

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ESTRUTURAS E*
CONSTRUÇÃO CIVIL

**VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-
PILAR COM CONTINUIDADE DE ARMADURA NEGATIVA POR
MEIO DE LUVAS ROSQUEADAS**

Luciana Souza Paes de Barros

São Carlos
2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ESTRUTURAS E*
CONSTRUÇÃO CIVIL

**VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-
PILAR COM CONTINUIDADE DE ARMADURA NEGATIVA POR
MEIO DE LUVAS ROSQUEADAS**

Luciana Souza Paes de Barros

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira

São Carlos
2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado da candidata Luciana Souza Paes de Barros, realizada em 16/04/2018:

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira
UFSCar

Profa. Dra. Maria Cristina Vidigal de Lima
UFU

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
UFSCar

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Maria Cristina Vidigal de Lima e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a Deus, nosso Pai, que me deu o dom da vida, entre tantos outros dons, permitindo-me chegar até aqui.

AGRADECIMENTOS

Diante da realização deste trabalho,

Agradeço aos meus pais, Angela Maria S. Paes de Barros e José Henrique Paes de Barros, pela criação, amor e todo suporte sempre concedido a mim com muito carinho.

Agradeço à minha irmã, Bruna Souza Paes de Barros, motivo da minha força e inspiração para não desistir, mesmo nos momentos mais difíceis. Sem ela, eu seria só a metade de mim.

Agradeço a Deus, que me deu a vida e me presenteou com esta oportunidade.

Agradeço ao meu orientador, professor Marcelo Ferreira, pelo incansável apoio não só no âmbito da pesquisa, como também o apoio pessoal que ele e sua esposa, Iza Ferreira, dão a todos que estão à sua volta. Agradeço pelas ideias, *insights*, por todas as explicações, conhecimento compartilhado e pelo auxílio prestado em todas as etapas deste trabalho.

Agradeço ao João Vitor F. Marins, que esteve ao meu lado desde o início dessa jornada e me apoiou durante os altos e baixos que vivi. Seu amor, carinho e apoio sempre presentes com certeza me fizeram e fazem uma pessoa melhor.

Agradeço ao professor Roberto Chust Carvalho, que é para mim não só uma fonte de orientação e aprendizado, mas uma inspiração de pessoa, exemplo que desejo seguir. Suas palavras são sempre marcantes e cheias de sabedoria.

Agradeço a professora Maria Cristina Vidigal de Lima, por aceitar o convite em participar como banca de qualificação e defesa desta dissertação. Agradeço suas sugestões, correções, seu apoio, gentileza e tempo concedido.

Agradeço aos amigos Wallison Medeiros, Rosana Schmalz, Christian Barboza e André Maebara, pelo apoio dentro e fora da Universidade, pelas incontáveis risadas e abraços compartilhados. Agradeço também ao Cleber, ao Marcel, ao Thalles, ao Raimundo, ao João Maurício, ao Matusalém, aos técnicos José Roberto, Ricardo, Luiz e Romeu (os dois últimos da EESC) pelo auxílio prestado na realização dos ensaios. Agradeço a todos os colegas da Pós-Graduação que não foram citados. Agradeço aos meus amigos e familiares de Campo Grande pelo apoio e carinho, mesmo durante o tempo que estive longe.

Agradeço a Bruna Catoia e ao Roberto Catoia, por todo alicerce que me deram a fim de proporcionar o desenvolvimento dessa pesquisa, do início ao fim.

Agradeço a todos os professores do DeCiv – UFSCar, que colaboraram com meu crescimento pessoal e profissional desde 2010 (ingresso na UFSCar) até este ano de 2018. Agradeço também a secretaria do PPGECiv – UFSCar.

Finalmente, agradeço a Pentair®, a Usicon Construções Pré-Fabricadas e aos colegas Victor Chiari, Ênio Calçavara e Jeremias Junior, por apoiarem essa pesquisa. Agradeço também ao Anderson Oliveira. A doação de material, auxílio financeiro e compartilhamento de conhecimentos foram essenciais na conclusão deste trabalho.

RESUMO

BARROS, Luciana Souza Paes. Verificação do comportamento de ligações viga-pilar com continuidade de armadura negativa por meio de luvas rosqueadas. **2018. 142p.** **Mestrado em Estruturas e Construção Civil - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.**

Ainda que exista uma crescente demanda por obras em estruturas de concreto pré-moldado, muitas vezes faltam ferramentas para projetar com segurança um dos componentes vitais de tais estruturas: as ligações. Esta pesquisa se concentra no estudo de ligações viga-pilar semirrígidas, com continuidade de armadura negativa garantida pelo uso de luvas rosqueadas. Ligações resistentes à flexão que empregam barras longitudinais contínuas emendadas por luvas rosqueadas são comuns no Brasil. Entretanto, existem poucos modelos analíticos e resultados experimentais que descrevam tais modelos. O comportamento semirrígido de uma ligação viga-pilar está relacionado à sua curva Momento vs Rotação ($M-\theta$). A rigidez secante à rotação está associada ao início do escoamento das armaduras negativas, o qual é relativo à perda de aderência entre aço e concreto nas barras devido a tensões de tração na região fissurada. Com o intuito de verificar a rigidez secante de ligações viga-pilar, de acordo com as Tipologias 3 e 4 da ABNT NBR 9062:2017, são realizados dois ensaios de modelos cruciformes em escala real, a fim de comparar os valores obtidos com aqueles provenientes de equações analíticas apresentadas nesta Norma. Discute-se o comportamento das barras negativas rosqueadas e a influência da presença de luvas na semirrígidez de ligações pré-moldadas. As curvas $M-\theta$ dos dois ensaios realizados são apresentadas e, considerando os resultados da rigidez secante equivalente dos modelos, é proposta uma calibração para os parâmetros analíticos sugeridos em norma. Verifica-se que o uso de luvas rosqueadas em ligações viga-pilar atende a requisitos normativos de resistência, rigidez e ductilidade, e que a ligação Tipologia 4 possui comportamento semirrígido. A pesquisa permite observar que as tipologias ensaiadas não têm comportamento de junta discreta, de maneira que mecanismos de deformação globais, locais e localizados interferem um no outro. Para as ligações resistentes à flexão negativa, verifica-se que seu desempenho é governado pelo comportamento da ligação negativa (armadura de continuidade), sob pequena influência das juntas positivas. Dispondo de equações analíticas calibradas por meio de ensaios, há ferramentas adequadas para o cálculo da rigidez secante e há a possibilidade de manipulá-las, a fim de determinar com segurança outros parâmetros envolvidos na análise e dimensionamento de estruturas pré-moldadas de concreto.

Palavras-chave: pré-moldado, ligação viga-pilar, rigidez, rotação, semirrígida, luvas rosqueadas.

ABSTRACT

BARROS, Luciana Souza Paes. **Study of Beam-Column Connections Behavior using Continuity Negative Bars Spliced by Threaded Couplers**. 2018. 142p. Federal University of São Carlos, São Carlos, 2018.

Although an increasing demand on precast concrete structures exists, there is a lack of tools for the safe design of precast connections in many situations. This research focuses on the study of semi-rigid beam-column precast connections with continuity negative bars spliced by threaded couplers. Moment resistant connections using longitudinal reinforcement spliced by threaded couplers are common in Brazil but there are a few analytical models and experimental results describing such connections. The semi-rigid behavior of a beam-column connection is relative to its Moment-Rotation curve ($M-\theta$). The secant rotational stiffness is associated to the point when the negative reinforcement starts yielding, which is related to the bond-slip between concrete and steel due to tension stresses in the cracked region. Two real scale cruciform tests are carried out in order to check the secant stiffness of beam-column connections Typology 3 and 4, as specified in ABNT NBR 9062:2017. The aim is to compare the experimental results with results obtained from analytical models presented in the aforementioned code. The behavior of negative threaded bars and the influence of the threaded couplers in the semi-rigidity of precast connections is discussed. The $M-\theta$ curves from both tests are presented and, considering the results of equivalent secant stiffness, it is proposed a calibration of the analytical parameters suggested in the Brazilian precast code. It can be noticed that the use of threaded couplers in beam-column connections satisfies design requirements of strength, stiffness and ductility, and that the Typology 4 of connection has a semi-rigid behavior. This research enables to observe that the tested typologies do not present a behavior of a discrete joint, so that the global, local and localized mechanisms interact with each other. For moment resistant connections subjected to negative flexure, its behavior is governed by the behavior of the negative continuity reinforcement, under small influence of the positive joint. Using analytical equations calibrated by test results, there are proper tools to the calculation of the negative secant stiffness and there is the possibility to manipulate equations and safely determine other parameters involved in the analysis and design of precast concrete structures.

Key-words: precast, beam-column connection, stiffness, rotation, semi-rigid, threaded couplers.

Figura 1.1: Exemplos de ligações entre elementos pré-moldados.....	14
Figura 1.2: Diferentes tipos de ligações viga-pilar.....	15
Figura 1.3: Ensaio de ligação viga-pilar em escala real – protótipo em arranjo cruciforme.....	16
Figura 2.1: Esqueleto de estrutura pré-moldada em construção com uso de ligações viga-pilar articuladas	21
Figura 2.2: Montagem do ensaio de ligação semirrígida em esquema cruciforme	22
Figura 2.3: Ensaio de ligação viga-pilar com armadura de continuidade e armadura passando ao lado das faces do pilar na capa da laje	22
Figura 2.4: Definição de junta e ligação.....	23
Figura 2.5: Exemplo de ligação estrutural e seus diversos componentes.....	24
Figura 2.6: Classificação das ligações adotada por Leon (1998)	25
Figura 2.7: Curva momento-rotação e rigidez secante	27
Figura 2.8: Curva Momento-Rotação para ligações viga-pilar pré-moldadas.....	28
Figura 2.9: Rotação da interface viga-pilar devido a abertura da junta.....	30
Figura 2.10: Conceito do fator de restrição à rotação.....	33
Figura 2.11: Elemento de viga com ligações semirrígidas nas extremidades	34
Figura 2.12: Considerações para o cálculo do fator de restrição à rotação	35
Figura 2.13: Ligações típicas viga-pilar com continuidade de armadura negativa	36
Figura 2.14: Deslocamento linear (a_{tot}) em função do ângulo de rotação (θ).....	39
Figura 2.15: Barra semi-inserida em um elemento de concreto.....	41
Figura 2.16: Modelo TW1(A) em construção	42
Figura 2.17: Esquema de ensaio de ligação para análise do efeito de tração na armadura	43
Figura 2.18: Ligações resistentes à tração com armadura de continuidade ancoragem direta e indiretamente nos elementos pré-moldados (a) Ligação pilar-fundação (b) Ligação entre elementos de parede.....	44
Figura 2.19: Ancoragem de extremidade com uso de chapas metálicas e barras lisas ou nervuradas.....	45
Figura 2.20: Falha na ancoragem de barras: (a) Falha por separação do concreto (b) Falha por arrancamento da barra	45
Figura 2.21: Falha por arrancamento do cone de concreto: (a) Ancoragem individual (b) Capacidade reduzida devido a ancoragem próximo a borda do elemento ou ancoragem em grupo	46
Figura 2.22: Luvas com rosca cônica	48
Figura 2.23: Luvas com rosca paralela.....	48
Figura 2.24: Exemplo de luva prensada e rosqueada	48
Figura 2.25: (a) Amostras dos tipos de emendas mecânicas ensaiadas (b) Ruptura de amostras com uso de luvas rosqueadas por fadiga	49
Figura 2.26: Ruptura das barras de aço fora da região das emendas mecânicas	51
Figura 2.27: (a) Barras rosqueadas de maneira insuficiente (b) Barras rosqueadas corretamente no interior da luva.....	51
Figura 2.28: Abertura de fissura em vigas sujeitas à flexão e armadas com e sem uso de emendas mecânicas.....	52
Figura 2.29: Conjunto das amostras de barras e luvas após os ensaios.....	53
Figura 2.30: Gráfico de força vs deformação para cada barra do conjunto e para cada <i>strain gage</i> colado na luva.....	54

Figura 2.31: Verificação do passo no comprimento rosqueado de barras.....	55
Figura 2.32: Uso de cossinete e medidor para inspeção da qualidade das roscas	55
Figura 2.33: Uso de ferramentas para rosqueamento de barras em luvas	55
Figura 2.34: Seção transversal da ligação BMF	56
Figura 2.35: Seção transversal da ligação BMG	56
Figura 2.36: Ilustração de ligação pré-moldada com junta de abertura entre viga e pilar próximo a luva rosqueada.....	57
Figura 2.37: Ligação viga-pilar com luvas para emenda de barras rosqueadas	58
Figura 2.38: Detalhes de montagem incluindo o posicionamento da armadura de continuidade das vigas em um pavimento	59
Figura 2.39: Detalhe das emendas mecânicas utilizadas por empresa Portuguesa	59
Figura 2.40: Esquema de ligação proposto e ensaiado por Reis (2000).....	60
Figura 2.41: Detalhe da ruptura no sistema de ligação proposto por Reis (2000)	60
Figura 2.42: (a) Esquema do ensaio à flexão (b) Rosqueamento das luvas (já prensadas) no adaptador em espera no pilar	61
Figura 2.43: Etapas de rosqueamento da luvas nas barras em espera no pilar	61
Figura 3.1: Esquema de ensaio cruciforme	63
Figura 3.2: Luva Standard A2 LENTON®	65
Figura 3.3: Dimensões do comprimento da rosca interna, comprimento total e diâmetro externo da Luva Standard A2 LENTON® para barras $\phi 25$ mm	65
Figura 3.4: (a) Armadura do pilar P1 posicionada na fôrma para concretagem (b) Detalhe da armadura do consolo C1 e chumbador posicionado na fôrma	66
Figura 3.5: (a) Armadura do pilar P2 posicionada na forma para concretagem (b) Consolo C2 com detalhe de calços de madeira cercando a chapa metálica	66
Figura 3.6: (a) Armadura negativa posicionada na forma do pilar (b) Luvas já rosqueadas a armadura negativa do pilar.....	67
Figura 3.7: Pilar P1	67
Figura 3.8: Pilar P2.....	68
Figura 3.9: Cortes e detalhes referentes aos pilares P1 e P2	68
Figura 3.10: Detalhes do consolo C1 - referente ao pilar P1.....	69
Figura 3.11: Detalhes do consolo C2 - referente ao pilar P2.....	69
Figura 3.12: (a) Armadura das vigas em espera para concretagem (b) Inseto metálico	71
Figura 3.13: (a) Vigas após a concretagem na fábrica (b) Viga V1 após a retirada das fôrmas	71
Figura 3.14: Vigas V1 e V2.....	72
Figura 3.15: Corte e detalhes da viga V1	72
Figura 3.16: Corte e detalhes da viga V2	73
Figura 3.17: Viga V3	73
Figura 3.18: Corte e detalhe da viga V3	74
Figura 3.19: Viga V4.....	74
Figura 3.20: Corte e detalhes da viga V4	75
Figura 3.21: Inseto de chapa metálica para vigas V3 e V4.....	75
Figura 3.22: Lançamento de concreto na forma de um dos pilares no pátio da empresa Usicon.....	77
Figura 3.23: Slump test, etapa de concretagem e corpos de prova para teste de resistência à compressão.....	78
Figura 3.24: Preparação para o grauteamento das juntas verticais e nichos dos chumbadores.....	79
Figura 3.25: Planta e vistas do esquema de instrumentação dos modelos	82
Figura 3.26: Vista superior da instrumentação do modelo.....	82

Figura 3.27: Vista do modelo e dos 4 extensômetros de bases removíveis (EBR).....	83
Figura 3.28: Detalhes da instrumentação. (a) Célula de carga e transdutores na viga A. (b) Célula de carga e transdutor na viga B. (c) Clinômetros e transdutores.....	83
Figura 3.29: Clinômetros e marcação dos furos feita previamente para fixar os instrumentos	84
Figura 3.30: Ângulo de rotação medido com uso de transdutores	84
Figura 3.31: Transferência da leitura do transdutor (TD) da extremidade livre da viga para o ponto de aplicação da carga (P)	85
Figura 4.1: Fissura com abertura de 0,3 mm na viga B.....	87
Figura 4.2: Abertura de fissura aos 75 kN na viga B	88
Figura 4.3: Abertura de fissuras na face oposta da viga B	88
Figura 4.4: Detalhe 1 - Abertura de fissura na junta viga-pilar da viga B.....	89
Figura 4.5: Fissuras na viga B (os EBRs já haviam sido retirados e a interface viga-pilar já havia sido quebrada com broca para verificação do estado das luvas).....	89
Figura 4.6: Viga A fissurada	90
Figura 4.7: Armadura negativa rosqueada na interface viga-pilar da viga A.....	91
Figura 4.8: Armadura negativa rosqueada na interface viga-pilar da viga B.....	92
Figura 4.9: Faces opostas da viga A após a segunda etapa de ensaio	92
Figura 4.10: Fissuras na região da ligação após a segunda etapa de ensaio.....	93
Figura 4.11: Armadura negativa após a segunda etapa de ensaio	93
Figura 4.12: Formato das roscas das barras após o término do ensaio.....	94
Figura 4.13: Região interna e externa das luvas após o término do ensaio.....	94
Figura 4.14: Gráfico do comportamento médio dos quatro <i>strain gages</i> usados nas armaduras negativas do Modelo 1	95
Figura 4.15: Gráfico das flechas vs força aplicada nos balanços para o Modelo 1	95
Figura 4.16: Gráfico do Momento médio vs Rotação média da ligação Modelo 1.....	96
Figura 4.17: Torquímetro utilizado para rosquear as barras nas luvas em espera na interface do pilar pré-moldado	97
Figura 4.18: Abertura de fissuras em Estado de Serviço.....	98
Figura 4.19: Espalhamento de fissuras no comprimento da viga.....	98
Figura 4.20: Configuração final do modelo 2 após ruptura da armadura negativa	99
Figura 4.21: Fissuras inclinadas na face do pilar	99
Figura 4.22: Configuração da rosca e do concreto ao redor da luva na interface do pilar após o fim do ensaio	100
Figura 4.23: Ruptura das roscas da armadura negativa para o Modelo 2.....	100
Figura 4.24: Fissuras nas vigas e interface do pilar após o fim do ensaio	100
Figura 4.25: Gráfico do comportamento médio dos três <i>strain gages</i> usados nas armaduras negativas do Modelo 2	101
Figura 4.26: Gráfico das flechas vs força aplicada nos balanços para o Modelo 2.....	101
Figura 4.27: Gráfico do Momento médio vs Rotação média da ligação Modelo 2.....	102
Figura 4.28: Barras rosqueadas às luvas cônicas.....	102
Figura 4.29: Ruptura na rosca das barras após o escoamento	103
Figura 4.30: Gráfico da Força vs Alongamento dos conjuntos de barras com emendas mecânicas testados à tração	104
Figura 5.1: Configuração das roscas após os ensaios 1 (à esquerda) e 2 (à direita).....	106
Figura 5.2: Configuração da rosca após teste isolado de tração	107
Figura 5.3: Comparação entre as curvas Momento vs Rotação obtidas com uso de clinômetro e de transdutores.....	108
Figura 5.4: Fissuras próximas do clinômetro, em os ambos lados da viga B.....	109

Figura 5.5: Fissuras em ambos os lados da viga A situadas logo após a posição do clinômetro	109
Figura 5.6: Rotação θ liberada com a abertura de fissura.....	110
Figura 5.7: Relação entre rigidezes obtidas com clinômetro e por meio de a_2/L	110
Figura 5.8: Fissuras após o fim do ensaio dos Modelos 1 (acima) e NCE (abaixo).....	112
Figura 5.9: Fissuras após o fim do ensaio dos Modelos 2 (acima) e CS (abaixo).....	112
Figura 5.10: Surgimento de fissuras ao final do ensaio do Modelo 2	113
Figura 5.11: Comparação entre gráficos Momento vs Rotação dos Modelos 1 e 2.....	113
Figura 6.1: Configuração das fissuras após o fim do ensaio (Modelo 2)	115
Figura 6.2: Gráfico de Curvas Momento-Rotação Normalizadas	116
Figura 6.3: Diagrama de Projeto Trilinear	117

Tabela 2.1: Classificação das ligações em função do fator de restrição à rotação	35
Tabela 2.2: Parâmetros variáveis para as seis tipologias de ligação viga-pilar.....	37
Tabela 3.1: Aço utilizado nos pilares P1 e P2	70
Tabela 3.2: Aço utilizado nos consolos C1 e C2.....	70
Tabela 3.3: Quantitativo de aço utilizado nas vigas V1 e V2	75
Tabela 3.4: Quantitativo de aço utilizado na viga V2	76
Tabela 3.5: Quantitativo de aço utilizado nas vigas V3 e V4	76
Tabela 3.6: Quantitativo de aço para o inserto da viga	76
Tabela 3.7: Características do concreto pré-fabricado	77
Tabela 3.8: Dosagem do concreto moldado no local.....	78
Tabela 3.9: Propriedades do concreto moldado no local.....	78
Tabela 3.10: Resumo de equipamentos utilizados nos ensaios	81
Tabela 4.1: Abertura de fissuras para o modelo 1	90
Tabela 4.2: Abertura de fissuras para o modelo 2	99
Tabela 5.1: Comparação de abertura de fissuras entre Modelos 1 e NCE	111
Tabela 5.2: Comparação de abertura de fissuras entre Modelos 2 e CS	111
Tabela 6.1: Valores normativos para parâmetros k e L_{ed}	118
Tabela 6.2: Calibração de β a partir do resultado experimental de R_{sec}	119
Tabela 6.3: Comparação entre R_{sec} e β obtidos por meio da curva dos clinômetros ajustada e de a_2/L	120
Tabela 6.4: Valores experimentais de α_R e γ_{EP} para os Modelos 1 e 2	120
Tabela 6.5: Cálculo de k e β para o Modelo 1 a partir dos valores experimentais do Modelo 2.....	121
Tabela 6.6: Comparação entre valores de rigidez secante experimental e calculado pela equação da NBR 9062	121
Tabela 6.7: Comparação com dados experimentais obtidos em Hadade (2016).....	122

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 Considerações Iniciais	14
1.2 Objetivos	17
1.3 Justificativa	17
1.4 Metodologia	19
1.5 Descrição dos Capítulos	20
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	21
2.1 Pesquisas em ligações viga-vilar pré-moldadas de concreto	21
2.2 Juntas e ligações	23
2.3 Classificação das ligações quanto à rigidez rotacional	25
2.4 Rigidez secante à flexão negativa em ligações viga-pilar pré-moldadas	26
2.5 Fator de restrição à rotação	33
2.6 Tipologias de ligações viga-pilar e mecanismos de deformação	35
2.7 Rotação em ligações viga-pilar pré-moldadas	39
2.8 Ancoragem e transferência de forças de tração em barras de aço	40
2.9 Uso de luvas para emenda mecânica de armaduras	47
2.9.1 Luvas rosqueadas	47
2.9.2 Emendas com luvas rosqueadas em ligações viga-pilar pré-moldadas	55
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	63
3.1 Descrição geral	63
3.2 Pilares e luvas	64
3.3 Vigas	70
3.4 Características dos materiais	76
3.4.1 Concreto	76
3.4.2 Graute	78
3.5 Preparação e montagem dos ensaios	79
3.6 Instrumentação	80
3.7 Metodologia adotada para instrumentação	83
3.7.1 Clinômetros – Medição de rotação	83
3.7.2 Transdutores – Medição de rotação	84
3.7.3 Transdutores – Medição de deslocamento vertical	85
3.7.4 Extensômetro de Base Removível – Medida de deslocamento	86
3.7.5 Medições indiretas – Curva momento-rotação e rigidez secante	86
4. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS	87
4.1 Modelo 1 – Tipologia 3 de ligação viga-pilar	87

4.2	Modelo 2 – Tipologia 4 de ligação viga-pilar.....	96
4.3	Testes exploratórios.....	102
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	105
5.1	Representatividade dos ensaios realizados	105
5.2	Comportamento da emenda mecânica.....	106
5.3	Efeito da fissuração na região da ligação.....	107
6.	CALIBRAÇÃO DE MODELOS ANALÍTICOS.....	114
6.1	Mecanismos básicos de deformação associados à rigidez secante	114
6.2	Calibração da Equação de R_{sec} da ABNT NBR 9062:2017	117
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	123
7.1	Proposta para trabalhos futuros	126
	REFERÊNCIAS	127
	APÊNDICE A.....	132
	APÊNDICE B.....	135
	APÊNDICE C.....	138

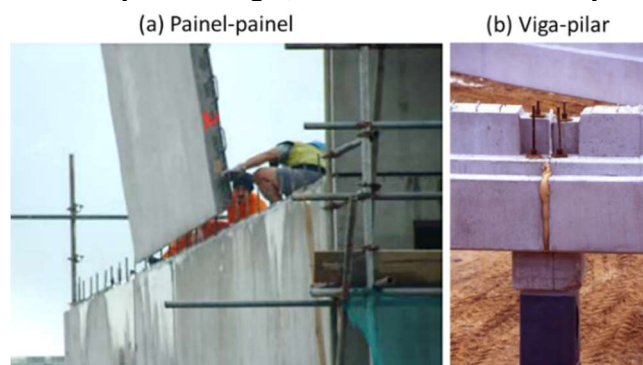
1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A racionalização da construção civil é uma tendência irreversível e, neste contexto, o emprego das estruturas pré-fabricadas vem se destacando de forma expressiva em diversos segmentos de mercado. Este sistema construtivo permite trazer à construção civil as características da industrialização, com a redução de desperdícios, obtenção de celeridade nos processos de produção, garantia de maior controle de qualidade na execução de obras e a inovação das técnicas construtivas.

Conforme menciona o manual *fib Bulletin 43* (2008), a principal diferença estrutural entre o concreto moldado *in loco* e o concreto pré-moldado reside na continuidade estrutural. A continuidade inerente às estruturas moldadas no local é uma consequência automática do processo de construção. Para estruturas pré-moldadas, deve haver escolhas que garantam a continuidade estrutural quando os elementos são locados em obra. As ligações atuam como pontes entre elementos, formando uma cadeia estrutural que os interliga e confere estabilidade. A Figura 1.1 apresenta dois tipos de ligação entre elementos estruturais pré-moldados como exemplo.

Figura 1.1: Exemplos de ligações entre elementos pré-moldados



Fonte: *fib Bulletin 43* (2008)

Conectar elementos pré-moldados não é apenas uma questão de fixá-los, porém, garantir a segurança estrutural da edificação como um todo. A principal função das ligações estruturais é transmitir esforços entre elementos pré-moldados, com intuito de permitir a interação estrutural pretendida quando o sistema está carregado. O manual de ligações PCI (2008) afirma que as ligações pré-moldadas devem atender aos seguintes critérios: resistência, ductilidade, acomodação à variações de volume,

durabilidade, resistência ao fogo, construtibilidade, estética, requisitos sísmicos e tolerâncias dimensionais.

A região da ligação se distingue dos outros elementos estruturais por ser uma região de comportamento singular, com concentração de tensões, onde as deformações e deslocamentos podem não ser desprezíveis mesmo para ações de serviço (FERREIRA, 1999). Em decorrência disso, a presença de ligações acarreta numa redistribuição de esforços na estrutura e, conseqüentemente, irá interferir em seu comportamento global. Pode-se inferir que o êxito das estruturas pré-moldadas está diretamente relacionado ao êxito do desempenho de suas ligações.

A diversidade de ligações especificadas por projetistas dificulta a generalização deste tema por meio de normas e manuais, em especial porque os engenheiros possuem diferentes práticas para montagem de um mesmo tipo de ligação (ELLIOTT; JOLLY, 2013). Modelos de ligação entre vigas e pilares pré-moldados, que serão chamadas de ligações viga-pilar, podem ser observados na Figura 1.2. Sabe-se que, usualmente, são adotados modelos teóricos ideais para o cálculo da rigidez de ligações, baseando-se em hipóteses simplificadas. Esses modelos são o engaste e os apoios móveis ou fixos. Na realidade, todas as ligações possuem comportamento semirrígido, a medida em que não se consegue restringir ou liberar completamente as rotações relativas entre elementos conectados, e podem ser representadas por meio do conceito de molas.

Figura 1.2: Diferentes tipos de ligações viga-pilar



Fonte: Autora (2017)

Ligações semirrígidas apresentam não-linearidade física e podem sofrer deformações inelásticas. Sua resposta sob a ação de esforços solicitantes está diretamente relacionada aos mecanismos básicos de deformação dos materiais que a compõem. Devido à complexidade do tema e a necessidade de práticas simplificadas e eficazes para o projeto de estruturas pré-moldadas, a revisão da norma ABNT NBR 9062:2017 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado – propõe seis modelos de ligações viga-pilar típicas. Para cada modelo, dispõe-se do arranjo sugerido,

dos materiais e elementos componentes da ligação e dos parâmetros necessários ao cálculo da rigidez secante à flexão negativa.

A rigidez secante à flexão das ligações é uma grandeza de conhecimento indispensável na análise da estabilidade global. Estudos sobre a estabilidade de estruturas pré-moldadas em função da variação da rigidez de suas ligações podem ser encontrados em Ferreira (1993), Ferreira et al. (2005), Araújo, Ferreira & El Debs (2006), Marin & El Debs (2016) e Barros et al. (2017). No caso das ligações viga-pilar, a rigidez resulta da relação momento-rotação ($M-\theta$) na região entre a extremidade da viga e a interface do pilar. Em estruturas pré-moldadas aporticadas, onde é necessário o uso de ligações resistentes à flexão negativa, a rotação é função do mecanismo de deformação por alongamento da armadura negativa (FERREIRA; ELLIOTT; HASAN, 2010).

O comportamento da armadura de continuidade tem grande influência no desempenho de tais ligações. Neste contexto, esta pesquisa buscou caracterizar o comportamento de ligações viga-pilar pré-moldadas típicas, tomando como base os modelos das tipologias 3 e 4 apresentados na ABNT NBR 9062:2017. Ambas as tipologias sugerem o uso de luvas rosqueadas como elemento de emenda mecânica que garante a continuidade da armadura negativa. A presença de luvas em ligações modifica seus parâmetros de resistência, rigidez, ductilidade, construtibilidade, entre outros. Essas emendas também são alvo de estudo da pesquisa pois há escassas referências de análises de ligações semirrígidas com uso de emendas mecânicas sob cargas estáticas, além de poucas referências nacionais acerca do comportamento de barras de aço emendadas por luvas rosqueadas.

Em geral, a maioria dos ensaios para avaliação da rigidez de ligações viga-pilar são feitos com protótipos em escala real, conforme ilustra a Figura 1.3, o que permite uma boa representação do comportamento global da ligação.

Figura 1.3: Ensaio de ligação viga-pilar em escala real – protótipo em arranjo cruciforme



Fonte: Autora (2017)

Foi proposta uma abordagem teórico-experimental para a caracterização de duas tipologias de ligação semirrígida com a realização de dois ensaios em escala real.

Informações detalhadas a respeito dos protótipos de ensaio, das ligações simuladas e outros pormenores estão descritos nos próximos capítulos deste trabalho (vide seção 1.5). A resposta experimental obtida somada às informações disponíveis na literatura conduziram o estudo de mecanismos básicos de deformação e calibração de modelos analíticos para o cálculo da rigidez secante à flexão de tais ligações. Outros aspectos como construtibilidade, qualidade dos elementos que compõem as ligações, instrumentação de ensaios de ligação viga-pilar, elaboração de diagramas de projeto e uso de emendas mecânicas também são comentados ao longo da pesquisa.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho consistiu em caracterizar o comportamento de ligações viga-pilar semirrígidas, resistentes a momentos fletores negativos, com continuidade de armadura negativa garantida por meio do uso de luvas rosqueadas.

Afunilando o escopo de trabalho, é possível citar como objetivos específicos deste projeto de pesquisa os seguintes itens:

- Verificar o desempenho estrutural (resistência, rigidez e ductilidade) das ligações tipologias 3 e 4 da ABNT NBR 9062:2017, que especificam o uso de armadura negativa contínua com uso de luvas rosqueadas;
- Caracterizar a relação momento-rotação ($M-\theta$) de ligações viga-pilar com continuidade de armadura negativa por meio de luvas rosqueadas;
- Estudar os mecanismos básicos de deformação por alongamento das barras negativas, através da determinação do comprimento de deformação efetivo por alongamento (L_{ed}) da armadura de continuidade;
- Através dos resultados experimentais, colaborar na calibração das equações simplificadas de rigidez secante à flexão negativa da ABNT NBR 9062:2017, a fim de melhor descrever o comportamento real de ligações típicas.

1.3 JUSTIFICATIVA

As construções em concreto pré-moldado solicitam uma integração adequada entre elementos individuais e suas ligações, tal que o projeto e execução destas têm papel fundamental tanto na construtibilidade, quanto na performance estrutural do sistema como um todo, de acordo com Ferreira, Elliott & Hasan (2010).

A capacidade resistente das estruturas pré-moldadas deve ser governada pela resistência dos elementos estruturais e não pela resistência das ligações. Esse pode ser considerado o primeiro e mais importante fator que justifica o estudo das ligações, e está relacionado diretamente com a preocupação em evitar o comprometimento da estrutura, quando as ligações não possuem resistência adequada.

Em paralelo, deve-se observar o fato de que, no Brasil, as estruturas pré-moldadas são em grande maioria aporricadas. O efeito da rigidez das ligações torna-se mais proeminente quanto maior a altura da edificação, em edifícios aporricados de múltiplos pavimentos (FERREIRA et al., 2005). A revisão bibliográfica sobre o tema de ligações viga-pilar evidencia que o estudo de seu comportamento não é trivial. A segurança e o custo-benefício de um projeto estrutural utilizando elementos pré-moldados implica na necessidade de compreender o comportamento de suas ligações.

A partir das pesquisas de Gorgün (1997), Ferreira (1999), Souza (2006), Catoia (2007), Kataoka (2007) e Hadade (2016), observou-se que a rigidez de ligações viga-pilar é função de seus mecanismos básicos de deformação, sendo que a deformação associada ao alongamento da armadura de continuidade é a parcela de maior influência sobre o comportamento global da ligação. Esta pesquisa tem o intuito de caracterizar a rigidez de ligações típicas com enfoque ao comportamento da armadura de continuidade negativa. Adicionalmente, é necessário ressaltar a recente revisão da ABNT NBR 9062:2017, a qual apresenta seis modelos de ligações típicas viga-pilar. Os modelos indicam o uso de armadura de continuidade garantida por meio do uso de luvas rosqueadas ou bainhas grauteadas. A aplicação de luvas rosqueadas como solução em obras é relativamente recente no Brasil, de maneira que esse mercado ainda está em notável expansão.

Na literatura técnico-científica não se encontram pesquisas que analisem a semirrigidez de ligações com uso de luvas rosqueadas, em modelos cruciformes. Já que o mecanismo de deformação destas ligações é caracterizado pelo comportamento da armadura de continuidade, o estudo de emendas de armadura por luvas rosqueadas é imprescindível. A análise das ligações típicas proposta para esta pesquisa (Tipologias 3 e 4 da ABNT NBR 9062:2017) permite verificar e caracterizar seu desempenho (resistência, rigidez e ductilidade), assim como a influência do uso de luvas rosqueadas em seu comportamento, o que se justifica pela escassez de trabalhos que os apresentem.

A partir de tal análise, o modelo analítico de cálculo da rigidez secante à flexão negativa (R_{sec}) proposto na ABNT NBR 9062:2017 foi verificado, com enfoque para expressão de cálculo do comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (L_{ed}).

Ainda que haja referências bibliográficas relacionadas aos temas em estudo, nota-se que poucos procedimentos de projetos foram gerados. Isso ocasiona uma escassez de modelos teóricos que possam ser aplicados à prática de projetos, o que reforça a importância dada à presente pesquisa. Finalmente, deve-se enfatizar a necessidade de disseminação de conhecimento adequado à realidade da construção civil no Brasil, e elaboração de modelos teóricos acurados e simplificados para emprego em rotinas de cálculo estrutural.

1.4 METODOLOGIA

O trabalho foi realizado seguindo uma metodologia de pesquisa que propiciasse o alcance dos objetivos propostos. Esta seção visa apresentar sucintamente ao leitor o que foi desenvolvido:

- Exploração de referências bibliográficas relacionadas às ligações viga-pilar semirrígidas, seu comportamento e parâmetros relacionados ao mesmo;
- Determinação dos modelos de ensaio. Estudo e definição da instrumentação de ensaio;
- Elaboração detalhada do programa experimental e metodologia de pesquisa;
- Aquisição de materiais e preparação do laboratório NETPre – UFSCar;
- Realização de dois ensaios cruciformes, em escala real, de ligações viga-pilar semirrígidas pré-moldadas. Aplicação de carregamento incremental monotônico às vigas em balanço;
- Realização de ensaios de tração simples em barras de aço emendadas por luvas cônicas rosqueadas (mesmas especificações de barras e luvas usadas nos ensaios cruciformes);
- Análise dos resultados e estudo complementar de bibliografias;
- Comparação dos resultados frente aos resultados de Hadade (2016) e aos resultados de cálculo utilizando equações de rigidez secante propostas na ABNT NBR 9062:2017;
- Calibração de modelos analíticos para o cálculo da rigidez secante à flexão negativa de ligações viga-pilar pré-moldadas (Tipologias 3 e 4);
- Apresentação das considerações finais.

1.5 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Esta dissertação está organizada em 7 capítulos, cujo conteúdo foi distribuído do seguinte modo:

- Capítulo 1 – apresenta a introdução e breve contextualização do tema; em seus subcapítulos encontram-se objetivos, justificativa e metodologia da pesquisa;
- Capítulo 2 – apresenta a revisão bibliográfica acerca dos principais temas envolvidos na compreensão e desenvolvimento do trabalho;
- Capítulo 3 – consta a descrição do programa experimental e o detalhamento da metodologia de pesquisa;
- Capítulo 4 – expõe a realização e os resultados dos dois ensaios;
- Capítulo 5 – discorre uma análise pormenorizada acerca dos resultados de ensaio;
- Capítulo 6 – apresenta a verificação do modelo analítico de cálculo da rigidez secante à flexão de ligações e outros parâmetros correlacionados;
- Capítulo 7 – elenca as considerações finais da pesquisa.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 PESQUISAS EM LIGAÇÕES VIGA-VILAR PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

As ligações são os elementos mais importantes exercendo influência sobre projetos, construção e comportamento em serviço das estruturas pré-moldadas, de acordo com Elliott & Jolly (2013). Seu papel é unir os elementos estruturais e garantir o funcionamento conjunto entre eles, a estabilidade estrutural e o desempenho adequado deste conjunto em serviço.

O estudo das ligações viga-pilar tem início em meados de 1917 em estruturas de aço (JONES; KIRBY; NETHERCORT, 1983). Inicialmente, entre as décadas de 1960 e 1970 os programas de ensaio em grande escala visavam estudar apenas o comportamento de ligações articuladas ou rígidas, em estruturas pré-moldadas (ELLIOTT et al., 1998). A Figura 2.1 ilustra a construção de uma edificação pré-moldada no Reino Unido e o uso de ligações articuladas entre vigas e pilares.

Figura 2.1: Esqueleto de estrutura pré-moldada em construção com uso de ligações viga-pilar articuladas



Fonte: Elliott et al. (1998)

Na América do Norte e Europa, maior interesse foi dado às ligações rígidas, capazes de resistir (ou dissipar energia suficiente) aos efeitos de esforços sísmicos, chamadas “*ductile connections*” ou “*strong connections*”. A década de 1990 foi marcada pelo aumento do número de pesquisas em ligações viga-pilar semirrígidas. Nessa década, foram publicados os primeiros resultados obtidos com os seguintes programas de pesquisa: *Investigation of the Behavior of Semi-rigid Connections*, lançado pelo CERIB (*Centre d'études et de recherches de l'industrie du béton*) na França em 1990; PRESSS (*Precast Structural Seismic System*) a partir de 1990; e COST C1, iniciado em 1991 na Inglaterra. É possível observar, na Figura 2.2, um dos ensaios de ligação

semirrígida realizado por Görgün (1997), que desenvolveu sua tese em colaboração com o programa de pesquisa COST C1.

Figura 2.2: Montagem do ensaio de ligação semirrígida em esquema cruciforme



Fonte: Görgün (1997)

No Brasil, o estudo das ligações viga-pilar semirrígidas em estruturas pré-moldadas se iniciou com as pesquisas de Ferreira (1993, 1999, 2003), Soares (1998) Miotto (2002) e Baldissera (2006). Ferreira (1993, 1999) concentrou-se no estudo dos mecanismos básicos de deformação presentes nas ligações viga-pilar, com intuito de obter parâmetros para o desenvolvimento de modelos analíticos que representassem adequadamente o comportamento das ligações semirrígidas, em função de sua deformabilidade (ou rigidez). A continuidade dessa linha de pesquisa ocorre na Universidade de Nottingham, com as publicações de Ferreira & Elliott (2002) e Elliott et al (2003).

Posteriormente, entre os anos de 2004 e 2007, realizou-se um programa com a finalidade de investigar o "Comportamento de Estruturas Pré-fabricadas com Ligações Semirrígidas de Vários Pavimentos", na Universidade Federal de São Carlos, patrocinado pela FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo). Fruto do programa foram os trabalhos de Souza (2006), Ferreira (2007), Jeremias Júnior (2007), Catoia (2007), Kataoka (2007) (Figura 2.3), Ferreira et al. (2007), Catoia et al. (2007), Bertulocci (2010) e Bacheega (2013).

Figura 2.3: Ensaio de ligação viga-pilar com armadura de continuidade e armadura passando ao lado das faces do pilar na capa da laje



Fonte: Kataoka (2007)

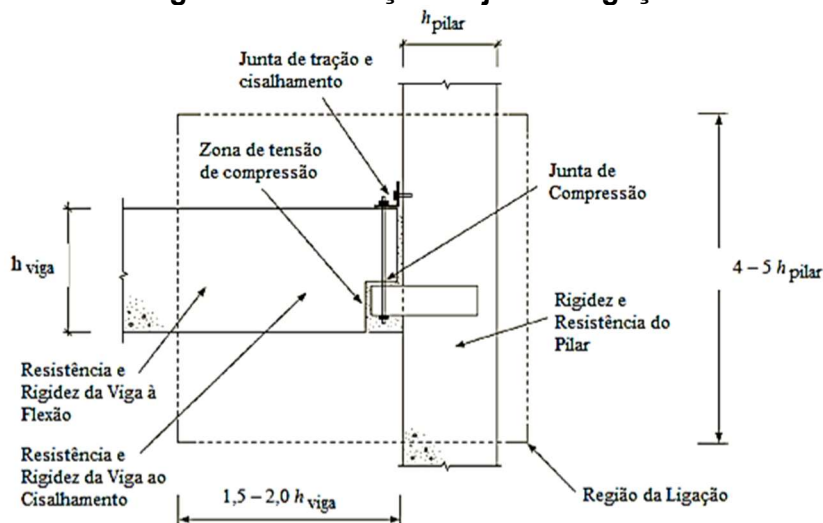
Ambas as pesquisas de Souza (2006) e Catoia (2007) verificaram o comportamento de ligações semirrígidas com uso de luvas rosqueadas e armadura ancorada em pilares de extremidade. Outras pesquisas também estudaram o comportamento de componentes específicos da ligação (chumbador, argamassa, almofada de elastômero, entre outros) como as de Barboza (2002) e Aguiar (2010).

