tamanho reduzido e praticamente convergem no caso de estruturas metálicas;
- Os ensaios-piloto contribuíram para a pesquisa, pois forneceram informações valiosas a respeito das condições de contorno, dos detalhes do método direto e dos tamanhos dos modelos, dados que serviram para uma melhor identificação do problema e para o planejamento das etapas subsequentes;
- A determinação experimental do fator de amortecimento dos modelos mostrou-se mais correta quando foi empregado o método da meia-potência do que o método do decremento logarítmico;
- Os resultados dinâmicos quando comparados entre si, pela repetição dos ensaios em diferentes pontos e configurações, apresentaram pouca variabilidade, confirmando sua característica de fornecer informações globais sobre a rigidez das estruturas;
- Os ensaios em pórticos, por se tratarem de estruturas hiperestáticas, demonstraram a necessidade de utilização de métodos indiretos para a determinação dos momentos atuantes na ligação. Sendo assim, os resultados dependeram de estimativas obtidas com ajustes de curva e calibrações, portanto, não sendo muito precisos;
- Realizaram-se, para os diversos ensaios, análises do comportamento dos modelos quando submetidos a carregamentos progressivos e os ensaios dinâmicos, intercalados aos estáticos, demonstraram sensibilidade para a ocorrência de danificação;
- Houve um aprimoramento na metodologia experimental no sentido de analisar a deformabilidade de estruturas, especificamente a rigidez à flexão de ligações viga-pilar. O procedimento experimental simplificado, inicialmente utilizado por Nóbrega (2004) para determinar o valor da rigidez da ligação pilar-fundação foi expandido e aplicado em diferentes estruturas, de diversos tamanhos e condições de contorno. Contudo algumas ressalvas e limitações do método foram descritas no item 3.3;
- A metodologia experimental proposta é viável para verificações do estado de integridade estrutural e para avaliações das intervenções realizadas, caso ocorram, pois os resultados dos ensaios dinâmicos demonstraram ser bastante sensíveis às alterações de rigidez da ligação;

- Ainda existe uma lacuna no Laboratório de Estruturas quanto à análise modal experimental pela falta de um programa computacional específico e persiste uma limitação relacionada à quantidade de canais do sistema de aquisição de dados dinâmicos.

Sugestões para pesquisas futuras

Busca-se com a seguinte relação de sugestões um aperfeiçoamento das técnicas da Análise Dinâmica Experimental no Laboratório de Estruturas da EESC-USP:

- Determinar experimentalmente os modos de vibração dos modelos físicos;
- Sistematizar o método direto para determinar a rigidez de ligações, empregando-o nos ensaios correntes do LE, em diferentes tipos de estruturas;
- Realizar a análise modal de estruturas, com a utilização de recurso computacional específico.

Quanto às pesquisas relacionadas à rigidez das ligações viga-pilar de concreto pré-moldado, sugere-se a investigação mais apurada, realizando:

- Ensaios dinâmicos e ensaios estáticos em modelos de ligações, onde os laminados de PRFC são os próprios elementos da ligação.

Referências Bibliográficas

ALMEIDA, S. F., NÓBREGA, P. G. B., HANAI, J. B. Análise de Vibrações de Pisos de Concreto Pré-Moldado. In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto – Ibracon, 2004, Florianópolis. **Anais**.

ALMEIDA, S. F. **Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura**. 2005. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

ALVIM, R. C. **Avaliação da rigidez das vigas de concreto armado**. 1997. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C215-91**, Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Frequencies of Concrete Specimens, Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C469-94**: Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete I compression. West Conshohocken, PA, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**. Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio á compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6152**: Materiais metálicos - Determinação das propriedades mecânicas à tração. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Argamassas e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos, Rio de Janeiro, 1994.

BACHMAN, H. Case studies of structures with man-induced vibrations. **Journal of structural engineering**, v.118, n.3, p.631-647, 1992.

BACHMANN, H. et al. **Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines**. Birkhäuser, Basel, 1995.

BALDISSERA, A. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. 2006. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

BELO, I. M.; PENNER, E. Avaliação das propriedades estáticas e dinâmicas de vigas de concreto armado. In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto – Ibracon, 2002, Belo Horizonte. **Anais**. CD-ROM, I-032.

BESSA, W. O. **Análise experimental e numérica de ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento – pavimento tipo e ligações isoladas**. 2009. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

BLEVINS, R. D. **Formulas for natural frequency and mode shape**. Robert E. Krieger Publishing Co. Inc., Florida, 1979.