Ferreira (2014) propôs um modelo simplificado de equação analítica para o cálculo da rigidez secante de ligações semirrígidas, a partir de parâmetros relacionados com propriedades mecânicas e geométricas da ligação. Com a revisão da norma ABNT NBR 9062:2017, que incorporou boa parte da proposta de Ferreira (2014), surgem os modelos de ligação típica, com a ideia de padronizar o projeto e cálculo de ligações no Brasil, conferindo maior caráter de confiabilidade e controle de qualidade às obras. Arelado a isso, aparece a necessidade do estudo teórico-experimental que caracterize tais ligações típicas, iniciado em Hadade (2016) e continuado por meio desta pesquisa.

2.2 JUNTAS E LIGAÇÕES

É importante destacar a distinção entre juntas e ligações, pois a associação entre os termos é um erro recorrente. Numa ligação podem existir diversas juntas de transferência de esforços. Uma junta é uma interface entre dois ou mais elementos estruturais, onde a ação de forças (tração, cisalhamento ou compressão) e momentos fletores deverá ocorrer. Ligação é uma montagem que compreende uma ou mais interfaces e partes de elementos adjacentes, projetados para resistir à ação de forças ou momentos fletores. O projeto de uma ligação é, portanto, função de elementos estruturais e das juntas entre eles. A Figura 2.4 ilustra uma ligação viga-pilar, onde a zona da ligação se estende além das superfícies de contato entre elementos estruturais (FIB BULLETIN 43, 2008).

Figura 2.4: Definição de junta e ligação

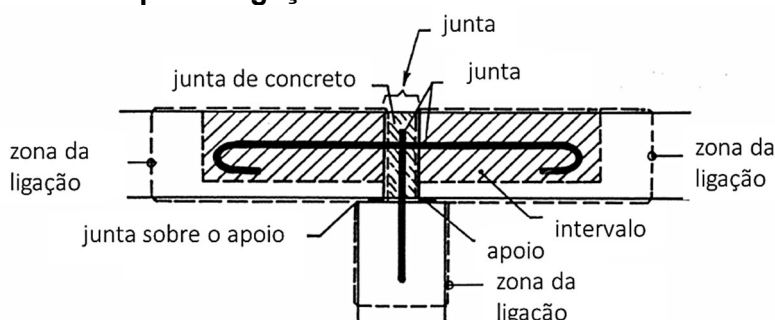


Fonte: Adaptado de *fib Bulletin* 43 (2008)

Uma ligação estrutural consiste de diversos componentes que interagem quando a ligação está sob ação de esforços solicitantes (Figura 2.5). Esses componentes podem ser: juntas preenchidas, barras de ancoragem ou amarração, insertos metálicos, chapas soldadas, entre outros, além da zona da ligação referente aos elementos pré-moldados interligados.

As juntas podem também se referir às aberturas entre membros adjacentes de concreto. Geralmente a junta é confeccionada com preenchimento de graute, argamassa ou concreto, dependendo da largura do espaçamento a ser preenchido. A estrutura formada é referida como “junta”. Vários tipos de apoio - flexíveis ou rígidos – colocados entre as juntas são considerados como “preenchimento de junta”.

Figura 2.5: Exemplo de ligação estrutural e seus diversos componentes



Fonte: Adaptado de *fib Bulletin 43* (2008)

Stanton et al. (1986) afirmam que o sucesso econômico e funcional de uma estrutura em concreto pré-moldado depende, em grande parte, das configurações e propriedades das ligações entre seus elementos. A essência do projeto de um pórtico pré-moldado é conhecer quais efeitos serão levados em conta, e não apenas resolver a compatibilização entre tensões e deformações, de modo a modelar as ligações para uma atuação ideal quando solicitada por ações previstas em projeto.

Nos Estados Unidos, há um grande interesse em desenvolver sistemas puramente pré-moldados que trabalhem ao sismo, em que as juntas são confeccionadas sem o uso de concreto moldado no local, em lugar disso utilizando soldas, parafusos ou barras grauteadas. Esse tipo de construção é chamado “*jointed*” e as ligações originadas tendem a se comportar como semirrígidas (FERREIRA & ELLIOTT, 2002).

De acordo com o manual de boas práticas *fib Bulletin 43* (2008), o projeto de ligações estruturais não é apenas uma questão de selecionar as dimensões apropriadas para seus componentes, porém o caminho de cargas através da ligação deve ser levado em conta por meio de uma visão da ligação como um todo e dos membros estruturais adjacentes. Isso significa que a ancoragem de barras, a zona da ligação, o preenchimento das juntas, entre outros, deve ser considerado no projeto de ligações

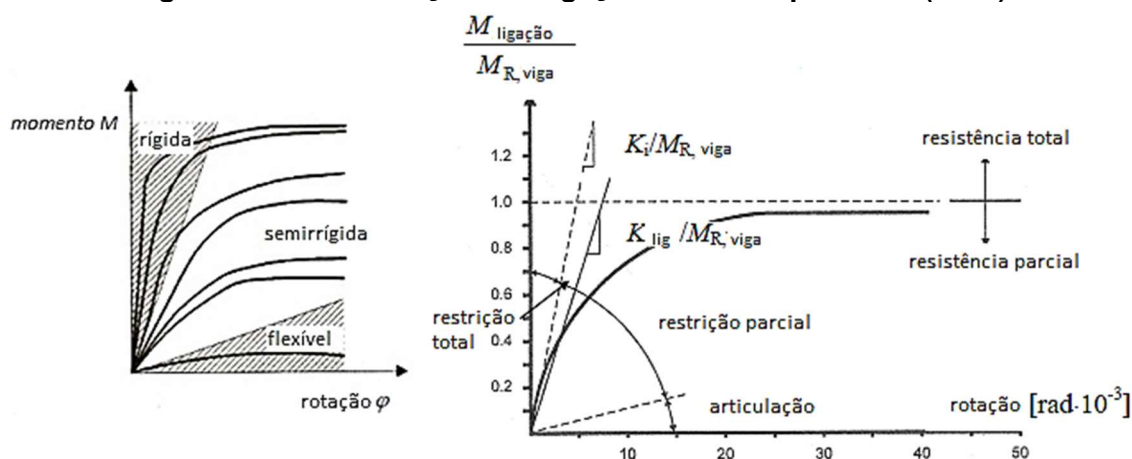
estruturais. Portanto, é necessário projetar e armar as zonas de ligação com relação às ações de cargas concentradas e o correspondente risco de fissuração.

2.3 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES QUANTO À RIGIDEZ ROTACIONAL

A necessidade de se classificar o comportamento das ligações está relacionada principalmente à análise da estabilidade estrutural e à maneira com que afetam o comportamento de outros elementos estruturais. As ligações podem ser classificadas como **rígidas**, **semirrígidas** ou **articuladas**.

Considerar que uma ligação se comporta como engaste ou articulação é uma simplificação, que se aproxima da realidade ou não, de acordo com o critério de classificação utilizado. A restrição imposta pela rigidez diz respeito à capacidade rotacional das ligações, para os casos em estudo. O tema desta seção é abordado no manual *fib Bulletin 43* (2008) e apresenta o modelo de classificação proposto por Leon (1998), que depende das características de Momento *versus* Rotação da ligação, em relação à rigidez e resistência dos elementos estruturais, conforme ilustra a Figura 2.6.

Figura 2.6: Classificação das ligações adotada por Leon (1998)



Fonte: Adaptado de *fib Bulletin 43* (2008)

Stanton et al. (1986) definem ligações articuladas como aquelas projetadas para resistir ou transmitir esforços axiais e de cisalhamento, com limitada restrição à flexão. As ligações rígidas, em estruturas pré-moldadas, se aproximam do comportamento monolítico e restringem rotações, transferindo quase a totalidade de esforços de momento fletor entre elementos. Görgün (1997) afirma que o comportamento real de quase todas as ligações estruturais viga-pilar é não-linear, e que o conceito de uma ligação perfeitamente rígida ou articulada é puramente teórico, útil aos projetistas na simplificação do cálculo de estruturas aporticadas.

De maneira intermediária, as ligações semirrígidas restringem apenas uma parcela da rotação entre viga e pilar, e resistem parcialmente a esforços de momento

fletor. Durante muitas décadas existiu grande relutância em se projetar tais ligações, uma vez que faltavam informações a respeito de sua concepção, cálculo e montagem. Elliott et al. (1998) apresentaram um panorama de pesquisas realizadas a respeito das estruturas pré-moldadas até então na Europa. Para os autores, a ligação mais importante em uma estrutura apertada é a ligação viga-pilar. Nestas, o campo de tensões é considerado complexo e projetistas se utilizam de ousados arranjos de armadura, insertos metálicos, emendas, entre outros, com intuito de transferir esforços provenientes da viga para o pilar. Os autores afirmam que, enquanto pesquisadores ignoraram a capacidade a flexão dessas ligações, projetistas continuaram a especificá-las como articulações.

Na prática, nenhuma ligação restringe 100% de sua capacidade rotacional, todas se comportam de maneira semirrígida especialmente após o início da abertura de fissuras, com liberação parcial de giro. Resultados experimentais de ligações sujeitas à flexão ensaiadas em Stanton et al. (1986), Görgün (1997) e Ferreira (1999) apresentaram valores de rigidez secante à flexão entre $4,5E_cI_{cr}/L$ e $12,8E_cI_{cr}/L$ – em que E_cI_{cr} é a rigidez da seção transversal fissurada da viga – demonstrando comportamento adequado dessas ligações para ação de pórtico. (Ferreira & Elliott, 2002).

Até o início da década passada, não havia um sistema para classificação de ligações semirrígidas em normas de estruturas pré-moldadas de concreto. Ferreira & Elliott (2004) propuseram tal sistema de classificação, o qual se aplica a vigas contínuas e/ou pórticos contraventados, baseando-se no fator de restrição à rotação (α_R) da ligação. Em Ferreira, Elliott & Hasan (2010), discorre-se a respeito dos diversos sistemas de classificação para ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas. A evolução da pesquisa destes autores resultou no critério de classificação que é hoje adotado pela ABNT NBR 9062:2017, o parâmetro α_R , assunto que será abordado adiante na seção 2.5.

2.4 RIGIDEZ SECANTE À FLEXÃO NEGATIVA EM LIGAÇÕES VIGA-PILAR PRÉ-MOLDADAS

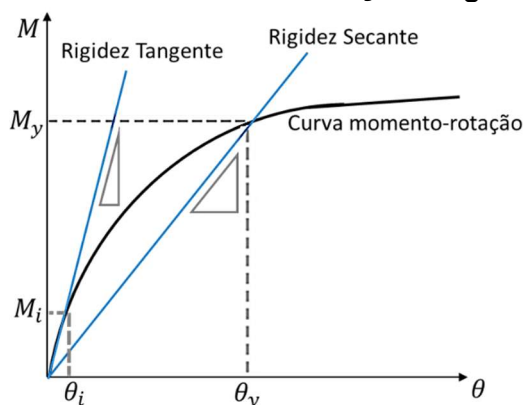
Todas as ligações estruturais apresentam uma não linearidade física que está associada ao comportamento não linear dos materiais que as compõem. As principais propriedades que caracterizam uma ligação são resistência, rigidez e ductilidade (FERREIRA, 1999). A rigidez está relacionada com a não linearidade física, é também uma grandeza não linear e pode ser caracterizada pela resistência de um elemento a imposição de um deslocamento unitário, sendo a relação inversa da flexibilidade.

Para ligações estruturais, a rigidez é função da relação momento-rotação ($M-\theta$) e pode ser obtida pelo gradiente da curva $M-\theta$ (Figura 2.7), conforme a expressão 2.1.

$$R = \frac{M}{\theta} \quad (2.1)$$

Em que M é o momento fletor resistente da ligação e θ é a rotação associada ao momento M . Em função da relação momento-rotação, as ligações são caracterizadas como rígidas, semirrígidas ou articuladas, de acordo com o grau de restrição à rotação que possuem.

Figura 2.7: Curva momento-rotação e rigidez secante



Fonte: Autora (2017)

A necessidade de modelos que representassem adequadamente a rigidez das ligações, para efeito de dimensionamento e análise da estabilidade global de estruturas, conduziu a pesquisas por modelos matemáticos que traduzissem este comportamento.

Gibbons, Kirby e Nethercot (1996) analisaram pórticos não deslocáveis com ligações semirrígidas em estruturas metálicas, e afirmaram que a aproximação do gradiente do gráfico $M-\theta$ pela reta tangente, ou rigidez tangente (vide Figura 2.7), fornecia valores superestimados da rigidez das ligações. Uma abordagem mais conservadora seria considerar a ligação menos rígida, utilizando valores de uma reta secante ao gráfico. Segundo Zoetemeijer (1989 apud Görgün, 1997) a menor rigidez secante, proveniente do método beam-line, é uma aproximação segura do comportamento da ligação para a análise da estabilidade de pórticos. Stanton et al. (1986) e Restrepo, Park & Buchanan (1995) também utilizam o conceito de rigidez secante para análise de ensaios experimentais em ligações viga-pilar.

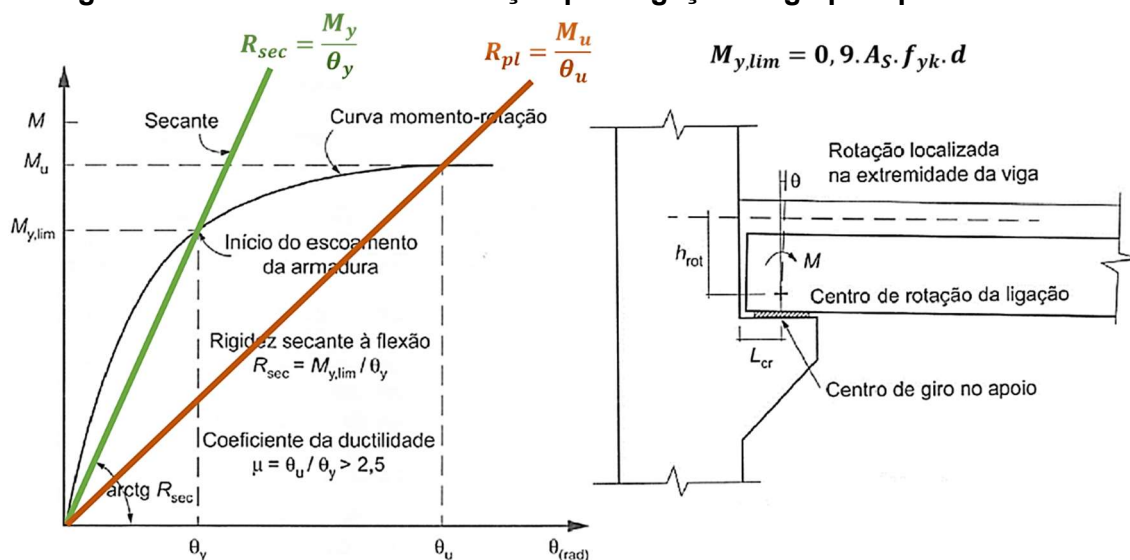
Diante de tais pesquisas acerca da rigidez em ligações, que se iniciam fora do Brasil, é importante salientar que estas análises são feitas segundo um critério plástico, tomando valores de resistência das ligações em regime de plastificação. Segundo Ferreira (2017), tal abordagem está de acordo com o critério de projeto de ligações em regiões sísmicas, que depende da continuidade de armadura e da capacidade de deformação plástica da ligação (ductilidade). Dessa maneira, as pesquisas

desenvolvidas em países de zona sísmica têm interesse no que se pode chamar de rigidez secante plástica, relacionada ao Estado Limite Último (FERREIRA, 2017).

No Brasil, o conceito de rigidez secante tem o intuito de traduzir a não linearidade física associada ao comportamento das ligações semirrígidas, em Estado Limite de Serviço. O critério de semirrigidez depende da rigidez rotacional da ligação viga-pilar e de sua influência nos deslocamentos de primeira ordem.

O estudo da rigidez secante em ligações pré-moldadas semirrígidas se iniciou no Brasil com a pesquisa de Ferreira (1993). Ferreira (2002) concluiu que a rigidez para a seção da peça fissurada é muito bem representada pela reta secante no trecho entre o momento de fissuração e o momento anterior ao escoamento da armadura de continuidade, $M_r \leq M \leq M_{y,lim}$ (Figura 2.8).

Figura 2.8: Curva Momento-Rotação para ligações viga-pilar pré-moldadas



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

Para Ferreira (2010), as ligações viga-pilar fora de zonas sísmicas devem ser projetadas segundo critérios de resistência e rigidez. Recomenda-se que sejam dimensionadas para resistir aos momentos elásticos, limitando a deformação ao início do escoamento da armadura, de modo que a armadura permaneça na fase elástica, garantindo o máximo de eficiência para a ação de pórtico.

As ligações semirrígidas atuam como molas rotacionais nas extremidades das vigas pré-moldadas, aumentando da flexibilidade da estrutura, modificando a distribuição de rigidez entre elementos e causando uma “redistribuição elástica” dos esforços internos (FERREIRA, 2010).

Devido às deformações de flexão na extremidade da viga pré-moldada, existe um alongamento natural das armaduras tracionadas, causando a liberação de rotação

na extremidade da viga, ainda na fase elástica, anterior ao escoamento da armadura tracionada.

Há uma não linearidade da curva momento-rotação após o aparecimento da fissuração, que é acentuada com a propagação e estabilização de fissuras, especialmente no caso de ocorrência combinada de fissuras verticais e diagonais. O alongamento das barras no trecho fissurado aumenta de forma significativa devido ao somatório de escorregamentos localizados entre armadura e regiões de concreto fissuradas. Assim, o mecanismo por alongamento é responsável pela liberação de rotações, ocasionando na diminuição da rigidez da ligação e na descontinuidade da curvatura na extremidade da viga pré-moldada, onde a resposta momento-rotação é equivalente ao comportamento de uma mola semirrígida.

Portanto, a rotação efetiva é uma função do alongamento dividido pela distância (altura) entre a posição das barras tracionadas e o centro de rotação na seção transversal. **O comportamento semirrígido é representado pela rigidez secante da curva momento-rotação, dentro do limite da fase elástica da armadura tracionada, o qual pode ser empregado para a análise estrutural** (vide Figura 2.8). A rigidez secante representa o menor valor que pode ocorrer para uma ligação em situação de serviço, previamente ao escoamento (Ferreira & Elliott, 2002). Ou, em outras palavras, é a máxima deformação que deve ocorrer em serviço.

Com intuito de gerar modelos analíticos para o cálculo da rigidez de ligações viga-pilar pré-moldadas, Elliott et al. (2003) apresentaram uma abordagem teórica na tentativa de descrever o comportamento semirrígido. Para os autores, a rigidez à rotação deverá ser:

$$R_{rot} = \frac{M_{lig}}{\theta_{lig}} \quad (2.2)$$

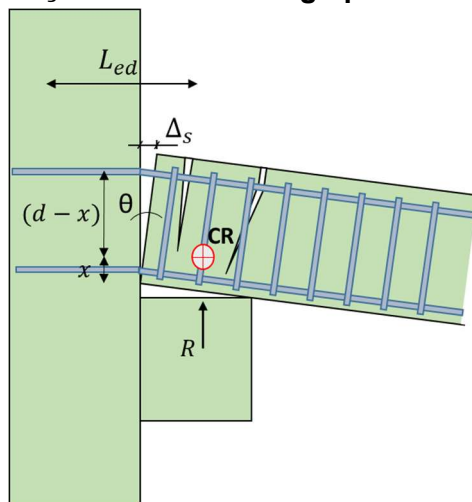
Em que M_{lig} é o momento resistente da ligação e θ_{lig} é a rotação relativa da ligação, devido a este momento. Nessa análise, considera-se que θ_{lig} inclui todos efeitos de não-linearidade que contribuem com a rotação total da ligação. Além disso, também se considera que todos os componentes da ligação, como tarugos metálicos, armadura de continuidade, chapas soldadas e chumbadores, atingem seu limite de escoamento ou ruptura. Por exemplo, no caso do uso de armaduras de continuidade, considera-se que a armadura tenha escoado e a tensão seja equivalente a $f_{yk}A_s$, para o cálculo da rigidez secante da ligação.

Ainda de acordo com Elliott et al. (2003), a rotação final (θ_{lig}) é proveniente de três parcelas de deformação: a) rotação na interface viga-pilar, devido a abertura da junta na ligação; b) deformação rotacional da viga, na região da ligação (devido à

curvatura da viga ao longo de um comprimento de rótula plástica); c) deformação rotacional do pilar na região da ligação (devido à curvatura do pilar).

A parcela de rotação na interface viga-pilar está associada ao mecanismo de deformação das armaduras de continuidade, cantoneiras, chapas, entre outros, e sua ocorrência está ilustrada na Figura 2.9.

Figura 2.9: Rotação da interface viga-pilar devido a abertura da junta



Fonte: Adaptado de Ferreira, Elliott & Hasan (2010)

A rotação (θ) pode ser obtida por meio da expressão 2.3.

$$\theta = \frac{\Delta_s}{d} \quad (2.3)$$

Em que

Δ_s – Deformação devido ao alongamento da armadura de continuidade;

d – Altura útil da viga.

Considerando válida a Lei de Hooke ($\sigma = \varepsilon \cdot E$) e que Δ_s se relaciona com L_{ed} , considerando as parcelas de escorregamento e deformação da armadura embutida no pilar e na viga, então:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_y} \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta l}{l} \quad (2.5)$$

$$l = L_{ed} \quad (2.6)$$

$$\Delta l = \frac{f_y}{E_y} \cdot L_{ed} \quad (2.7)$$

$$\theta = \frac{f_y L_{ed}}{E_y d} \quad (2.8)$$

Onde

ε_y – Deformação específica do aço;

f_y – Resistência ao escoamento do aço;

E_y – Módulo de elasticidade do aço;

Δl – Alongamento da armadura de continuidade na região da ligação;

Estimando que o centro de giro da ligação esteja próximo a posição da linha neutra, definida pela altura x , pode-se reescrever a Equação 2.8 substituindo a altura útil da viga pela altura referente à posição do centro de rotação da ligação ($x - d$) (vide Figura 2.9), tal que:

$$\theta = \frac{f_y L_{ed}}{E_y (d - x)} \quad (2.9)$$

Ferreira, Elliott & Hasan (2010) afirmam que, em ligações viga-pilar de seção composta (concreto pré-moldado e moldado *in loco*), a rotação final é função do alongamento das barras de aço longitudinais. A não-linearidade da curva momento-rotação se inicia com o aparecimento da primeira fissura na região da ligação, e acentua-se com propagação e estabilização das fissuras diagonais e de flexão.

Os autores concluem que a rigidez secante à flexão (R_{sec}) pode ser obtida por meio da razão entre o momento resistente da ligação (ao início do escoamento da armadura longitudinal) (M_y) e a rotação viga-pilar (θ_y) equivalente a esse momento, conforme a expressão 2.10.

$$R_{sec} = \frac{M_y}{\theta_y} \quad (2.10)$$

Ainda considerando vigas de seção composta, com armadura de continuidade passando através do pilar, o momento resistente ao início do escoamento da armadura longitudinal é dado por:

$$M_y = f_y \cdot A_s \cdot z \quad (2.11)$$

$$M_y = f_y \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) \quad (2.12)$$

Onde

A_s – Área de aço da armadura de continuidade;

z – Braço de alavanca entre a resultante das tensões normais de tração e compressão;

x – Posição da linha neutra para a seção fissurada.

A altura do centro de rotação varia conforme a presença ou ausência de consolo sob a viga. Para vigas apoiadas sobre consolo, a posição da linha neutra desce e tende a se aproximar da junta positiva (FERREIRA, ELLIOTT; HASAN, 2010).

Considerando que a viga esteja trabalhando no domínio II de deformação, a distância entre a força resultante no aço e no concreto (z) é aproximadamente $z \cong 0,9d$. Assim, a Equação 2.12 pode ser reescrita da seguinte maneira, confundindo-se com a equação de $M_{y,lim}$ apresentada na ABNT NBR 9062:2017:

$$M_y = M_{y,lim} = 0,9f_{yk}A_s d \quad (2.13)$$

O valor de $M_{y,lim}$ representa o início da escoamento da ligação (Figura 2.8). Dispondo das expressões para o cálculo de $M_{y,lim}$ e θ_y , foi possível reescrever a Equação 2.10, tal que:

$$R_{sec} = \frac{0,9E_s A_s d (d - x)}{L_{ed}} \quad (2.14)$$

A relação entre a altura da linha neutra e a altura útil da viga pode ser representada por meio da expressão adimensional de KX que resulta em $KX = x/d$. Substituindo o termo x na Equação 2.14 por $(KX \cdot d)$, pode-se realizar a seguinte manipulação:

$$R_{sec} = \frac{0,9E_s A_s d (d - KX \cdot d)}{L_{ed}} \quad (2.15)$$

$$R_{sec} = \frac{0,9E_s A_s d^2 (1 - KX)}{L_{ed}} \quad (2.16)$$

Finalmente, para simplificação da Equação 2.16, o valor de $0,9 \cdot (1 - KX)$ pode ser substituído por uma constante k , resultando em:

$$R_{sec} = k \frac{E_s A_s d^2}{L_{ed}} \quad (2.17)$$

Em que:

R_{sec} – Rigidez secante à flexão negativa de ligações com armadura de continuidade;

k – Coeficiente de ajustamento da rigidez secante;

E_s – Módulo de elasticidade do aço;

A_s – Área efetiva de armadura de continuidade negativa;

d – Altura útil da seção resistente da ligação;

L_{ed} – Comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura contínua.

Tal expressão encontra-se em Ferreira (2014) e é apresentada na ABNT NBR 9062:2017 para o cálculo da rigidez secante à flexão negativa em ligações viga-pilar com armadura de continuidade.

Vale reforçar que a rigidez secante se relaciona com o limite do regime elástico da ligação, quando a armadura de continuidade começa a escoar (FERREIRA; ELLIOTT; HASAN, 2010). O modelo de cálculo de ligações comumente utilizadas no Brasil, com continuidade de armadura negativa para uso em edificações aporticadas, é bem representado pela expressão 2.17, que leva em conta os principais mecanismos de deformação referentes à deformação do aço e concreto. Outros fatores também são levados em conta neste cálculo, como o tipo de junta positiva da ligação, a presença ou não de consolo aparente e a posição do centro de rotação da ligação, conforme é discutido na seção 2.6 deste trabalho.

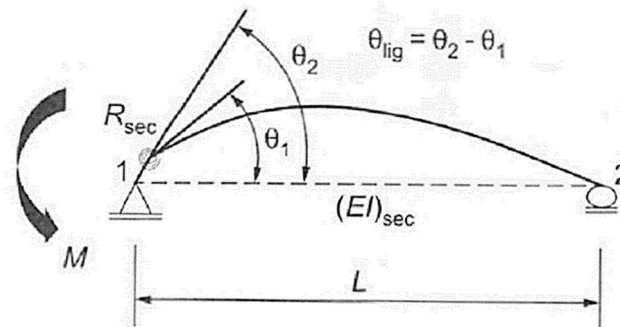
2.5 FATOR DE RESTRIÇÃO À ROTAÇÃO

A ideia de classificar as ligações de uma estrutura quanto ao grau de restrição à rotação que possuem está, novamente, atrelada às necessidades da análise estrutural. Visto que nenhuma ligação estrutural ou edificação é perfeitamente rígida, é preciso compreender e determinar a parcela de restrição ao giro que cada ligação é capaz de mobilizar.

Por definição, o fator de restrição à rotação de uma ligação (α_R) é a razão entre a rotação de uma viga simplesmente apoiada (θ_1), e a rotação desta mesma viga somada à parcela de rotação da ligação (θ_2) (Figura 2.10).

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (2.18)$$

Figura 2.10: Conceito do fator de restrição à rotação



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

A rotação de uma ligação semirrígida qualquer (conforme apresentado nas seções anteriores) é obtida por meio da relação:

$$\theta_{lig} = \frac{M}{R_{sec}} \quad (2.19)$$

Sendo M o momento fletor aplicado na ligação. A rotação da viga simplesmente apoiada (θ_1) é dada por:

$$\theta_1 = \frac{M \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} \quad (2.20)$$

Se $\theta_2 = \theta_1 + \theta_{lig}$, então é possível escrever que:

$$\theta_2 = \frac{M \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{M}{R_{sec}} \quad (2.21)$$

Substituindo θ_1 e θ_2 na expressão de α_R , obtém-se o seguinte:

$$\alpha_R = \left(\frac{\theta_2}{\theta_1} \right)^{-1} = \left(\frac{\frac{M \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{M}{R_{sec}}}{\frac{M \cdot L}{3 \cdot E \cdot I}} \right)^{-1} \quad (2.22)$$

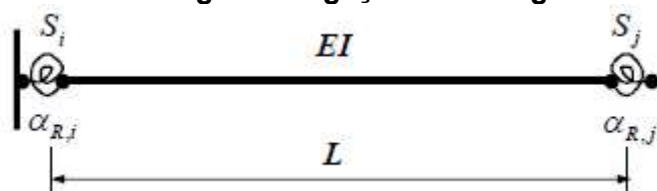
$$\alpha_R = \left[\left(\frac{M \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{M}{R_{sec}} \right) \cdot \left(\frac{3 \cdot E \cdot I}{M \cdot L} \right) \right]^{-1}$$

$$\alpha_R = \left[1 + \left(\frac{3 \cdot (E \cdot I)_{sec}}{R_{sec} \cdot L} \right) \right]^{-1} \quad (2.23)$$

Nota-se que o fator de restrição à rotação é um parâmetro adimensional, e relaciona a rigidez da ligação (R_{sec}) à rigidez da viga (EI/L), variando de 0 a 1 para ligações articuladas e engastadas, respectivamente. Este parâmetro, para uma condição não-linear, pode ser obtido considerando-se a rigidez da seção fissurada da viga e a rigidez secante da ligação (Ferreira & Elliott, 2002).

Buscou-se dar continuidade ao estudo da restrição à rotação de ligações em estruturas pré-moldadas, culminando com a explanação desse parâmetro no Estado da Arte apresentado por Ferreira, Elliott & Hasan (2010). Uma viga com ligações semirrígidas em ambas extremidades, fica representada conforme ilustra a Figura 2.11.

Figura 2.11: Elemento de viga com ligações semirrígidas nas extremidades



Fonte: Ferreira, Elliott & Hasan (2010)

Os fatores $\alpha_{R,i}$ e $\alpha_{R,j}$ numa situação referente ao modelo esquematizado são expressos por:

$$\alpha_{R,i} = \left[1 + \frac{3EI}{R_i L} \right]^{-1} \quad (2.24)$$

$$\alpha_{R,j} = \left[1 + \frac{3EI}{R_j L} \right]^{-1} \quad (2.25)$$

De acordo com Ferreira, Elliott & Hasan (2010), é possível corrigir a matriz de rigidez de pórticos com ligações rígidas, utilizando uma matriz de rigidez corrigida por meio do fator α_R . Para valores resultantes de força ao longo da estrutura e deslocamentos nodais, tal modificação se mostra adequada. Contudo, a matriz de rigidez corrigida não fornece resultados adequados para rotações relativas viga-pilar, nem para flechas no meio do vão de vigas com ligações semirrígidas. Consequentemente, cálculos adicionais são necessários para obtenção de deslocamentos locais nos elementos do pórtico.

A ABNT NBR 9062:2017 apresenta a abordagem simplificada para o cálculo do fator de restrição à rotação, de acordo com a Equação 2.26, em função da rigidez secante (Equação 2.17). As considerações necessárias para cálculo da expressão de α_R estão ilustrados na Figura 2.12. Esta norma classifica as ligações em função de α_R conforme a Tabela 2.1.

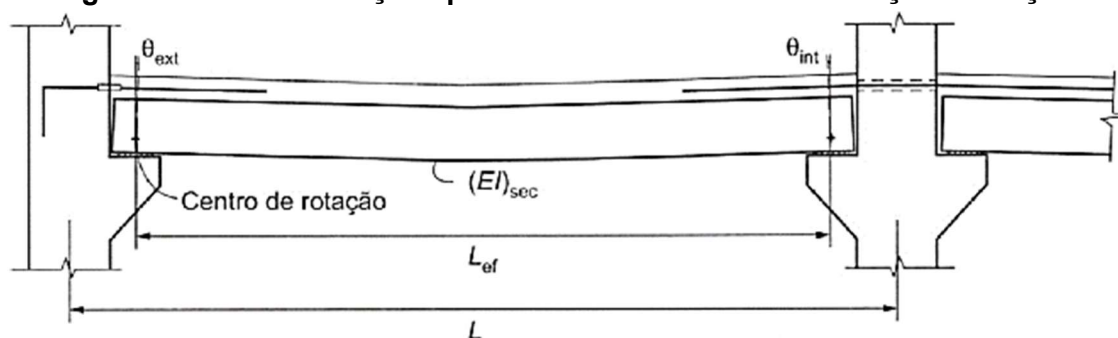
$$\alpha_R = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1} \quad (2.26)$$

Onde:

EI_{sec} – Rigidez secante da viga considerada na análise estrutural, ou conforme indicação do Anexo A da ABNT NBR 9062:2017;

L_{ef} – Vão efetivo entre os centros de giro dos apoios da viga.

Figura 2.12: Considerações para o cálculo do fator de restrição à rotação



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Tabela 2.1: Classificação das ligações em função do fator de restrição à rotação

Fator de Restrição à Rotação (α_R)	Classificação das Ligações
$\alpha_R < 0,15$	Articulada
$0,15 \leq \alpha_R < 0,85$	Semirrígida
$0,85 \leq \alpha_R$	Engastada

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

2.6 TIPOLOGIAS DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR E MECANISMOS DE DEFORMAÇÃO

A norma de estruturas pré-moldadas, ABNT NBR 9062:2017, apresenta seis tipologias de ligação de modo a servir como referência na concepção e cálculo de ligações viga-pilar para estruturas sujeitas a momentos negativos, e promover uma padronização do que se executa no Brasil.

Outras tipologias de ligação viga-pilar que fujam ao esquema proposto na norma requerem a validação experimental do valor da rigidez secante (da relação momento-rotação), tendo-se como referência o centro do apoio (consolo) para obtenção da rotação relativa, segundo a ABNT NBR 9062:2017. A Figura 2.13 ilustra as seis tipologias de ligação viga-pilar elencadas. A rigidez secante à flexão negativa destas tipologias é calculada por meio da Equação 2.17.

$$R_{sec} = k \frac{E_s A_s d^2}{L_{ed}}$$

O comprimento efetivo de deformação L_{ed} pode ser escrito em função de um coeficiente β , tal que:

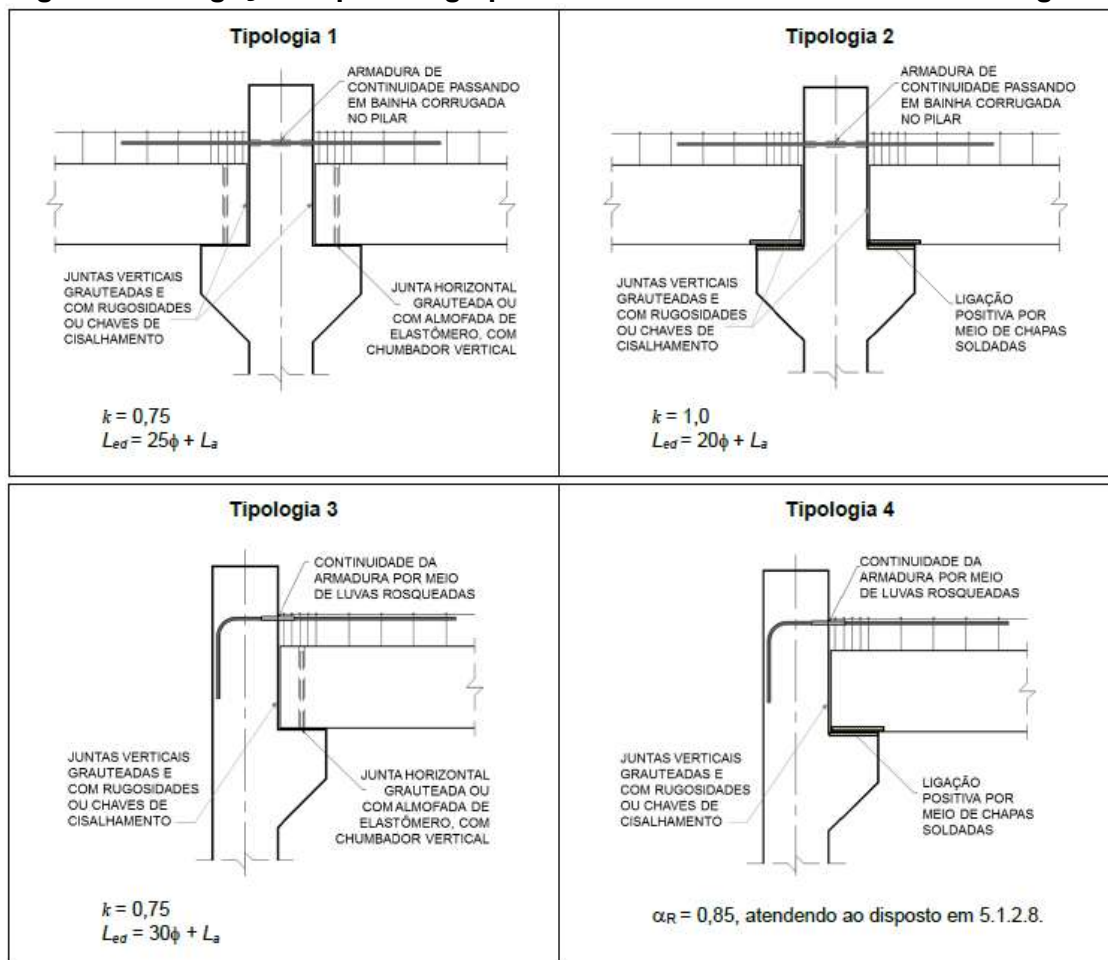
$$L_{ed} = \beta\phi + L_a \quad (2.27)$$

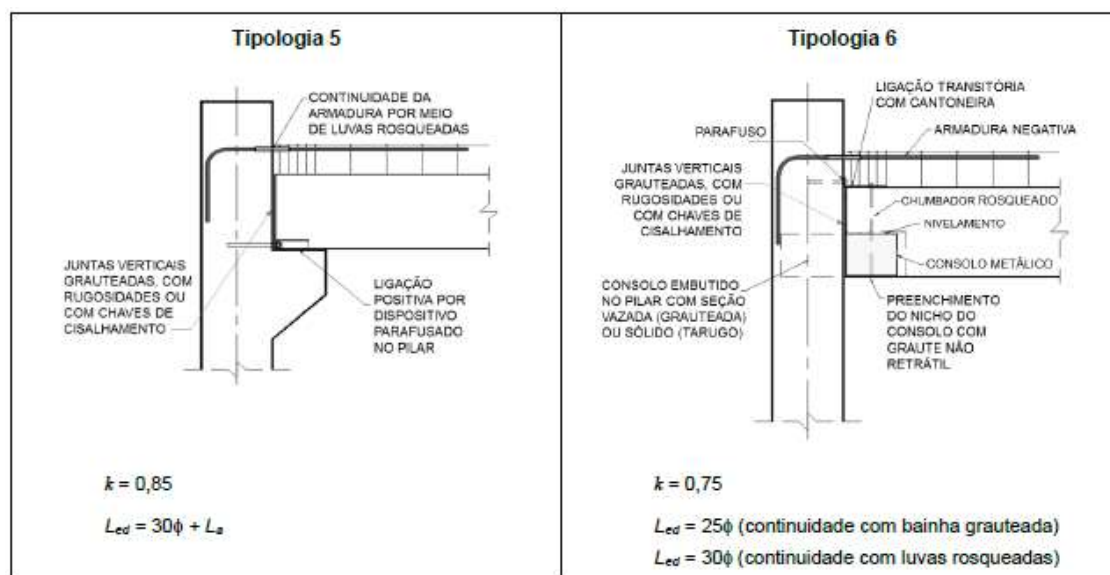
β – Coeficiente de ajustamento devido às deformações por escorregamento entre aço-concreto;

ϕ – Diâmetro da armadura de continuidade na seção da ligação;

L_a – Distância da face do pilar ao centro de rotação no consolo.

Figura 2.13: Ligações típicas viga-pilar com continuidade de armadura negativa





Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Vale destacar que, para ligações Tipologia 4 (vide Figura 2.13), o disposto 5.1.2.8 da ABNT NBR 9062:2017 apresenta critérios de projeto de ligações com resistência à flexão de comportamento **rígido**.

A Tabela 2.2 elenca os valores de k e L_{ed} propostos para as tipologias 1 a 6 de ligação, de acordo com a variação da junta positiva e do elemento que fornecerá continuidade à armadura negativa.

Tabela 2.2: Parâmetros variáveis para as seis tipologias de ligação viga-pilar

Tipologia de Ligação	Junta Positiva	Elemento p/ Continuidade da Armadura	k	L_{ed}
1	Chumbador e Almofada de Elastômero / Graute	Bainha Grauteada	0.75	$25\phi + L_a$
2	Chapas Soldadas	Luva Rosqueada	1	$20\phi + L_a$
3	Chumbador e Almofada de Elastômero / Graute	Bainha Grauteada	0.75	$30\phi + L_a$
4	Chapas Soldadas	Luva Rosqueada	-	-
5	Dispositivo Parafusado no Pilar	Luva Rosqueada	0.85	$30\phi + L_a$
6	Console Metálico Embutido no Pilar	Bainha Grauteada	0.75	25ϕ
		Luva Rosqueada	0.75	30ϕ

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

Observa-se que diversos mecanismos de deformação, referentes aos elementos que compõem uma ligação, interferem no nível restrição ao giro que o conjunto irá oferecer. Nem sempre é interessante enrijecer ao máximo uma região, pois isso resulta na concentração de tensões e deformações e pode forçar uma ruptura localizada. Sem

dúvidas, a definição do modo com que a ligação irá trabalhar depende da concepção de cada projetista para seu conjunto estrutural, bem como do tipo, intensidade e variação de ações que irão atuar sobre a edificação. Ligações com menor grau de rigidez e maior flexibilidade permitem que ocorram deslocamentos, redistribuição de esforços internos entre elementos estruturais e dissipação de energia proveniente das ações atuantes.

Dispondo desta possibilidade e da equação para o cálculo da rigidez secante à flexão, o projetista possui ferramentas para que decida o dimensionamento mais adequado de acordo com cada situação de projeto. É possível evitar o superdimensionamento de elementos estruturais que antes seriam superestimados por falta de conhecimento do comportamento da estrutura pré-moldada e adoção de escolhas muito conservadoras (a favor da segurança). A segurança do projetista na etapa de dimensionamento se relaciona com sua certeza de que as estruturas, em situação real, se comportarão o mais próximo possível do que foi idealizado em projeto. Calcular e conhecer a rigidez secante das ligações é ferramenta para isto.

O valor de β varia de acordo com diversos parâmetros, dentre eles a ancoragem e aderência da armadura de continuidade, conseqüentemente, a maneira com que a armadura irá se deformar na região da ligação. Por “região da ligação” entende-se uma zona entre a extremidade da viga (englobando o comprimento que se apoia no consolo, quando este existe) e a interface do pilar. Isto pois, a deformação da armadura – no comprimento embutido no pilar e na extremidade da viga que irá sofrer fissuração – diminui a rigidez da ligação já que aumenta a rotação θ .

O uso de bainhas preenchidas com graute para continuidade de armadura deve apresentar maior nível de aderência da armadura. Contudo, é importante notar que a aderência neste caso está condicionada à qualidade de confecção da ligação, ao serviço prestado pela mão-de-obra e aos materiais especificados. Ou seja, o tipo e alinhamento da bainha, a resistência do graute e o preenchimento da bainha com graute interferem diretamente nas condições de aderência e no alongamento e escorregamento da armadura de continuidade. Alguns aspectos sobre a aderência, modos de falha e o uso, em geral, de bainhas grauteadas podem ser encontrados em Einea, Yamane & Tadros (1995), Bertolucci (2010), Ling, Ahmad & Ibrahim (2014), Hadade (2016) e Barros, Ferreira & Chiari (2017).

A continuidade de armadura com uso de luvas diminui a interferência da mão-de-obra na qualidade ligação, uma vez que a tarefa de preencher os nichos de bainhas com graute nem sempre é simples. Há outras implicações referentes ao uso dessa emenda, como: quantificação do número de roscas necessárias, controle de qualidade das roscas, posicionamento correto das luvas na fôrma do pilar, certificação de aperto ou prensagem das barras de acordo com a recomendação do fabricante, entre outros.

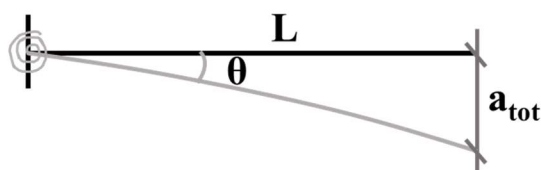
O nível de aderência das barras emendadas por luvas deverá ser menor que o obtido com uso de bainhas grauteadas. Não foram encontradas referências que verifiquem essa comparação, todavia, contrastando os valores experimentais de L_{ed} e $\beta\phi$ calculados nesta pesquisa (seção 6.2) com os de Hadade (2016) (que utilizou bainhas grauteadas para continuidade de armadura negativa), nota-se que a emenda por luvas rosqueadas forneceu resultados maiores desses parâmetros.

O tipo de junta positiva utilizado, a resistência dos concretos pré-moldado e moldado no local e a posição da linha neutra também irão interferir no valor resultante de β , L_a e k . O comportamento da região de ligações em estruturas pré-moldadas não é trivial e varia conforme diversos mecanismos de deformação. Discussões a respeito dos parâmetros β , L_a e k podem ser encontradas em Ferreira, Elliott & Hasan (2010), Hasan (2011), Ferreira (2014) e Hadade (2016).

2.7 ROTAÇÃO EM LIGAÇÕES VIGA-PILAR PRÉ-MOLDADAS

As ligações viga-pilar, em estruturas pré-moldadas, estão sujeitas a rotações que ocorrem tanto devido ao peso próprio dos elementos quanto a ações de forças externas. A rotação total a ser levada em conta no cálculo da rigidez secante deve ser composta pelas parcelas de rotação da ligação e de rotação da viga adjacente, em relação ao pilar. Em ensaios de modelo cruciforme é possível medir o deslocamento vertical em pontos da extremidade das vigas com o uso de transdutores. Para ângulos suficientemente pequenos, a rotação do conjunto em relação ao centro de giro da ligação pode ser obtido pela razão entre o deslocamento vertical total (a_{tot}) e o comprimento (L) – medido desde o centro de giro até o ponto de aplicação da carga – conforme ilustra a Figura 2.14.

Figura 2.14: Deslocamento linear (a_{tot}) em função do ângulo de rotação (θ)



Fonte: Autora (2017)

A rotação (θ) pode ser escrita da seguinte maneira:

$$\theta \cong \frac{a_{tot}}{L} \quad (2.28)$$

Sabe-se que a parcela da flecha proveniente do deslocamento de vigas com uma extremidade engastada e outra livre (a_1), devido à aplicação de uma carga na extremidade livre, pode ser escrita como:

$$a_1 = \frac{PL^3}{3.(EI)_{sec}} \quad (2.29)$$

Em que:

P – Carga vertical aplicada sobre a viga;

$(EI)_{sec}$ – Rigidez secante da viga;

Além disso, existe uma parcela de deslocamento que será chamada de a_2 , referente ao efeito de rotação da ligação (θ_{lig}), e pode ser escrita da seguinte maneira:

$$a_2 = \theta_{lig} . L \quad (2.30)$$

Assim, o deslocamento vertical total pode ser reescrito tal que:

$$a_{tot} = a_1 + a_2 \quad (2.31)$$

$$a_{tot} = \frac{PL^3}{3(EI)_{sec}} + \theta_{lig} . L \quad (2.32)$$

Dispondo de valores experimentais de flechas em vigas que compõem ligações pré-moldadas, é possível calcular a rotação referente ao giro da ligação sobre o consolo:

$$\theta_{lig} = \left[\frac{\left(a_{tot} - \frac{PL^3}{3(EI)_{sec}} \right)}{L} \right] \quad (2.33)$$

A partir do momento fletor limite ($M_{y,lim}$) e da rigidez secante analítica (R_{sec}) (Equações 2.13 e 2.17, respectivamente) atuantes em ligações viga-pilar, pode-se estimar um valor teórico de deslocamento vertical ($a_{tot,calc}$) nas vigas adjacentes. Seja:

$$\theta_{lig,calc} = \frac{M_{y,lim}}{R_{sec}} \quad (2.34)$$

Então:

$$a_{tot,calc} = \frac{M_{y,lim}L^2}{3(EI)_{sec}} + \frac{M_{y,lim}}{R_{sec}} . L \quad (2.35)$$

Em que

$$M_{y,lim} = 0,9f_{yk}A_s d$$

$$R_{sec} = k \frac{A_s E_s d^2}{L_{ed}}$$

2.8 ANCORAGEM E TRANSFERÊNCIA DE FORÇAS DE TRAÇÃO EM BARRAS DE AÇO

O comportamento das ligações viga-pilar pré-moldadas, que possuem continuidade de armadura negativa, é fortemente influenciado pelos mecanismos de deformação desta armadura. Fatores como o arranjo das barras (formato de gancho ou barra reta, distribuição das barras dentro e ao redor do pilar), área da seção transversal, aderência aço-concreto, cobertura de concreto, capacidade resistente do aço utilizado

e comprimento de armadura embutido no concreto interferem no modo com que a armadura de continuidade negativa responde aos esforços solicitantes.

Soroushian et al. (1988) afirmam que a resistência de uma barra dobrada em gancho contra o arrancamento é proveniente da aderência entre aço e concreto e do formato do gancho propriamente dito. Tal resistência ao arrancamento deve ser adversamente influenciada pela redução do espaçamento livre entre barras, em especial quando o espaçamento é menor que quatro vezes o diâmetro da armadura (4ϕ). Soroushian et al. (1988) concluem que o confinamento do concreto ao redor do gancho é um importante fator que altera sua performance ao arrancamento, porém, a resistência a compressão do concreto não influencia significativamente no arrancamento das barras com gancho.

Ferreira (1993) investigou a deformabilidade de componentes presentes em ligações de elementos pré-moldados de concreto. Considerou-se que uma barra inserida em um elemento de concreto (Figura 2.15), deformando por tração, possui um comprimento efetivo de ancoragem igual a:

$$l_s = l_0 + l_{br} \quad (2.36)$$

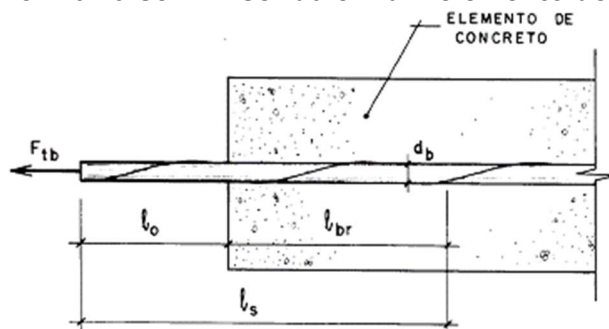
Em que

l_0 – Distância da face do elemento de concreto ao ponto considerado para o cálculo;

l_{br} – Comprimento de ancoragem de referência;

l_s – Comprimento da barra, considerado para o cálculo da deformabilidade.

Figura 2.15: Barra semi-inserida em um elemento de concreto.



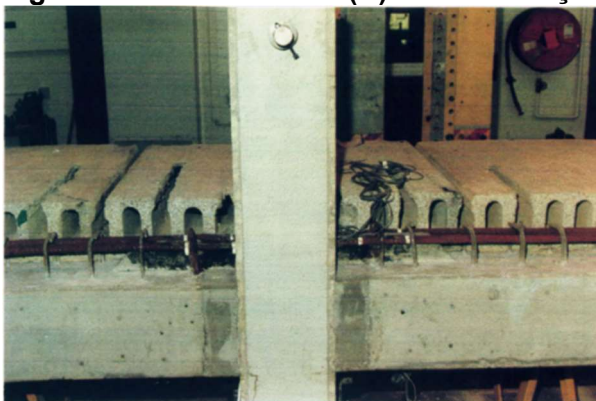
Fonte: Ferreira (1993)

Posteriormente, modelos de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado foram ensaiados por Görgün (1997) e discutiu-se o efeito da influência das armaduras longitudinais no comportamento das ligações. Para isso, dois ensaios cruciformes de ligação viga-pilar foram comparados, TW1(A) e TW1(C), sendo o primeiro executado com a presença de armadura de continuidade longitudinal passando por bainhas, e lajes alveolares em ambos os lados das vigas. O modelo TW1(C) não possuía presença de armadura de continuidade nem laje alveolar. A rotação obtida para o momento último (M_u) em TW1(C) foi 32% menor que o valor obtido no ensaio a flexão de TW1(A), pois

o modelo TW1(C) não apresentou ductilidade e resistência suficiente para atingir os valores últimos encontrados em TW1(A). O autor conclui, a partir desta observação, que a ductilidade da ligação é função da ductilidade da armadura de continuidade.

Para o ensaio TW1(A), após o espalhamento das fissuras na ligação, na região da viga, e a falha do concreto na região tracionada da ligação, as forças de tração foram resistidas pelas armaduras de continuidade até que estas atingissem o escoamento. A ruptura se deu devido ao escoamento das armaduras e falha por esmagamento do concreto na ligação. A construção deste modelo pode ser observada na Figura 2.16.

Figura 2.16: Modelo TW1(A) em construção



Fonte: Görgün (1997)

A ligação viga-pilar TB1(A), que utilizou consolo metálico embutido, armadura de continuidade e lajes alveolares em um modelo cruciforme, também teve sua ruptura associada à falha por escoamento das armaduras de continuidade. O autor afirma que a resistência das juntas foi determinada, principalmente, pela eficiência total das barras de continuidade longitudinal.

Ainda no trabalho de Görgün (1997), ensaios isolados da região da ligação submetida a tração foram avaliados, conforme ilustra a Figura 2.17. Na zona tracionada buscou-se encontrar uma “rigidez à tração efetiva (K_e)” relacionando aderência e deformação por tração às forças de tração aplicadas no elemento. O comprimento efetivo de ancoragem das barras (L_e) foi calculado por meio seguinte relação:

$$L_e = \frac{\delta_T}{\varepsilon_{av}} \quad (2.37)$$

Em que

δ_T – Abertura média da fissura (ao nível de ε_{av});

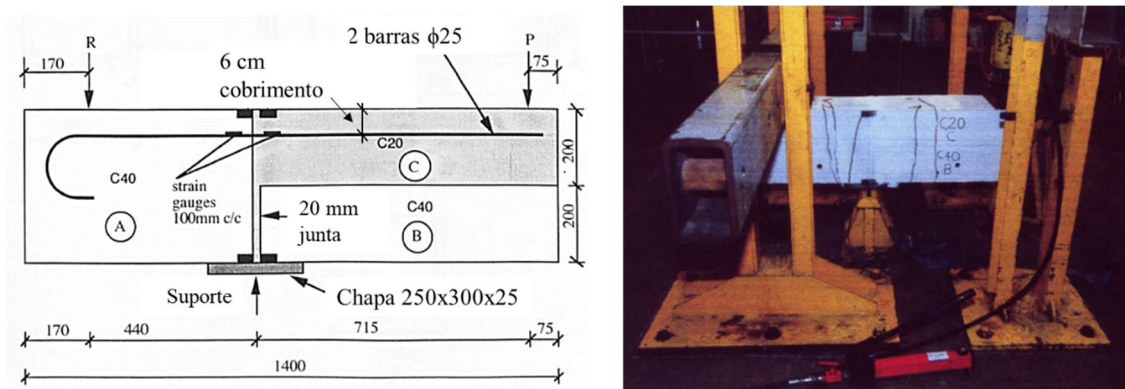
ε_{av} – Deformação axial média por tração na barra de aço.

Observou-se que a relação entre a deformação axial média por tração e a abertura de fissuras foi aproximadamente linear até o valor de 0,5 mm de abertura. Enquanto existir aderência efetiva, a deformação na armadura deve ser tomada como a mesma sofrida pelo concreto adjacente, o que reduz o gradiente de deformação das

barras de aço. O autor elenca fatores que podem prevenir o escorregamento entre concreto e armaduras, aumentando a capacidade de aderência entre essas interfaces: concreto de maior capacidade resistente, maior resistência ao cisalhamento e aumento da cobertura de concreto sobre as armaduras.

No ensaio proposto, a cobertura de concreto era espessa o suficiente (6 cm), porém verificou-se que a capacidade resistente do concreto moldado *in loco* (20 MPa) não foi suficiente para estender o trecho linear da curva $\delta_T \times \varepsilon_{av}$ até um nível maior de abertura de fissuras. Assim, não foi possível atingir os valores calculados de comprimento de ancoragem e tensão de ancoragem, resultando na perda de aderência aço-concreto e consequente diminuição da rigidez da ligação.

Figura 2.17: Esquema de ensaio de ligação para análise do efeito de tração na armadura



Fonte: Adaptado de Görgün (1997)

Após os trabalhos de Ferreira (1993) e Görgün (1997), o mecanismo de deformação por tração das barras de aço foi estudado em Ferreira (1999), e o comprimento de ancoragem efetivo (L_e) para o cálculo da deformação por tração foi tomado como apresenta a Equação 2.38.

$$L_e \equiv 0,5L_b \quad (2.38)$$

Sendo L_b o comprimento de ancoragem da barra de aço.

Assis Junior (2005) estudou a ancoragem de barras de aço em ligações de elementos fletidos. Sua pesquisa deu enfoque a ligações viga-pilar de extremidade, em estruturas de concreto armado. Observou-se que a seção transversal comum entre o pilar e a viga é a mais crítica e que, deformações e, conseqüentemente, tensões nas barras pertencentes às armaduras longitudinais da viga decresceram à proporção que as seções da barra se afastaram da face interna do pilar.

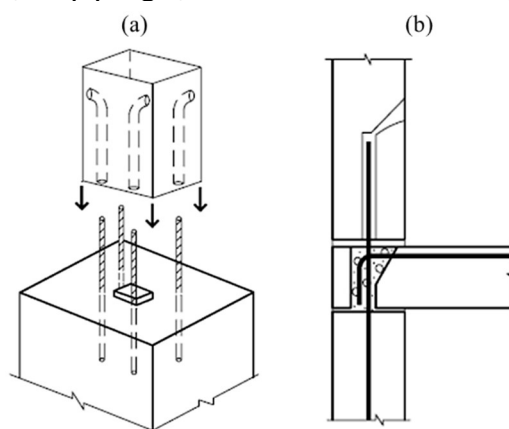
A força normal, na ancoragem de barras tracionadas, atua benéficamente até certa intensidade, contribuindo com o aumento do confinamento numa região nodal, o que melhora as condições de aderência aço-concreto. O autor frisa que, como a força normal eleva as tensões longitudinais de tração nas barras, esta pode provocar a

fissuração do concreto adjacente e uma possível redução da capacidade de ancoragem das barras.

O manual *fib Bulletin 43* (2008) aborda diversos aspectos relativos a transferência de forças de tração em ligações estruturais pré-moldadas. De acordo com este manual, devido à presença de aderência nas interfaces das juntas, um esforço solicitante maior pode ser transmitido por meio da junta para as zonas da ligação e elementos estruturais do que o previsto em projeto. As armaduras de continuidade, geralmente compostas por barras de aço comum, devem estar ancoradas indiretamente a pelo menos um dos elementos pré-moldados, por meio de juntas, luvas, aberturas, nichos ou outras reentrâncias preenchidas com graute ou concreto moldado no local.

É possível concretar armaduras de continuidade com uma extremidade proeminente em relação ao elemento estrutural. Durante a montagem das peças pré-moldadas, o próximo elemento a ser posicionado sobre este deverá ter luvas grauteadas em espera, que serão encaixadas na armadura de continuidade proeminente, grauteadas e promoverão a ancoragem desta armadura. Esse tipo de continuidade pode ser observado na Figura 2.18.

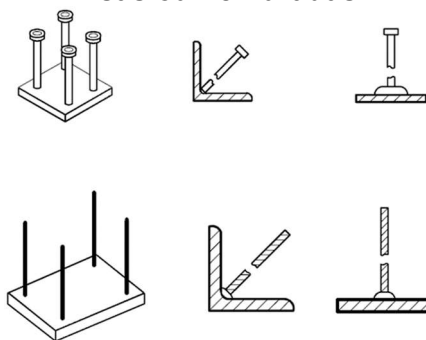
Figura 2.18: Ligações resistentes à tração com armadura de continuidade ancoragem direta e indireta nos elementos pré-moldados (a) Ligação pilar-fundação (b) Ligação entre elementos de parede



Fonte: *fib Bulletin 43* (2008)

A resistência à tração das ligações depende da capacidade das armaduras de continuidade (resistência e dimensões), dos detalhes de ligação, soldas, etc., porém depende também dos detalhes de ancoragem do aço nos elementos de concreto. A ancoragem pode ser obtida por meio da aderência ao longo das mossas da barra ou outros tipos de ancoragem de extremidade. Exemplos de ancoragem de extremidade são apresentados na Figura 2.19. Na ancoragem por aderência, tensões tangenciais de tração surgem no concreto ao redor da barra (*FIB BULLETIN 43*, 2008).

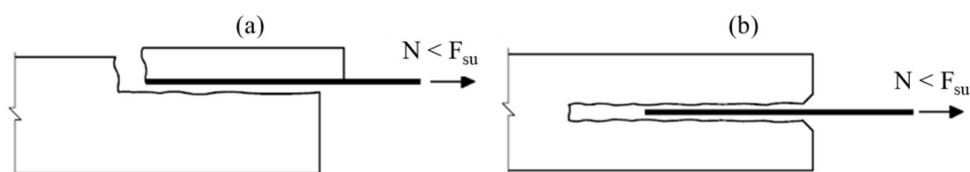
Figura 2.19: Ancoragem de extremidade com uso de chapas metálicas e barras lisas ou nervuradas



Fonte: *fib Bulletin 43* (2008)

Ao fornecer cobertura de concreto e comprimento de ancoragem suficientes, a capacidade de ancoragem pode exceder a capacidade resistente à tração da barra. Em casos onde isso não é possível, devido a limitações geométricas, a resistência à tração da ligação é determinada pela capacidade da ancoragem. A ancoragem pode ser perdida devido à falha por separação do cobrimento de concreto (Figura 2.20 (a)) ou falha por arrancamento (Figura 2.20 (b)). O limite superior da resistência por aderência corresponde à capacidade resistente de falha por arrancamento.

Figura 2.20: Falha na ancoragem de barras: (a) Falha por separação do concreto (b) Falha por arrancamento da barra

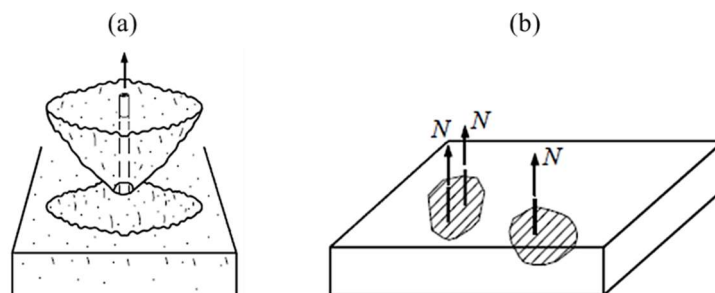


Fonte: *fib Bulletin 43* (2008)

A falha por arrancamento do cone de concreto é comum quando se utilizam placas de ancoragem. A falha do cone de concreto pode ser devido a falha por tração no concreto, onde um cone de concreto no topo da ancoragem se separa e destaca do elemento de concreto (Figura 2.21 (a)).

A capacidade de ancoragem aumenta com o aumento da resistência do concreto, comprimento da ancoragem e diâmetro do elemento ancorado. Posicionar a ancoragem próximo das bordas do elemento de concreto reduz a capacidade resistente de ancoragem, já que o volume do cone de concreto diminui. Quando diversas ancoragens são posicionadas próximas umas das outras, um cone de concreto comum a mais de uma barra pode se formar. Esse cone sofreria arrancamento sob um nível de carregamento menor que a soma da capacidade individual de cada ancoragem (Figura 2.21 (b)) (*FIB BULLETIN 43*, 2008).

Figura 2.21: Falha por arrancamento do cone de concreto: (a) Ancoragem individual (b) Capacidade reduzida devido a ancoragem próximo a borda do elemento ou ancoragem em grupo



Fonte: *fib Bulletin 43* (2008)

Segundo o *Model Code fib* (2010), aderência é o termo utilizado para denotar a interação e transferência de forças entre a armadura e o concreto. No estado limite de serviço, a aderência influencia na largura e espaçamento das fissuras transversais. No estado limite último, a aderência é responsável pela resistência das ancoragens e traspasse de armaduras, e influencia na capacidade à rotação de regiões de rótula plástica.

Em seções fissuradas, as forças de tração na fissura são transferidas para as barras de aço. Em geral, o deslocamento absoluto do aço u_s e do concreto u_c entre as fissuras, ou ao longo de um comprimento de transferência, é diferente. Devido ao escorregamento ($s = u_s - u_c$), tensões de aderência são originadas entre o concreto e aço. A magnitude dessas tensões depende predominantemente da superfície do aço, do escorregamento s , da resistência do concreto f_{ck} e da posição da armadura durante a concretagem. Entre as fissuras ou ao longo do comprimento de transferência, uma parte da força de tração no aço, agindo na fissura, é transferida ao concreto por meio da aderência. A curva tensão-escorregamento é consideravelmente influenciada pelo escoamento da armadura e por tensões transversais (*MODEL CODE FIB*, 2010).

Mahrenholtz (2012) afirma que não há método universal para ensaios de aderência aço-concreto. O autor também destaca que a propriedade mais importante das barras de aço, no que diz respeito à aderência, é a área relativa das mossas ou nervuras, a qual é dada pela razão entre a área da seção transversal axial da nervura e a superfície de cisalhamento da barra. Quanto ao concreto, segundo Mahrenholtz (2012), sua capacidade resistente é a propriedade de maior influência sobre a aderência aço-concreto.

2.9 USO DE LUVAS PARA EMENDA MECÂNICA DE ARMADURAS

2.9.1 LUVAS ROSQUEADAS

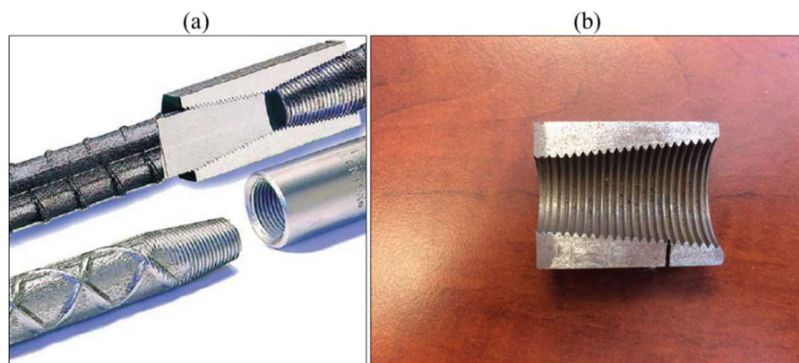
Lovas são elementos de emenda mecânica e sua função é a de unir barras de aço em situações onde se deseja prolongar seu comprimento, ou onde a armadura necessita de interrupções. Há diversos modelos desses elementos disponíveis no mercado, para todos os diâmetros usuais de barras de aço. De modo geral, as luvas são rosqueadas às barras e podem variar quanto ao formato da rosca, à presença de acopladores, à necessidade de prensa, à presença de posicionadores, entre outros.

As luvas oferecem facilidades por serem um sistema industrializado que dá celeridade às obras, eliminam equipamentos no canteiro, proporcionando maior controle de qualidade, eliminando a necessidade de traspasse, entre outros. São utilizadas em ligações viga-pilar, em armaduras de estacas de fundação, em pilares contínuos, em ligações entre pilar e consolo “falso”, em vigas contínuas, em ligações pilar-pilar, etc. Para as estruturas em concreto pré-moldado, onde não há possibilidade de unir armaduras de diferentes elementos por meio do traspasse, o uso das luvas ganha maior destaque.

Algumas vantagens atreladas ao uso de luvas rosqueadas elencadas por Chiari, Colarusso & Calçavara (2016) são:

- Minimização do congestionamento de armaduras e do desperdício de aço originado com o traspasse;
- Não dependência da resistência do concreto para cumprir sua função de emenda;
- Possibilidade de emendar barras com diferentes diâmetros;
- Instalação limpa, segura e rápida;
- Possibilidade de utilização total da capacidade resistente das barras de aço;
- Redução da mão-de-obra necessária;
- Efeito adequado de continuidade entre barras.

A emenda entre luvas e barras de aço é feita por meio de roscas que são confeccionadas em suas extremidades. Nota-se que é indispensável quantificar o número de emendas previstas em projeto, de maneira a assegurar o número correto de luvas e barras, bem como seu posicionamento nos elementos de concreto, durante a concretagem e montagem. O formato das roscas pode ser cônico ou paralelo (reto), conforme apresentado nas Figura 2.22 e Figura 2.23. As roscas cônicas diminuem a possibilidade de espanamento, pois o fim do aperto é determinado ao atingir o fim do cone. O rosqueamento é feito utilizando chaves de grifo ou torquímetros, de acordo com especificação do fabricante.

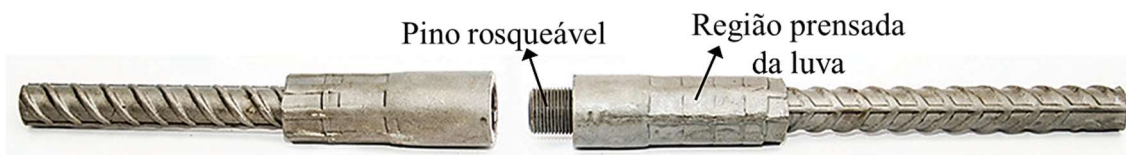
Figura 2.22: Luvas com rosca cônica

Fonte: (a) Catálogo LENTON (2015). (b) Foto concedida por LENTON® (2017).

Figura 2.23: Luvas com rosca paralela

Fonte: Foto concedida por LENTON® (2017)

Os modelos de luvas “de transição” permitem que ocorra a continuidade de armadura utilizando barras de diferentes diâmetros, que são rosqueadas em faces opostas da luva. As luvas prensadas, em geral, são prensadas às barras com auxílio de uma prensa hidráulica e rosqueadas entre si por meio de um acoplador – um pino rosqueável que irá unir as duas luvas. Esses modelos apresentam como desvantagem a necessidade da prensa hidráulica, que constitui uma etapa a mais de trabalho – consumo de tempo e interferência da mão-de-obra – na utilização de luvas rosqueadas. A Figura 2.24 apresenta um exemplo de barras emendadas por luva prensada e rosqueada.

Figura 2.24: Exemplo de luva prensada e rosqueada

Fonte: Catálogo Protende (2014)

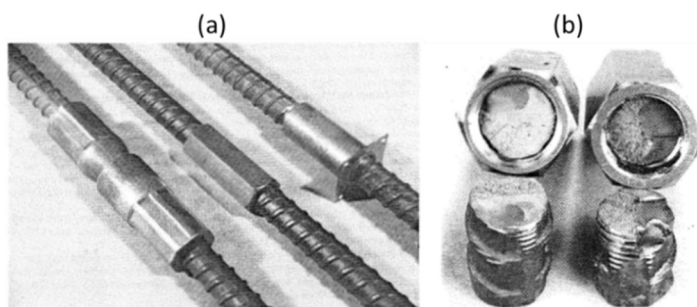
Para rosquear as armaduras nas luvas é necessário alinhamento entre esses elementos, o que pode dificultar a construtibilidade das ligações quando estes não se encontram no mesmo eixo. As luvas são fabricadas com aços de alta resistência, já que se deseja que a ruptura por tração ocorra nas barras, não nos elementos de emenda.

De modo geral, as superfícies das luvas são lisas e podem interferir na tensão aderente entre o aço e o concreto, fato que ainda demanda investigação por meio de pesquisas experimentais.

Em zonas de região sísmica, diversas pesquisas a respeito do comportamento de barras emendadas por meio de luvas rosqueadas já foram realizadas. De maneira geral, o foco desses estudos se difere daqueles realizados no Brasil devido à preocupação com requisitos como alta capacidade de dissipação de energia, grandes deformações em regime elástico, critérios mínimos de rigidez e ductilidade, e limites para o escorregamento das barras em relação às emendas em Estado Limite de Serviço.

Paulson & Hanson (1991) analisaram o comportamento de emendas com uso de luvas e soldas sob solicitação de fadiga. Foram testadas luvas com rosca cônica, rosca paralela e rosca dupla prensada e, segundo os autores, houve uma grande variação entre resultados de resistência à fadiga para diferentes tipos de emendas. O menor nível de tensão alcançado ocorreu em luvas duplas rosqueadas e prensadas. As rupturas ocorreram na rosca das barras e a resistência à fadiga aumentou com o aumento do diâmetro das barras. Os autores notaram a ocorrência de concentração de tensões na ponta das roscas, já que há uma redução da área da seção transversal das barras, resultando nesta concentração de tensões. Em emendas com rosca cônica, o afunilamento dos fios aparentemente reduziu o pico de tensão na ponta das roscas, segundo os mesmos autores. Amostras ensaiadas são apresentadas na Figura 2.25.

Figura 2.25: (a) Amostras dos tipos de emendas mecânicas ensaiadas (b) Ruptura de amostras com uso de luvas rosqueadas por fadiga



Fonte: Paulson & Hanson (1991)

Noureddine (1996) investigou o comportamento de emendas mecânicas em relação à sua ductilidade, quando utilizadas em regiões de rótula plástica. Foram obtidas curvas Força vs Deformação de uma série de conjunto de barras $\phi 57$ mm unidas por emendas mecânicas dos tipos: bainhas grauteadas, luvas prensadas, luvas soldáveis, luvas com rosca cônica, emendas soldadas, sistema de emenda prensada com centro não prensado e luvas com rosca cônica grossa. Barras de controle foram testadas e atingiram a resistência última a uma deformação de 11%, indicando grande ductilidade.

Constatou-se que as emendas com luvas de rosca cônica tiveram um comportamento diferente em relação às outras amostras, já que a ruptura dessas emendas ocorreu a níveis de deformação menores que 4%. Tal diferença foi associada ao fato de que as roscas são “entalhadas” nas barras e causam a diminuição da área efetiva da seção transversal. O formato cônico pode reduzir o efeito do entalhe, porém os fios da rosca foram arrancados antes que o máximo alongamento das barras pudesse ser atingido. Em relação a ductilidade das emendas, os conjuntos de luvas com rosca cônica grossa apresentaram maior ductilidade que aqueles com rosca comum, e valores de deformação maiores que 4% foram alcançados utilizando as roscas grossas. Concluiu-se que as emendas com rosca cônica testadas na pesquisa atingiram critérios mínimos de deformação e resistência exigidos pelo Caltrans (California Department of Transportation), porém, recomendou-se que estas não fossem utilizadas em regiões de rótula plástica e pilares de pontes.

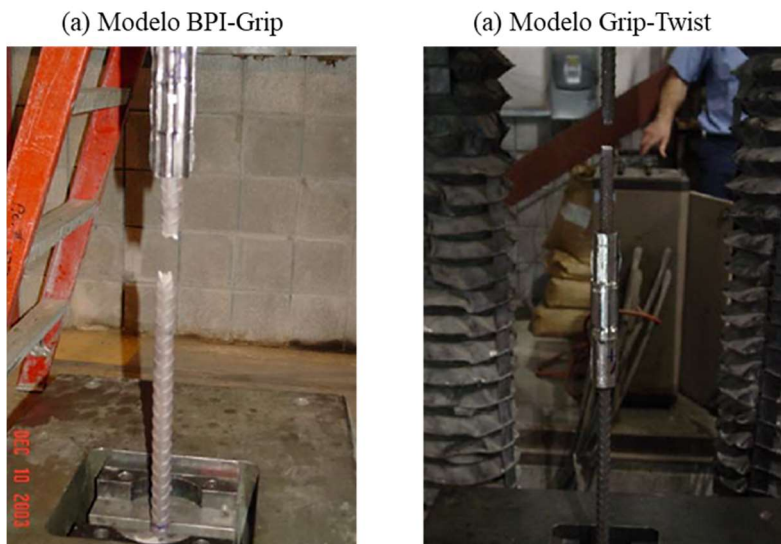
De acordo com Bai, Ingham & Hunt (2003) a norma de estruturas de concreto armado Neozelandesa (NZS 3101) prescinde requisitos de resistência e rigidez para sistemas de emenda mecânica, sob condições de carregamento estático. O critério de resistência define que a emenda deve apresentar uma capacidade resistente mínima à tração. Em estado de serviço, o escorregamento na emenda deve ser menor que o valor de abertura de fissuras permitido pela norma. Entende-se que a ocorrência de escorregamento numa emenda mecânica sob carregamento, irá ocasionar a fissuração das superfícies de concreto, o que é uma questão de estado limite de serviço.

Os autores também mencionam que a rigidez do sistema de emenda, quando circundado por concreto, tende a ser maior que o sistema de ligação testado ao ar livre. A magnitude dos esforços para verificação do comportamento mecânico das emendas deve ser de, aproximadamente, 60% da tensão de escoamento das barras emendadas. Com intuito investigatório, foram realizados ensaios em barras de controle, ensaios para avaliação de resistência, deslizamento, comportamento elástico e plástico de barras com emendas mecânicas. Os ensaios de resistência em barras de diâmetro $\varnothing 16$ mm emendadas com uso de luvas rosqueadas apresentaram ruptura nas barras, porém não foram fornecidos maiores detalhes.

Michael (2004) verificou o uso de luvas prensadas para emenda de barras de aço de alta resistência. Dois tipos de luvas foram testados para união de barras de 20 mm de diâmetro. O modelo Grip-Twist consistia em dois elementos prensados após a inserção das barras, e unidos entre si por meio de uma rosca em formato cônico. Já o modelo BPI-Grip consistiu apenas em uma luva, que foi prensada em ambos os lados onde as barras foram inseridas. As barras foram testadas à tração, atingiram o patamar de escoamento e a força máxima resistida foi de aproximadamente 345 kN. A falha se

deu pela ruptura das barras, fora da região da emenda (Figura 2.26). O comportamento das amostras foi bastante semelhante para os dois tipos de emenda utilizados. A principal diferença notada pelo autor entre barras do mesmo tipo de aço com e sem emendas foi em relação a ductilidade, já que as barras com luvas não alongaram tanto como as barras contínuas antes da ruptura.

Figura 2.26: Ruptura das barras de aço fora da região das emendas mecânicas

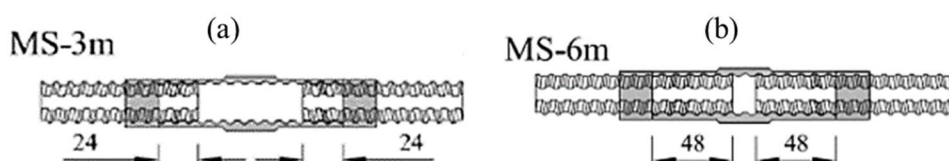


Fonte: Michael (2004)

Nguyen & Mutsuyoshi (2015) investigaram as propriedades mecânicas de emendas precárias entre barras em luvas, assim como a influência dessas emendas no comportamento de vigas de concreto armado. Para o rosqueamento adequado entre luva e barra, eram necessárias 6 voltas. Os modelos de ensaio utilizaram barras com 2, 3 e 6 fios de rosca embutidos nas luvas (rosqueados).

Os ensaios mostraram que as barras de aço com rosqueamento insuficiente nas luvas falham por escorregamento da barra em relação à luva. Modelos com os 6 fios rosqueados não apresentaram falha por escorregamento, mas sim falha por ruptura nas barras. A Figura 2.27(a) apresenta a armadura com apenas 3 dos 6 fios rosqueados. A Figura 2.27(b) ilustra a armadura totalmente rosqueada nos 6 fios conforme elaborado pelo fabricante.

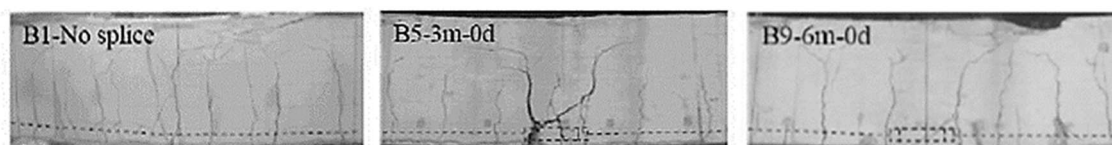
Figura 2.27: (a) Barras rosqueadas de maneira insuficiente (b) Barras rosqueadas corretamente no interior da luva



Fonte: Nguyen & Mutsuyoshi (2015)

Observou-se que uma viga com emenda mecânica de armadura precária teve desempenho ruim, quando submetida à flexão. A mesma viga, com emendas rosqueadas corretamente, apresentou comportamento semelhante ao da viga de controle, que não possuía emendas mecânicas em sua armadura. A Figura 2.28 ilustra a abertura de fissuras em viga sem emendas, viga com armadura parcialmente rosqueada (apenas 3 voltas rosqueadas), e viga com armadura totalmente rosqueada à luva, 6 voltas completas, da esquerda para direita respectivamente.

Figura 2.28: Abertura de fissura em vigas sujeitas à flexão e armadas com e sem uso de emendas mecânicas



Fonte: Nguyen & Mutsuyoshi (2015)

Outras referências sobre a análise do comportamento de barras emendadas por luvas submetidas a ações cíclicas podem ser encontradas em Yang et al. (2014), Hwang et al. (2015), Rowell (2015) e Tazarv & Saiidi (2015).

Chiari (2018) realizou uma pesquisa experimental acerca do comportamento de barras com emendas mecânicas de luvas rosqueadas e parafusadas, em relação aos parâmetros de capacidade resistente à tração e deslizamento. O deslizamento foi alvo de estudo devido à escassez de referências nacionais que tratem do assunto ou apresentem resultados de ensaio a respeito, e devido à existência de normas internacionais que determinam limites para esse valor em barras com emendas mecânicas. Tal parâmetro é também de grande importância no estudo das ligações viga-pilar pré-moldadas, pois apresenta valores com a ordem de grandeza das deformações e deslocamentos sofridos por barras emendadas na região da ligação.

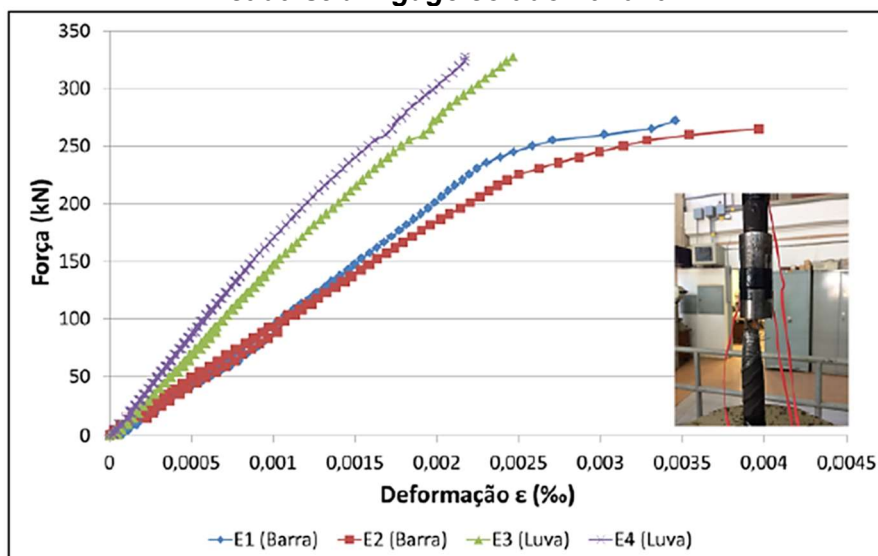
Foram realizados 18 ensaios em barras emendadas por luvas rosqueadas (rosca cônica) e 18 ensaios em barra com luvas parafusadas. Metade das amostras foi composta por barras \varnothing 25 mm e a outra metade por barras de \varnothing 20 mm. Todas as emendas com luvas de rosca cônica apresentaram ruptura por cisalhamento da rosca das barras. Quanto às emendas com luvas parafusadas, apenas uma delas rompeu na barra, e todas as demais romperam por cisalhamento dos parafusos, conforme se observa na Figura 2.29.