CATOIA, B. **Comportamento de vigas protendidas pré-moldadas com ligações semi-rígidas**. 2007. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

CERRI, M. N.; VESTRONI, F. Detection of damage in beams subjected to diffused cracking. **Journal of Sound and Vibration**, v.234, n.2, p. 259-276, 2000.

CHEFDEBIEN, A. de. Precast concrete beam to column head connections. **COST C1 Proceedings of The International Conference, Control of Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections**, Liège, p. 35-43, 1998.

CHEFDEBIEN A. de & DALDARE J. Experimental investigations on current connections between precast concrete components. **COST C1 Proceedings of 2nd Workshop Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections**, Prague, p. 21-30, 1994.

DOLAN, C. W.; STANTON, J. F.; ANDERSON, R.G. Moment resistant connections and simple connections. **PCI Journal**, v.32, n.2, p.62-74, 1987.

EL-AMOURY, T. & GHOBARAH, A. Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets. **Engineering Structures**, v.24, p.1397-1407, 2002.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

EL-GHAZALY, H. A. & AL-ZAMEL, H. S. An innovative detail for precast concrete beam-column moment connections. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v.18, n.4, p.690-710, 1991.

ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G. & GORGUN, H. Semi-rigid joint behaviour on columns in precast concrete buildings. **COST C1 Proceedings**. 1st Workshop, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, E.N.S.A.I.S., Strasborg. p. 282-295, 1992.

ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; MAHDI, A.; GORGUN, H.; VIRDI, K. & RAGUPATHY P. Precast concrete semi-rigid beam-to-column connections in skeletal frames. **COST C1 Proceedings of The International Conference**, Control of Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, Liège, p. 45-54, 1998.

ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; FERREIRA, M.; GORGUM, H.; MAHADI, A. A. Can precast concrete structures be designed as semi-rigid frames? Part 1: The experimental evidence. **The structural engineer**. v.81, n.16, p. 14-27, 2003a.

ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; FERREIRA, M.; GORGUM, H.; MAHADI, A. A. Can precast concrete structures be designed as semi-rigid frames? Part 2: Analytical equations & column effective length factors. **The structural engineer**. v. 81, n.16, p. 28-37, 2003b.

ENGLEKIRK, R. E. Development and testing of a ductile connector for assembling precast concrete beams and columns. **PCI Journal**, v.40, n.2, p.36-51, 1995.

EWINS, D. J. **Modal Testing: Theory and Practice**. Research Studies Press, Great Britain, 2000.

FERREIRA, M. A. **Estudo de deformabilidades de ligações para a análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto**. 1993. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

- FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 1999. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K.; ELLIOTT, K. S. Modelo teórico para projeto de ligações semi-rígidas em estruturas de concreto pré-moldado. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 44, 2002, Belo Horizonte. **Anais**. CD ROM.
- FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K. Análise de estrutura pré-moldada com ligações semi-rígidas para múltiplos pavimentos. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 45, 2003, Belo Horizonte. **Anais**. CD ROM
- FONSECA, T. C. C. S. **Reforço e incremento da rigidez à flexão de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (PRFC)**. 2007. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- GARAYGORDÓBIL J. C. A. **Dynamic Assessment of Structural Building Components**. 2003. Tese (Doutorado), Escola Técnica Superior d'Enginyers de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, Canal; Ports de Barcelona, Espanha, 2003.
- HIGAKI, B. E. **Análise teórica e experimental de vigas mistas de aço e concreto e laje com vigotas pré-moldadas e lajotas cerâmicas em um pavimento tipo**. 2009. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- INMAN, D. J. **Engineering Vibration**. Prentice Hall, New Jersey, 1994.
- KERONEN, A. & HIETALA, J. Tests and analysis of the connections in precast concrete portal frame. **COST C1 Proceedings of The International Conference**, Control of Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, Liège, p. 25-34, 1998.
- KIREMIDJIAN, A. S. et al. Structural Damage Monitoring for Civil Structures. **Proc. Int. Workshop on Structural Health Monitoring**, Stanford, CA, p. 371-82, 1997.
- LINDBERG, R. & KERONEN A. Semi-rigid behaviour of a RC portal frame. **COST C1 Proceedings 1st Workshop**, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, E.N.S.A.I.S., Strasborg, p.53-63, 1992.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor**. 2002. Tese (doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

NDAMBI, J. M.; VANTOMME, J.; HARRI, K. Damage assessment in reinforced concrete beams using eigenfrequencies and mode shape derivatives. **Engineering Structures**, v.24, p.501-515, 2002.