Figura 2.29: Conjunto das amostras de barras e luvas após os ensaios

Fonte: Chiari (2018)

Para todos os conjuntos emendados por luvas rosqueadas, o aço das barras foi capaz de atingir a deformação de escoamento. Além da ruptura por cisalhamento, o trecho rosqueado das barras sofreu alongamento visível, possivelmente pela redução de área das barras que diminui sua rigidez e aumenta as deformações sofridas. Chiari (2018) apresentou gráficos de Força vs Deformação para as barras e as luvas. Ao observar a inclinação da curva que representa as barras de aço, nota-se que sua rigidez é consideravelmente menor que a rigidez das luvas, já que o aço das luvas apresenta deformações menores para um mesmo nível de tensão. Isto se confirma uma vez que o aço das luvas tem uma composição química diferente do aço CA-50 para fornecer maior resistência, impedindo uma ruptura precoce. Contudo, a partir dessas informações, é possível inferir que as luvas possuem capacidade de suportar elevadas tensões e deformações, em um nível superior ao aço CA-50 das barras, fazendo com que a concentração de tensões no elemento de menor rigidez seja bastante elevada. A figura ilustra o gráfico mencionado, para um dos ensaios de luva rosqueada e barras \varnothing 25 mm.

Figura 2.30: Gráfico de força vs deformação para cada barra do conjunto e para cada *strain gage* colado na luva



Fonte: Chiari (2018)

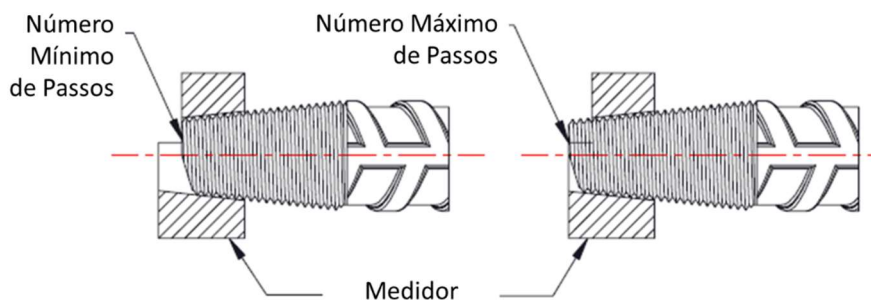
Vale mencionar que o alongamento dos trechos rosqueados das barras e o deslizamento entre a barra e a luva são parâmetros importantes no estudo das ligações viga-pilar pré-moldadas, que utilizam emendas mecânicas de luvas rosqueadas. Isto porque tais parâmetros são mecanismos de deformação que acrescentam deslocamentos na região da ligação e interferem em seu comportamento global, por consequência, na rigidez dessas ligações.

Como será visto na etapa experimental desta pesquisa, o controle de qualidade dos materiais que compõem o tipo de emenda mecânica em questão é indispensável. Esse controle irá variar de acordo com o fabricante das luvas e de especificações determinadas em obra. Conforme determina o Manual ERICO (2011a), as roscas confeccionadas em barras devem ser inspecionadas a fim de verificar: comprimento apropriado de rosca, perfil da rosca e fios não concêntricos. O comprimento da rosca é verificado utilizando um medidor que marca o número mínimo e máximo de passos necessários (Figura 2.31). O perfil da rosca deve ser verificado com uso de um cossinete, conforme ilustra a Figura 2.32.

A falta de controle adequado da qualidade das roscas, pode comprometer a qualidade da emenda mecânica. No caso das luvas rosqueadas, outras ferramentas importantes no momento do aperto da barra são a chave de grifo e o torquímetro (Figura 2.33). Ambos podem ser utilizados para rosquear as barras às luvas, conforme a especificação de cada fabricante. Nos casos em que o uso de torquímetro é recomendado, seguir essa instrução aumenta ainda mais o controle de qualidade das emendas e até mesmo a construtibilidade de uma ligação pré-moldada, já que o instalador não tem dúvida sobre o correto aperto da barra, bastando que siga o valor de

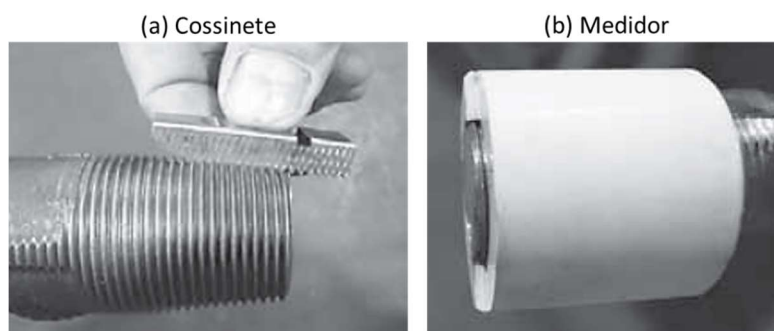
torque máximo especificado. Este valor varia de acordo com o diâmetro das barras e deve ser consultado com os fabricantes de luvas.

Figura 2.31: Verificação do passo no comprimento rosqueado de barras



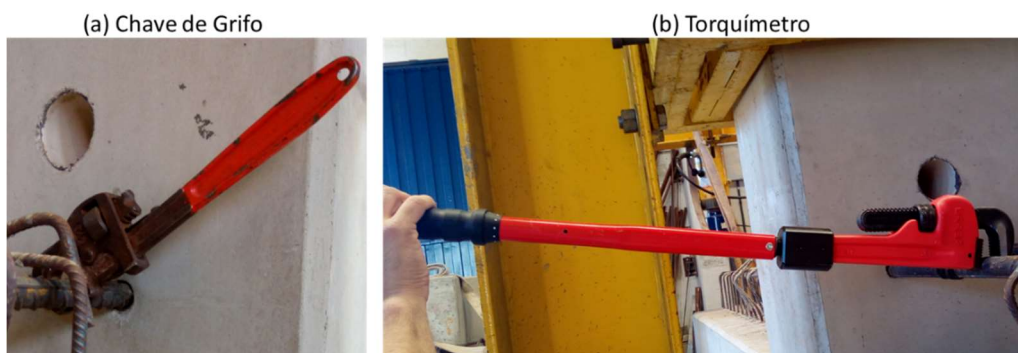
Fonte: ERICO (2011a)

Figura 2.32: Uso de cossinete e medidor para inspeção da qualidade das roscas



Fonte: ERICO (2011b)

Figura 2.33: Uso de ferramentas para rosqueamento de barras em luvas



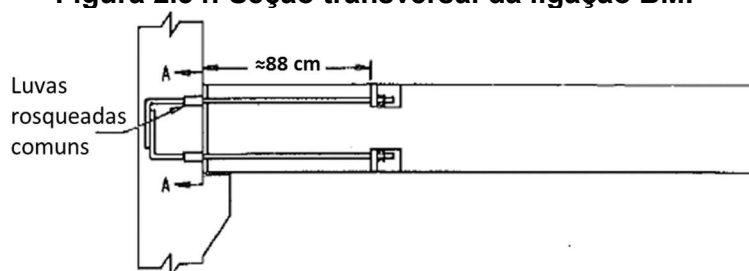
Fonte: Autora (2017)

2.9.2 EMENDAS COM LUVAS ROSQUEADAS EM LIGAÇÕES VIGA-PILAR PRÉ-MOLDADAS

O uso de luvas como elementos de emenda mecânica em estruturas se iniciou fora do Brasil. O estudo desses elementos se difundiu, primeiramente, em países de zona sísmica, de modo que grande parte da literatura sobre o tema aborda situações relacionadas ao desempenho de luvas solicitadas por esforços cíclicos ou simulando estruturas monolíticas.

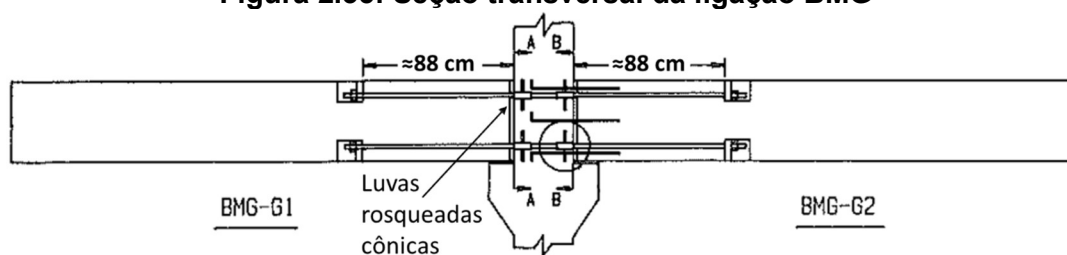
French, Hafner e Jayashankar (1989) apresentaram os resultados de ensaios em três tipologias de ligações viga-pilar pré-moldadas. As ligações foram submetidas a carregamentos cíclicos e utilizaram como elemento de emenda mecânica luvas rosqueadas (BMF), luvas rosqueadas cônicas (BMG) e parafusos (BME). As tipologias com uso de luvas (Figura 2.34 e Figura 2.35) foram projetadas para desenvolver rótulas plásticas na região da ligação (interface do pilar).

Figura 2.34: Seção transversal da ligação BMF



Fonte: Adaptado de French, Hafner, Jayashankar (1989)

Figura 2.35: Seção transversal da ligação BMG



Fonte: Adaptado de French, Hafner, Jayashankar (1989)

A armadura da ligação BMF foi ancorada em gancho a 90° no interior do pilar. Esse detalhe foi escolhido com intuito de prevenir o escorregamento das barras, já que se observou um escorregamento ao ancorá-las num arranjo reto, na face exterior oposta do pilar. No caso do modelo BMG, assumiu-se que o comprimento da armadura através da região da ligação foi insuficiente para desenvolver a tensão de aderência necessária. Segundo os autores, o comprimento mínimo de pilar sugerido pelo ACI 352-85 seria de 44,50 cm para desenvolver tensões de aderência suficientes, enquanto o pilar ensaiado possuía 35,50 cm, aproximadamente.

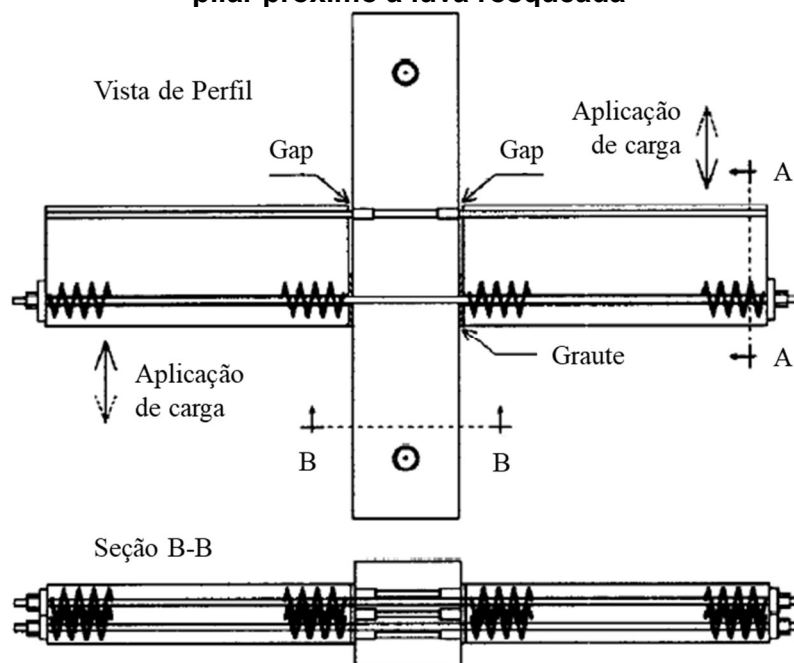
Adicionalmente, as luvas possuíam superfícies lisas e somavam um comprimento de 10,10 cm, do total de 35,50 cm de comprimento de ancoragem disponível. Assim, os autores destacaram a iminente possibilidade de escorregamento da armadura, especialmente nas regiões de emenda mecânica, e propuseram um detalhe de ligação que pode ser encontrado em French, Hafner e Jayashankar (1989).

Todas as tipologias apresentaram boa ductilidade. A ligação BMF teve baixa capacidade de dissipação de energia, que foi associada ao escorregamento da barra rosqueada em relação à luva. O uso de luvas com rosca cônica eliminou o

escorregamento da armadura em relação ao conector. De acordo com os autores, este conector se mostrou uma opção promissora para uso em regiões de efeito sísmico, de fácil fabricação e boa capacidade de emular estruturas monolíticas em concreto armado.

Palmieri & French (1996) apresentaram resultados de ensaios em ligações dúcteis em pórticos pré-moldados de concreto. A pesquisa foi conduzida na Universidade de Minnesota, como parte do programa PRESSS (Precast Seismic Structural System). Foram projetadas 4 ligações, sendo uma delas com uso de luvas cônicas rosqueadas. Para tal ligação, foi projetado um pequeno vão na interface viga-pilar superior (positiva) que, segundo os autores, proporcionaria facilidades construtivas e reduziria a degradação do concreto na região, acomodando os esforços de compressão por meio do escoamento da armadura (Figura 2.36).

Figura 2.36: Ilustração de ligação pré-moldada com junta de abertura entre viga e pilar próximo a luva rosqueada



Fonte: Palmieri & French (1996)

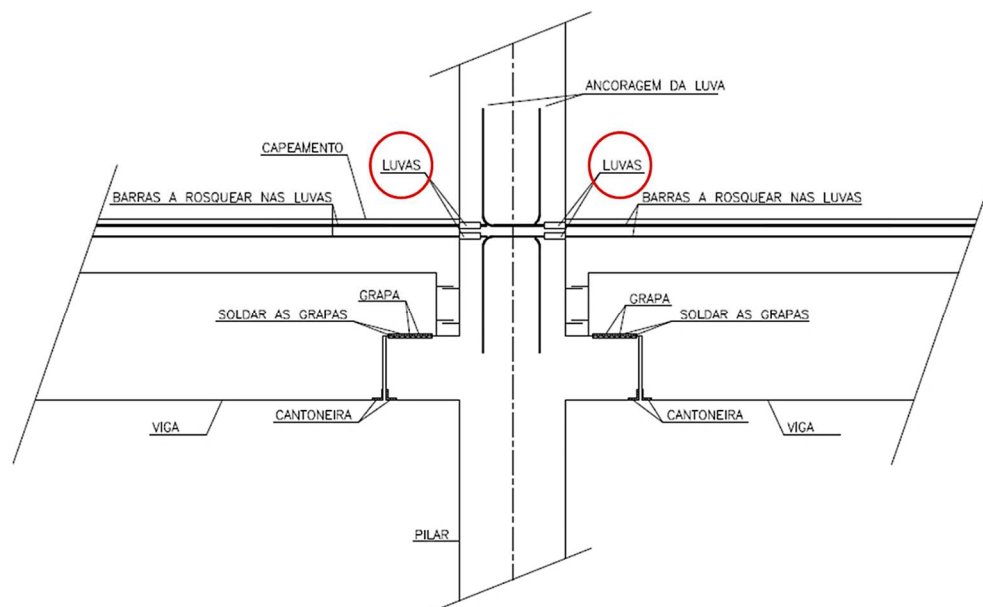
O escoamento das barras visava propiciar a dissipação de energia esperada para a ligação. A ligação apresentou grandes deslocamentos residuais ao longo do ensaio cíclico, porém considerou-se seu comportamento satisfatório para casos de pórticos sob ações horizontais em áreas de alta atividade sísmica. A resposta da ligação, em termos de degradação sob cargas cíclicas, foi semelhante à apresentada por pórticos monolíticos equivalentes.

Migliore Junior (2005) apresentou exemplo de edifício pré-moldado com ligações utilizando luvas rosqueadas para emenda das barras de aço. A ligação possuía uma etapa de solidarização no local, com concreto moldado *in loco*, e tanto os pilares internos quando externos utilizaram luvas para continuidade de armadura negativa. O autor

destaca a necessidade de se avaliar o número de ligações com luva a serem utilizadas, principalmente neste caso, devido ao elevado custo unitário da ligação. O esquema adotado pode ser observado nas Figura 2.37 e Figura 2.38.

O edifício situa-se na cidade de Ribeirão Preto e é composto por três pavimentos, terraço, cobertura, casa de máquinas e subsolo, com altura total de 12,22 m. O artigo descreve os elementos e o desenvolvimento da obra. As ligações utilizadas foram classificadas como rígidas e o autor menciona que as luvas foram posicionadas durante a produção do pilar na altura do eixo da armadura negativa das vigas, e as barras foram emendas na obra através de rosca. A solidarização da ligação foi efetuada durante a concretagem do capeamento no local e respectivo preenchimento da parte superior da viga entre as lajes alveolares.

Figura 2.37: Ligação viga-pilar com luvas para emenda de barras rosqueadas



Fonte: Migliore Junior (2005)

Foi realizada uma análise estrutural da edificação com auxílio dos programas CAD/Formas e CAD/Pórtico versão 9.4.71 da TQS Informática Ltda., com simulações e adaptações para representar o comportamento esperado devido ao método construtivo do edifício de concreto pré-moldado com ligações rígidas. O modelo das ligações foi modificado de acordo com a etapa construtiva do sistema pré-moldado e do tipo e direção de ação atuante nos pórticos. O autor afirma que o processo foi bastante trabalhoso e conclui mencionando a respeito da carência de ferramentas adequadas para o estudo de obras com as características descritas. Nota-se que, com a revisão da norma ABNT NBR 9062:2017, a classificação dessas ligações poderia ser revisada e, se adequado, as ligações poderiam ser modeladas como molas com rigidez determinada pelo cálculo da rigidez secante à flexão. Além disso, a empresa TQS

Informática Ltda. já oferece um programa para cálculo e detalhamento de estruturas pré-moldadas, no qual está sendo inserida uma calculadora para o cálculo da rigidez secante à flexão das tipologias apresentadas em norma e na seção 2.6 deste trabalho.

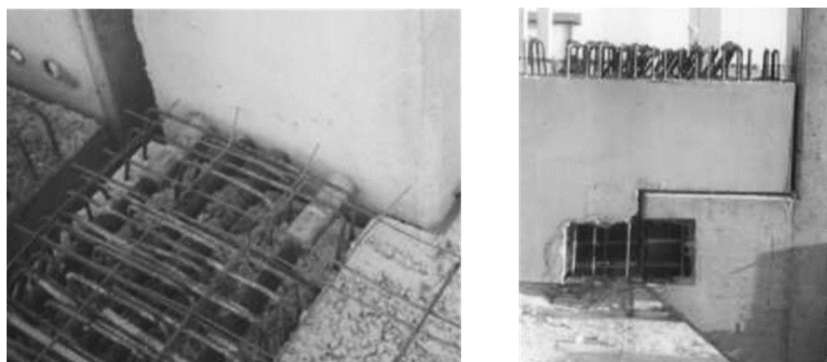
Figura 2.38: Detalhes de montagem incluindo o posicionamento da armadura de continuidade das vigas em um pavimento



Fonte: Adaptado de Migliore Junior (2005)

Reis (2000) estudou e propôs um modelo de ligação contínua viga-pilar para estruturas em concreto pré-moldado. Neste trabalho, estão ilustradas ligações típicas utilizadas no mercado da construção civil de Portugal. Semelhante ao que se propõe no Brasil, há ligações concebidas com continuidade de armadura negativa por meio de luvas rosqueadas e prensadas, sendo que a junta positiva é confeccionada com uso de elementos de aço soldados (Figura 2.39).

Figura 2.39: Detalhe das emendas mecânicas utilizadas por empresa Portuguesa



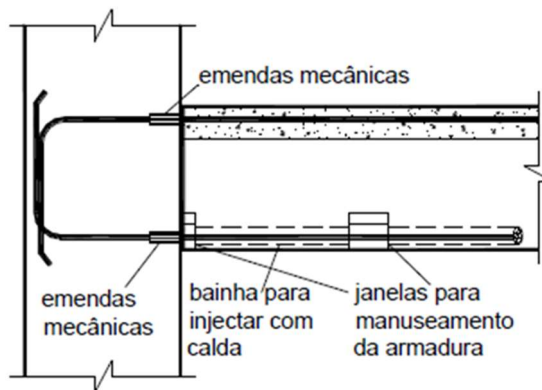
Fonte: Reis (2000)

O autor afirma que sistemas de emenda mecânica de luvas soldadas, grauteadas e rosqueadas com prensagem da luva não rompem na região da emenda, quando solicitados por cargas estáticas. Apenas para o caso de emendas com luvas rosqueadas, sem uso de prensa, a ruptura ocorre em geral no local da emenda.

Buscou-se desenvolver uma ligação dissipativa (boa capacidade de dissipação de energia), para situações de sismo e de dimensionamento simples. A armadura superior possuía continuidade garantida com uso de emendas mecânicas em barras ancoradas no pilar, conforme mostra a Figura 2.40. Estas foram posicionadas na altura

da capa da laje e seriam concretadas em segunda etapa, originando uma viga Tê. A armadura inferior também tinha continuidade por meio de emenda mecânica, porém foi posicionada dentro de bainhas que seriam preenchidas com nata de cimento.

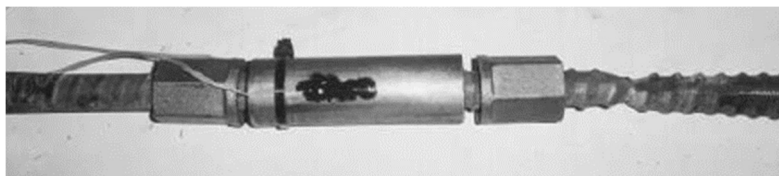
Figura 2.40: Esquema de ligação proposto e ensaiado por Reis (2000)



Fonte: Reis (2000)

O tipo de emenda mecânica utilizada foram luvas rosqueadas, com rosca em todo o comprimento emendado das barras. Os testes de tração em conjuntos emendados mostraram que a ruptura ocorreu nas barras nos três casos (Figura 2.41). Os conjuntos de barras unidas por luvas apresentaram alongamento final menor que o atingido por barras sem emenda.

Figura 2.41: Detalhe da ruptura no sistema de ligação proposto por Reis (2000)



Fonte: Reis (2000)

A ligação foi sujeita a ensaio de carga cíclica e a falha se deu pela ruptura da armadura positiva, fora do local da emenda. Vale destacar que o tipo de emenda por luva rosqueada utilizada na referida pesquisa é diferente da emenda estudada neste trabalho.

Souza (2006) investigou o comportamento de ligações semirrígidas com uso de luvas rosqueadas para continuidade da armadura negativa (Figura 2.42). As luvas eram do tipo rosqueadas e prensadas. As prensas foram executadas previamente na fábrica fornecedora e o rosqueamento foi feito no momento de locação das barras para o ensaio, com auxílio de chave de grifo.

A escolha por luvas em vez de bainhas grauteadas foi devido a maior racionalização atrelada ao processo de montagem das ligações com luvas. A armadura negativa foi composta por 4 barras de diâmetro $\phi 16$ mm.

Figura 2.42: (a) Esquema do ensaio à flexão (b) Rosqueamento das luvas (já prensadas) no adaptador em espera no pilar



Fonte: Souza (2006)

Durante o ensaio à flexão, observou-se a formação de uma única fissura na região da ligação para o carregamento de 60 kN, que se tornou mais pronunciada ao atingir 100 kN de carga. No Estado Limite de Serviço, a fissura medida foi superior a 0,7 mm, e para o Estado Limite Último, o valor de abertura superou 1 mm.

Devido a essas deformações, o autor sugere que ocorreu uma perda de aderência aço-concreto na interface viga-pilar, ao longo do trecho do comprimento liso das luvas. Concluiu-se que as emendas por meio de luvas rosqueadas apresentam boa eficiência quanto à capacidade de transmissão de esforços, acompanhadas de uma concentração de deformações em uma única fissura na interface viga-pilar, o que deve ter influenciado na redução do engastamento parcial (ainda na fase de ELS).

A pesquisa de Souza (2006) foi realizada no Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-moldados de Concreto da UFSCar, concomitantemente ao trabalho de Catoia (2007), na qual foram realizados ensaios à flexão em vigas pré-moldadas protendidas com ligações articulada e semirrígida (Figura 2.43). Este foi o primeiro ensaio, em escala real, de viga pré-moldada protendida com ligações semirrígidas compostas por armadura de continuidade passando através dos pilares de extremidade. Foram utilizadas luvas prensadas e rosqueadas para emenda das armaduras de continuidade compostas por 4 barras $\phi 16$ mm.

Figura 2.43: Etapas de rosqueamento da luvas nas barras em espera no pilar



Fonte: Catoia (2007)

No ensaio de Catoia (2007) não houve escorregamento das armaduras de continuidade com luvas, na região da ligação. Isso foi associado ao fato de que a junta

horizontal (positiva) e vertical da interface viga-pilar foram preenchidas com graute, assim como os nichos dos chumbadores, o que pode ter conferido maior rigidez à ligação do ensaio de Catoia (2007) em relação ao de Souza (2006). Foi utilizada a protensão nas vigas ensaiadas em Catoia (2007), contribuindo com a distribuição das fissuras ao longo da viga, numa região de rótula plástica. As fissuras na região da ligação não ultrapassaram 0,6 mm para a carga máxima de 500 kN. Esse valor tem relação com a ocorrência uma parcela de giro no pilar, na direção da viga, o que certamente reduziu a abertura de fissuras na ligação viga-pilar.

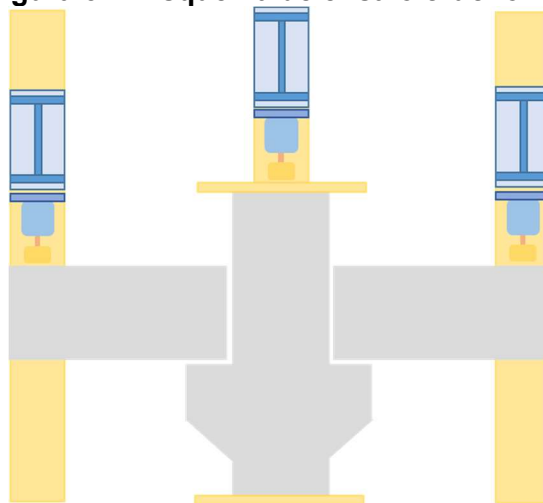
Apesar do emprego de luvas na emenda mecânica de armaduras de continuidade, pouco se sabe sobre sua contribuição na rigidez de estruturas aporticadas em concreto pré-moldado. De acordo com Souza (2006), a maioria das investigações experimentais existentes sobre ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas têm enfatizado seus estudos na caracterização da rigidez à flexão de maneira isolada, não realizando ensaios do comportamento conjunto das vigas pré-moldadas com suas ligações.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 DESCRIÇÃO GERAL

Este capítulo tem o objetivo de apresentar e descrever detalhadamente o programa experimental que foi desenvolvido no Laboratório NETPre – Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto – a fim de caracterizar o comportamento de ligações típicas viga-pilar em elementos pré-moldados de concreto. O programa se baseia na realização de dois ensaios em modelos cruciformes de ligação viga-pilar em escala real. O esquema de ensaio está ilustrado na Figura 3.1 e pretendeu simular o comportamento das tipologias de ligação 3 e 4 da ABNT NBR 9062:2017.

Figura 3.1: Esquema de ensaio cruciforme



Fonte: Autora (2017)

O principal objetivo foi de caracterizar experimentalmente o comportamento de ligações viga-pilar presentes em estruturas pré-moldadas aporticadas, ou seja, ligações submetidas a esforços de flexão. A partir dos ensaios, esperava-se elaborar gráficos momento-rotação ($M-\theta$), identificar a rotação relativa entre viga e pilar, observar os mecanismos básicos de deformação e a rigidez desenvolvida em cada modelo distinto de vinculação.

Para obter dados passíveis de comparação com outras pesquisas e, em especial, com as tipologias de ligação propostas na norma brasileira, os modelos de ensaio seguiram todos os parâmetros geométricos dos ensaios realizados em Hadade (2016). No trabalho de Hadade (2016), investiga-se o comportamento das ligações 1 e 2 apresentadas na ABNT NBR 9062:2017, em que a continuidade de armadura negativa é garantida por meio de bainhas corrugadas.

Cada modelo foi dotado de um pilar central contínuo, munido de dois consolos sobre os quais se apoiaram duas vigas em balanço, em lados opostos. Os elementos foram solidarizados por meio de ligações semirrígidas, dotados de armadura de continuidade negativa que se ancorou nos pilares e se ligou às vigas por meio de luvas rosqueadas. Todas as peças em concreto pré-moldado foram doadas pela empresa Usicon Construções Pré-Fabricadas.

A geometria e taxa de armadura das peças pré-moldadas foi adotada exatamente igual ao que se propôs em Hadade (2016). Fixando o diâmetro (ϕ) das armaduras de continuidade negativa em 25 mm, calculou-se o momento resistente referente à armadura composta por duas barras de aço CA 50 ϕ 25 mm, e deste subtraiu-se o valor de momento solicitante devido ao peso próprio da viga. Dispondo do valor de momento resistente final, determinou-se a carga crítica de projeto (P_y). A memória de cálculo de P_y e verificação dos consolos encontra-se nos Apêndices A e B desta pesquisa.

Os dados obtidos após a realização dos ensaios cruciformes foram analisados seguindo a teoria e as equações apresentadas no capítulo anterior. Os ensaios foram realizados no Laboratório NETPre – Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto – da Universidade Federal de São Carlos. O detalhamento dos elementos estruturais, esquema de instrumentação proposto, esquema de preparação dos ensaios e propriedades dos materiais utilizados encontram-se nos itens subsequentes.

3.2 PILARES E LUVAS

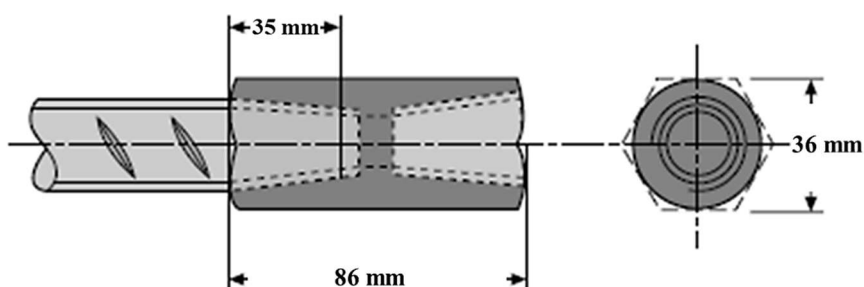
Os pilares foram confeccionados com seção transversal de 50 x 50 cm e altura de 210 cm, com concreto de resistência 50 MPa. À altura de 80 cm da face superior do consolo, foi fixado o posicionamento da armadura negativa. Todas as barras que receberiam roscas em suas extremidades foram quantificadas previamente, e transportadas para fábrica LENTON para confecção das roscas utilizando equipamento específico. As 8 luvas necessárias para as emendas mecânicas foram fornecidas pelo fabricante LENTON®, sendo 4 para cada modelo ensaiado. As luvas são do tipo Standard – A2, com diâmetro externo de 35 mm e rosca cônica em ambas as extremidades (Figura 3.2 e Figura 3.3), o que possibilita a união da armadura negativa proveniente da viga com aquela que se encontra ancorada no interior do pilar.

Figura 3.2: Luva Standard A2 LENTON®



Fonte: Autora (2017)

Figura 3.3: Dimensões do comprimento da rosca interna, comprimento total e diâmetro externo da Luva Standard A2 LENTON® para barras $\phi 25$ mm



Fonte: Adaptado de Catálogo LENTON® (2015)

O pilar que recebeu chumbadores e neoprene foi chamado de P1 e sua confecção já incluía a concretagem dos chumbadores em aço CA50 $\phi 16$ mm posicionados nos consolos. A almofada de elastômero (neoprene) utilizada possuía dureza shore de 60 e $\sigma_{m\acute{a}x} = 10$ MPa, com dimensões de 400 x 250 x 10 mm. O pilar nomeado P2 recebeu chapas metálicas em cada uma das superfícies dos consolos, as quais foram soldadas nos tirantes do consolo. As chapas eram de dimensão 400 x 250 x 12,5 mm.

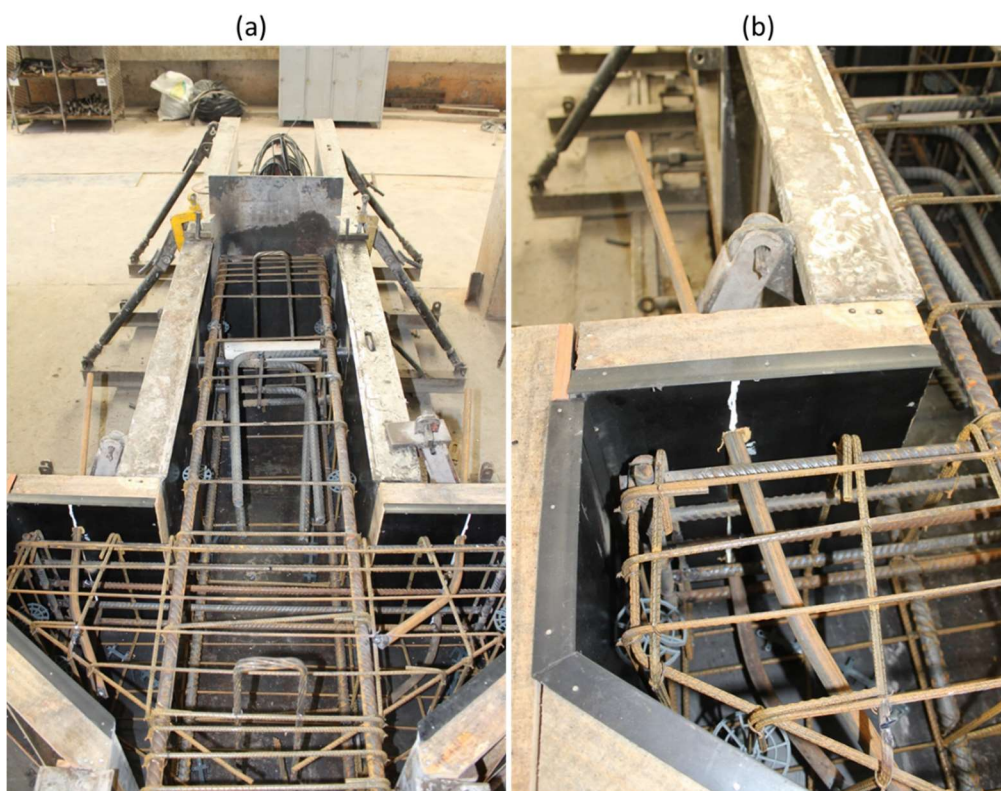
O diâmetro das barras de armadura negativa foi de $\phi 25$ mm. Tal escolha ocorreu em função do grande emprego dado às mesmas em edifícios de múltiplos pavimentos de concreto pré-moldado, pois estas possuem elevada resistência, permitindo que se utilize um menor número de barras com maior aproveitamento da seção transversal de pilares e vigas, e melhor construtibilidade. As plantas de fôrma e a fabricação das peças são apresentadas nas Figura 3.4 a Figura 3.11, sendo que todas as dimensões indicadas estão em centímetros. As Tabela 3.1 e

Tabela 3.2 apresentam o quantitativo de aço utilizado para confecção dos pilares e consolos.

Os pilares foram fabricados na empresa Usicon Construções Pré-Fabricadas. A desforma ocorreu após 16 horas, quando o concreto já havia atingido a resistência de aproximadamente 25 MPa. O transporte das peças foi realizado utilizando caminhão da

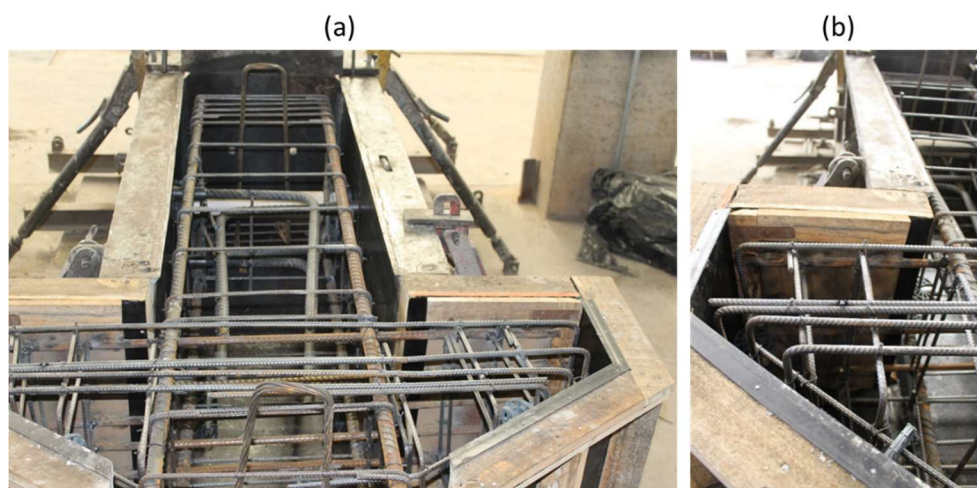
Universidade Federal de São Carlos e a carga e descarga ocorreram com auxílio de ponte rolante, na fábrica e no laboratório NETPre.

Figura 3.4: (a) Armadura do pilar P1 posicionada na fôrma para concretagem (b) Detalhe da armadura do consolo C1 e chumbador posicionado na fôrma



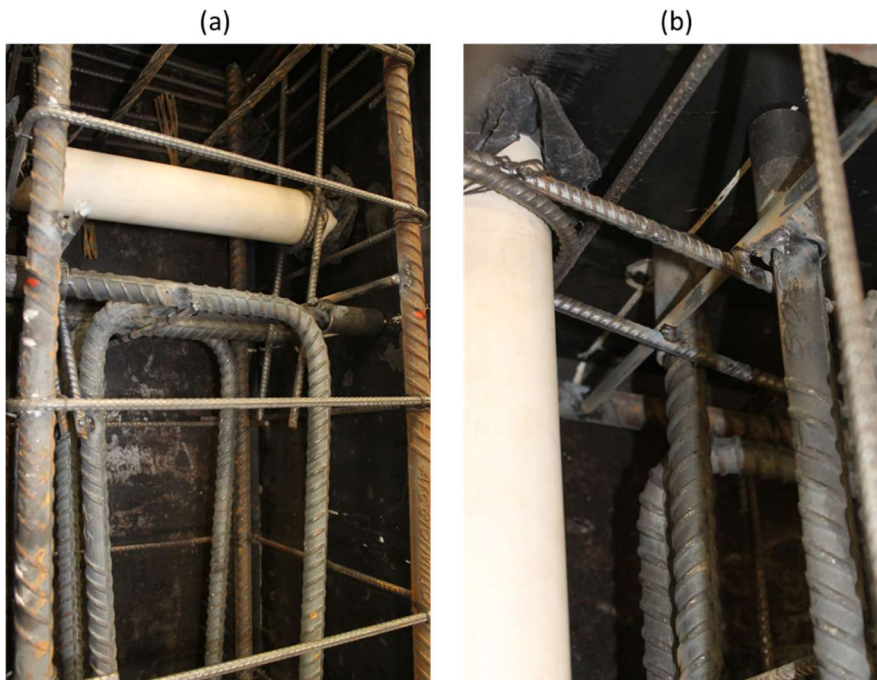
Fonte: Autora (2017)

Figura 3.5: (a) Armadura do pilar P2 posicionada na forma para concretagem (b) Consolo C2 com detalhe de calços de madeira cercando a chapa metálica



Fonte: Autora (2017)

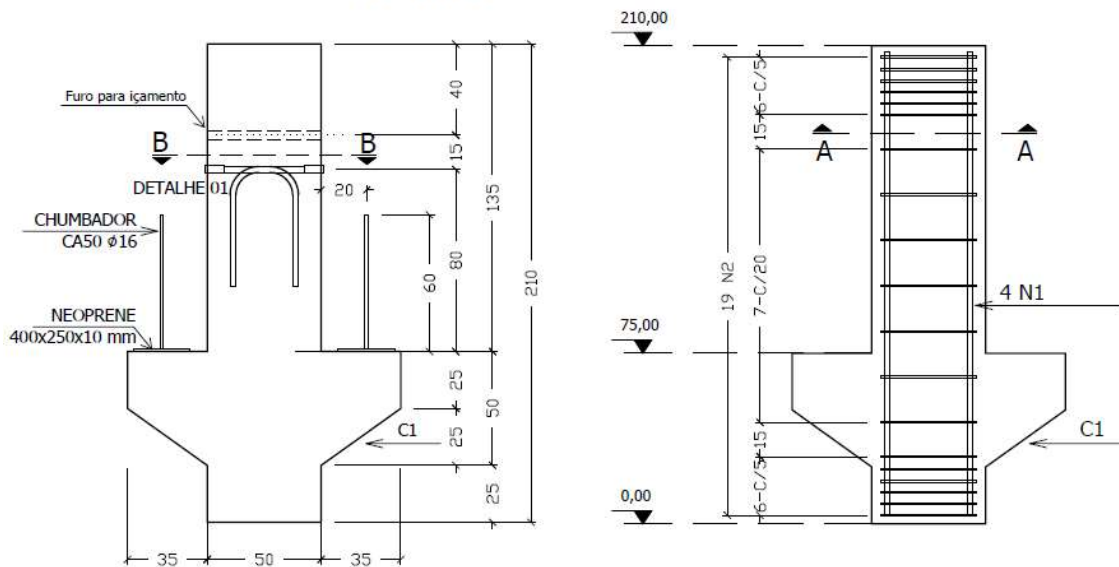
Figura 3.6: (a) Armadura negativa posicionada na forma do pilar (b) Luvas já rosqueadas a armadura negativa do pilar



Fonte: Autora (2017)

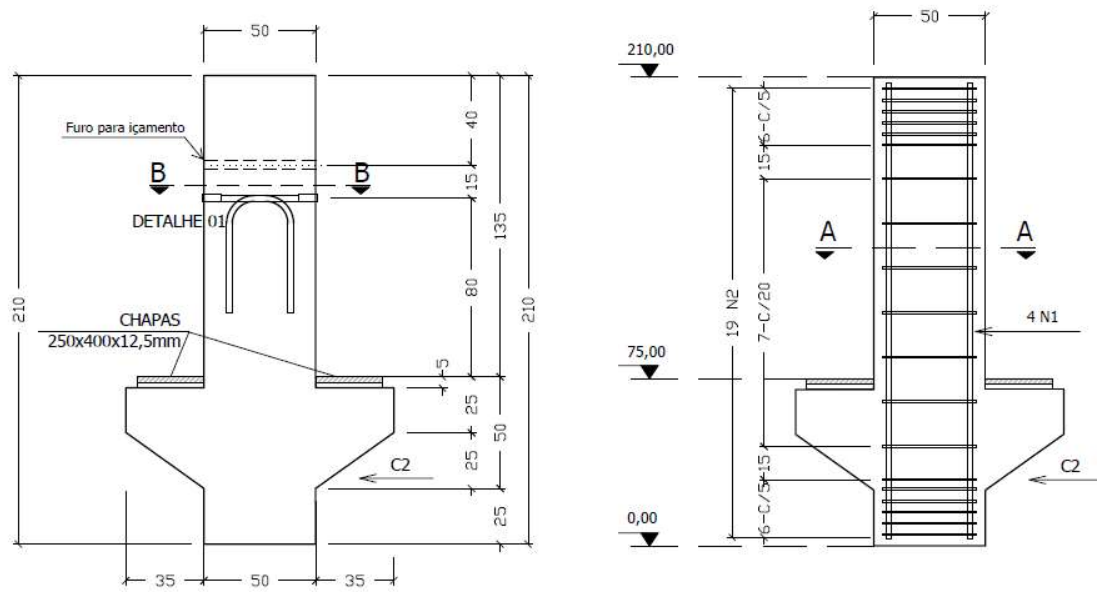
Figura 3.7: Pilar P1

P1 50X50 cm vol: 0,66 m³ (x1)



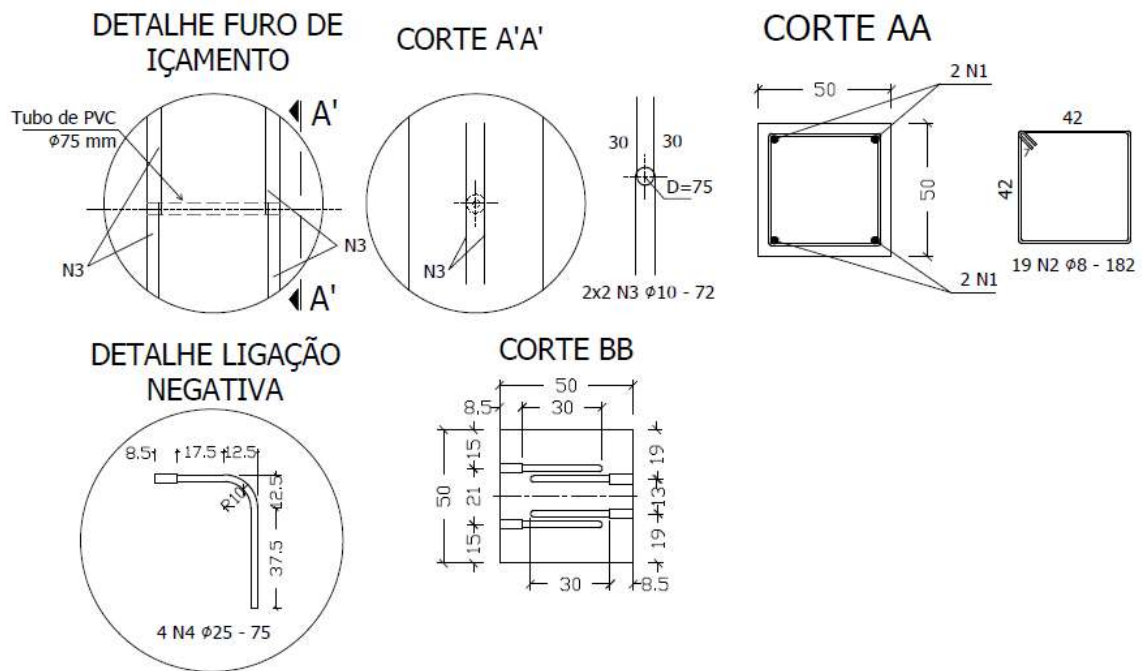
Fonte: Autora (2017)

Figura 3.8: Pilar P2
P2 50X50 cm vol: 0,64 m³ (x1)



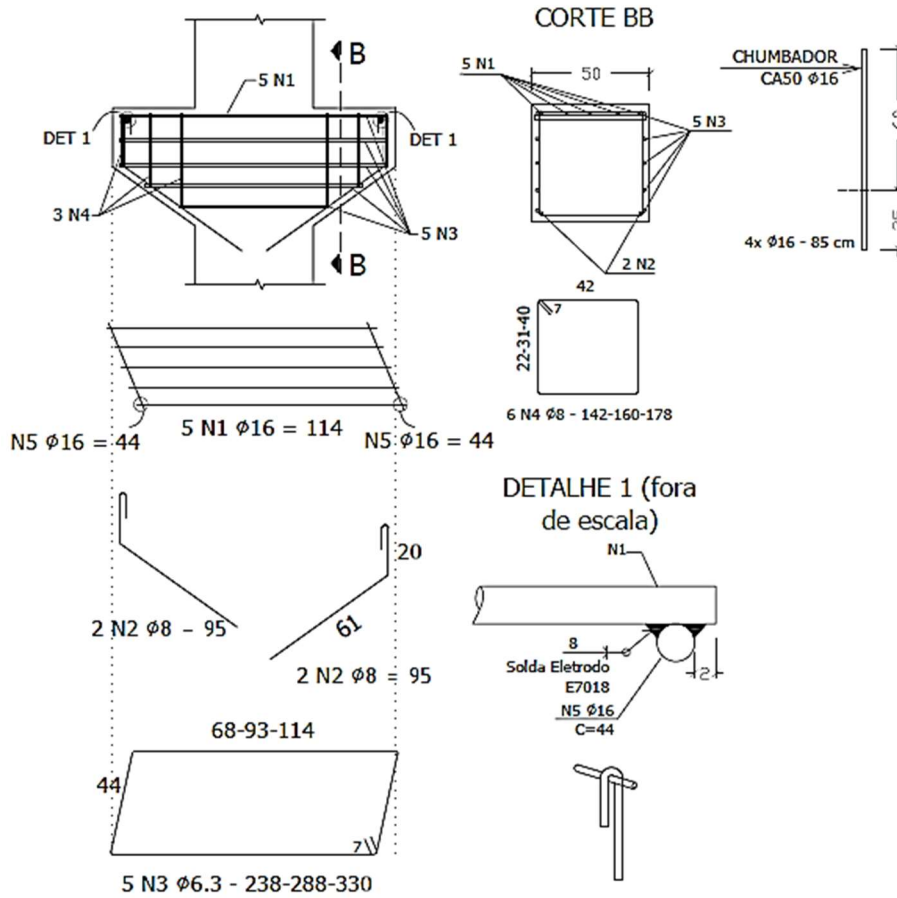
Fonte: Autora (2017)

Figura 3.9: Cortes e detalhes referentes aos pilares P1 e P2



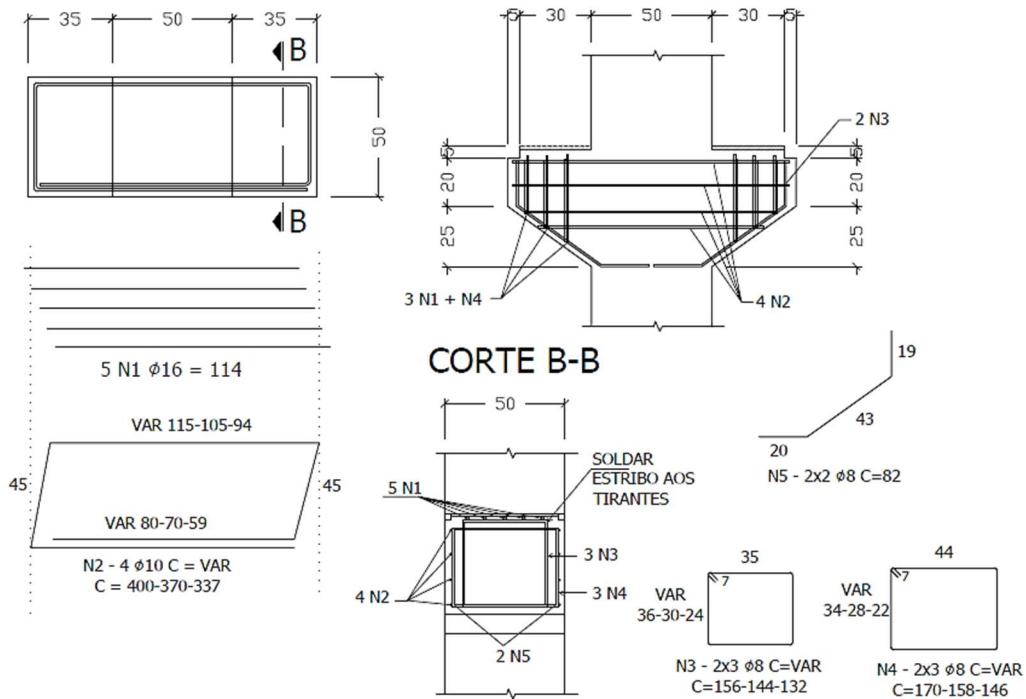
Fonte: Autora (2017)

Figura 3.10: Detalhes do consolo C1 - referente ao pilar P1



Fonte: Autora (2017)

Figura 3.11: Detalhes do consolo C2 - referente ao pilar P2



Fonte: Autora (2017)

Tabela 3.1: Aço utilizado nos pilares P1 e P2

BARRAS POR PILAR					
AÇO	BARRA	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL(cm)
50A	N1	25	4	204	816
50A	N2	8	19	182	3458
50A	N3	10	8	72	576
50A	N4	25	4	75	300

Tabela 3.2: Aço utilizado nos consolos C1 e C2

CONSOLO C1					
AÇO	BARRA	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (cm)
50A	N1	16	5	114	570
50A	N2	8	4	95	380
50A	N3	6.3	8	variável	1474
50A	N4	8	8	variavel	960
50A	N5	16	2	44	88
50A	Chumbador	16	4	85	340

CONSOLO C2					
AÇO	BARRA	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (cm)
50A	N1	16	5	114	570
50A	N2	10	4	variável	1877
50A	N3	8	6	variável	864
50A	N4	8	6	variavel	948
50A	N5	8	4	82	328

3.3 VIGAS

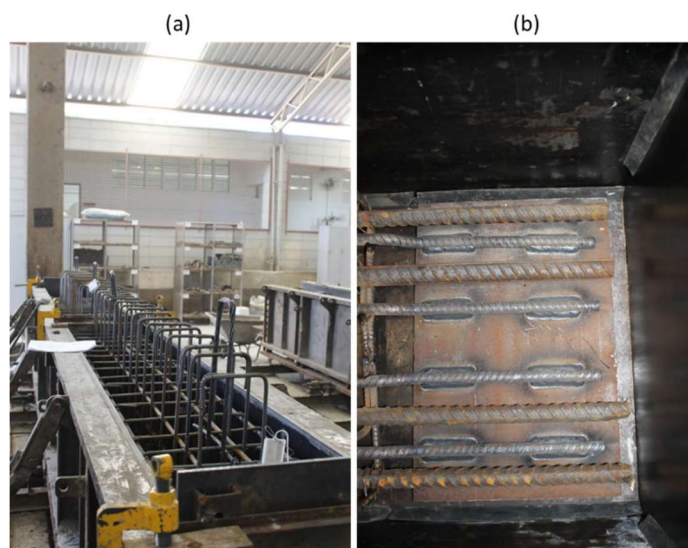
Todas as vigas confeccionadas possuíam seção transversal de 60 x 50 cm com comprimento total de 250 cm. As vigas V1 e V2 foram elementos do modelo cruciforme juntamente com o pilar P1 e representaram a tipologia 3 de ligação da norma brasileira. Tais vigas foram projetadas com estribos ao longo de todo comprimento e furos de 50 mm de diâmetro para espera dos chumbadores. As vigas V3 e V4 compuseram o modelo cruciforme com o pilar P2, conforme sugere a tipologia 4 de ligação da ABNT NBR 9062:2017. As chapas das vigas V3 e V4 foram posicionadas conforme ilustram as Figura 3.12 a Figura 3.19 e possuíam dimensões de 450 x 300 x 12,5 mm. Nestas vigas, não havia estribo na região do inserto metálico.

Houve a necessidade de se utilizar duas larguras diferentes de estribo, para adaptar a posição da armadura negativa na viga à posição destas nos pilares. Em cada lado do pilar, as barras negativas tiveram diferentes afastamentos a fim de liberar

espaço suficiente para sua ancoragem na seção transversal, e não haver coincidência entre os eixos (ver Figura 3.4 a Figura 3.9). As vigas V2 e V4 possuem estribos de 25 cm de largura, enquanto V1 e V3 foram projetadas com estribos de 17 cm de largura. Como mencionado na seção anterior, as armaduras negativas (barras N4) tiveram sua rosca confeccionada na fábrica LENTON®, para permitir o rosqueamento destas nas luvas do pilar.

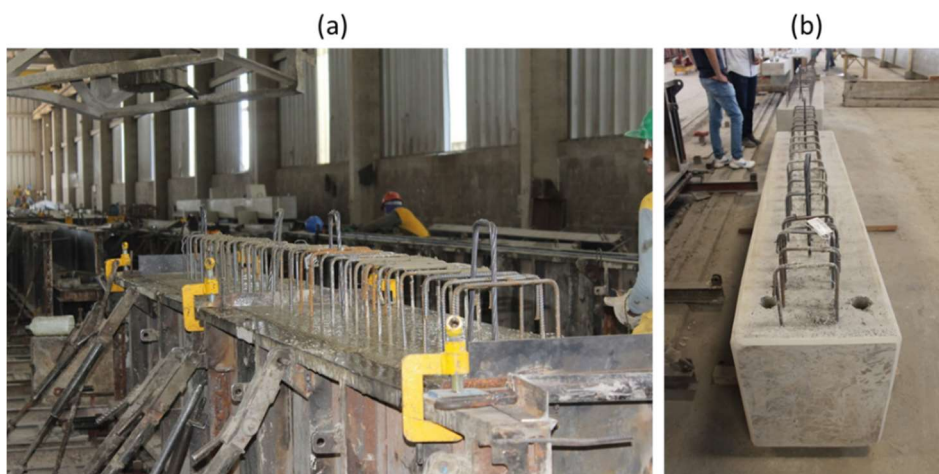
As vigas foram fabricadas na empresa Usicon Construções Pré-Fabricadas e o concreto utilizado foi de 50 MPa. A desforma ocorreu após 16h, quando o concreto já havia atingido a resistência de aproximadamente 25 MPa. O transporte das peças foi feito por meio de caminhão da Universidade Federal de São Carlos, e a carga e descarga ocorreram com auxílio de ponte rolante, na fábrica e no laboratório NETPre.

Figura 3.12: (a) Armadura das vigas em espera para concretagem (b) Inserto metálico



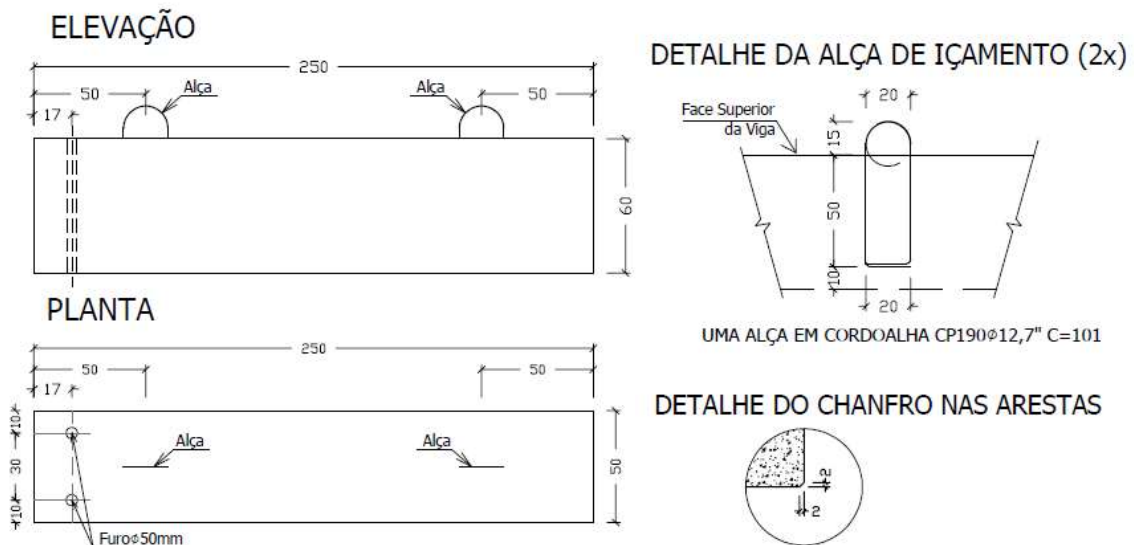
Fonte: Autora (2017)

Figura 3.13: (a) Vigas após a concretagem na fábrica (b) Viga V1 após a retirada das fôrmas



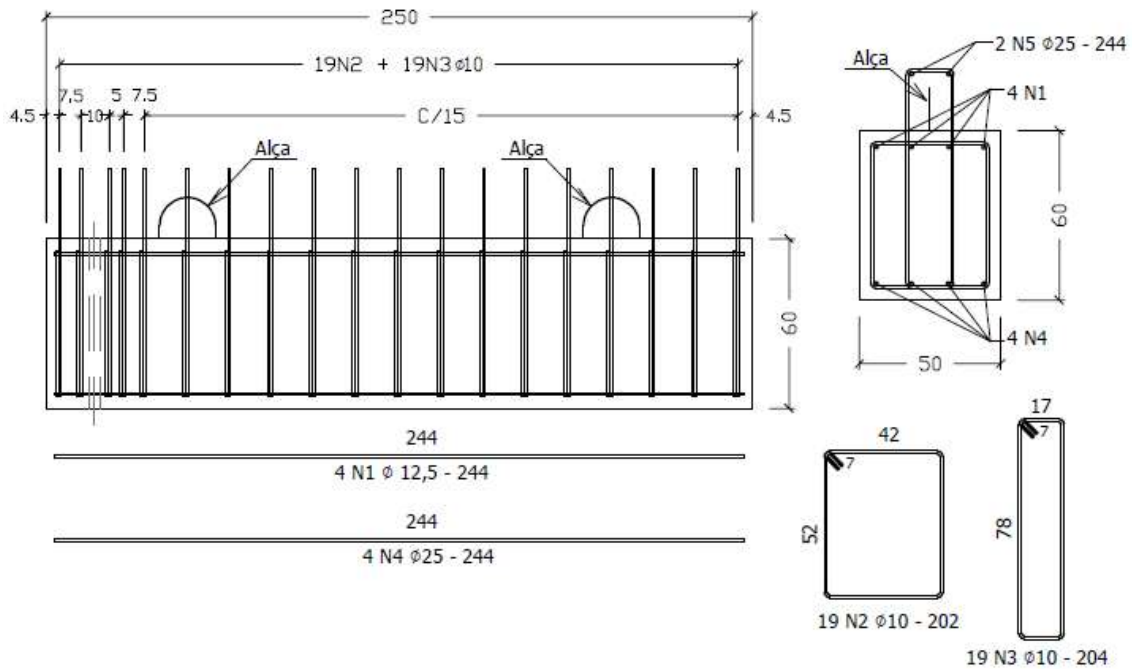
Fonte: Autora (2017)

Figura 3.14: Vigas V1 e V2
 V1 e V2 50X60 cm (com chumbador) vol: 0,75m³
 *Obs: V1 e V2 diferem pela dimensão dos estribos.



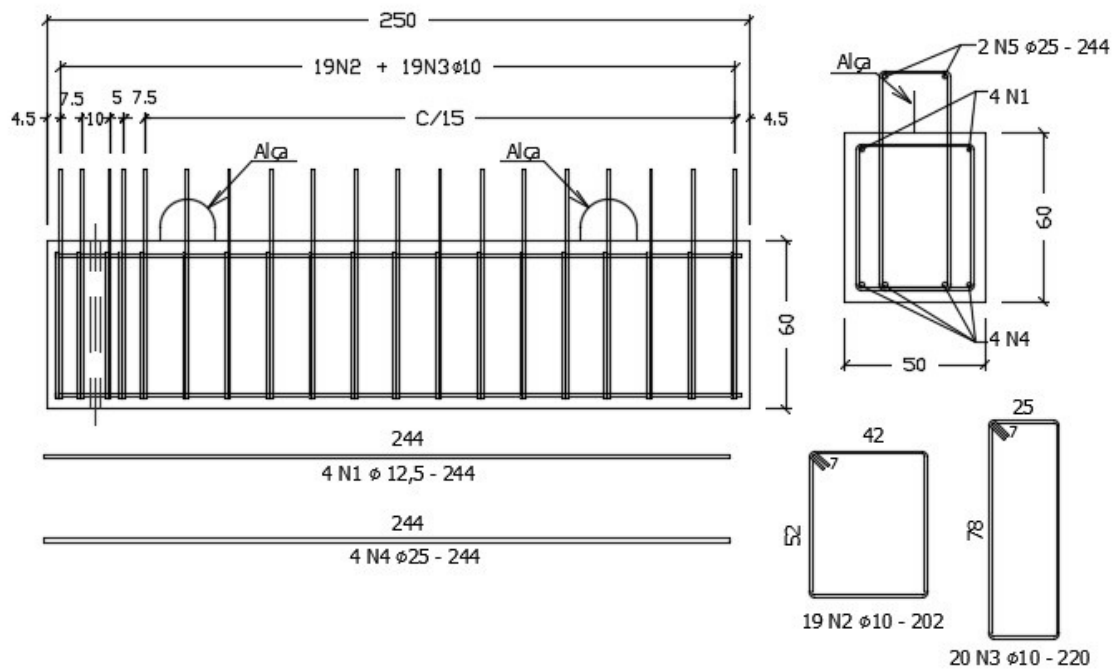
Fonte: Autora (2017)

Figura 3.15: Corte e detalhes da viga V1



Fonte: Autora (2017)

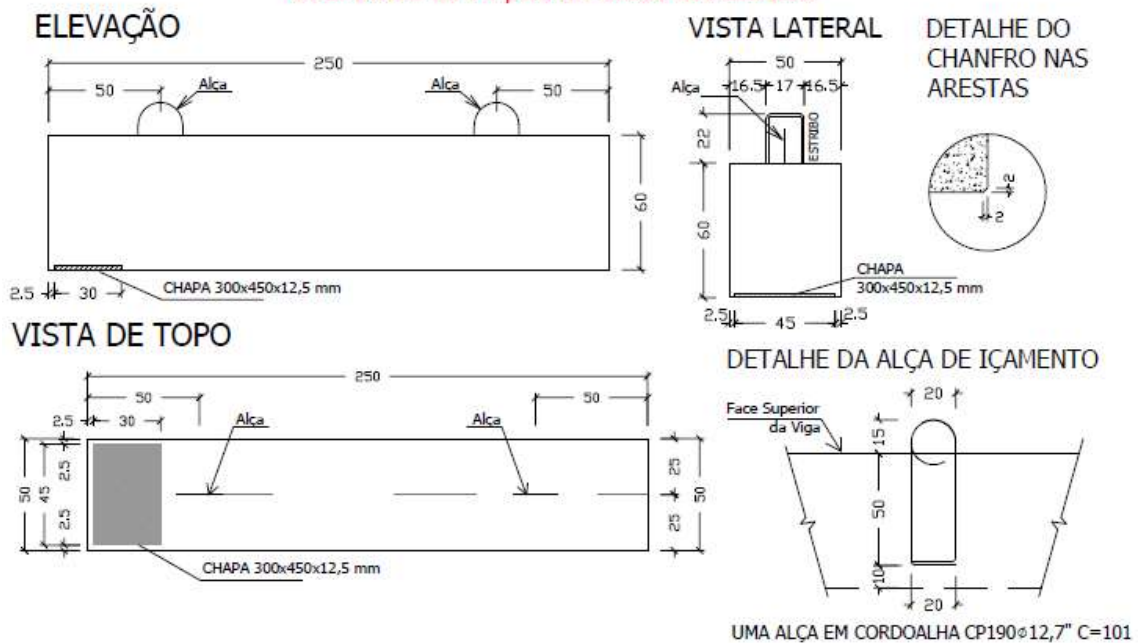
Figura 3.16: Corte e detalhes da viga V2



Fonte: Autora (2017)

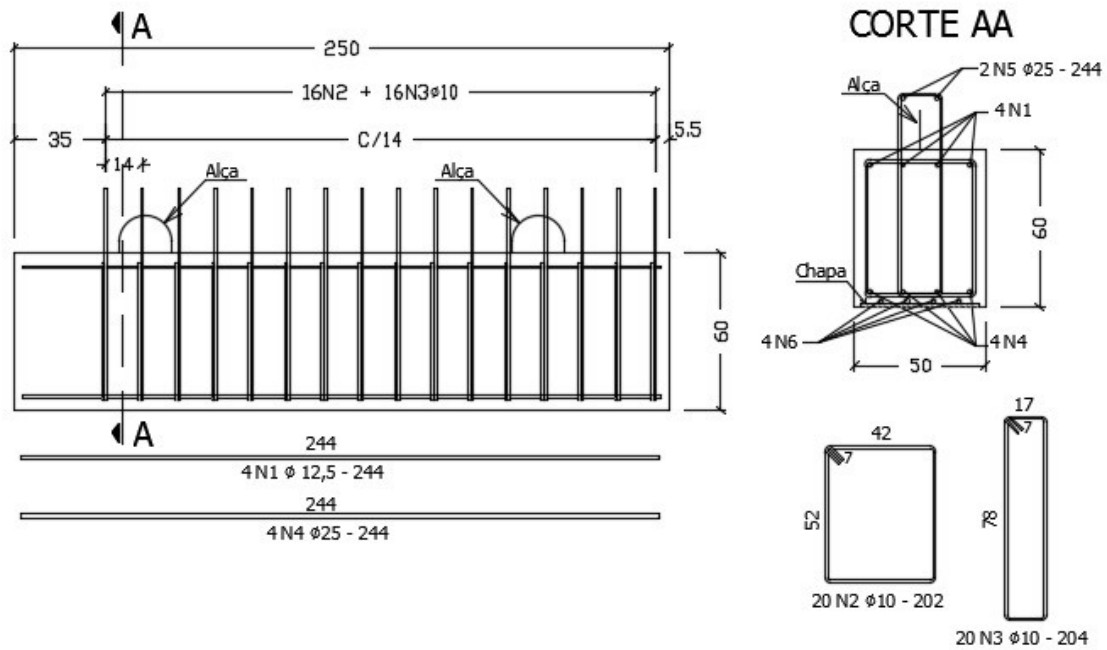
Figura 3.17: Viga V3
V3 50X60 cm (COM CHAPA) vol: 0,75 m³ (x1)

*Obs: Difere da V4 pela dimensão dos estribos.



Fonte: Autora (2017)

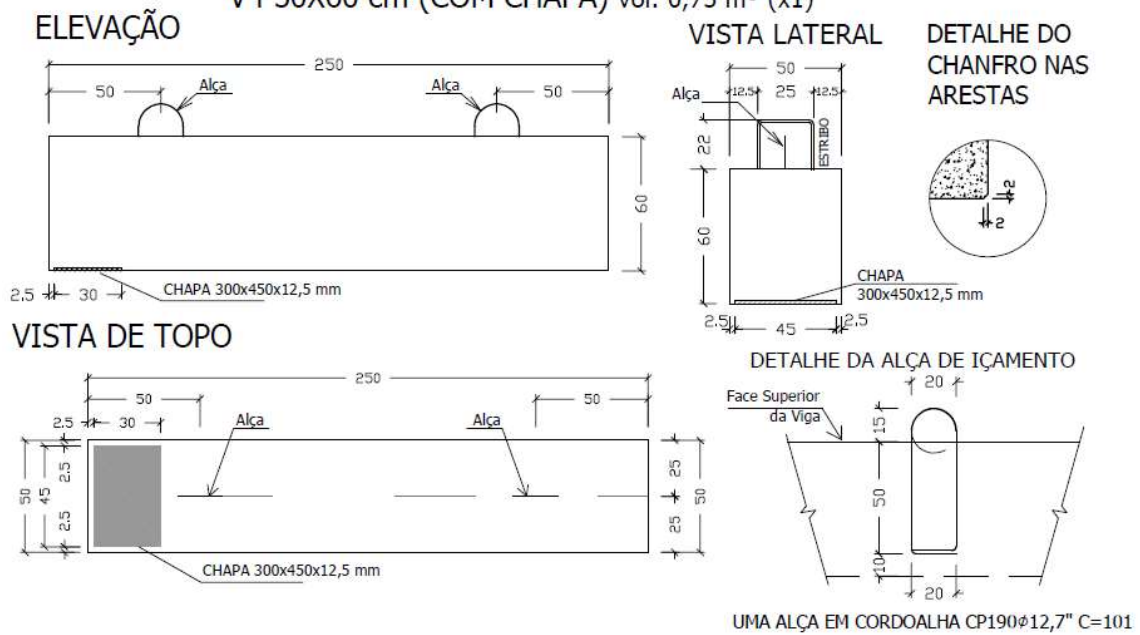
Figura 3.18: Corte e detalhe da viga V3



Fonte: Autora (2017)

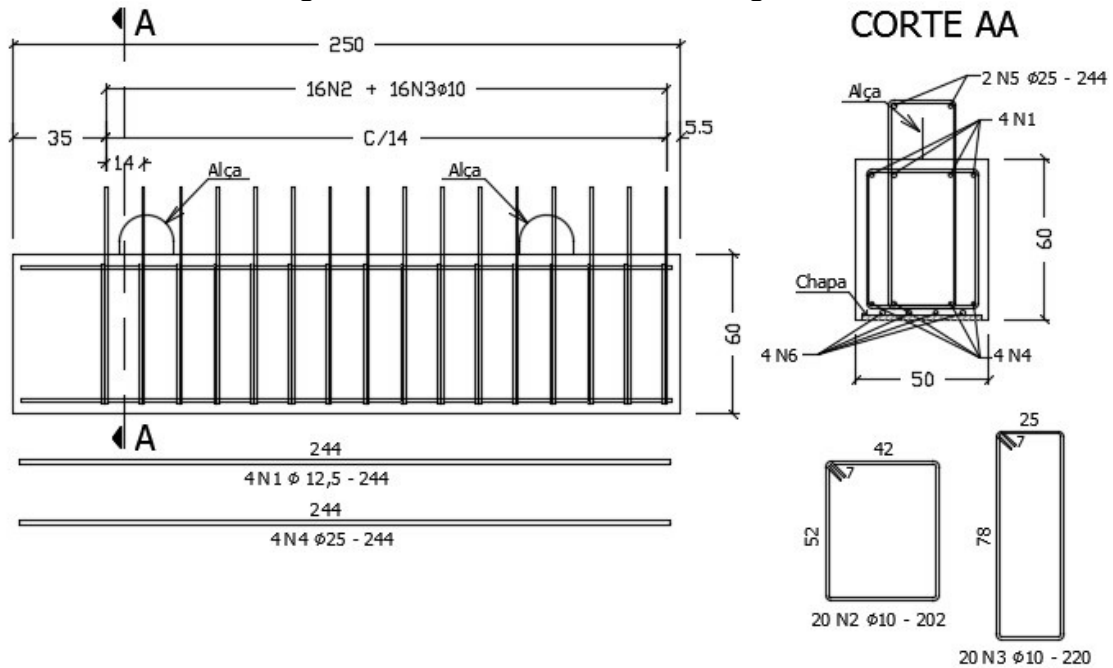
Figura 3.19: Viga V4

V4 50X60 cm (COM CHAPA) vol: 0,75 m³ (x1)

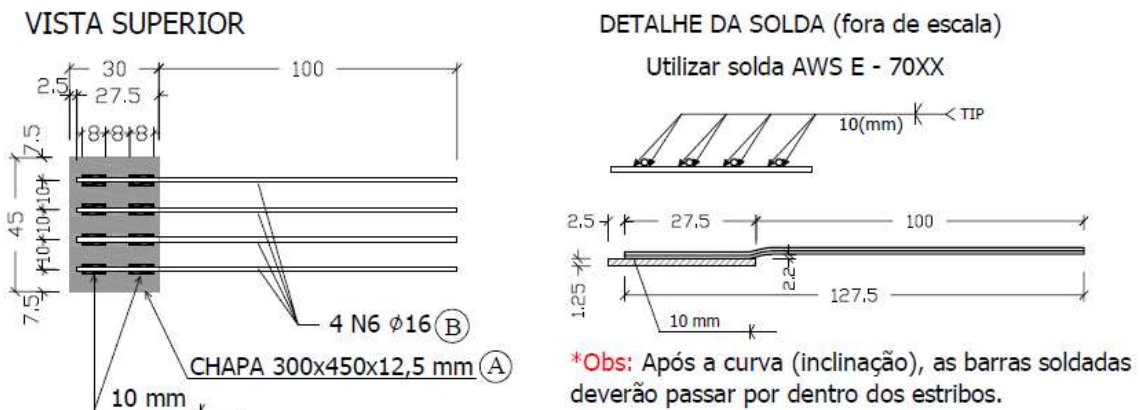


Fonte: Autora (2017)

Figura 3.20: Corte e detalhes da viga V4



Fonte: Autora (2017)

Figura 3.21: Inserto de chapa metálica para vigas V3 e V4.
DETALHE DA LIGAÇÃO - INSERTO P/ VIGAS V3 E V4

Fonte: Autora (2017)

Tabela 3.3: Quantitativo de aço utilizado nas viga V1 e V2

VIGA V1 (COM CHUMBADOR)						
AÇO	BARRA	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO		
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (cm)	
50A	1	12.5	4	244	976	
50A	2	10	19	202	3838	
50A	3	10	19	204	3876	
50A	4	25	4	244	976	
50A	5	25	2	244	488	

Tabela 3.4: Quantitativo de aço utilizado na viga V2

VIGA V2 (COM CHUMBADOR)					
AÇO	BARRA	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (cm)
50A	1	12.5	4	244	976
50A	2	10	19	202	3838
50A	3	10	19	220	4180
50A	4	25	4	244	976
50A	5	25	2	244	488

Tabela 3.5: Quantitativo de aço utilizado nas vigas V3 e V4

VIGA V3 (COM CHAPA)					
AÇO	BARRA	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (cm)
50A	1	12.5	4	244	976
50A	2	10	16	200	3200
50A	3	10	16	204	3264
50A	4	25	4	244	976
50A	5	25	2	244	488
50A	6	16	4	127.5	510

VIGA V4 (COM CHAPA)					
AÇO	BARRA	BITOLA (mm)	QUANT.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (cm)
50A	1	12.5	4	244	976
50A	2	10	16	202	3232
50A	3	10	16	220	3520
50A	4	25	4	244	976
50A	5	25	2	244	488
50A	6	16	4	127.5	510

Tabela 3.6: Quantitativo de aço para o inserto da viga

CHAPA E BARRAS				
ITEM	DESCRIÇÃO	QUANT.	MATERIAL	MASSA (kg)
A	Chapa 300x450x12,5	1 un.	ASTM - A36	13.13
B	Barra ϕ 16 - C = 127,5 cm	04 un.	CA - 50	22.33

3.4 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

3.4.1 CONCRETO

As ligações típicas alvo de estudo nessa pesquisa necessitam de solidarização no local e, portanto, foram utilizados dois concretos distintos, o concreto produzido em fábrica para as peças pré-moldadas, e o concreto moldado *in loco*, para solidarização da seção composta.

Para os elementos pré-moldados, o concreto foi dosado, misturado, transportado e vibrado na empresa Usicon Construções Pré-Fabricadas (Figura 3.22). Corpos de prova cilíndricos (10 cm x 20 cm) foram moldados no momento da produção e rompidos conforme recomendações normativas. Os resultados dos testes de resistência à compressão de corpos de prova e slump test encontram-se na Tabela 3.7.

Tabela 3.7: Características do concreto pré-fabricado

Peça	Slump (mm)	Resistência CP 16h (MPa)		Resistência CP 7 dias (MPa)		Resistência CP 28 dias (MPa)	
		CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2
V1/V2/P1	70.0	25.6	24.8	42.1	41.3	51.6	52.2
V3/V4/P2	68.0	26.8	25.4	41.5	42	51.9	52.4

Figura 3.22: Lançamento de concreto na forma de um dos pilares no pátio da empresa Usicon



Fonte: Autora (2017)

O concreto de segunda etapa foi preparado no laboratório NETPre. Os materiais utilizados e suas respectivas quantidades encontram-se listados na Tabela 3.8, incluindo o traço proposto para obtenção da resistência de 30 MPa aos 7 dias. Todos os materiais foram pesados em balança e misturados em betoneira. A cada betonada, foi realizado um slump test e moldado um corpo de prova para testes de resistência à compressão (Figura 3.23). Os resultados dos testes estão listados na Tabela 3.9. Os corpos de prova foram rompidos aos 7 dias no primeiro ensaio e aos 9 dias, no segundo. Isso ocorreu devido à limitação da disponibilidade de equipamentos para realizar os testes, tanto na Universidade Federal de São Carlos, quanto na Escola de Engenharia de São Carlos, onde foram feitos os testes.

Tabela 3.8: Dosagem do concreto moldado no local

Material	Tipo	Traço 1m ³ (kg)	Quantidade material total* (kg)	Quantidade material por betonada (kg)
Cimento	CPV ARI Votoran	1	296.0	49.3
Areia	Areia Fina	1.6	474.0	79.0
Brita	Brita 1	2.4	710.4	118.4
Água	Potável	0.47	139.1	23.2

*A quantidade de material total equivale **aproximadamente** ao volume necessário para o preenchimento das duas vigas de um modelo de ligação, 12 moldes de CP cilíndricos (10 cm x 20 cm) e volume para 6 ensaio de slump test (considerando que serão necessárias 6 betonadas para o preenchimento de um modelo de ligação).

Tabela 3.9: Propriedades do concreto moldado no local

ENSAIO 1	Slump (mm)	Resistência à compressão aos 7 dias (MPa)	ENSAIO 2	Slump (mm)	Resistência à compressão aos 9 dias (MPa)
CP 1	130	41.3	CP 1	50	42.4
CP 2	90	43.5	CP 2	55	49.8
CP 3	110	43.4	CP 3	40	47.4
CP 4	95	40.9	CP 4	70	47.6
CP 5	30	43.1	CP 5	87	43.9
CP 6	30	42.9	CP 6	60	44.2

Figura 3.23: Slump test, etapa de concretagem e corpos de prova para teste de resistência à compressão

Fonte: Autora (2017)

3.4.2 GRAUTE

O graute foi utilizado no preenchimento dos furos dos chumbadores e das juntas verticais entre a viga e o pilar, no modelo 1. No modelo 2, apenas as juntas verticais

foram grauteadas, já que não havia chumbadores e a juntas horizontais foram unidas usando chapas soldadas. O graute utilizado foi o Super Graute Quartzolit – Weber que possui capacidade resistente à compressão de 50 MPa, aos 28 dias.

Figura 3.24: Preparação para o grauteamento das juntas verticais e nichos dos chumbadores



Fonte: Autora (2017)

3.5 PREPARAÇÃO E MONTAGEM DOS ENSAIOS

Os dois ensaios que delinearão o escopo desta pesquisa seguiram uma sequência de preparação e montagem muito semelhante. Foram desenhados todos os esquemas de organização dos pórticos metálicos (que dão condições à execução do ensaio), esquemas de instrumentação e lista de materiais necessários (parafusos, barras rosqueadas, graute, furadeira, fôrmas de madeira, etc.). A montagem do esquema de ensaio seguiu o seguinte roteiro:

- 1) Definição da instrumentação. Conferência do funcionamento e número suficiente de equipamentos disponíveis no laboratório;
- 2) Marcação e conferência da posição dos pilares do pórtico metálico;
- 3) Locação e fixação dos pilares do pórtico metálico central;
- 4) Posicionamento de suporte metálico de fixação para receber o pilar pré-moldado;
- 5) Montagem de uma caixa de areia (aproximadamente 1 cm de altura de areia) no piso, para servir como base de nivelamento do pilar de concreto;
- 6) Posicionamento do pilar de concreto pré-moldado e travamento de sua base;
- 7) Verificação do prumo do pilar de concreto;
- 8) Posicionamento do suporte metálico de fixação no topo do pilar;
- 9) Travamento dos pilares metálicos centrais utilizando uma viga metálica, que já continha célula de carga central afixada;
- 10) Aperto de todos os parafusos do pórtico metálico central;

- 11) Posicionamento do segundo pórtico metálico, no lado da viga B;
- 12) Posicionamento do terceiro pórtico metálico, no lado da viga A;
- 13) Locação das vigas V1 e V2, ou V3 e V4, que apoiaram sob consolos e sobre apoios metálicos provisórios. Para cada ensaio, o par de vigas passou a ser chamado de viga A e viga B, o que identificou de que lado do pilar foram posicionadas;
- 14) Nivelamento e alinhamento das vigas A e B;
- 15) Posicionamento das células de carga nas vigas metálicas;
- 16) Ajuste da abertura dos estribos, que não vieram com alinhamento correto para passagem da armadura de continuidade no alinhamento das luvas em espera no pilar;
- 17) Confecção da solda entre as chapas de aço da viga e do consolo, apenas para o modelo 2;
- 18) Passagem da armadura de continuidade (com strain gages já colados). Rosqueamento das barras às luvas em espera na face do pilar;
- 19) Montagem das fôrmas nas juntas verticais e grauteamento das juntas verticais e nichos dos chumbadores;
- 20) Desforma das juntas verticais;
- 21) Montagem das fôrmas para concretagem das vigas A e B;
- 22) Concretagem das vigas A e B;
- 23) Desforma das vigas de concreto e retirada dos apoios metálicos;
- 24) Posicionamento vigas metálicas, com células de carga já afixadas, nos pórticos metálicos laterais;

A figuras de preparação e montagem dos dois ensaios cruciformes de ligação são apresentadas no Apêndice C deste trabalho.

3.6 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação foi definida de modo a coletar todos os parâmetros necessários à análise teórica dos modelos. Os dispositivos utilizados encontram-se listados na Tabela 3.10. Primeiramente, antes da locação do pilar em seu ponto definitivo, entre os pórticos metálicos, foi feita a marcação e os furos para o encaixe do clinômetro central. A segunda instrumentação a ser posicionada foram os strain gauges, os quais devem ser colados às barras negativas antes que ocorra a concretagem. Após a concretagem, as vigas metálicas foram parafusadas ao pórtico com as células de carga já posicionadas. Para isso, foi necessário alinhar os pórticos metálicos de modo que a carga ficasse centrada na posição pré-determinada.