NÓBREGA, P. G. B. **Análise dinâmica de estruturas de concreto: Estudo experimental e numérico das condições de contorno de estruturas pré-moldadas**. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004

PENNER, E.; FUSCO, P. B. Avaliação da rigidez dos pilares de concreto armado para a verificação da estabilidade de pórticos. In: Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, 28, 1997, São Carlos. **Anais**. v.2, p.407-416.

PRIESTLEY, M. J. Overview of PRESSS research program. **PCI Journal**, v.36, n.4, p. 50-57, 1991.

PRIESTLEY, M. J. & MacRAE, G. A. Seismic tests of precast beam-column joint subassemblages with unbonded tendons. **PCI Journal**, v.41, n.1, p. 64-81, 1996.

REINHARDT, H. W. & STROBAND, J. Load deformation behaviour of the cutting dowel connection. In: LEWICKI, B.; ZARZYCHI, A., eds. Mechanical & insulating properties of joints of precast reinforced concrete elements. **Proceedings. Symp. RILEM-CEB-CIB**. v.1, p.197-208, Athens, 1978.

RODRIGUES, L. F. **Juntas em pavimentos de concreto: Dispositivos de transferência de carga**. 2008. Tese (doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

SALAWU, O. S. Detection of structural damage through changes in frequency: a review. **Engineering Structures**, v. 19, nº 9, p. 718-723, 1997.

SOARES, A. M. M. **Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações**. 1998. Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

SOUBRA, K. S., WIGHT, J. K. & NAAMAN, A. E. Cyclic response of fibrous cast-in-place connections in precast beam-column subassemblages. **ACI Structural Journal**, v.90, n3. p. 316-323, 1993.

SOUZA, A. S., ORTENZI, A. & FERREIRA, M. A. Interação entre viga pré-moldada e suas ligações. In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto – Ibracon, 2007, Bento Gonçalves. **Anais**. CD-ROM, R49CBC0179.

STANTON, J., STONE, W. C. & CHEOK, G. S. A hybrid reinforced precast frame for seismic regions. **PCI Journal**. v.42, n.2, p. 20-32, 1997.

VASCONEZ, R. M.; NAAMAN, A. E. & WIGHT, J. K. Behavior of HPFRC connections for precast concrete frames under reversed cyclic loading. **PCI Journal**. v.43, n.6, p. 58-71, 1998.

WALRAVEN, J. C. Hidden corbels. Betonwerk + Fertigteil-Technik. **Concrete Precasting Plant and Technology**, v.57, n.4, p.52-56, 1991.

ZONTA, D.; ELGAMAL, A.; FRASER, M.; PRIESTLEY, M.J.N. Analysis of change in dynamic properties of a frame-resistant test building. **Engineering Structures**, 2007, doi:10.1016/j.engstruct.2007.02.022.

Apêndice A – Dimensionamento dos Elementos de Concreto Empregados no Pórtico Pré-moldado

DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS LINEARES SUBMETIDOS À FLEXÃO NORMAL SIMPLES

DADOS GERAIS			
Altere somente as células coloridas			
Norma: NBR 6118:2003			
bw (m) = 0,15	h (m) = 0,20	d (m) = 0,18	k1 = 1,0
L (m) = 1,84	cob (m) = 0,015	ln (cm ⁴) = 10000,00	k2 = 0,90
fck (MPa) = 40,0	fyk (MPa) = 500,0	Ec (MPa) = 35417,5	k3 = 1,00
γc = 1,0	γs = 1,00	γ = 1,0	diâm máx agreg 10
fcd (MPa) = 40,0	fyd (MPa) = 500,0	Ac (cm ²) = 300,00	K = 0,9 K = k1 * k2 * k3
fctm (MPa) = 3,509	fctk,inf = 2,456	fctk,sup = 4,56	
yt (m) = 0,10	fctd (MPa) = 2,456		

CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS SOB FLEXÃO NORMAL

1 - Armadura mínima

Asmín (cm²) = w_{mín}*fcd*Ac/fyd Utilizado o w_{mín} = 0,035
Asmín (cm²) = 0,84 3 Φ 6,3 0,94 cm² ok

Taxa mínima de armadura de flexão para vigas								
Forma da seção	w _{mín}	fck (em MPa)						
		20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288

2 - Cálculo do máximo momento resistente da seção

Limite entre os domínios 3 e 4 - melhor aproveitamento dos materiais
 εc3,4 = 0,0035 x/d3,4 = 0,6284
 εs3,4 = εyd = 0,00207 **xlim3,4 = 0,11311 m**
Md = Fc * z = 65,845 kN.m
 Mk = Md / γ = 65,845 kN.m
 Md = (K*fcd*bw*0,8x)*(d-0,4x)
 Máximo momento que pode atuar na viga: Md = 1,4 * Mk

Cálculo da armadura necessária

As (cm²) = 9,77235 As = Md / (z*fyd) = Md / ((d-0,4x)*fyd) **8 Φ 12,5 9,82 cm² ok**

3 - Cálculo do máximo momento resistente da seção, conhecida a armadura longitudinal

As adotada (cm²) = 2,356 **3 Φ 10** Taxa de armadura ρ = 0,79%
 Posição da linha neutra **0 Φ 0** **Maior que a mínima? ok** 0,0079
 xadotado (m) = 0,0273 x/d = 0,1515

Verificação do domínio em que a viga trabalha **DOMÍNIO = 2**

Limite entre os domínios:

1 e 2	εc1,2 = 0	x12 = 0	ξ = 0 ... 0,1667 Dom. 2A ξ = 0,1667 ... 0,259 Dom. 2B
	εs1,2 = 0,01		
2 e 3	εc2,3 = 0,0035	x23 = 0,04667 m	0,259 ξ = 0,2593 ... 0,628 Dom. 3 ξ = 0,6283 ... 1,0 Dom. 4
	εs2,3 = 0,01		
3 e 4	εc3,4 = 0,0035	x34 = 0,11311 m	0,628
	εs3,4 = εyd = 0,00207		
4 e 4a	εc4,4a = 0,0035	x44a = 0,18 m	
	εs4,4a = 0		

Mdadotado = 19,921 kN.m
 Mk = Md / γ = 19,921 kN.m

Md = Fs*z = Fs*(d-0,4x) = As*fyd*(d-0,4x)
 Máximo momento que pode atuar na viga: Md = 1,4 * Mk

4 - Verificação do momento provocado por g (peso próprio)

Área da seção (m ²) =	0,03
Peso específico do concreto (kN/m ³) =	25
Carga distribuída g _k (pp) (kN/m) =	0,75
Momento no meio do vão (kN.m) =	0,317

5 - Armadura de tração

As' adotada (cm ²) =	1,571	2 Φ 10	Taxa de armadura ρ =	0,52%
Posição da linha neutra x adotado (m) =	0,0182	0 Φ 0	Maiores que a mínima? ok	0,0052
		x/d =	0,1010	
Verificação do domínio em que a viga trabalha		DOMÍNIO = 2		
M_{dadotado} =	13,566 kN.m			
M _k = M _d / γ =	13,566 kN.m			
		M _d = F _s * z = F _s * (d - 0,4x) = A _s * f _{yd} * (d - 0,4x)		
		Máximo momento que pode atuar na viga: M _d = 1,4 * M _k		

6 - Armadura máxima

Asmáx (cm ²) = 4% * A _c	Soma das armaduras de tração e compressão (A _s + A _s ') =
Asmáx (cm²) = 12,00	As + As' = 3,93 ok

CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL - FORÇA CORTANTE

V_k (kN) = 62,0	Dado fornecido a partir de simulação no Ftool, para momento no meio do vão M _k = 19,5 kN.m
----------------------------------	---

1 - Verificação do esmagamento da biela comprimida

α v ₂ =	0,84	V _{Sd} <= V _{Rd2}
V _{Rd,2} (kN) =	244,944	força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas
V _{Sd} (kN) =	62,0 ok	força cortante solicitante de cálculo

2 - Cálculo da armadura transversal - estribos verticais simples

V _c (kN) =	39,790	força cortante absorvida por mecanismos complem. ao de treliça	V _c = 0,6 * f _{ctd} * b _w * d
V _{sw} (kN) =	22,210	parcela de força cortante resistida pela armadura transversal	V _{sw} = (A _{sw} / s) * 0,9 * d * f _{ywd}
f _{ywd} (MPa) =	500		V _{sw} = V _{Sd} - V _c
A _{sw} (adotado) =	2 Φ 6,3	0,62 cm ²	
Espaçamento s =	22,7373	s (cm) = 22	