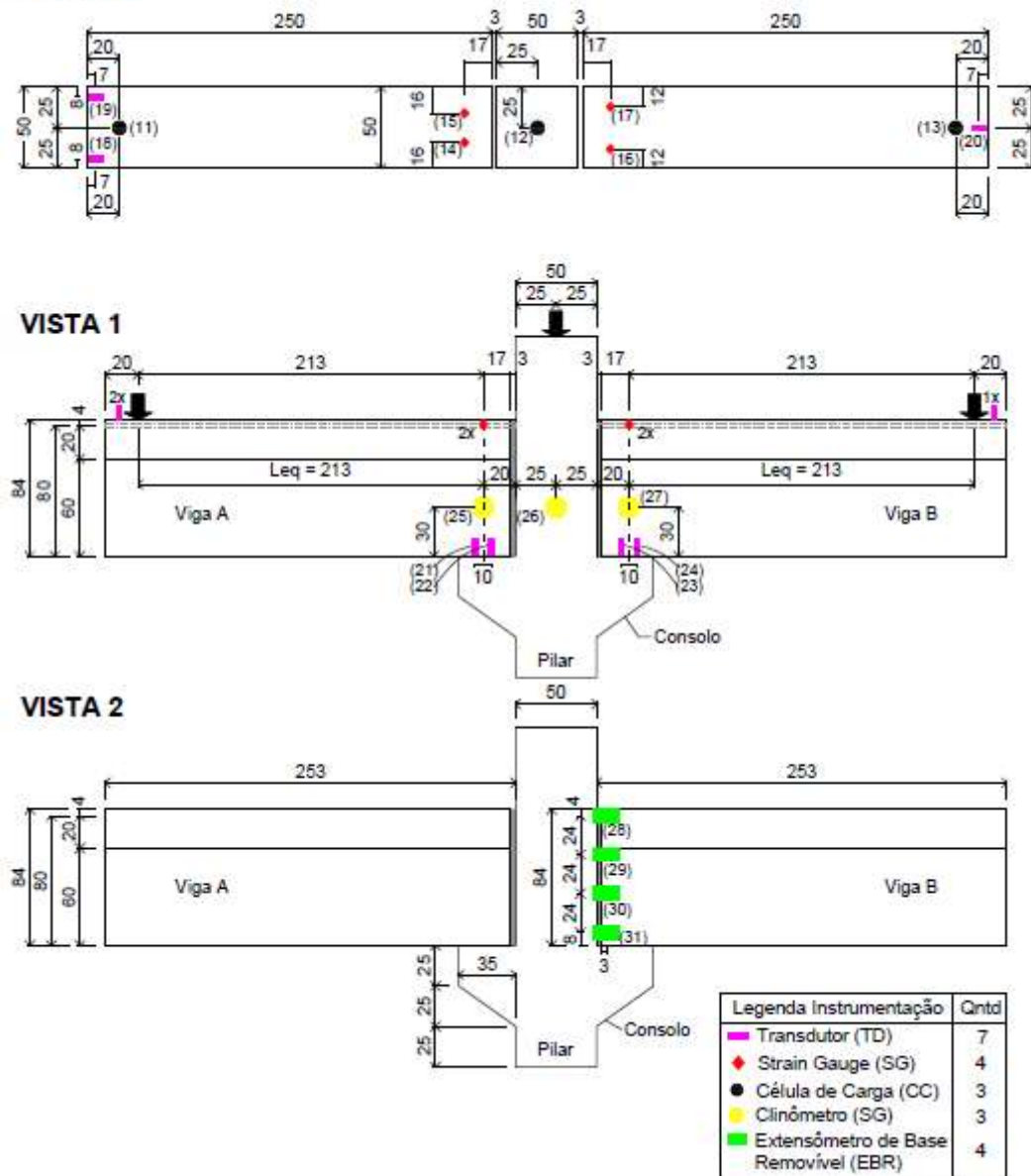
Todos os pontos onde haveriam clinômetros, transdutores e extensômetros de base removível (EBR) foram medidos, marcados e furados (Figura 3.29). Os transdutores posicionados nas extremidades das vigas foram apoiados em uma base destinada a esse fim. Feito isso, todos os instrumentos foram ligados ao sistema de aquisição de dados. O número do canal de cada instrumento foi anotado em etiquetas e em um desenho esquemático.

Tabela 3.10: Resumo de equipamentos utilizados nos ensaios

Equipamento/ Instrumento	Marca	Modelo	Características		Finalidade
Sistema de aquisição de dados de extensometria	Vishay Measurements Group, Inc.	System 5000	-		Aquisição automática de dados
Cilindro hidráulico	Enerpac	RC	Simple ação		Aplicação de carregamento nas vigas
Cilindro hidráulico	Enerpac	RR	Dupla ação		Aplicação de carregamento nos pilares
Extensômetros elétricos de resistência	Kyowa	KFG-20 120-C1- 11	5 mm		Medição de deformações na armadura negativa
Clinômetros	MSI	CL 1000	-		Medição das rotações
Extensômetros de base removível	MSI	-	Base de medida 100 mm		Medição das deformações no concreto da viga
Transdutores lineares	MSI	Tipo	Base (mm)	Erro (%)	Medição de deslocamentos dos modelos
		HS50	50	0.09	
		HS25	25	0.09	

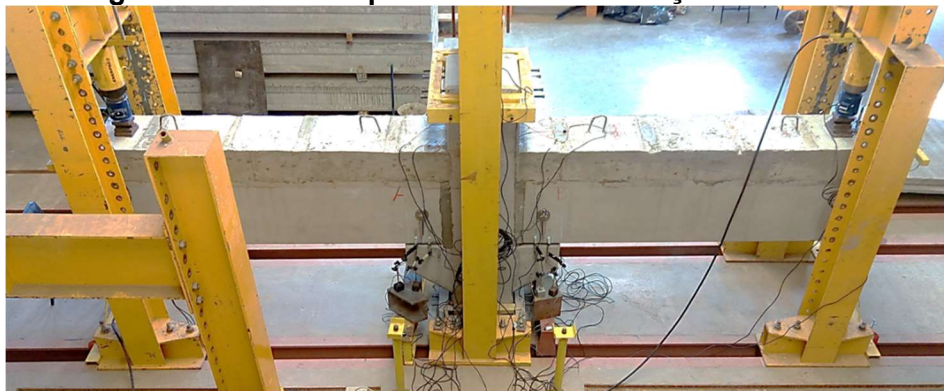
Utilizaram-se três atuadores hidráulicos posicionados no centro do pilar e nas extremidades das vigas, de acordo com o modelo cruciforme proposto. A carga de escoamento de projeto (Apêndice A) foi estimada em 144,95 kN para cada um dos pontos de aplicação no eixo central longitudinal das vigas, a uma distância de 20 cm das faces não apoiadas desses elementos. O tipo de carregamento foi incremental monotônico. O esquema de instrumentação dos dois modelos seguiu a ilustração das Figura 3.25 a Figura 3.28.

Figura 3.25: Planta e vistas do esquema de instrumentação dos modelos PLANTA



Fonte: Autora (2017)

Figura 3.26: Vista superior da instrumentação do modelo



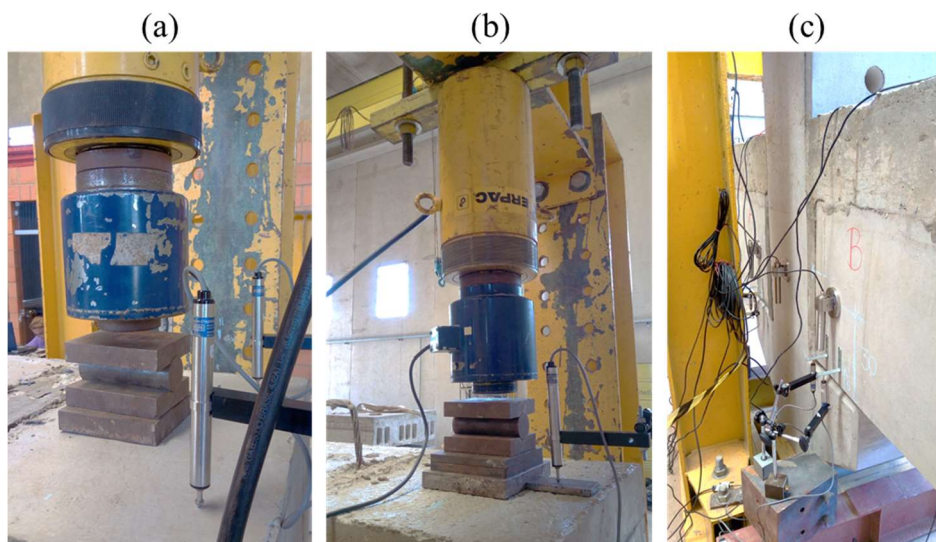
Fonte: Autora (2017)

Figura 3.27: Vista do modelo e dos 4 extensômetros de bases removíveis (EBR)



Fonte: Autora (2017)

Figura 3.28: Detalhes da instrumentação. (a) Célula de carga e transdutores na viga A. (b) Célula de carga e transdutor na viga B. (c) Clinômetros e transdutores.



Fonte: Autora (2017)

3.7 METODOLOGIA ADOTADA PARA INSTRUMENTAÇÃO

3.7.1 CLINÔMETROS – MEDIÇÃO DE ROTAÇÃO

Para os modelos ensaiados, esperava-se que o centro de rotação das ligações viga-pilar estivesse aproximadamente na posição do chumbador, a 20 cm da interface do pilar. Desse modo, dois clinômetros foram fixados a 20 cm da interface do pilar e 32 cm acima da base do consolo. O sistema de aquisição registrou as leituras desses instrumentos, em graus, que serão transformados para radianos. A medida obtida indica a rotação global das vigas em relação ao eixo vertical. O clinômetro central da Figura

3.29 registrou a rotação do pilar, em relação a seu eixo vertical. A rotação relativa viga-pilar pode ser expressa por:

$$\theta_{VP} = \frac{\theta_1 + \theta_3}{2} \quad (3.1)$$

Em que θ_1 e θ_3 são as leituras obtidas com os clinômetros CL1 e CL3 fixados nas vigas.

Figura 3.29: Clinômetros e marcação dos furos feita previamente para fixar os instrumentos

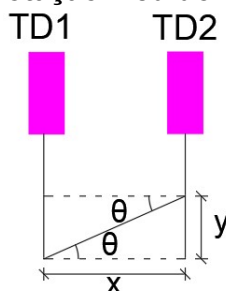


Fonte: Autora (2017)

3.7.2 TRANSDUTORES – MEDIÇÃO DE ROTAÇÃO

A utilização de transdutores também possibilitou a obtenção de leituras que fornecem dados de rotação. Essa medida foi proposta como uma alternativa, caso algum dos clinômetros apresentasse mal funcionamento. Um par de transdutores foi posicionado próximo ao centro de rotação da ligação viga-pilar, a 10 cm de distância entre si e aproximadamente 6 cm em relação à base do consolo. Essa medida de rotação é feita em relação ao solo. A medição se dá conforme indica a Figura 3.30.

Figura 3.30: Ângulo de rotação medido com uso de transdutores



Fonte: Autora (2017)

$$\tan \theta = \frac{y}{x} \quad (3.2)$$

$$\theta \cong \frac{y}{x} \quad (3.3)$$

$$\frac{y}{x} = \frac{\text{leitura } TD_1 - TD_2}{\text{distância } TD_1 - TD_2} \quad (3.4)$$

Onde:

θ – Ângulo de rotação da viga em relação ao solo;

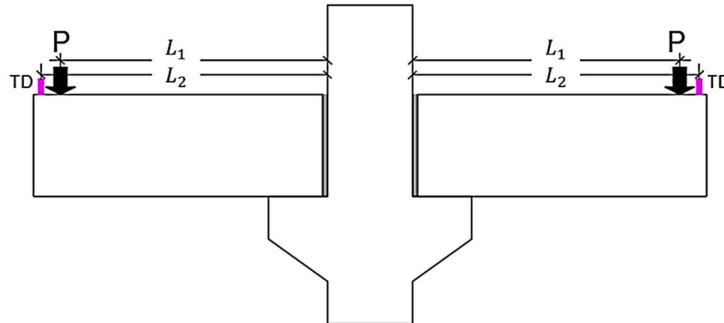
y – Diferença entre as leituras dos transdutores;

x – Distância entre os centros de gravidade dos transdutores.

3.7.3 TRANSDUTORES – MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTO VERTICAL

O deslocamento vertical da viga no ponto de aplicação da carga P pode ser obtido por meio da proporcionalidade, dispondo do valor do de deslocamento registrado por transdutores. Essa condição é válida já que se considera que a viga permaneceu no estágio I, mesmo após a aplicação da carga de ruptura e da abertura de fissuras, que se restringiu apenas até a metade da viga, a partir da interface do pilar. A Figura 3.31 indica o esquema de leitura proposto.

Figura 3.31: Transferência da leitura do transdutor (TD) da extremidade livre da viga para o ponto de aplicação da carga (P)



Fonte: Autora (2017)

O valor do deslocamento vertical em P , que será chamado de f_1 , pode ser obtido em função de f_2 , que indica o valor de deslocamento vertical registrado sobre o transdutor, conforme a expressão abaixo:

$$f_1 = f_2 \frac{L_1}{L_2} \quad (3.5)$$

O deslocamento vertical total ou flecha total (a_{total}), medido no ponto de aplicação da carga, representa a soma de duas parcelas de deslocamento: a flecha referente à deformação da viga (a_1) e a flecha correspondente ao giro ocorrido na ligação (a_2). A flecha da viga, que é função de sua rigidez, pode ser determinada a partir da equação diferencial da linha elástica da viga. O momento de inércia equivalente (I_{eq})

pode ser obtido por meio de métodos iterativos, da equação de Branson ou da recomendação da ABNT NBR 9062:2017 em que se admite $I_{eq} = 0,5I$. A parcela correspondente à flecha da viga será obtida por meio da equação abaixo:

$$a_1 = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E_c \cdot I_{eq}} \quad (3.6)$$

A parcela de deslocamento que corresponde ao giro da ligação pode ser obtida subtraindo-se o valor de a_1 do deslocamento total, ou multiplicando-se a média da rotação relativa viga-pilar (θ_{VP}) pela distância entre o ponto de aplicação de carga e o centro de rotação da ligação (L), conforme a expressão 3.8, em que L vale 2,10 metros.

$$a_2 = a_{total} - a_1 \quad (3.7)$$

ou

$$a_2 = \theta_{VP} \cdot L \quad (3.8)$$

3.7.4 EXTENSÔMETRO DE BASE REMOVÍVEL – MEDIDA DE DESLOCAMENTO

Os extensômetros de base removível (EBR) foram posicionados com uma de suas extremidades na face do pilar e a outra, próximo a junta da ligação, na face da viga. Assim, foi possível determinar a abertura de fissuras que se encontravam nessa região, entre as extremidades dos EBRs. Isso ocorre, pois, a deformação entre aço e concreto deve ser a mesma, enquanto possuem comportamento conjunto, porém, com o aparecimento de fissuras, as deformações passam a ser diferentes e há um deslizamento entre as superfícies do aço e concreto. O deslizamento relativo entre os elementos é resulta em um alongamento do EBR, que é registrado em milímetros, e deve coincidir com o valor da abertura das fissuras. Essa medida também pode ser obtida com o cálculo do produto entre o comprimento de deformação efetivo (L_{ed}) e a deformação da armadura (ε_s), registrada pelos strain gauges.

3.7.5 MEDIÇÕES INDIRETAS – CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO E RIGIDEZ SECANTE

Para o traçado das curvas de momento-rotação ($M-\theta$) e, conseqüentemente, para obtenção da rigidez das ligações, o momento fletor resistido pelo modelo foi obtido multiplicando-se o valor da força registrada, aplicada pela célula de carga, pela distância entre a célula e o centro de rotação da ligação. A rotação foi obtida por meio das medições dos clinômetros ou transdutores, como apresentado nos itens anteriores.

Ao observar a curva $M-\theta$, é possível visualizar o ponto de abatimento da curva (ponto de inflexão) onde ocorre o momento de escoamento da armadura longitudinal ($M_{y,lim}$) e sua rotação correspondente (θ_y). A razão entre estes valores fornece o valor da rigidez secante à flexão (R_{sec}). A reta da rigidez secante será traçada ligando o ponto de momento nulo ao ponto onde ocorre o abatimento do gráfico $M-\theta$.

4. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Foram realizados dois ensaios em modelos cruciformes de ligação viga-pilar pré-moldada. Seus resultados são apresentados separadamente nas próximas duas seções deste capítulo, para permitir a análise comparativa do comportamento das ligações.

4.1 MODELO 1 – TIPOLOGIA 3 DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR

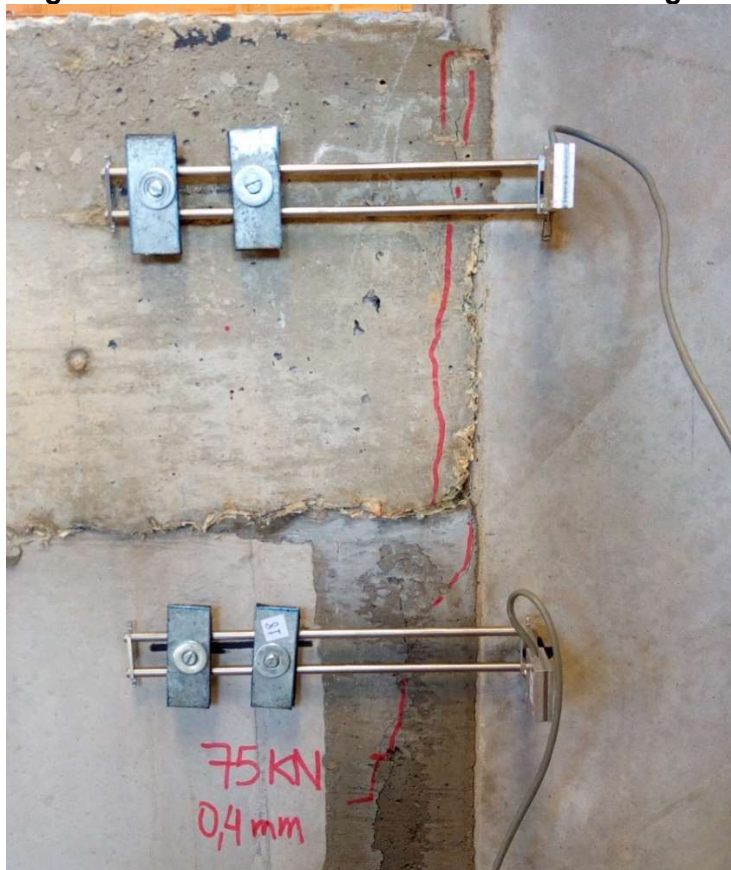
O primeiro ensaio realizado foi referente à tipologia 3 de ligação especificada na ABNT NBR 9062:2017, caracterizada pelo uso de chumbadores, almofada de elastômero e luvas rosqueadas. A montagem e concretagem de segunda etapa foram feitos no laboratório de estruturas pré-moldadas da UFSCar – NETPre – conforme as etapas descritas no capítulo 3.

Após dispor de toda instrumentação montada e ligada ao sistema de aquisição de dados, foi proposto o escorvamento do modelo para sua acomodação e verificação do funcionamento correto da instrumentação. Em seguida, a carga foi zerada e iniciou-se a aquisição de dados. Ao pilar central, foi aplicada uma força de 200 kN no centro da face superior para fixá-lo em sua posição. Então, os balanços foram carregados conforme o esquema proposto na instrumentação (Figura 3.25), com carregamento incremental monotônico. A primeira fissura apareceu entre os 40 kN e 50 kN de força aplicada, com abertura de 0,3 mm, que aumentou para 0,4 mm aos 75 kN (Figura 4.1).

Figura 4.1: Fissura com abertura de 0,3 mm na viga B

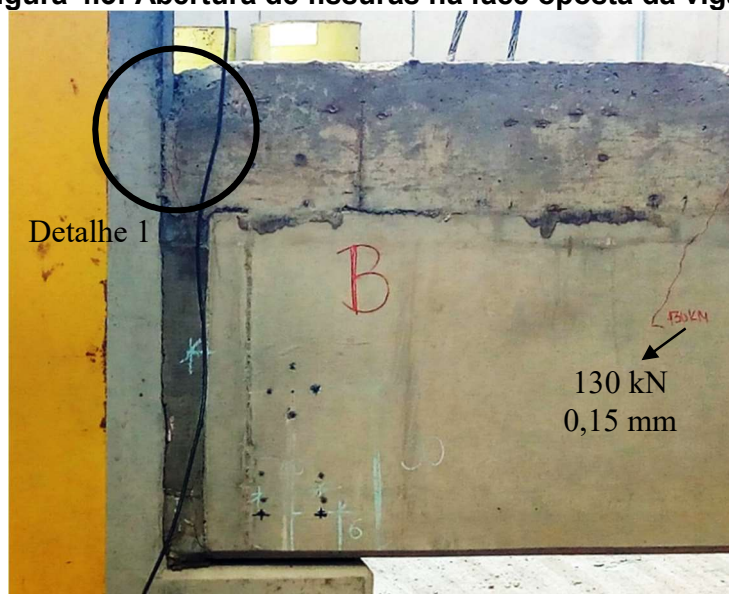


Fonte: Autora (2017)

Figura 4.2: Abertura de fissura aos 75 kN na viga B

Fonte: Autora (2017)

Um fissurômetro foi usado para medir a abertura de fissuras. A medida de fissuras abertas na região coberta pela leitura dos EBRs era constantemente comparada à leitura dos fissurômetros e ambas as medições foram compatíveis (Tabela 4.1). As Figura 4.5 a Figura 4.6 apresentam as aberturas de fissuras medidas nas vigas.

Figura 4.3: Abertura de fissuras na face oposta da viga B

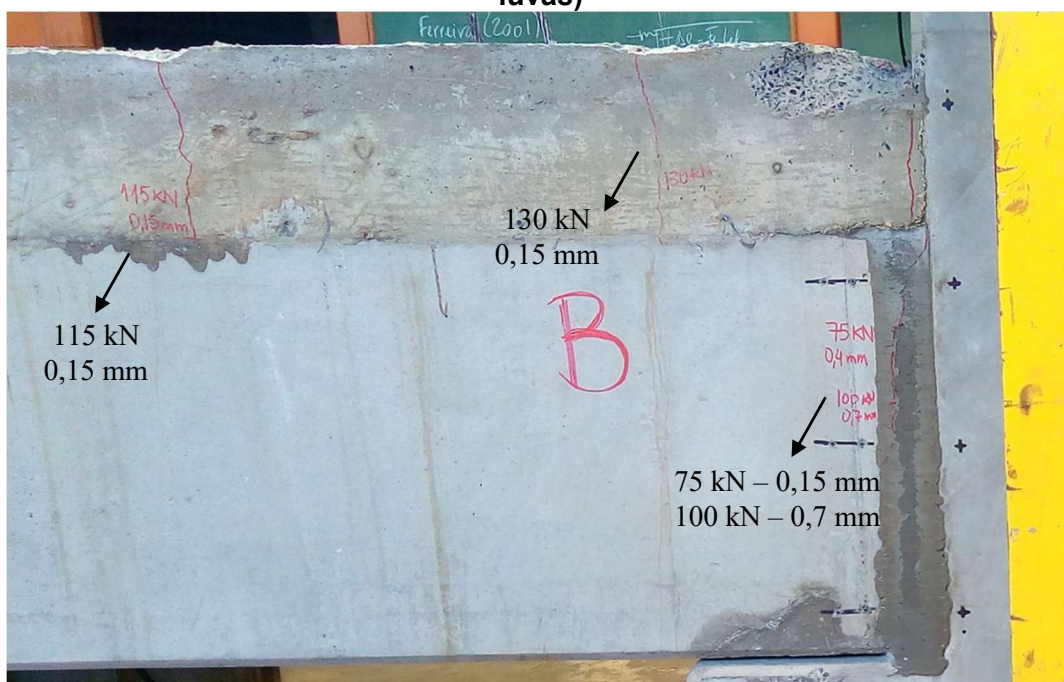
Fonte: Autora (2017)

Figura 4.4: Detalhe 1 - Abertura de fissura na junta viga-pilar da viga B



Fonte: Autora (2017)

Figura 4.5: Fissuras na viga B (os EBRs já haviam sido retirados e a interface viga-pilar já havia sido quebrada com broca para verificação do estado das luvas)



Fonte: Autora (2017)

Figura 4.6: Viga A fissurada



Fonte: Autora (2017)

Ao atingir aproximadamente 130 kN, quando o aparecimento de fissuras se propagou da junta viga-pilar para uma região mais próxima ao meio da viga, a força resistida pelo modelo caiu para o nível de 100 kN e ouviu-se um estalo alto. Em seguida, não foi possível continuar aplicando carga aos balanços, pois a força chegou aos 120 kN novamente e a estrutura não absorvia mais carregamentos. Na face da viga onde não havia EBRs, após a queda do carregamento, as fissuras atingiram uma abertura de 2,0 mm aos 113 kN, quando se ouviu um novo estalo, e 2,5 mm aos 120 kN, quando o ensaio foi interrompido por motivos de segurança.

Tabela 4.1: Abertura de fissuras para o modelo 1

Abertura da junta viga-pilar	Carga (kN)	50	70	90	100	110	125
	Fissurômetro (mm)		0.3	0.4	0.6	0.7	0.8
EBR (mm)		0.25	0.41	0.6	0.7	0.8	0.92

O macaco continuou a ser bombeado, entretanto, a carga resistida pelo modelo não aumentava mais, e ficou fixada em um valor final de 118 kN e 100 kN para as vigas A e B, respectivamente, quando o ensaio foi encerrado. Isso ocorreu antes de atingir a carga prevista de $P_y = 144,95 \text{ kN}$, em que a armadura da seção transversal da ligação

escoaria. Esta medida foi tomada pois se observou a perda de rigidez do conjunto viga-pilar. Outro motivo que interferiu na interrupção do ensaio foi o fato de um dos lados da viga ter absorvido mais força em relação ao outro, o que indicou a perda de estabilidade do modelo.

As armaduras negativas foram rosqueadas com uso de uma chave de grifo neste ensaio, e não com o torquímetro recomendado pela empresa, que dá o torque necessário ao aperto total da barra. Inicialmente, a possível falha precoce das armaduras negativas foi associada a falta de aperto correto das barras às luvas. Após a conclusão dos dois ensaios de ligação, foram realizados testes de tração, em barras emendadas com luvas rosqueadas, para verificar a diferença do uso do torquímetro e da chave de grifo no aperto das barras. Observou-se que este fator não foi preponderante da resistência à tração de barras emendadas com luvas rosqueadas (vida seção 4.3).

A fim de continuar explorando os mecanismos de deformação da ligação, foi proposta a continuação do ensaio do Modelo 1, uma vez que se esperava relacionar os estalos ouvidos com o comportamento das luvas rosqueadas. Toda a instrumentação foi retirada para que não houvesse danos aos equipamentos, mantendo somente as células de carga ligadas ao sistema de aquisição de dados. O concreto da junta entre a viga e a interface do pilar foi quebrado, deixando a extremidade da armadura negativa exposta (Figura 4.7 e Figura 4.8). É possível notar que a barra da posição 1 na viga A, Figura 4.7, possuía um trecho de seu comprimento de rosca para fora da luva, enquanto que as barras da viga B estavam completamente rosqueadas.

Figura 4.7: Armadura negativa rosqueada na interface viga-pilar da viga A



Fonte: Autora (2017)

Figura 4.8: Armadura negativa rosqueada na interface viga-pilar da viga B



Fonte: Autora (2017)

Ao aplicar força nas extremidades dos balanços das vigas, novamente o lado A foi capaz de resistir a um nível maior de carga que o lado B. Ao pilar central, aplicou-se uma carga que variou entre 200 kN e 300 kN. A abertura de fissuras se propagou na região da junta entre a viga e o pilar, apenas na viga A, enquanto a viga B não sofreu nenhum dano. Após o aumento substancial das fissuras em A, uma fissura em formato circular se formou na face do pilar, ao redor da luva na posição 2, indicando o arrancamento do cone de concreto.

Ao atingir a carga de 140 kN, as roscas das barras em A romperam e as barras se soltaram do pilar. Um semicírculo se formou ao redor da luva na posição 2, conforme é possível observar nas Figura 4.10 e Figura 4.11. O graute se destacou da superfície da viga A. A Figura 4.9 ilustra a configuração da interface viga-pilar após o término da segunda etapa de ensaio.

Figura 4.9: Faces opostas da viga A após a segunda etapa de ensaio



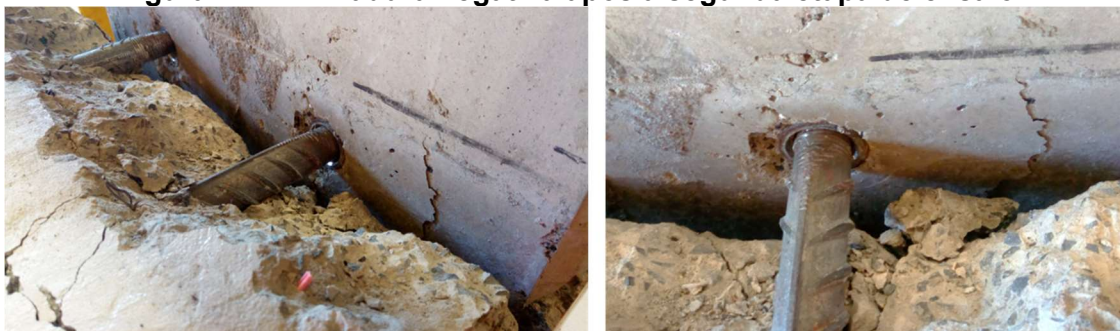
Fonte: Autora (2017)

Figura 4.10: Fissuras na região da ligação após a segunda etapa de ensaio



Fonte: Autora (2017)

Figura 4.11: Armadura negativa após a segunda etapa de ensaio



Fonte: Autora (2017)

Foi possível observar uma falha por ruptura nas roscas, que ficaram limadas após o término do ensaio. Dentro das luvas notou-se a presença de pedaços do fio da rosca, que foram arrancados. As Figura 4.12 e Figura 4.13 ilustram o estado final do formato das roscas da armadura negativa e das luvas.

Figura 4.12: Formato das roscas das barras após o término do ensaio



Fonte: Autora (2017)

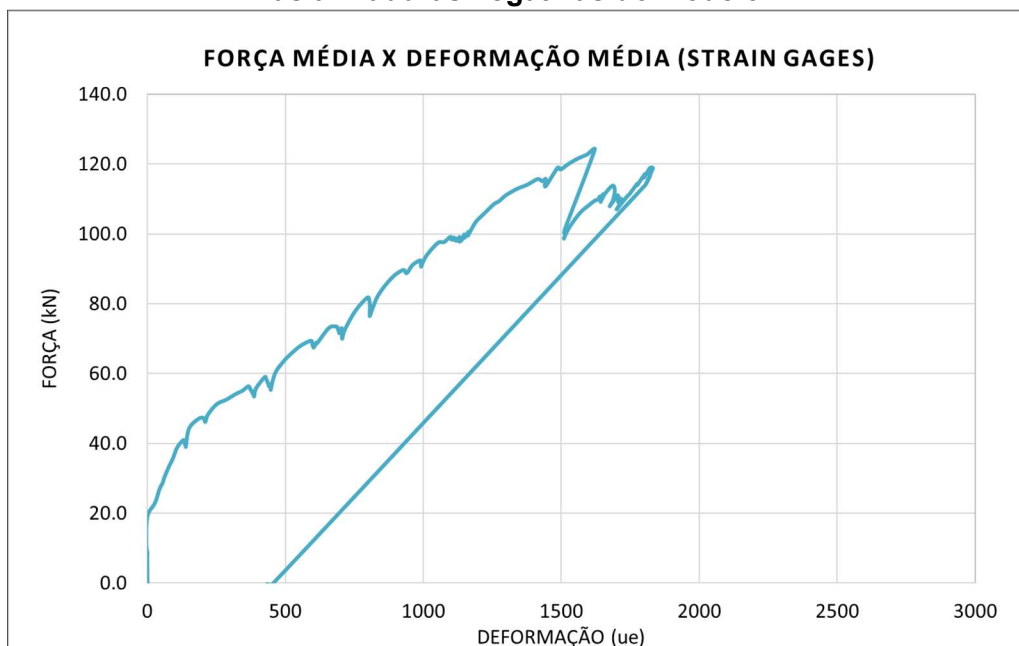
Figura 4.13: Região interna e externa das luvas após o término do ensaio



Fonte: Autora (2017)

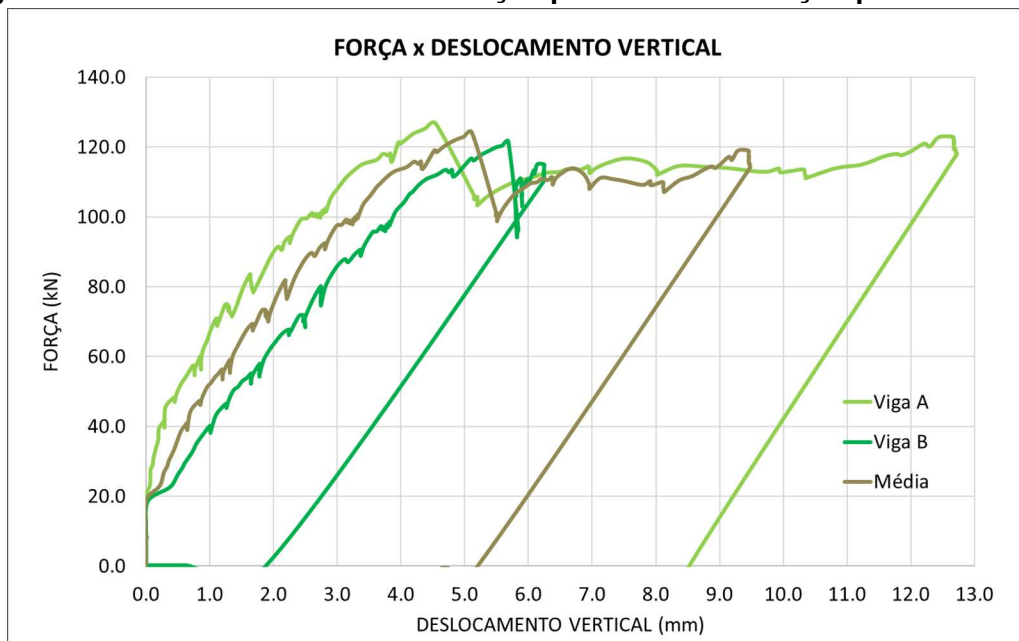
Na primeira etapa de ensaio, os *strain gages* registraram o alongamento das armaduras negativas, sendo que apenas uma das quatro barras escoou e atingiu a deformação máxima de 3242 $\mu\epsilon$. As outras três barras instrumentadas não alcançaram a deformação de escoamento. A Figura 4.14 mostra o alongamento médio das barras conforme o aumento da força aplicada aos balanços.

Figura 4.14: Gráfico do comportamento médio dos quatro *strain gages* usados nas armaduras negativas do Modelo 1



A medida das flechas nos balanços foi registrada com uso de transdutores lineares e a Figura 4.15 permite observar uma flecha mais acentuada na viga A, que possivelmente sofreu uma perda de rigidez durante o ensaio quando a armadura negativa se soltou da luva rosqueada no pilar.

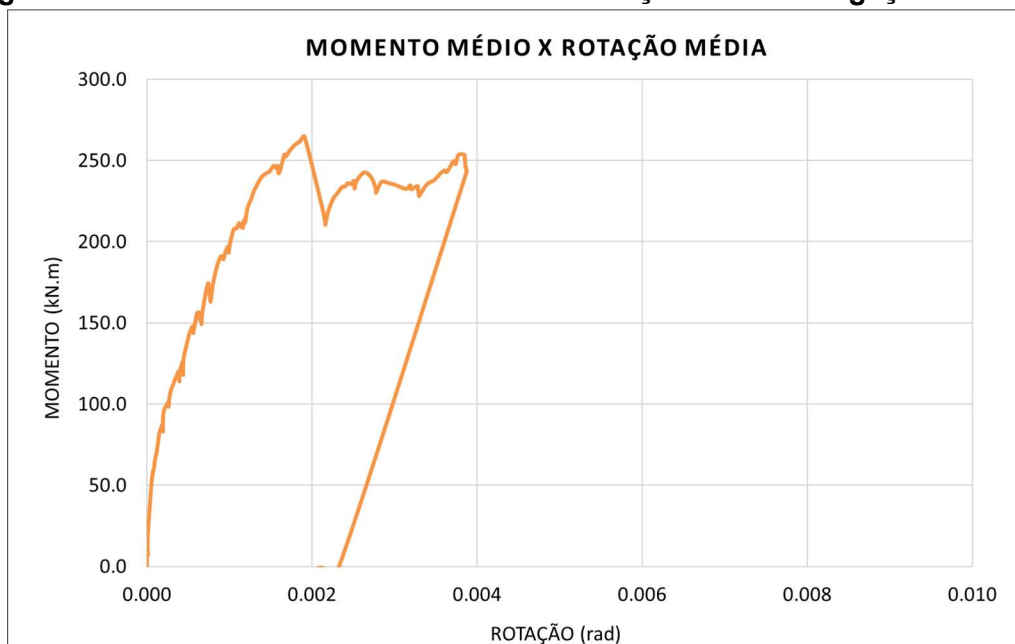
Figura 4.15: Gráfico das flechas vs força aplicada nos balanços para o Modelo 1



A partir da força média aplicada nos balanços foi possível calcular o momento fletor equivalente na ligação, já que se conhecia o braço de alavanca do ponto de aplicação de força até o centro de rotação da ligação, de 2,13 m. As medidas de rotação, no centro de rotação da ligação, foram obtidas de maneira direta com uso de clinômetros

e de maneira indireta com uso de transdutores lineares. Os valores tomados como referência para análises e comparações nesta pesquisa foram aqueles encontrados por meio do cálculo indireto a partir da flecha nos balanços (conforme explicado na seção 3.7). A Figura 4.16 apresenta o gráfico de Momento médio *versus* Rotação média para a ligação em questão. Nota-se a queda da curva entre os valores de 260 kN.m e 210 kN.m, quando a uma das barras da armadura negativa possivelmente se soltou da luva, levando a perda de rigidez do modelo.

Figura 4.16: Gráfico do Momento médio vs Rotação média da ligação Modelo 1



A interrupção precoce do primeiro ensaio foi associada ao comportamento das barras emendadas por luvas. O estalo ouvido no início do ensaio provavelmente foi causa do arrancamento da barra da posição 14 de dentro da luva. Isto sobrecarregou um dos lados do modelo e levou a barra 15 a escoar, pois esta passou a resistir a toda força no lado A do conjunto. Os testes exploratórios colaboraram para mostrar que a ruptura precoce da rosca não está necessariamente ligada a falta de uso do torquímetro para aperto da armadura negativa no primeiro ensaio, conforme pode ser observado nos resultados da seção 4.3. O principal fator de questionamento nesse caso é referente à qualidade de confecção das roscas.

4.2 MODELO 2 – TIPOLOGIA 4 DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR

O Modelo 2 pretendia simular a tipologia de ligação 4 apresentada na ABNT NBR 9062:2017. O carregamento foi aplicado de maneira diferente do primeiro ensaio, seguindo a recomendação da norma ISO 15835-2 (2009). A recomendação trata de procedimentos de ensaio para emendas mecânicas de armaduras. Foi seguido o método de ensaio recomendado para verificação do escorregamento entre a emenda

mecânica e as barras, que deve ser feita com três ciclos de carregamento até o nível de 60% da tensão de escoamento mínima prevista para as barras de aço após os três ciclos. Assim, os três primeiros ciclos de carga foram até o patamar de 60% da carga última calculada para o escoamento da armadura negativa na seção transversal da ligação viga-pilar – aproximadamente 80 kN.

Em relação à instrumentação, todos os equipamentos foram ligados ao sistema de aquisição de dados no dia anterior a realização do ensaio. Durante a conferência de funcionamento dos instrumentos, um dos *strain gages* (especificamente o do canal 15 da Figura 3.25) não tinha sinal nem conexão com o sistema. Mesmo com diversas tentativas de conserto, não foi possível obter suas medidas de deformação da barra. Vale citar que, neste modelo cruciforme, a armadura negativa foi rosqueada com uso do torquímetro disponibilizado pela Lenton® (Figura 4.17). As barras foram rosqueadas com o torque determinado para o diâmetro de 25 mm que ao ser atingido emite um pequeno som de “click”.

Figura 4.17: Torquímetro utilizado para rosquear as barras nas luvas em espera na interface do pilar pré-moldado



Fonte: Autora (2017)

A abertura de fissuras se iniciou no primeiro ciclo de carga, com valor de 0,25 mm para força de 80 kN (Figura 4.18). Novamente, a medição das fissuras foi feita utilizando um fissurômetro, sendo que estes valores eram comparados com o registrado pelos EBRs posicionados na viga B. Os valores marcados pelo EBR 28 (Figura 3.25) foram bastante divergentes da medida do fissurômetro e observou-se na planilha de dados de ensaio que esse equipamento não funcionou adequadamente.

Figura 4.18: Abertura de fissuras em Estado de Serviço



Fonte: Autora (2017)

Quando a carga de 160 kN foi atingida, ouviu-se um estalo que foi associado ao possível escorregamento de uma das barras, conforme ocorreu no Modelo 1. Nas três barras em que os *strain gages* funcionaram normalmente, deformações acima da deformação de escoamento foram registradas, indicando que as três barras negativas instrumentadas escoaram. Diferente do Modelo 1, neste ensaio as fissuras se espalharam em direção ao meio do comprimento da viga (Figura 4.19). A Tabela 4.2 apresenta os valores de abertura de fissura conforme o aumento da carga sobre a estrutura.

Figura 4.19: Espalhamento de fissuras no comprimento da viga



Fonte: Autora (2017)

Tabela 4.2: Abertura de fissuras para o modelo 2

	Carga (kN)	80	100	110	150	200	215	228	236
Abertura da junta viga-pilar	Fissurômetro (mm)	0.25	0.15	0.2	0.5	0.9	1.6	4	> 5 mm
	EBR (mm)	-	-	-	-	-	-	-	-

Apesar do espalhamento de fissuras e aumento da flecha nos balanços, optou-se por prosseguir com o ensaio mesmo após atingir a carga de escoamento da armadura. Os EBRs e transdutores posicionados nos consolos foram removidos do modelo para evitar que fossem danificados. A força máxima aplicada aos balanços foi de 245 kN, no momento em que a armadura negativa da viga A foi arrancada das luvas e a ligação viga-pilar foi rompida, fazendo com que a viga caísse sobre a laje de reação do laboratório (Figura 4.20 a Figura 4.24). Ao final do ensaio, as faces do pilar também apresentavam fissuras, assim como ilustra a Figura 4.21.