3 - Quantidade mínima de estribos

ρ _{sw,α} =	0,001889	ρ _{sw,α} = A _{sw} / (b _w * s)	
f _{ywk} (MPa) =	500		
ρ _{sw,α min} =	0,001404	ρ _{sw,α min} = 0,2 * (f _{ctm} / f _{ywk})	
Espaçam A _S mínimo =	29,61341	smáx (cm) = 29	espaçamento máximo ρ / taxa mínima necessária
Espaçam máximo =	smáx (cm) = 10	10,8	= 0,6 * d <= 30cm se V _{Sd} <= 0,67 * V _{Rd2}
V _{Sd} / V _{Rd2} =	0,25	5,4	= 0,3 * d <= 20cm se V _{Sd} > 0,67 * V _{Rd2}

DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL**1 - Espaçamento mínimo entre barras longitudinais**

ah ≥	20 mm
	10 mm
	12 mm
ah ≥	20 mm

av ≥	20 mm
	10 mm
	5 mm
av ≥	20 mm

2 - Ancoragem das barras longitudinais

$\eta_1 = 2,25$ (1,0 para barras lisas, CA-25; 1,4 para barras entalhadas CA-60 e 2,25 para barras de alta aderência CA-50)

$\eta_2 = 1,0$ (1,0 para situações de boa aderência e 0,7 para situações de má aderência)

$\eta_3 = 1,0$ (1,0 para $\phi < 32$ mm e $(132-\phi)/100$ para $\phi > 32$ mm)

f_{bd} (MPa) = 5,5264 resistência de aderência de cálculo $f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd}$

l_b (mm) = 226,1873 comprimento de ancoragem reto básico: $l_b = \phi / 4 * f_{yd} / f_{bd}$

l_b (cm) = 22,6187

$\alpha_1 = 0,7$ 1,0 barra sem gancho; 0,7 barras tracionadas com gancho e cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3 \phi$)

l_{bnec} (cm) = 15,833

l_{bmin} (cm) = 10,0 **ok**

Gancho reto - armadura de tração

ponta reta = $8 \phi = 8$ cm

Comp. gancho = 12,712 cm

desconto = 3,5 cm

l_{btotal} (cm) = 25,045

incluindo o gancho e fazendo o desconto

MOMENTO DE FISSURAÇÃO - M_r

1 - Dados de entrada

$\alpha = 1,5$

$f_{ct} = 3,00$ MPa

$l_o = 1,000E-04$ m⁴

$y_t = 0,100$ m

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T

$f_{ctm} = 3,509$ MPa $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

$f_{ctk,inf} = 2,456$ MPa $f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$

$f_{ctk,sup} = 4,561$ MPa $f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm}$

2 - Cálculo de $M_r = (a \cdot f_{ct} \cdot l_o) / y_t$

$M_r = 4,50$ kN.m

$M_r = 450,00$ kgf.m

Apêndice B – Dimensionamento dos Elementos das Ligações Viga-Pilar do Pórtico Pré-moldado

DADOS

bd =	150	mm
ld =	95	mm
hd =	95	mm
bc =	150	mm
lco =	95	mm
hc =	95	mm
hv =	200	mm
lv =	0	mm
ab =	25	mm

fck =	40	MPa	
ch =	20	mm	cobrimento horizontal
cv =	15	mm	cobrimento vertical
B =	1		beta = 10 forças diretas e 0,85 forças indiretas
Vd =	62	KN	força vertical
Hd =	0	KN	força horizontal hord
f _{yk} =	500	MPa	
Gama	1		
Gama	1		
μ	1,4		mi

Verificação do esmagamento do concreto na biela

CONSOLO

ac =	71,25	mm
dc =	80	mm
a/d =	0,890625	Consolo curto
Twu =	5,68639335	MPa
Twd =	5,16666667	ok
X =	0,14215983	

DENTE

ad =	47,5	mm	
dd =	80	mm	
a/d =	0,59375	Consolo curto	
Twu =	5,6761	MPa	Beta = 0,85
Twd =	5,1667	ok	
X =	0,1419		

Cálculo das armaduras principais

Tirante do consolo

Astirc =	1,22708333	3 Φ 10	2,36 cm ²
w =	0,24543693	Não ok	(0,04 < w < 0,15 - taxa mecânica armadura mínima)

Tirante do dente

Astird =	0,81805556	3 Φ 10	2,36 cm ²
w =	0,24543693	Não ok	(0,04 < w < 0,15 - taxa mecânica armadura mínima)

Armadura de suspensão do dente

hd/hv =	0,475	Deve ser ~ 0,5 para que Assus seja válida	
Assus =	1	2 Φ 8	2,01 cm ²
		2 ramos	

Disposições construtivas

Distância do elemento de apoio até a face externa do consolo

ab =	25	mm	ancor. por solda	Φ 10
OK	15	mm		

Ancoragem da armadura do tirante do consolo

α ₁ =	1,0	(α ₁ = 1,0 - barra sem gancho ou α ₁ = 0,7 barra tracionada com gancho)		
f _{bd} =	5,526	MPa	f _{bd} = η ₁ η ₂ η ₃ · f _{ctd}	(η ₁ = 2,25 - barras de alta aderência, η ₂ = 1,0 situação de boa aderência e η ₃ = 1,0 para φ < 32mm)
f _{ctd} =	2,456	MPa	f _{ctd} = 0,7 · 0,3 · f _{ck} ^(2/3) / Gama	
l _b =	22,619	cm		
l _{inc} =	11,780	cm	l _{inc} > l _b , mín maior valor netre 0,3 · l _b , 10φ e 100mm	
		6,79	10	10 cm

Ancoragem da armadura do tirante no dente

d - dc = 105 mm essa distância a partir do 1º estribo da armadura de suspensão

$\alpha_1 = 1,0$ ($\alpha_1 = 1,0$ - barra sem gancho ou $\alpha_1 = 0,7$ barra tracionada com gancho)

$f_{bd\text{dente}} = 5,526 \text{ MPa}$ $f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$

$f_{ctd\text{dente}} = 2,456 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} / \text{Gama}$ ($\eta_1 = 2,25$ - barras de alta aderência, $\eta_2 = 1,0$ situação de boa aderência e $\eta_3 = 1,0$ para $\phi < 32 \text{ mm}$)

$l_{bd\text{dente}} = 22,619 \text{ cm}$

$l_{nec} = 7,853 \text{ cm}$ $l_{nec} > l_b$, mín maior valor netre $0,3 \cdot l_b$, 10ϕ e 100 mm
 $6,79 \quad 10 \quad 10 \text{ cm}$

Diâmetro máximo da armadura do tirante do dente

Diâmetro < 15,8333 mm $\Phi 12,5$ **OK**

Diâmetro máximo da armadura do tirante do consolo

Diâmetro < 15,833 mm $\Phi 12,5$ **OK**

Espaçamento máximo da armadura do tirante do dente

s < 80 mm

Espaçamento máximo da armadura do tirante do consolo

s < 80 mm

Posição da armadura do tirante no dente

h/5 = 19 mm

Posição da armadura do tirante no consolo

h/5 = 19 mm

Armadura de costura do consolo

Ash = 0,9425 cm²

2 Φ 5 1,18 cm² ok

distribuída até 2/3 de d 53,33 mm

Armadura de costura do dente

Ash = 0,9425

2 Φ 5 1,18 cm² ok

distribuída até 2/3 de d 53,33 mm

Estribos verticais do consolo

Aswmin = 0,47124 cm²/m

2 Φ 5 0,79 cm² ok

Altura mínima do consolo

hb = 22,5 mm **ok**

Ancoragem da armadura de costura do dente

A partir de 2/3 de d 53,333 mm

$\alpha_1 = 1,0$ ($\alpha_1 = 1,0$ - barra sem gancho ou $\alpha_1 = 0,7$ barra tracionada com gancho)

$f_{bd\text{ cost.}} = 5,526 \text{ MPa}$ $f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$

$f_{ctd\text{ cost.}} = 2,456 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} / \text{Gama}$ ($\eta_1 = 2,25$ - barras de alta aderência, $\eta_2 = 1,0$ situação de boa aderência e $\eta_3 = 1,0$ para $\phi < 32 \text{ mm}$)

$l_{b\text{ costur}} = 11,309 \text{ cm}$

17 cm Norma 9082

$l_{nec} = 9,047 \text{ cm}$ $l_{nec} > l_b$, mín maior valor netre $0,3 \cdot l_b$, 10ϕ e 100 mm