Figura 4.20: Configuração final do modelo 2 após ruptura da armadura negativa

Fonte: Autora (2017)

Figura 4.21: Fissuras inclinadas na face do pilar

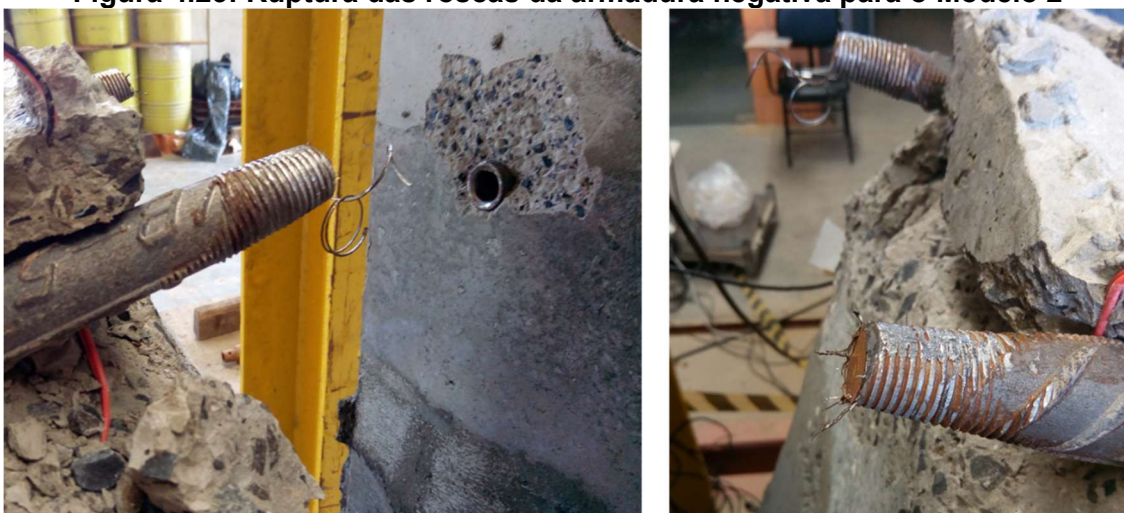
Fonte: Autora (2017)

Figura 4.22: Configuração da rosca e do concreto ao redor da luva na interface do pilar após o fim do ensaio



Fonte: Autora (2017)

Figura 4.23: Ruptura das roscas da armadura negativa para o Modelo 2



Fonte: Autora (2017)

Figura 4.24: Fissuras nas vigas e interface do pilar após o fim do ensaio



Fonte: Autora (2017)

A variação da deformação média dos registrada nos três *strain gages* que funcionaram corretamente pode ser observada na Figura 4.25, conforme o aumento de força aplicada ao modelo cruciforme. Diferente do Modelo 1, a viga B foi a que apresentou maiores flechas durante o ensaio do Modelo 2, ainda que a ruptura tenha

ocorrido na viga A. É possível observar o valor dos deslocamentos verticais em ambos os lados do modelo cruciforme, bem como o deslocamento médio, na Figura 4.26.

Figura 4.25: Gráfico do comportamento médio dos três *strain gages* usados nas armaduras negativas do Modelo 2

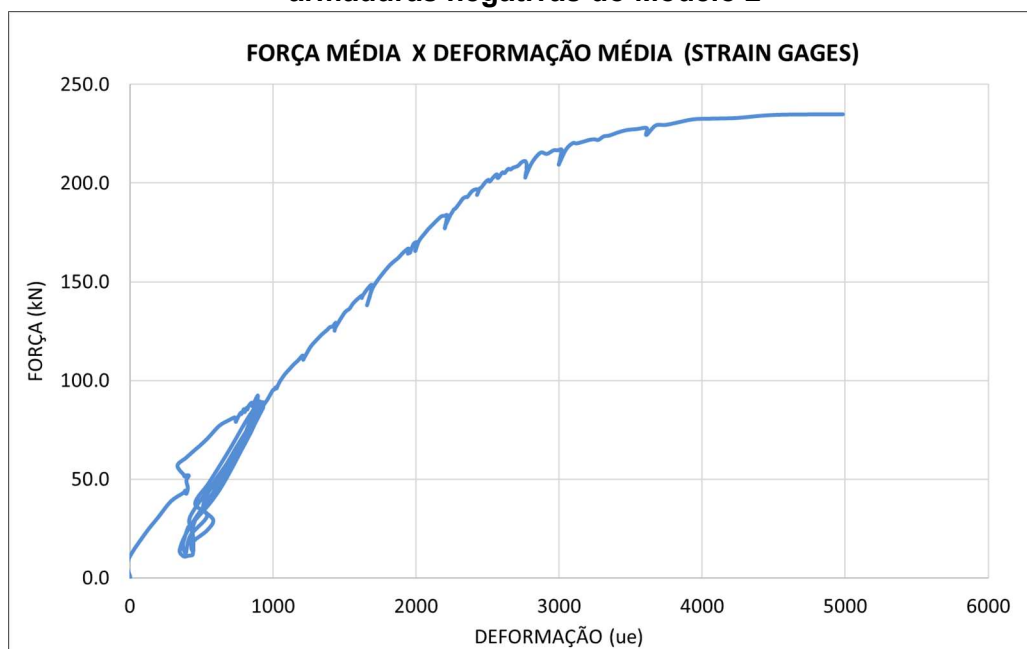
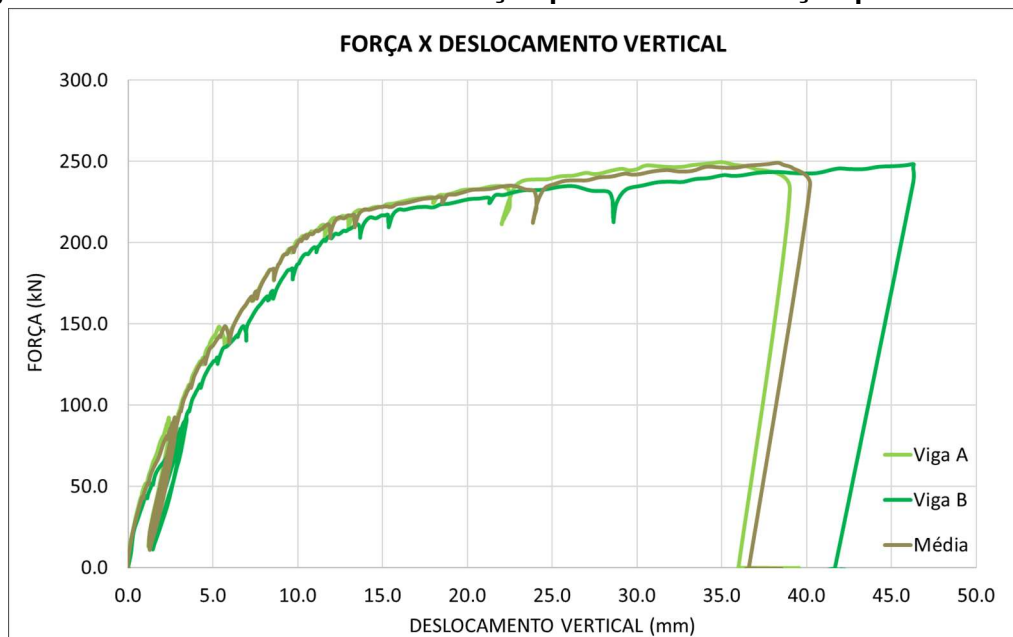
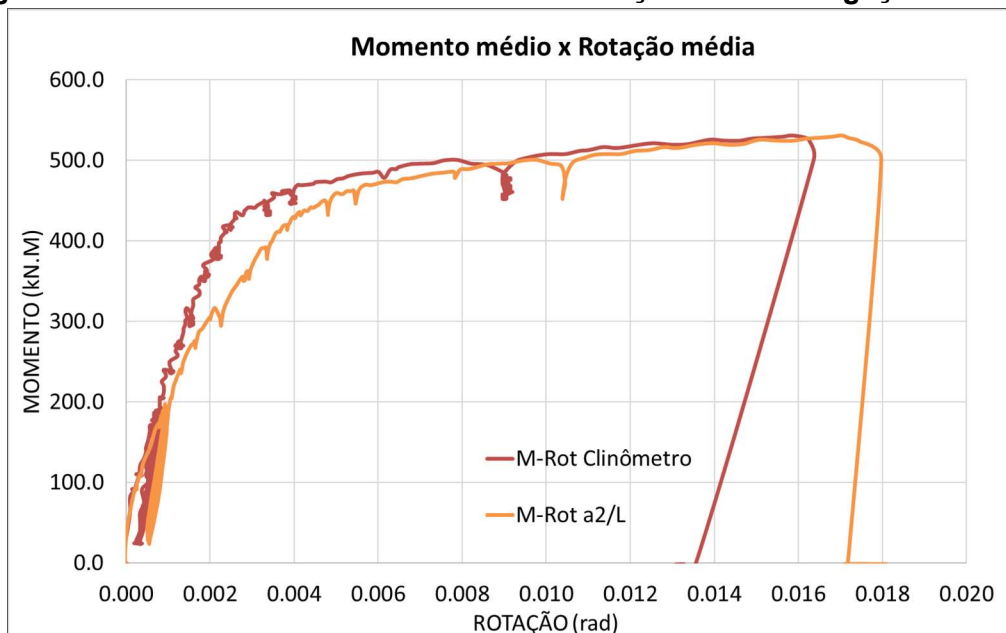


Figura 4.26: Gráfico das flechas vs força aplicada nos balanços para o Modelo 2



As curvas Momento vs Rotação plotadas na Figura 4.27 se referem às medidas registradas por clinômetros (posicionados na direção do centro de giro teórico do consolo) e por transdutores (posicionados da extremidade da viga para medir seu deslocamento vertical). Os valores de rotação para a curva do transdutor foram obtidos por meio da relação a_2/L , conforme explicado nas seções 3.7.3 e 2.7. A variação entre o comportamento dessas duas curvas M- Θ será comentada no capítulo 5.

Figura 4.27: Gráfico do Momento médio vs Rotação média da ligação Modelo 2



4.3 TESTES EXPLORATÓRIOS

Com o intuito de eliminar uma variável de incerteza a respeito do comportamento da emenda mecânica utilizada nesta pesquisa, foi proposta a realização de testes de tração em barras emendadas. O parâmetro a ser verificado foi a variação da resistência à tração da emenda quando as barras eram rosqueadas às luvas usando chave de grifo e usando torquímetro.

Foram realizados seis testes, sendo três para o conjunto de barras apertadas com chave e três para os conjuntos que usaram torquímetro. A Figura 4.28 ilustra os segmentos de barras sendo rosqueados às luvas cônicas. Todos os segmentos de barras de aço CA-50 ϕ 25 mm e as luvas cônicas foram cedidos pelo fabricante Lenton[®]. Os ensaios seriam realizados no laboratório de Sistemas Estruturais da UFSCar, porém com um mal funcionamento da máquina, foram transferidos para o laboratório de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (Universidade de São Paulo).

Figura 4.28: Barras rosqueadas às luvas cônicas



Fonte: Autora (2017)

Os conjuntos foram posicionados na máquina de tração e os dados de força aplicada foram registrados pelo sistema de aquisição de dados. A força mínima necessária para provocar o escoamento das barras (F_y) foi estimada tal que:

$$F_y = \sigma_y \times A_{st}$$

$$F_y = 500 \times 491 = 245500 \text{ N ou } 245,5 \text{ kN}$$

Em que

σ_y – Tensão nominal de escoamento do aço CA-50;

A_{st} – Área da seção transversal da barra de aço ϕ 25 mm.

Para todas as amostras, o aço das barras atingiu a tensão de escoamento e, logo após esse patamar, as barras romperam por arrancamento (corte) da rosca (Figura 4.29).

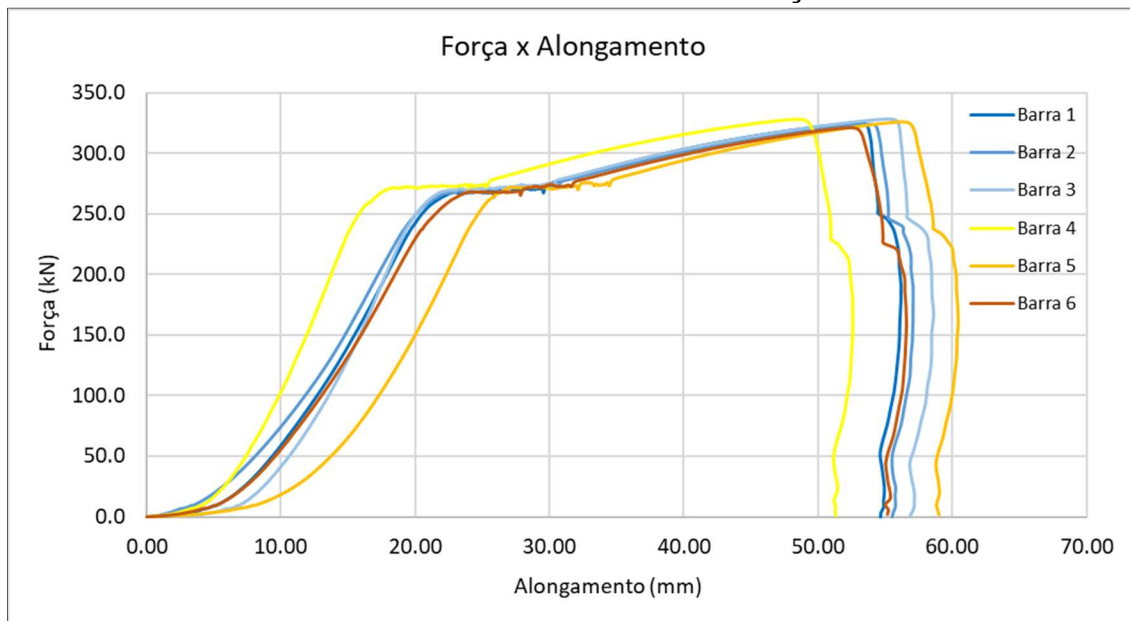
Figura 4.29: Ruptura na rosca das barras após o escoamento



Fonte: Autora (2017)

O gráfico que apresenta a variação do alongamento dos conjuntos com o aumento da força de tração encontra-se na Figura 4.30. O alongamento foi medido por um equipamento da própria máquina universal e registrado no sistema de aquisição de dados. Há erros embutidos nessas medidas, devido à movimentação e acomodação das garras e pequenos escorregamentos que não se referem ao alongamento do conjunto. É possível notar que a rigidez dos conjuntos foi bastante semelhante, assim como seu comportamento após o patamar de escoamento. Nota-se que as curvas se deslocaram da origem e ficaram espaçadas entre si, fato que pode ser associado às acomodações da barra e do próprio sistema de garras da máquina universal.

Figura 4.30: Gráfico da Força vs Alongamento dos conjuntos de barras com emendas mecânicas testados à tração



5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os ensaios realizados para o desenvolvimento desta pesquisa tiveram o intuito de simular as tipologias 3 e 4 de ligação viga-pilar pré-moldadas sugeridas na ABNT NBR 9062:2017. Em Hadade (2016), um trabalho semelhante foi realizado visando simular as tipologias 1 e 2 sugeridas nesta mesma norma. Para efeito de comparação dos mecanismos de deformação presentes em ligações típicas viga-pilar e das rigidezes desenvolvidas pelas mesmas, os resultados experimentais de Hadade (2016) foram comparados aos resultados obtidos neste trabalho.

Os valores de momento fletor médio e rotação média dos Modelos 1 e 2 foram normalizados com base nos valores resultantes do ensaio NCE de Hadade (2016). Deste modo, o momento médio e a rotação média dos Modelos 1 e 2 foram divididos pelo momento de NCE na iminência do escoamento da ligação ($M_{y,NCE} = 397 \text{ kN.m}$) e sua rotação correspondente ($\theta_{y,NCE} = 0,0025 \text{ rad}$), respectivamente.

Vale dizer que NCE simulou a tipologia 1 de ligação viga-pilar, com uso de neoprene, chumbador e estribos na região da ligação, e foi escolhido para normalizar os demais valores pois era a tipologia com menor número de parâmetros desconhecidos e mecanismos internos mais simples.

O ensaio CS de Hadade também é mencionado adiante e comparado com o Modelo 2 da presente pesquisa. A ligação de CS era caracterizada por ausência de estribos na região da ligação (assim como o Modelo 2), chapas soldadas na junta positiva, junta vertical grauteada e armadura de continuidade passando por bainhas grauteadas. Os itens a seguir discorrem sobre os principais pontos de análise dos ensaios realizados.

5.1 REPRESENTATIVIDADE DOS ENSAIOS REALIZADOS

Apesar do número reduzido de ensaios (pequena amostragem) os modelos cruciformes construídos tiveram como característica uma boa representatividade. Ou seja, buscou-se representar a prática de projeto e obra. Em diversas situações, os ensaios de estruturas em laboratório reproduzem condições bastante específicas e favoráveis ao bom desempenho dos modelos, que dificilmente ocorrem na construção civil.

5.2 COMPORTAMENTO DA EMENDA MECÂNICA

Houve uma diferença considerável entre o comportamento dos Modelos 1 e 2, ocasionado pela ruptura precoce da rosca de emenda mecânica da armadura negativa no Modelo 1. Em primeiro momento, associou-se tal ruptura ao fato das barras terem sido rosqueadas com uma chave de grifo e não com o torquímetro, para garantir o aperto correto. Após a realização dos testes exploratórios, foi possível observar que os conjuntos de barras rosqueadas com chave de grifo e torquímetro atingiram o mesmo nível de capacidade resistente ao escoamento.

Deste modo, a ruptura prematura foi associada à qualidade das roscas confeccionadas na extremidade da barra. Não houve registro do comprimento inicial das roscas (antes do ensaio), nem fotografias, o que impede uma afirmação mais conclusiva sobre o comportamento das mesmas. Recomenda-se que esses registros sejam feitos em ensaios futuros de barras rosqueadas. Além disso, é imprescindível o controle de qualidade das roscas em obras que utilizem emendas mecânicas com elementos rosqueados.

Os testes exploratórios mostraram um padrão de ruptura por cisalhamento do fio das roscas (confeccionadas nas barras). É importante mencionar que, nestes ensaios, o eixo das barras estava alinhado ao eixo das luvas, possibilitando que as roscas macho e fêmea também estivessem alinhadas.

Ao observar o estado das barras rosqueadas após os ensaios cruciformes Modelos 1 e 2, nota-se que o ângulo de inclinação entre as barras e luvas variou, já que o esforço cortante esmagou os fios da rosca, dando a aparência de que a barra teria sido limada (Figura 5.1). Isso é efeito de imperfeições geométricas construtivas, já que as luvas possivelmente não estavam a 90° com a face da fôrma dos pilares.

Figura 5.1: Configuração das roscas após os ensaios 1 (à esquerda) e 2 (à direita)



Fonte: Autora (2017)

Figura 5.2: Configuração da rosca após teste isolado de tração



Fonte: Autora (2017)

Além disso, com os estribos abertos, é possível rosquear as barras negativas com eixo alinhado ao das luvas, quando as luvas estão inclinadas para cima. Contudo, ao fechar os estribos, as barras são forçadas para baixo, introduzindo novos esforços na ligação, além da própria flexão negativa, que traciona a parte superior da ligação, empurrando as barras para cima. Assim, o arrancamento das barras em um modelo cruciforme não ocorre sob esforços simples de tração.

A revisão bibliográfica, os ensaios em escala real e os testes exploratórios mostram que as emendas mecânicas de rosca cônica são adequadas para uso em ligações viga-pilar pré-moldadas, pois permitem que o aço trabalhe até atingir a tensão de escoamento. No Modelo 1, mesmo com a ruptura precoce de uma das roscas, a armadura negativa restante em uma das vigas trabalhou mesmo após ter atingido a deformação de escoamento do aço. Deste modo, a especificação de emendas mecânicas de luvas rosqueadas para ligações viga-pilar é adequada e, quando executada dentro de parâmetros de qualidade, garante que é possível atingir o Estado Limite Último determinado em projeto.

5.3 EFEITO DA FISSURAÇÃO NA REGIÃO DA LIGAÇÃO

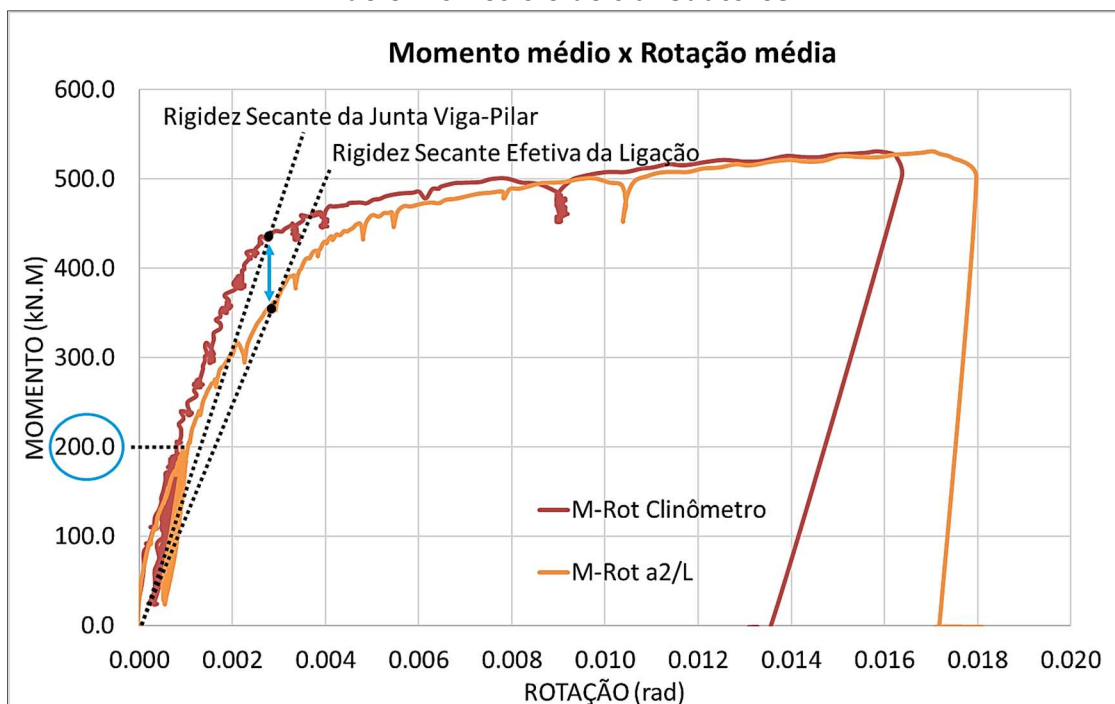
O posicionamento da instrumentação foi imprescindível para uma aquisição coerente de dados. A obtenção de medidas de rotação provenientes tanto de clinômetros quanto de transdutores foi importante, pois possibilitou compará-las e observar o comportamento da junta da ligação, da viga e também do conjunto estrutural.

Os clinômetros foram posicionados acima do consolo, na direção do centro de rotação da ligação, em uma região comprimida da viga onde não sofressem influência da abertura de fissuras da porção tracionada, o que poderia acarretar em erros ou perda de leitura. Contudo, ainda que nenhuma fissura tenha “atravessado” esses

equipamentos, observou-se que fissuras posicionadas logo após os clinômetros interferiram no comportamento da ligação.

Ao comparar as curvas de $M-\Theta$ medidas por clinômetros com as tiradas de a_2/L (Figura 5.3), nota-se um abatimento da curva de a_2/L que começa logo após o início da abertura de fissuras, próximo do ponto em que o momento vale 200 kN.m. Para este momento, a força aplicada nas vigas era de aproximadamente 95 kN.

Figura 5.3: Comparação entre as curvas Momento vs Rotação obtidas com uso de clinômetro e de transdutores



Fonte: Autora (2018)

A análise da fissuração nas vigas A e B possibilita visualizar a abertura de uma fissura aos 98 kN, na região após a posição do clinômetro (Figura 5.4 e Figura 5.5). Apesar da fissura se encontrar na viga – e não na junta da interface viga-pilar – fica claro que seu aparecimento acarreta em liberação de giro na ligação (consequente diminuição de rigidez) e aumenta o deslocamento vertical da viga, influenciando o comportamento do conjunto estrutural, não apenas de um elemento isolado.

Figura 5.4: Fissuras próximas do clinômetro, em os ambos lados da viga B



Fonte: Autora (2017)

Figura 5.5: Fissuras em ambos os lados da viga A situadas logo após a posição do clinômetro



Fonte: Autora (2017)

Deste modo, pode-se dizer que a rotação obtida com a_2/L é uma **rotação equivalente**, pois traduz o comportamento da estrutura e é um valor adequado para a análise estrutural. A **rigidez efetiva** da ligação deve ser obtida a partir deste valor de rotação, pois considera efetivamente os mecanismos de deformação que ocorrem na região da ligação, que não se limita apenas a uma junta, já que é notável o aumento de

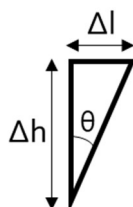
seu giro com a abertura de fissuras na região sobre o consolo. A rigidez obtida a partir das medições do clinômetro pode ser considerada como uma rigidez da junta, da interface viga-pilar.

A fim de confirmar a parcela de giro adicionada com a abertura das fissuras na região sobre o consolo, foi feito o seguinte cálculo: Fixou-se o valor da fissura em 0,5 mm (abertura para carga de 198 kN) e dividiu-se esse valor pela altura da porção tracionada da viga no estádio II ($h - x_{II} = 840 - 120,15 = 719,85 \text{ mm}$), o que fornece um ângulo de rotação (Figura 5.6).

$$\theta = \frac{\Delta l}{\Delta h} = \frac{\Delta \text{fissura}}{h - x_{II}}$$

$$\frac{\Delta \text{fissura}}{h - x_{II}} = \frac{0,5 \text{ mm}}{719,85 \text{ mm}} = 0,00069 \text{ rad}$$

Figura 5.6: Rotação θ liberada com a abertura de fissura



Fonte: Autora (2018)

Somando o valor resultante de 0,00069 rad à rotação aferida pelo clinômetro para o cálculo da rigidez secante da ligação, obtém-se aproximadamente o mesmo valor da rigidez secante tomada a partir da curva M- θ de a_2/L (Figura 5.7). Ou seja, de fato é necessário considerar um cálculo de rigidez secante efetiva, levando em consideração todos os mecanismos de deformação presentes na região da ligação viga-pilar.

Figura 5.7: Relação entre rigidezes obtidas com clinômetro e por meio de a_2/L

	Momento (kN.m)	Rotação (rad)	Rigidez (kN.m/rad)
a_2/L	332,48	0,00248	134.064,52
Clinômetro	421,00	0,00249	+0,00069 rad
Clinômetro	421,00	0,00318	132.390

98,75% de R_{sec} de a_2/L

Fonte: Autora (2018)

A não-linearidade da curva Momento vs Rotação aparece com o início da abertura de fissuras e se acentua com a propagação e estabilização das fissuras de flexão. Isto confirma o mecanismo previsto em Ferreira, Elliott & Hasan (2010), exceto pela ausência de fissuras diagonais, como era previsto para os ensaios, já que a

resistência ao cisalhamento da seção de concreto foi bem superior à solicitação. Na prática, para vigas mais baixas que as ensaiadas com maior taxa de armadura, o comportamento de “região” tende a se acentuar e a fissuração na extremidade da viga aumenta com o aparecimento de fissuras diagonais e, possivelmente, maior escorregamento da armadura de continuidade. Assim, a rigidez secante deve ser uma aproximação que traduz adequadamente o comportamento de diversos arranjos de ligação, de acordo com a variação da taxa de armadura, altura da viga, resistência do concreto (pré-moldado e moldado no local) e tipo de continuidade de armadura negativa.

A abertura de fissuras dos dois modelos ensaiados nesta pesquisa foi comparada com as aberturas registradas nos ensaios de Hadade (2016) (Figura 5.8 e Figura 5.9). O Modelo 1 (Tipologia 3), foi comparado com o modelo NCE (Tipologia 1) que possui os mesmos dispositivos na região positiva da ligação (chumbador e neoprene). O Modelo 2 (Tipologia 4) foi comparado ao modelo CS (Tipologia 2), pois ambos utilizaram chapas soldadas na junta positiva da ligação e não possuíam estribos na região da ligação. As Tabela 5.1 e Tabela 5.2 apresentam os resultados encontrados.

Tabela 5.1: Comparação de abertura de fissuras entre Modelos 1 e NCE

		Modelo 1					
Abertura da junta viga-pilar	Carga (kN)	50	70	90	100	110	125
	Fissurômetro (mm)	0.3	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9
	Modelo NCE Hadade (2016)	-	0.5	-	> 0.5	-	≈ 1.0

Tabela 5.2: Comparação de abertura de fissuras entre Modelos 2 e CS

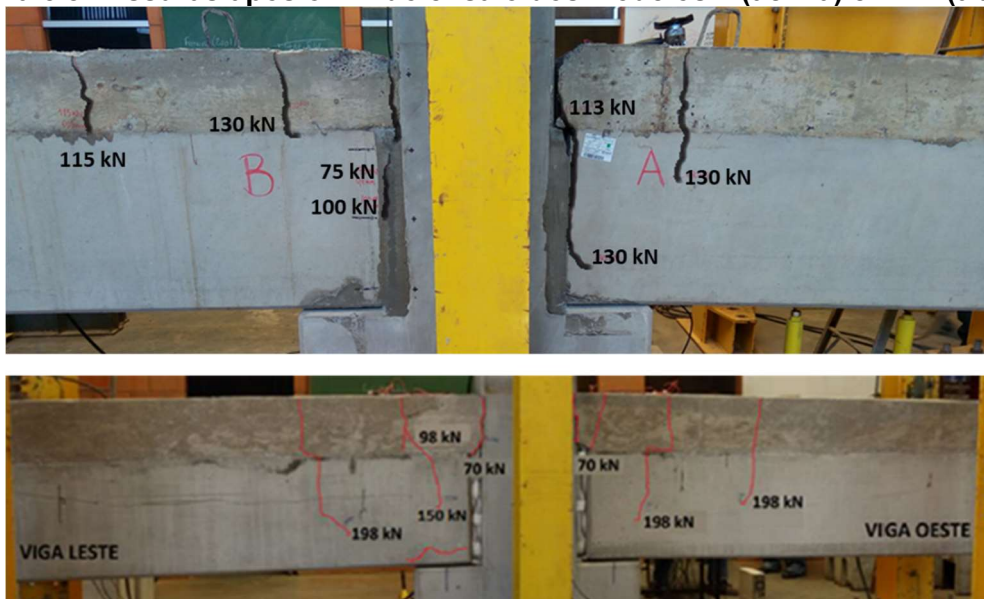
		Modelo 2							
Abertura da junta viga-pilar	Carga (kN)	80	100	110	150	200	215	228	236
	Fissurômetro (mm)	0.25	0.15	0.2	0.5	0.9	1.6	4	> 5 mm
	Modelo CS Hadade (2016)	0.4	0.58	-	1.06	1.73	2.46	-	-

Na região da interface viga-pilar houve uma concentração de fissuras, reduzindo o confinamento das barras de armadura negativa e permitindo que o escorregamento das barras e das luvas ocorresse com maior facilidade (redução das tensões de aderência). No ensaio do Modelo 2, não só as vigas, mas também o pilar sofreu fissuração. Isso indica que houve uma mobilização de esforços internos considerável no pilar, possivelmente provocada pela movimentação das luvas e suas barras de ancoragem.

O valor recomendado pela ABNT NBR 9062:2017 para consideração da não linearidade física nos elementos de viga de concreto armado é $0,5E_{ci}I_c$, sendo E_{ci} o

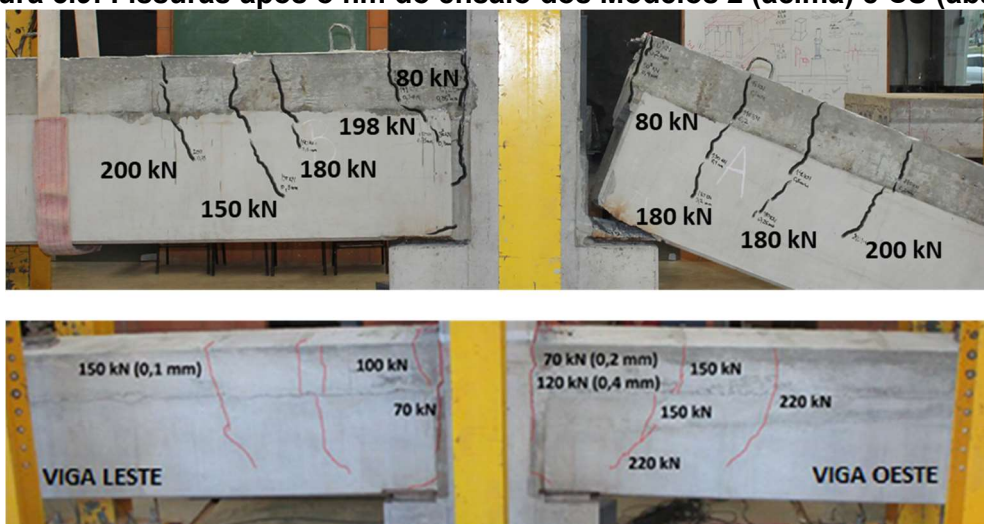
módulo de elasticidade tangente inicial do concreto e I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes. Neste trabalho, optou-se por utilizar o valor de $0,4E_{ci}I_c$, conforme sugere a ABNT NBR 6118:2014, para minoração da rigidez das vigas considerando uma análise mais conservadora. Deste modo, todos os cálculos apresentados no próximo capítulo levam em conta uma minoração da rigidez das vigas de $0,4E_{ci}I_c$

Figura 5.8: Fissuras após o fim do ensaio dos Modelos 1 (acima) e NCE (abaixo)



Fonte: Adaptado de Hadade (2016)

Figura 5.9: Fissuras após o fim do ensaio dos Modelos 2 (acima) e CS (abaixo)



Fonte: Adaptado de Hadade (2016)

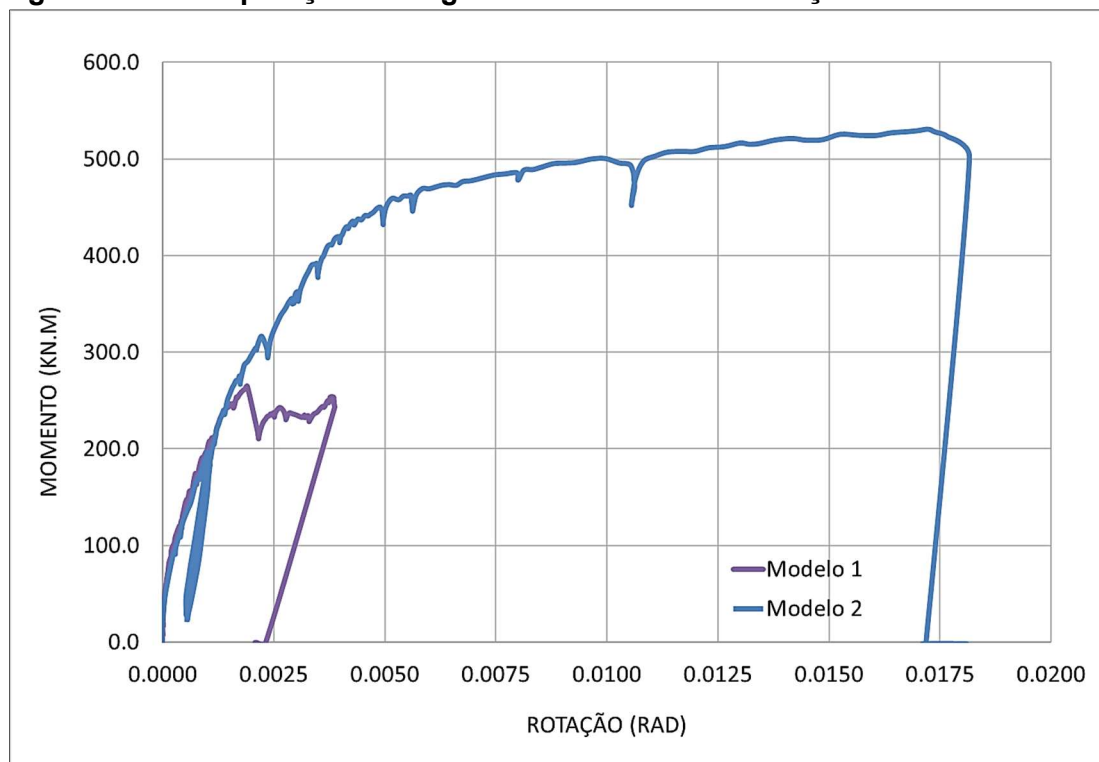
Figura 5.10: Surgimento de fissuras ao final do ensaio do Modelo 2



Fonte: Autora (2017)

Ao comparar o gráfico de Momento vs Rotação dos Modelos 1 e 2 (Figura 5.11), é possível observar que as ligações apresentam a mesma rigidez inicial. As curvas são coincidentes até o nível em que $M \cong 240 \text{ kN.m}$. Caso não ocorresse a interrupção do ensaio 1, esperava-se que sua curva acompanhasse a curva 2 com a diferença de um pequeno abatimento, devido ao diferente efeito conferido pelas almofadas de elastômero (Tipologia 3) e chapas soldadas (Tipologia 4) na rigidez das ligações. Isso pode ser observado em Hadade (2016), visto que a menor rigidez (de uma ligação ensaiada com almofada de elastômero) foi equivalente a 89,1% da maior rigidez (para uma ligação ensaiada com chapas soldadas).

Figura 5.11: Comparação entre gráficos Momento vs Rotação dos Modelos 1 e 2



Fonte: Autora (2018)

6. CALIBRAÇÃO DE MODELOS ANALÍTICOS

6.1 MECANISMOS BÁSICOS DE DEFORMAÇÃO ASSOCIADOS À RIGIDEZ SECANTE

Para as ligações ensaiadas, esperava-se que o efeito da flexão fosse predominante no comportamento dos modelos. Tendo em vista a taxa de armadura de continuidade na seção das vigas (ρ) e o esforço cortante obtido a partir de valores experimentais dos ensaios realizados (V_{exp}), estes valores devem ser comparados com a resistência a força cortante relativa à seção de concreto (V_c). Sejam então:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \quad (6.1)$$

$$V_{exp} = \frac{M_{y,exp}}{L} \quad (6.2)$$

$$V_c = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (6.3)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (6.4)$$

Em que:

A_s – Área de armadura negativa na seção transversal da viga;

b_w – Largura da viga;

d – Altura útil da viga;

$M_{y,exp}$ – Momento fletor experimental na ligação na iminência do escoamento da armadura;

L – Distância do ponto de aplicação da carga ao centro de rotação da ligação;

f_{ctd} – Resistência à tração direta;

Obtém-se os seguintes valores:

$$\rho = \frac{982}{500 \times 800} = 0,00245 \text{ ou } 0,24\%$$

$$V_{exp} = \frac{421,12}{2,13} = 197,71 \text{ kN}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times 50^{2/3}}{1} = 2,85 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \times 2,85 \times 500 \times 800 = 684,03 \text{ kN}$$

Nota-se que $V_{exp} < V_c$ e a taxa de armadura de continuidade na seção transversal da viga é baixa. Assim, o efeito do cisalhamento não foi preponderante e esperava-se que não ocorressem fissuras diagonais na região da ligação, com predominância do

efeito de flexão nos modelos ensaiados. Isto pode ser observado por meio da formação de fissuras de flexão, especialmente próximo à interface viga-pilar (Figura 6.1).

Figura 6.1: Configuração das fissuras após o fim do ensaio (Modelo 2)



Fonte: Autora (2017)

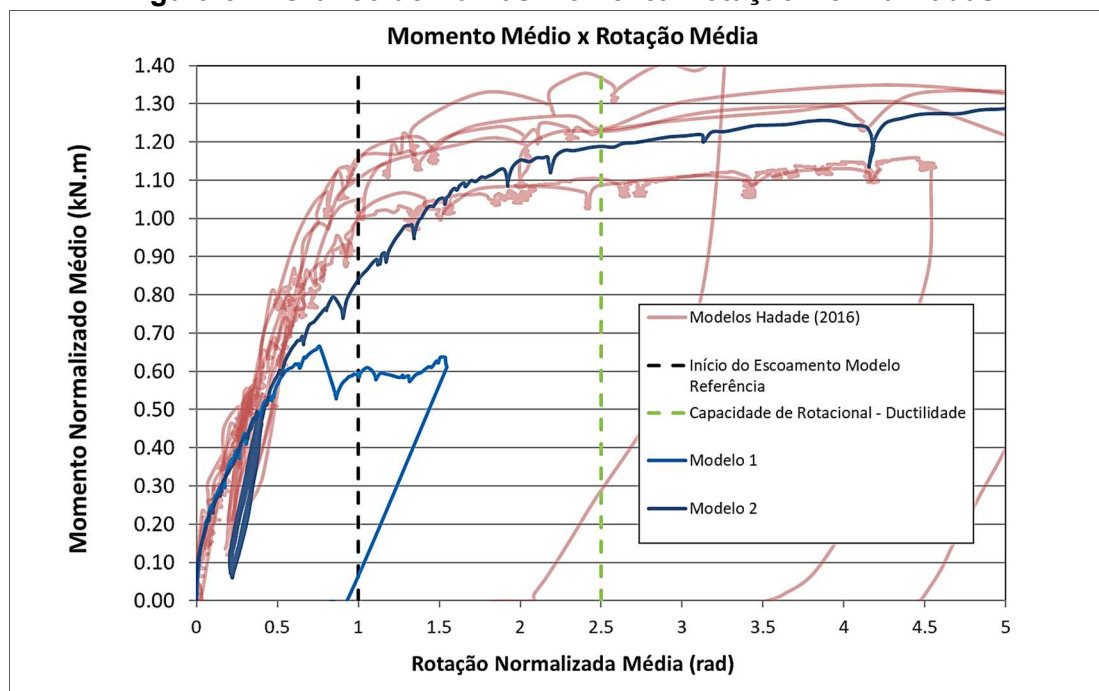
Como já se esperava, o comportamento das juntas positivas (chumbadores e almofada de elastômero ou chapas soldadas) não é determinante sobre o comportamento da ligação, fato que pode ser observado em Hadade (2016). A deformação da armadura de continuidade negativa é o principal parâmetro que influencia no grau de rigidez oferecido por uma ligação viga-pilar pré-moldada. No caso da norma ABNT NBR 9062:2017, vale relembrar que a continuidade de armadura negativa pode ser realizada utilizando-se bainhas grauteadas ou emendas de luvas rosqueadas.

Assim como ocorre em barras de aço comuns (sem emendas), os trechos de barras com roscas se alongam antes de atingirem a ruptura. Esse alongamento somado a uma parcela de escorregamento da luva em relação ao concreto (superfície lisa, provável redução de aderência) possivelmente confere uma ligação mais flexível, capaz de satisfazer critérios de rigidez, resistência e ductilidade, porém apresentando maiores deformações até o início de seu escoamento.

O gráfico da Figura 6.2 ilustra esse mecanismo ao comparar as curvas $M-\theta$ derivadas dos ensaios da presente pesquisa e de Hadade (2016). As curvas foram normalizadas tomando como referência os valores de $(M_{y,exp}; \theta_{y,exp})$ obtidos no ensaio da ligação NCE de Hadade (2016) (vide descrição da ligação no início do capítulo 5.).

Ao comparar os resultados das curvas $M-\theta$ dos Modelos 1 e 2 (Tipologias 3 e 4) com as Tipologias 1 e 2 ensaiadas por Hadade (2016), é possível notar que as curvas das Tipologias 3 e 4 apresentam maior abatimento inicial e menor rigidez secante (Figura 6.2). Isso pode ser atribuído ao mecanismo de deformação da armadura negativa na presença de luvas rosqueadas, que se difere do comportamento da armadura embutida em bainhas grauteadas.