$3,39 \quad 5 \quad 10 \text{ cm}$

Estribos verticais do dente

Aswmin = 0,5890 cm²/m

2 Φ 5 0,79 cm² ok

Posição da armadura de suspensão no dente

dd/4 = 46,25 mm

concentrada na extremidade da viga

Apêndice C – Máquinas, Sistemas e Instrumentos – Detalhes e características



Máquina universal de ensaios servo-hidráulica

Marca: INSTRON

Modelo: 8506

Capacidade nominal de aplicação de força: 2.500 kN

Espaço para ensaio: 4000 mm (altura) x 822 mm (comprimento) x 514 mm (largura)

Deslocamento do pistão: 250 mm

Controle digital por computador e acessórios

Permite realizar ensaios estáticos e dinâmicos com controles de força, deslocamento e deformação



Máquina hidráulica elétrica para ensaios de compressão e de flexão em corpos-de-prova de concreto

Marca: *ELE International*

Modelo: Autotest 2000

Permite realizar ensaios de compressão (capacidade 2.000 kN) e de flexão (capacidade 100 kN) com controle de força

Espaço para ensaio de compressão: 360 mm

Permite realizar ensaios estáticos com controle de força



Atuador servo-hidráulico

Marca: Instron

Modelo: A1891Y - 1001

Capacidade nominal de aplicação de força: 636 kN para ensaio estático e 500 kN para ensaio dinâmico

Deslocamento do pistão: 150 mm

Controle digital por computador e acessórios

Permite realizar ensaios estáticos e dinâmicos com controles de força, deslocamento e deformação



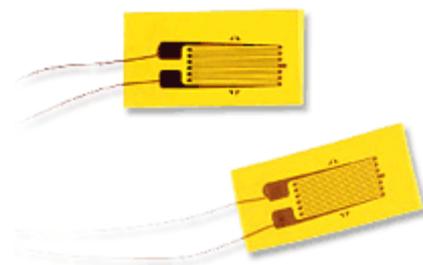
Sistema de aquisição de dados para extensometria

Marca: Vishay Measurements Groups

Modelo: System 5000

Quantidade de canais: 80

Controle digital por computador

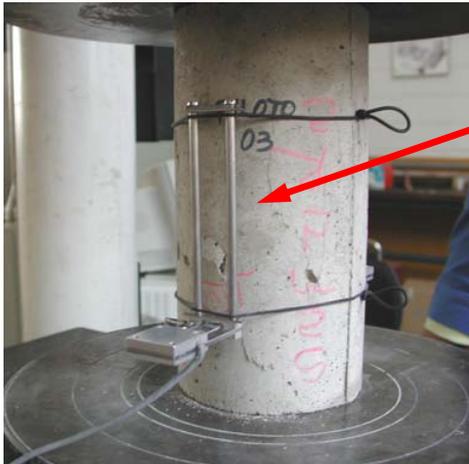


Extensômetros elétricos de resistência

Marca: *Kyowa*

Fator do extensômetro: 2,11

Base: 5 mm e 10 mm (utilizadas nesta pesquisa)



Extensômetros removíveis

Modelo MSI (Micro Sensores Industrial)

Sensibilidade: 0,001 mm

Curso: 2,5 mm (resposta linear até 1,5 mm)

Base de leitura: 5 cm, 10 cm ou 20 cm



Transdutor de deslocamento (à base de extensômetro elétrico de resistência)

Marca: *Kyowa ou MSI*

Modelos: DTH-A10 e DT-50A

Curso: 10 mm, 25 mm e 50 mm

Sensibilidade: 0,001 mm e 0,01 mm



Clinômetros

Marca: *MSI*

Modelos: CL-1000

Deslocamento nominal: $\pm 1^\circ$, $\pm 5^\circ$



Excitador eletrodinâmico (*Shaker*)

Marca: *Labworks Inc.*

Modelos: LW-139-40

Força senoidal: 40 lbf

Força aleatória (*random*): 17 lbf rms

Força impacto: 43 lbf (*peak*)

Faixa de frequência: até 6.500 Hz (DC)

Aceleração máxima: 40 g (*peak – bare table*); 20 g para 1 lb e 6,7 g para 5 lb

Deslocamento máximo: 1” (*peak-peak – bare table*)

Sistema de análise de sinais dinâmicos

Tipo: Analisador espectral de quatro canais

Marca: *Data Physics*

Modelo: *SignalCalc ACE*

Taxa de aquisição: até 20 kHz; resolução de até 1600 linhas na FRF

Taxa de transferência (barramento): 32 bits (16 bits tipo ACD e 16 bits DACs)

Velocidade do processador: 50 MHz

Canais: 2 de saída e 2 de entrada

Tipo de sinais gerados: senoidal, aleatório, pseudo-aleatório, impulsivo, ruído rosa, *swept sine*, *chirp*, *burst random*



Acelerômetro piezoelétrico

Marca: Endevco

Modelo: 1254A-100

Sensibilidade: 104 e 105,5 mV/g

Massa: 20 g



Sensor de força piezoelétrico

Marca: Endevco

Modelo: 2311

Sensibilidade: 10,8 mV/lbf



Martelo de impacto

Marca: Endevco

Modelo: 2303

Sensibilidade: 0,95 mV/lbf

Massa: 454 g

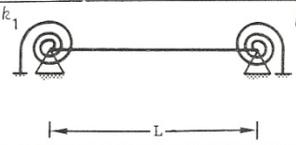
Força máxima: 35.584 N

Frequência máxima: 10 kHz

Apêndice D – Tabela dos valores de frequência natural para vigas com apoios semi-rígidos

STRAIGHT BEAMS 16

Table 8-9. Natural Frequencies of a Pinned-Pinned Beam with Unequal Torsion Springs at the Pinned Joints.^(a)



Natural Frequency
(hertz),
 $f_i = \frac{\lambda_i^2}{2\pi L^2} \left(\frac{EI}{m}\right)^{1/2}$

$$\lambda_i = \lambda_i \left(\frac{k_1 L}{EI}, \frac{k_2 L}{EI} \right)$$

$\frac{k_1 L}{EI}$	$\frac{k_2 L}{EI}$	i = 1	i = 2	i = 3	i = 4	i = 5
0.0	0	3.142	6.283	9.425	12.566	15.708
0.01	0	3.143	6.284	9.425	12.566	15.708
0.01	0.01	3.144	6.284	9.425	12.567	15.708
0.01	0.1	3.158	6.291	9.430	12.570	15.711
0.01	1.0	3.274	6.356	9.475	12.604	15.739
0.01	10	3.666	6.688	9.752	12.840	15.942
0.01	100	3.890	7.003	10.119	13.235	16.354
0.01	∞	3.927	7.069	10.210	13.352	16.493
0.1	0	3.157	6.291	9.430	12.570	15.711
0.1	0.01	3.158	6.291	9.430	12.570	15.711
0.1	0.1	3.172	6.298	9.435	12.574	15.714
0.1	1.0	3.285	6.363	9.480	12.608	15.741
0.1	10	3.678	6.694	9.756	12.843	15.945
0.1	100	3.902	7.010	10.123	13.239	16.356
0.1	∞	3.939	7.075	10.215	13.355	16.496
1.0	0	3.273	6.356	9.474	12.604	15.738
1.0	0.01	3.274	6.356	9.475	12.604	15.739
1.0	0.1	3.288	6.363	9.480	12.608	15.741
1.0	1.0	3.398	6.427	9.524	12.642	15.769
1.0	10	3.780	6.754	9.799	12.876	15.972
1.0	100	4.004	7.068	10.165	13.271	16.383
1.0	∞	4.041	7.133	10.256	13.387	16.522
10	0	3.664	6.687	9.751	12.839	15.942
10	0.01	3.666	6.688	9.752	12.840	15.942
10	0.1	3.678	6.694	9.756	12.843	15.945
10	1.0	3.780	6.754	9.799	12.876	15.972
10	10	4.155	7.068	10.065	13.105	16.171
10	100	4.390	7.383	10.429	13.497	16.579
10	∞	4.430	7.449	10.521	13.614	16.719
100	0	3.889	7.003	10.116	13.235	16.353
100	0.01	3.890	7.003	10.119	13.235	16.354
100	0.1	3.902	7.010	10.123	13.239	16.356
100	1.0	4.004	7.068	10.165	13.271	16.383
100	10	4.390	7.383	10.429	13.497	16.579
100	100	4.641	7.710	10.801	13.894	16.990
100	∞	4.685	7.781	10.897	14.014	17.133
∞	∞	4.712	7.854	10.995	14.137	17.278

^(a)Ref. 8-25

Figura 164 – Tabela dos valores de frequência natural para vigas com apoios semi-rígidos. Fonte: Blevins (1984).