Figura 6.2: Gráfico de Curvas Momento-Rotação Normalizadas



Fonte: Adaptado de Hadade (2016)

Dispondo de resultados experimentais que alicercem a elaboração de modelos analíticos, é possível propor um diagrama de projeto trilinear com base nas equações de momento limite $M_{y,lim}$ e rigidez secante R_{sec} que fornecem também um valor de rotação secante (θ_{sec}), conforme abaixo:

$$M_{y,lim} = 0,9f_{yk}A_s d \quad (2.13)$$

$$R_{sec} = k \frac{E_s A_s d^2}{L_{ed}} \quad (2.17)$$

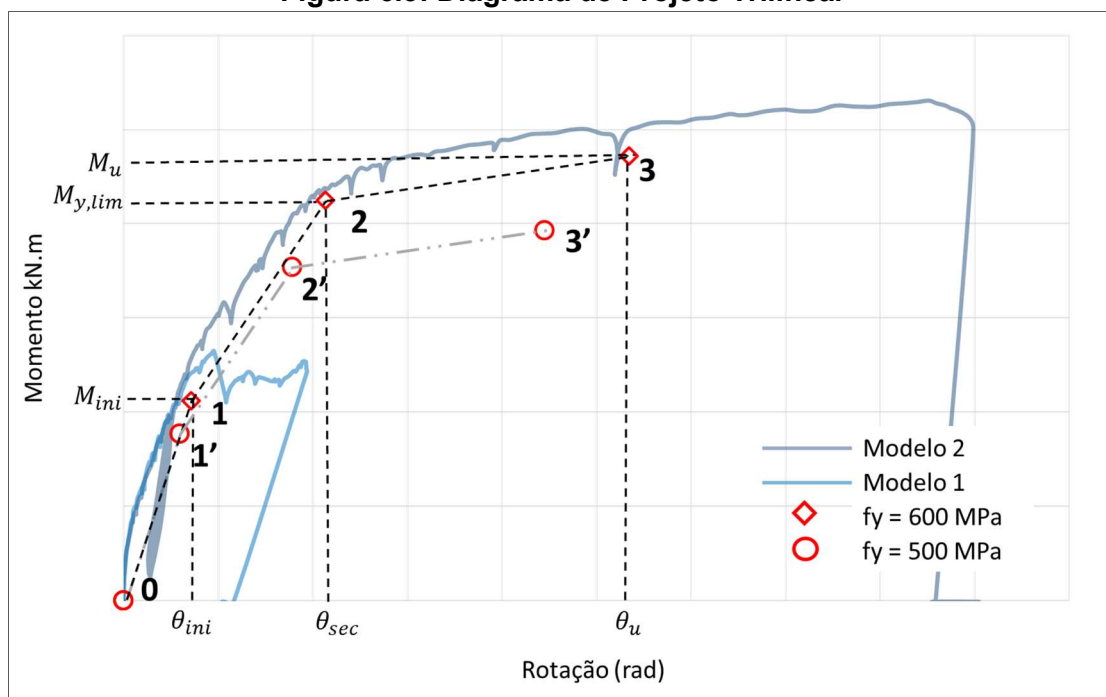
$$\theta_{sec} = \frac{M_{y,lim}}{R_{sec}} \quad (6.5)$$

O primeiro trecho do diagrama (0-1) (Figura 6.3) está relacionado com a deformação inicial no Estado Limite de Serviço (ELS), para momentos fletores menores que o limite estabelecido em $M_{ini} = 0,5M_{y,lim}$. O segundo trecho (1-2) está relacionado às combinações de projeto para Análise da Estabilidade Global das estruturas, e leva em conta os efeitos de segunda ordem decorrentes da Não-Linearidade Geométrica (NLG), sendo as combinações para o Estado Limite Último (ELU). A Não-Linearidade Física (NLF) e o efeito da fissuração dos elementos estruturais devem ser levadas em conta por meio da redução da rigidez destes elementos.

O trecho 1-2 indica a rigidez mínima que uma ligação viga-pilar deve apresentar ao atingir o início do escoamento. Este trecho também inclui o efeito dos mecanismos de deformação presentes nos componentes das ligações. Pode-se dizer que o critério de projeto na região 1-2 é de resistência-rigidez.

No último trecho (2-3), o importante é o critério de resistência-ductilidade. O critério de ductilidade é definido de modo que a ligação seja capaz de atingir a rotação $\theta_u = 2,5\theta_{sec}$. O momento fletor M_u será calculado a partir da expressão de $M_{y,lim}$ tal que $z = d$.

Figura 6.3: Diagrama de Projeto Trilinear



Fonte: Autora (2017)

6.2 CALIBRAÇÃO DA EQUAÇÃO DE R_{sec} DA ABNT NBR 9062:2017

A partir da proposta de Ferreira (2014), uma equação simplificada para o cálculo da rigidez secante de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas foi incorporada à revisão da norma ABNT NBR 9062:2017. A equação tem o intuito de representar analiticamente o comportamento de ligações típicas, de acordo com os mecanismos de deformação presentes em cada tipologia. Desse modo, é possível que projetistas determinem a rigidez secante das ligações a serem utilizadas em estruturas pré-moldadas aporcadas, e utilizem este valor na etapa de análise estrutural das edificações, de maneira a obter esforços solicitantes e deslocamentos próximos dos valores reais da estrutura semirrígida.

O modelo analítico simplificado para o cálculo da rigidez secante à flexão negativa é dado por (Equação 2.17):

$$R_{sec} = k \frac{A_s E_s d^2}{L_{ed}}$$

Em que:

k – Coeficiente de ajustamento da rigidez secante;

A_s – Área de aço da armadura de continuidade negativa;

E_s – Módulo de Elasticidade do aço;

d – Altura útil da seção resistente da viga na região da ligação;

L_{ed} – Comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade.

O valor de L_{ed} é função do mecanismo básico de deformação da armadura de continuidade negativa, que depende de diversas condições, tais como: a presença ou não de consolo na região da ligação, a condição de grauteamento na interface viga-pilar, a condição de grauteamento das bainhas metálicas e seu posicionamento na altura estabelecida em projeto, o tipo de luva rosqueada utilizado, a condição das roscas confeccionadas na extremidade das barras negativas, o rosqueamento total das barras nas luvas, a resistência do concreto na região da ligação, as condições de ancoragem da armadura no pilar, entre outros fatores.

No modelo analítico proposto, essa parcela de deformação é função do diâmetro da armadura (ϕ) e da distância da face do pilar ao centro de giro do consolo (L_a). A Tabela 6.1 apresenta as expressões de L_{ed} e valores de k para cada tipo de ligação, conforme os mecanismos de deformação esperados. Vale notar que a Tipologia 4 não apresenta sugestão de valores de k e L_{ed} , já que este tipo de ligação é considerado rígido, com $\alpha_R = 0,85$.

Tabela 6.1: Valores normativos para parâmetros k e L_{ed}

Tipologia de Ligação	k	L_{ed}
1	0,75	$25\phi + L_a$
2	1	$20\phi + L_a$
3	0,75	$30\phi + L_a$
4	-	-
5	0,85	25ϕ
6	0,75	30ϕ

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

O valor de L_{ed} pode ser obtido a partir de valores experimentais, isolando a Equação 2.17, tal que:

$$L_{ed} = k \frac{A_s E_s d^2}{R_{sec}} \quad (6.6)$$

De acordo com o que apresenta a Tabela 6.1, nota-se que o comprimento efetivo de deformação (L_{ed}) pode ser escrito como $L_{ed} = \beta\phi + L_a$, já que varia em função do diâmetro da armadura negativa e da distância da face do pilar ao centro de rotação da ligação (L_a). A fim de calibrar a equação de L_{ed} , propõe-se isolar o parâmetro β :

$$\beta = \frac{k \frac{A_s E_s d^2}{R_{sec}} - L_a}{\phi} \quad (6.7)$$

Conforme já mencionado, a Tipologia 4 de ligação é considerada rígida e não há equações para o cálculo de seu coeficiente L_{ed} . Contudo, a Tabela 6.4 mostra que a ligação ensaiada, mesmo sendo confeccionada conforme sugere a Tipologia 4, não apresenta $\alpha_R \geq 0,85$. Por isso, sugere-se analisar esta ligação por analogia às outras tipologias de ligação semirrígidas sugeridas pela norma (vide Figura 2.13).

O coeficiente k pode se relacionar com a altura do braço de alavanca z (assunto que não é amplamente discutido neste trabalho) e, quando se utiliza chapas soldadas na ligação, o valor de z tende a aumentar, já que a resultante do equilíbrio de forças é puxada para baixo na presença das chapas. Deste modo, a Tipologia 4, com chapas soldadas, deve possuir um coeficiente k semelhante ao da Tipologia 2, que também adota chapas soldadas. Adotar o valor de $k = 1$ para análise deste ensaio de ligação deve ser uma aproximação razoável.

Em relação a L_{ed} , é possível considerar esse comprimento de deformação da armadura utilizando a mesma expressão que foi utilizada para as outras tipologias semirrígidas: $L_{ed} = \beta \phi + L_a$. Finalmente, retomando a ideia da equação 6.7, a Tabela 6.2 apresenta os valores de β encontrados a partir dessa equação, substituindo as outras variáveis por valores de ensaio. Foram adotados os seguintes dados:

- $A_s = 982 \text{ mm}^2$
- $E_s = 200 \text{ GPa}$
- $d = 800 \text{ mm}$

Tabela 6.2: Calibração de β a partir do resultado experimental de R_{sec}

	M_y (kN.m)	θ_y (rad)	$M_{y,lim}$ calc (kN.m)	$R_{sec,exp}$ (kN.m/rad)	k	L_{ed} (mm)	L_a (mm)	β
Modelo 1	237,42	0,0025	353,52	94970,24	0,75	992,65	200	31,71
Modelo 2	332,48	0,00248	353,52	134064,52	1	937,58	200	29,50

A relação entre valor normativo e experimental de β é 94,61% para o Modelo 1 (Tipologia 3). O valor de rotação experimental adotado para o cálculo da rigidez secante experimental ($R_{sec,exp}$) foi determinado de acordo com o trabalho de Hadade (2016), estimando que o início do escoamento da ligação ocorreu para rotação $\theta_y = 0,0025 \text{ rad}$.

Conforme mencionado na seção 5.3, o valor de rigidez secante obtido a partir da curva dos clinômetros pode ser corrigido somando-se a parcela de rotação devido à abertura de fissuras na região da ligação, no Modelo 2. Assim, adicionou-se 0,00069 rad à rotação fixada em 0,0025 rad para o cálculo da rigidez secante, e obteve-se um

valor da ordem de 98,75% da rigidez secante calculada com os dados da curva de a_2/L (Tabela 6.3).

Tabela 6.3: Comparação entre R_{sec} e β obtidos por meio da curva dos clinômetros ajustada e de a_2/L

Modelo 2	M_y (kN.m)	θ_y (rad)	$M_{y,lim}$ calc (kN.m)	$R_{sec,exp}$ (kN.m/rad)	k	L_{ed} (mm)	L_a (mm)	β
Clinômetro	421,00	0,00318	353,52	132389,94	1	949,44	200	29,98
a_2/L	332,48	0,00248	353,52	134064,52	1	937,58	200	29,50

A norma ABNT NBR 9062:2017 estabelece que as ligações semirrígidas são aquelas para as quais os valores de α_R (fator de restrição à rotação) estão compreendidos entre 0,15 e 0,85, de acordo com a Equação 2.23:

$$\alpha_R = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1}$$

Os valores experimentais de α_R obtidos para os Modelos 1 e 2 encontram-se na Tabela 6.4. Foram utilizados os seguintes dados:

- $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$
- $L_{ef} = 12h \cong 10.000 \text{ mm}$
- $E_c = 40 \text{ GPa}$
- $h = 840 \text{ mm}$
- $b = 500 \text{ mm}$
- $I_c = 0,0247 \text{ m}^4$

A rigidez secante da viga de concreto pré-moldado foi tomada como 0,4, conforme explanado na seção 5.3. **O fator de restrição à rotação das ligações ensaiadas ficou abaixo dos 60%, indicando que ambas se comportam de maneira semirrígida.**

O coeficiente de engastamento parcial (γ_{EP}) também foi apresentado e calculado por meio da seguinte expressão:

$$\gamma_{EP} = \left[\frac{3\alpha_R}{2 + \alpha_R} \right] \quad (6.9)$$

Os resultados de γ_{EP} indicam que, até o patamar de escoamento da ligação, o momento fletor mobilizado pela mesma foi de aproximadamente 60% do momento fletor de uma ligação totalmente rígida.

Tabela 6.4: Valores experimentais de α_R e γ_{EP} para os Modelos 1 e 2

	M_y (kN.m)	θ_y (rad)	$M_{y,lim}$ calc (kN.m)	$R_{sec,exp}$ (kN.m/rad)	α_R	γ_{EP}
Modelo 1	237,42	0,0025	353,52	94970,24	0,44	0,55

Modelo 2	332,48	0,00248	353,52	134064,52	0,53	0,63
----------	--------	---------	--------	-----------	------	------

Considerando que o Modelo 1 apresentou uma falha prematura quando a armadura negativa perdeu sua continuidade, foi proposto calcular os parâmetros k e β fixando como referência o valor de L_{ed} obtido para o Modelo 2. A Tabela 6.5 apresenta os resultados de k e β calculados para o Modelo 1, fixando-se o L_{ed} .

Tabela 6.5: Cálculo de k e β para o Modelo 1 a partir dos valores experimentais do Modelo 2

	My (kN.m)	θ_y (rad)	R _{sec,exp} (kN.m/rad)	k _{exp}	L _{ed} (mm)	β
Modelo 1	237,43	0,0025	94970,24	0,71	937,58	29,50
Modelo 2	332,48	0,00248	134064,52	1	937,58	29,50

Os valores obtidos de $k = 0,71$ e $\beta = 29,50$ correspondem a 94,67% e 98,33% dos valores especificados em norma, respectivamente. Dessa maneira, é possível afirmar que o parâmetro L_{ed} de fato descreve o mecanismo de deformação da armadura de continuidade negativa na região da ligação. Além disso, nota-se que $\beta = 30$ é uma boa aproximação para representar a parcela de deformação da armadura em função de seu diâmetro. A principal diferença entre as tipologias ensaiadas, relativa à ligação na junta positiva com uso de almofada de elastômero ou chapa soldada, é representada pelo parâmetro k .

A rigidez secante experimental foi comparada com o valor calculado por meio da equação 2.17 da ABNT NBR 9062:2017. Os resultados foram satisfatórios, conforme ilustrado na Tabela 6.6, com menos de 5% de variação na relação entre resultado experimental e resultado calculado.

Tabela 6.6: Comparação entre valores de rigidez secante experimental e calculado pela equação da NBR 9062

	My (kN.m)	θ_y (rad)	R _{sec,exp} (kN.m/rad)	k	R _{sec,calc} (kN.m/rad)	R _{exp} /R _{calc}
Modelo 1	237,43	0,0025	94970,24	0,75	99233,68	0,96
Modelo 2	332,48	0,00248	134064,52	1	132311,58	1,01

Comparando os valores de rigidez secante dos Modelos desta pesquisa com os modelos NCE e CS ensaiados em Hadade (2016), obtém-se as relações apresentadas na Tabela 6.7. Todas as ligações são classificadas como semirrígidas e variam quanto ao grau de rigidez devido aos diferentes mecanismos de deformação, de acordo com os dispositivos especificados, como por exemplo: bainhas grauteadas, luvas rosqueadas, confecção das juntas positivas com almofada de elastômero, graute ou chapas soldadas, entre outros.

As ligações com uso de bainhas grauteadas devem oferecer maior rigidez à ligação pois a armadura grauteada confere maior restrição ao giro. Em contrapartida, é necessário garantir que o grauteamento seja feito com qualidade e há de se levar em conta a construtibilidade de cada tipologia de ligação. O uso de luvas rosqueadas elimina parte da interferência da mão-de-obra sobre o processo construtivo, ficando a seu cargo apenas o rosqueamento das barras às luvas. Ambos os processos de grauteamento e rosqueamento são indispensáveis para o bom desempenho das ligações e deve-se garantir a qualidade de sua execução em obra.

Tabela 6.7: Comparação com dados experimentais obtidos em Hadade (2016)

	Modelo 1	NCE	Modelo 1 / NCE	Modelo 2	CS	Modelo 2 / CS
$R_{sec,exp}$ (kN.m/rad)	94970,24	158892,00	59,8%	134064,52	175712,00	76,3%
α_R	0,44	0,54	82,4%	0,53	0,57	93,1%
γ_{EP}	0,55	0,64	85,3%	0,63	0,66	95,3%

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo verificou o comportamento de ligações viga-pilar com uso de luvas rosqueadas para continuidade de armadura negativa. A principal diferença entre as duas ligações ensaiadas consistia na junta positiva (utilizando neoprene em uma e chapas soldadas noutra). Notou-se que o principal elemento a influenciar no comportamento (resistência, rigidez e ductilidade) das ligações foi a armadura de continuidade negativa, e não as juntas positivas. A revisão bibliográfica possibilitou observar a falta de pesquisas a respeito do uso de luvas rosqueadas em ligações viga-pilar pré-moldadas.

Diante da realização da pesquisa, enfatizou-se a importância do estudo dos mecanismos de deformação em ligações pré-moldadas, de mecanismos de aderência aço-concreto e das variáveis que interferem na aderência e no comprimento efetivo de deformação de barras de aço. Apesar do desejo de se realizar um número maior de ensaios, os fatores de custo de materiais, custo de mão-de-obra, tempo, dificuldade de armazenamento e transporte de peças, entre outros, foram condicionantes na escolha dos dois modelos de ensaio.

É indispensável garantir a qualidade de cada dispositivo a ser utilizado na montagem de ligações, como roscas confeccionadas em barras, mistura e injeção de graute, capacidade resistente de almofadas de elastômero, tipo de solda especificado, entre outros. No caso desta pesquisa, é frisado o enfoque à qualidade de confecção das roscas – fator determinante na capacidade resistente a ser desenvolvida pela emenda mecânica.

O primeiro ensaio, aqui denominado de Modelo 1, apresentou comportamento insatisfatório devido à ruptura precoce das barras rosqueadas. Por meio dos testes exploratórios, não foi possível afirmar que o problema estava associado à falta de uso de torquímetro para garantir o aperto das barras nas luvas. Sabe-se que houve um problema na rosca, o qual não foi detectado visualmente antes do ensaio. Vale observar que o Modelo 1 apresentou uma rigidez inicial muito semelhante à do Modelo 2, conforme se observa na Figura 5.11. A ligação do Modelo 2 apresentou desempenho satisfatório em relação aos requisitos de resistência, rigidez e ductilidade.

Ocorreram predominantemente fissuras de flexão nas vigas ensaiadas. Foi explanado que a ocorrência de uma fissura na região da ligação, que vai das proximidades do centro de rotação à face do pilar, interfere diretamente no comportamento da ligação pré-moldada.

Quanto às emendas mecânicas de rosca cônica, estas garantem que a tensão de escoamento do aço seja atingida e permitem que as ligações trabalhem até o Estado Limite Último e atendam a critérios de resistência, rigidez e ductilidade. Notou-se que as luvas são lisas e diminuem o nível de aderência entre aço e concreto na região onde se encontram, apesar de serem necessários mais ensaios específicos que quantifiquem tal redução. Ao observar os ensaios de Chiari (2018), nota-se que o deslizamento entre luva e barra é inferior a 0,1mm, o que não tem efeito proeminente no comportamento da ligação.

Foi apresentado, por meio de resultado experimental, que as ligações Tipologia 4 (ABNT NBR 9062:2017) não possuem comportamento rígido, o que antes se acreditava ocorrer devido à presença de chapas soldadas na junta positiva. Sua rigidez é da mesma ordem de grandeza das demais Tipologias de 1 a 3 especificadas na norma e ensaiadas no laboratório de estruturas pré-moldadas da UFSCar – NETPre (nesta pesquisa e em Hadade, 2016). A ligação Tipologia 4 tem comportamento semirrígido e o principal mecanismo de deformação que governa sua capacidade resistente é a deformação por alongamento da armadura negativa.

Colaborou-se com a calibração dos modelos analíticos das equações de R_{sec} , L_{ed} e do coeficiente k apresentados na ABNT NBR 9062:2017. Os valores experimentais obtidos para as três variáveis convergiram com o que a norma propõe, no caso do Modelo 1 de ensaio (que representou a Tipologia 3 de ligação). Em contrapartida, os valores experimentais obtidos para o Modelo 2 não são próximos do que a norma sugere para as ligações Tipologia 4. Sugere-se a possibilidade de revisar a diretriz normativa que considera a Tipologia 4 como rígida, com $\alpha_R = 0,85$. O valor experimental de α_R para o Modelo 2 foi de 0,53 e, ainda que se proponha variar os parâmetros de que depende α_R (como por exemplo taxa de armadura, vão efetivo, rigidez secante e características geométricas da viga) dificilmente se alcançaria o valor de 0,85, possivelmente chegando à concepção de uma ligação com execução inviável.

Comparando os ensaios das ligações Tipologia 2 (modelo CS de Hadade, 2016) e Tipologia 4 (Modelo 2), nota-se que a segunda atingiu aproximadamente 76,3% da rigidez secante (R_{sec}) e 93,2% do fator de restrição à rotação (α_R) desenvolvido pela primeira. A variação entre resultados foi associada aos tipos de continuidade de armadura negativa, já que a Tipologia 2 prevê o uso de bainhas grauteadas no lugar de luvas, e deve conferir menor escorregamento aço-concreto na região negativa da ligação.

A distribuição de esforços entre elementos estruturais em estruturas pré-moldadas não é trivial ou de fácil compreensão. É necessário distinguir efeitos globais e locais, e como a rigidez de cada elemento ou dispositivo irá influenciar em sua

capacidade de absorção de esforços. Deve-se atentar que, para as análises realizadas nesta pesquisa, a rigidez das vigas foi considerada como $EI_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$, apresentando uma calibração pautada na ABNT NBR 6118:2014. Tal verificação certamente cobre as mais diversas situações encontradas em obras.

O arranjo da armadura negativa no interior do pilar (barra reta ou gancho) e o tipo de luva utilizada também são fatores que interferem e modificam a rigidez desenvolvida por uma ligação viga-pilar. O ideal seria que se aumentasse o número de ensaios e caracterização dos materiais, arranjos e dispositivos oferecidos no mercado, de maneira disponibilizar mais dados e parâmetros de cálculo a serem utilizados na concepção e cálculo da rigidez de ligações pré-moldadas.

Dispondo das equações analíticas de rigidez secante, fator de restrição à rotação e coeficiente de engastamento parcial, os projetistas têm condições suficientes para variar parâmetros e obter valores de momento resistente de projeto ou armadura necessária de projeto, conforme o esperado no pré-dimensionamento de estruturas. Ou seja, a exemplo, se é esperado que as ligações de uma estrutura forneçam 60% de engastamento parcial, é possível manipular as equações analíticas e obter a área de armadura necessária para atender tal resistência à flexão.

Há a necessidade de padronização dos ensaios de ligação, principalmente no que diz respeito à instrumentação utilizada. As ligações viga-pilar têm comportamento não-linear e sua presença em estruturas aporticadas não deve ser considerada de maneira trivial. Além disso, diversos materiais e elementos compõem uma ligação, introduzindo diferentes mecanismos de deformação que devem ser analisados por meio de medições localizadas. Deformações e deslocamentos nos elementos de viga e pilar devem ser aferidos por meio de medidas globais e é importante frisar que os mecanismos globais e locais interagem entre si. A comparação entre estes permitiu mostrar como uma fissura na viga pode afetar o comportamento da região da ligação, no caso desta pesquisa.

Deve-se sempre atentar ao plano de posicionamento dos equipamentos, possibilidade de recalque de apoios, apoios introduzidos nos modelos que resultam na redistribuição de esforços na estrutura e, conseqüentemente, em leituras de medidas divergentes do comportamento real, movimentação e giro relativo entre elementos estruturais, fissuras que cruzam dispositivos de instrumentação e modificam sua leitura, entre outras possibilidades de posicionamento da instrumentação que podem conduzir a uma leitura incoerente.

7.1 PROPOSTA PARA TRABALHOS FUTUROS

Diante da realização desta pesquisa, identificou-se temas que não foram aqui aprofundados e podem ser alvo de estudo em investigações futuras. São estes os seguintes tópicos:

- Estudo da aderência aço-concreto com enfoque ao uso de luvas rosqueadas e/ou prensadas;
- Estudo do comportamento de emendas mecânicas sob efeito de esforços de tração e flexão;
- Verificação do comportamento de ligações viga-pilar semirrígidas de Tipologia 5 e 6, segundo a ABNT NBR 9062:2017;
- Estudar o comportamento de ligações viga-pilar com barras de continuidade submetidas a forças horizontais.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro. 2017. 86p.

AGUIAR, E. A. B. **Comportamento de chumbadores grauteados de ligações viga-pilar parcialmente resistentes a momento fletor**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2010, 244p. Dissertação (Mestrado)

ARAÚJO, D.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. Estabilidade global de estruturas reticuladas em concreto pré-moldado: influência da plastificação da ligação. **Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural**, v. 3, p. 85–102, 2006

ASSIS JUNIOR, E. C. **Análise numérica da ancoragem em ligações do tipo viga-pilar de extremidade**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2005, 133p. Dissertação (Mestrado)

BACHEGA, L. A. **Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido em estruturas pré-moldadas de concreto**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2013, 146p. Dissertação (Mestrado)

BAI, A.; INGHAM, J.; HUNT, R. **Assessing the seismic performance of reinforcement coupler systems**. Pacific Conference on Earthquake Engineering. p. 35-46. 2003

BALDISSERA, A. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2006, 160p. Dissertação (Mestrado)

BARBOZA, A. S. R. **Comportamento de juntas de argamassa solicitadas à compressão na ligação entre elementos pré-moldados**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2002, 154p. Tese (Doutorado)

BARROS, L. S. P. et al. **Modelagem e análise do efeito da rigidez das ligações na estabilidade global em edifícios de concreto pré-moldado**. 59º Congresso Brasileiro do Concreto. 15p. Bento Gonçalves: 2017

BARROS, L. S. P.; FERREIRA, M. DE A.; CHIARI, V. G. **Aspectos construtivos de ligações viga-pilar pré-moldadas com a utilização de luvas rosqueadas e bainhas grauteadas**. 1º Workshop de Tecnologia de Processos e Sistemas Construtivos. 8p. Campinas: TECSIC, 2017

BERTOLUCCI, F. S. **Investigação de compósitos cimentícios para preenchimento de juntas da interface e de nichos em ligações de estruturas pré-moldadas**. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista, 2010, 185p. Dissertação (Mestrado)

CATOIA, B. **Comportamento de vigas protendidas pré-moldadas com ligações semi-rígidas**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2007, 149p. Dissertação (Mestrado)

CHIARI, V. G. **Avaliação experimental de luvas de aço para emendas mecânicas em estruturas de concreto armado**. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2018, 94p. Dissertação (Mestrado)

CHIARI, V. G.; COLARUSSO, L.; CALÇAVARA, E. **Estudo de caso envolvendo a aplicação de luvas para emenda mecânica de elementos pré-moldados de concreto : Parque da Cidade – São Paulo**. Anais do 58º Congresso Brasileiro do Concreto. Belo Horizonte: 2016

EINEA, A.; YAMANE, T.; TADROS, M. K. Grout-filled pipe splices for precast concrete construction. **PCI Journal**, v. 40, p. 82–93, 1995.

ELLIOTT, K. S. et al. The stability of precast concrete skeletal structures. **PCI Journal**, v. 43, p. 42–57, 1998.

ELLIOTT, K. S.; JOLLY, C. K. **Multi-storey Precast Concrete Framed Structures**. 2. ed. West Sussex: Wiley-Blackwell. 2013.

ERICO. **LENTON Rebar fabrication procedures - Instruction Sheet**. ERICO International Corporation, 3p., 2011a.

ERICO. **Manual de Instrução - Rosqueadeira de barras de aço**. ERICO International Corporation, 20p., 2011b.

FERREIRA, M. A. **Estudo de deformabilidades de ligações para análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 1993, 166p. Dissertação (Mestrado)

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 1999, 232p. Tese (Doutorado)

FERREIRA, M. A. **Proposta de Revisão e Ampliação do Texto Base**. [s.l: s.n.]. 2014.

FERREIRA, M.A. **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas, com enfoque no efeito das ligações semi-rígidas**. São Paulo. 2017. Disponível em: <<http://site.abcic.org.br/index.php/eventos>>. Acesso em: 01 fev. 2018.

FERREIRA, M. A.; ARAÚJO, D.; JEREMIAS JR, A.C.; CATOIA, B.; KATAOKA, M. **Estabilidade Global De Estruturas Pré-Moldadas : Efeito Das Ligações Semi-Rígidas**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, 11p., 2005.

FERREIRA, M. A.; ELLIOTT, K. S.; HASAN, S. A. **Precast Concrete Framed Structures with Semi-Rigid Connections**. Nottingham, 47p., 2010. Research Report (State of Art).

FERREIRA, M. A.; ELLIOTT, K. S. **Strength-stiffness requirement approach for semirigid connections in precast concrete structures**. Nottingham, 21p., 2002. Research Report.

FERREIRA, M. A. ELLIOTT, K. S. Avanços para análise e projeto de estruturas pré-moldadas com ligações semi-rígidas. **Concreto & Construções**, São Paulo, n.59, p. 74-81, ed. jul. a set. 2010.

FRENCH, C.; HAFNER, M.; JAYASHANKAR, V. Connections between precast elements - failure within connection region. **Journal of Structural Engineering**, v. 115, n. 12, p. 3171–3192, 1989.

GIBBONS, C.; KIRBY, P. A.; NETHERCOT, D. A. Calculation of serviceability deflections for non-sway frames with semi-rigid connections. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures and Buildings**, v. 116, p. 186–193, 1996.

GÖRGÜN, H. **Semi-rigid behaviour of connections in precast concrete structures**. Nottingham: University of Nottingham, 1997, 525p. Tese (PhD)

HADADE, M. Â. S. **Comportamento de ligações viga-pilar típicas com continuidade de armadura negativa em estruturas pré-fabricadas**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2016, 228p. Tese (Doutorado)

HASAN, S. A. **Behaviour of discontinuous precast concrete beam-column Connections**. Nottingham: The University of Nottingham, 2011, 330p. Tese (PhD)

HWANG, D.; KIM, H.; CHOI, H.; PARK, G.; LEE, J. Assessing the Seismic Performance of Threaded Rebar Coupler System. **International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering**, v. 9, n. 10, p. 1274–1279, 2015.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE - *fib* CEB FIP. **Model Code 2010**. Vol I. Lausanne, Switzerland: [s.n.]. 292p., 2010.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE - *fib* CEB FIP. **Bulletin 43 - Structural Connections for Precast Concrete Buildings**. Stuttgart, [s.n.]. 370p., 2008.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO. **Steels for the Reinforcement of Concrete - Reinforcement couplers for mechanical splices of bars - Part 2: Test methods**. Genebra: [s.n.], 16p., 2009.

JEREMIAS JÚNIOR, A. C. **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semi-rígidas**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2007, 193p. Dissertação (Mestrado)

JONES, S. W.; KIRBY, P. A.; NETHERCORT, D. A. The analysis of frames with semi-rigid connections - A state-of-the-art report. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 3, n. 2, p. 2–13, 1983.

- KATAOKA, M. N. **Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2007, 113p. Dissertação (Mestrado)
- LENTON. **Taper Threaded Splices**. (Catálogo) 20p., 2015.
- LING, J. H.; AHMAD, A. B.; IBRAHIM, I. S. Feasibility study of grouted splice connector under tensile load. **Construction and Building Materials**, v. 50, p. 530–539, 2014.
- MAHREHOLTZ, C. **Seismic Bond Model for Concrete Reinforcement and the Application to Column-to-Foundation Connections**. Stuttgart: Universidade de Stuttgart, 2012, 397p. Tese (PhD)
- MARIN, M. C.; EL DEBS, M. **Análise da Estabilidade Global de Estruturas em Concreto Pré-Moldado de Múltiplos Pavimentos Considerando as Ligações Semirrígidas**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, p.49-68, 2016.
- MICHAEL, A. **Tensile Testing of Mechanical Bar Splices for MMFX Steel**. [s.l: s.n.] 15p., 2004.
- MIGLIORE JUNIOR, A. R. **Edifício pré-moldado com ligação rígida**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado. São Carlos, 12p., 2005.
- MIOOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 263p., 2002. Tese (Doutorado)
- NGUYEN, D. P.; MUTSUYOSHI, H. **Influence of Quality of Mechanical Splices on Behavior of Reinforced Concrete Members**. Saitama: Saitama University, 12p., 2015.
- NOUREDDINE, I. M. **Plastic energy absorption of #18 bar splices**. Sacramento: California State University. 108p., 1996. Report.
- PALMIERI, L.; FRENCH, C. **Performance of ductile connection in precast concrete frames**. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. 8p., 1996.
- PAULSON, C.; HANSON, J. M. **Fatigue behavior of welded and mechanical splices in reinforcing steel**. Chicago and Northbrook: National Cooperative Highway Research Program, 166p., 1991.
- PRECAST CONCRETE INSTITUTE - PCI. **PCI connections manual for precast and prestressed concrete construction**, 1ed. [s.l.] 498p., 2008.
- PROTENDE. **Emenda de barras, âncoras e chumbadores**. (Catálogo) 12p., 2014.
- REIS, P. R. DA S. R. **Ligação contínua viga-pilar em estruturas pré-moldadas de betão**. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, 132p., 2000. Dissertação (Mestrado)

RESTREPO, J. I.; PARK, R.; BUCHANAN, A. H. Design of connections of earthquake resisting precast reinforced concrete perimeter frames. **Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) Journal**, v. 40, n. 5, p. 68–80, 1995.

ROWELL, S. P. **Performance of Reinforcement Bar Mechanical Couplers at Low, Medium, and High Strain-Rates**. Structures Congress 2005, ASCE, p. 99-114, 2015.

SOARES, A. M. M. **Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 1998, 174p. Mestrado (Dissertação)

SOROUSHIAN, P.; OBASEKI, K.; NAGI, M.; ROJAS, M.C. Pullout behaviour of hooked bars in exterior beam-column connections. **ACI Structural Journal**. p.269-276, 1988.

SOUZA, A. S. **Comportamento de elementos pré-moldados de concreto com ligações sem-rígidas**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2006, 99p. Dissertação (Mestrado)

STANTON, J. F.; ANDERSON, R.G.; DOLAN, C.W.; McCLEARY, D.E. **Moment resistant connections and simple connections**. Chicago: [s.n.]. 436p., 1986. Research Project No. 1/4.

TAZARV, M.; SAIIDI, M. S. **Design and construction of bridge columns incorporating mechanical bar splices in plastic hinge zones**. Reno: University of Nevada, 149p., 2015. Report.

YANG, Y.; SNEED, L.H.; SAIIDI, M.S.; BELARBI, A. **Repair of Earthquake-Damaged Bridge Columns with Interlocking Spirals and Fractured Bars**. California Department of Transportation, 211p., 2014. Report No. CA 14-2179.

APÊNDICE A

Determinação da carga a ser aplicada na extremidade da viga

A determinação da carga a ser aplicada na extremidade da viga foi feita em função da resistência da armadura de continuidade. A armadura negativa estipulada para todos os modelos deste trabalho foi composta por 2 barras em aço CA50 e φ 25 mm ($A_s = 9,82 \text{ cm}^2$). Calculou-se o momento resistido por esta área de aço e o valor da máxima carga de aplicação foi obtido dividindo-se o momento pela distância entre o ponto de aplicação da carga e o centro de rotação da ligação. Subtraindo-se o peso próprio dos elementos estruturais da máxima carga resistida pela área de aço, obteve-se o valor da carga a ser aplicada pelo macaco hidráulico, que será chamada de força última de projeto. Todos os dados necessários para os cálculos encontram-se abaixo.

Parâmetros:

A_s	Área da seção transversal de uma barra de aço
f_{yk}	Força característica de resistência a tração do aço
f_{ck}	Força característica de resistência a compressão do concreto
d	Altura útil da viga
h	Altura total da viga
b	Base da viga (largura)
x	Posição da linha neutra
γ_c	Massa específica do concreto
L	Comprimento total da viga
n	Largura da junta vertical entre a viga e o pilar
a	Distância do ponto de aplicação da carga à extremidade em balanço da viga
f	Distância do clinômetro à face do pilar
L_{g1}	Distância da extremidade da viga ao centro de rotação da ligação
L_{py}	Distância do ponto de aplicação da carga ao centro de rotação da ligação

Dados:

$$A_s = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$d = 80 \text{ cm}$$

$$h = 84 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$n = 3 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

$$f = 20 \text{ cm}$$

Equacionamento:

1º Passo: será considerado que a seção poderá trabalhar entre o início do domínio 2 até o final do domínio 3. A partir de hipóteses preestabelecidas de cálculo, será estimada posição da linha neutra (x):

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,68 \times b_w \times f_{cd}}$$

$$x = \frac{2 \times 4,91 \times 50 \times 1,4}{0,68 \times 0,5 \times 50000 \times 1,15} = 0,036 \text{ m}$$

2º Passo: será verificada a posição da linha neutra para os limites entre os domínios 2 e 3 (x_{23}) e entre os domínios 3 e 4 (x_{34}):

$$x_{23} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \times d$$

$$x_{23} = \frac{0,035}{0,035 + 0,1} \times 0,8 = 0,21 \text{ m}$$

$$x_{34} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{yd}} \times d$$

$$x_{34} = \frac{0,035}{0,035 + 0,027} \times 0,8 = 0,45 \text{ m}$$

3º Passo: A seção estará trabalhando no domínio 2. Calcula-se em seguida o momento resistente da seção:

$$M_{Ry} = F_{Ry}z = f_{yk}A_s(d - 0,4x)$$

$$M_{Ry} = \frac{50}{1,15} \cdot 2 \cdot 4,91 \cdot (0,80 - 0,4 \cdot 0,036) = 335,42 \text{ kN.m}$$

$$g_1 = bh\gamma_c$$

$$g_1 = 0,50 \cdot 0,84 \cdot 25 = 10,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{g1} = g_1 L_{g1} \frac{L_{g1}}{2}$$

$$L_{g1} = L + n - f$$

$$L_{g1} = 2,50 + 0,03 - 0,20 = 2,33 \text{ m}$$

$$M_{g1} = 10,5 \cdot 2,33 \cdot \frac{2,33}{2} = 28,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{Py} = M_{Ry} - M_{g1}$$

$$M_{Py} = 335,42 - 28,50 = 306,92 \text{ kN.m}$$

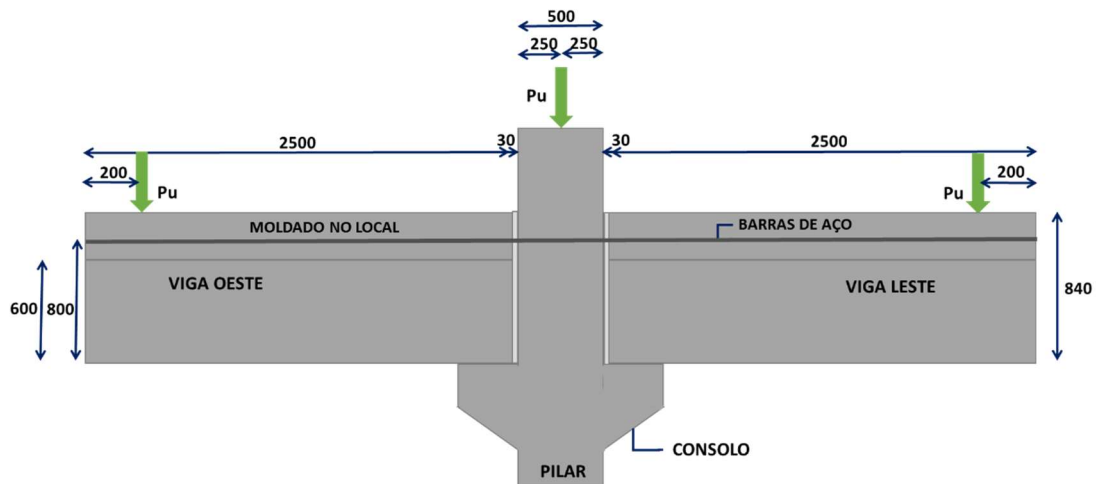
$$L_{Py} = L + n - a - f$$

$$L_{Py} = 2,50 + 0,03 - 0,20 - 0,20 = 2,13 \text{ m}$$

$$P_y = \frac{M_{Py}}{L_{Py}}$$

$$P_y = \frac{306,92}{2,13} = 144,95 \text{ kN}$$

Figura A.1: Ilustração do modelo e dimensões



Fonte: Autora (2016)

APÊNDICE B

Estimativa da armadura do consolo

Os elementos estruturais que compõem os modelos de ensaio desta pesquisa têm as mesmas dimensões dos elementos ensaiados em Hadade (2016). Tais dimensões foram adotadas a fim de permitir a comparação entre resultados experimentais, em especial a comparação das curvas momento-rotação. Deste modo, serão fixadas as dimensões do consolo projetado em Hadade (2016), assim como a resistência do aço e concreto, e a os valores de armadura necessária serão apenas verificados.

Dados:

$$a = 20 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$c = 35 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$f_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

Para dimensionar um consolo, deve-se classifica-lo quanto à sua relação a/d . Para valores $0,5 < a/d \leq 1,0$ os consolos são classificados como curtos. Se a relação $a/d \leq 0,5$ os consolos são classificados como muito curtos.

$$\frac{a}{d} = \frac{20}{46} = 0,43$$

A reação no consolo é obtida a partir da somatória da carga de peso próprio e da carga aplicada pelo macaco sobre a viga.

$$P_{g1} = g_1 \cdot L$$

$$P_{g1} = 10,5 \cdot 2,5 = 26,25 \text{ kN}$$

$$P_{tot} = P_y + P_{g1}$$

$$P_{tot} = 152,59 + 26,25 = 178,84 \text{ kN}$$

$$V_d = 178,84 \text{ kN}$$

Em que P_{g1} é a carga devido ao peso próprio de cada viga, P_{tot} é a carga total na viga, que será igual a reação resultante no consolo chamada de V_d . A armadura do tirante foi

determinada para o caso de consolos muito curtos, de acordo com a ABNT NBR 9062:2017.

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_y}$$

$$A_{sv} = 0,8 \frac{F_d}{(f_y \cdot \mu)}$$

$$A_{sv} = 0,8 \frac{178,84}{(50 \cdot 1,4)} = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tir} = 2,04 + \left(\frac{0,5 \cdot 178,84}{50} \right) = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$2 \varphi 16,0 \text{ mm} \rightarrow A_{s,tir} = 4,0 \text{ cm}^2$$

Onde

H_d – Força horizontal no consolo, considerada $0,5 \cdot F_d$ para elementos assentados com argamassa;

F_d – Força vertical no consolo;

μ – Coeficiente de 1,4 para concreto lançado monoliticamente;

$A_{s,tir}$ – Armadura total do tirante.

A taxa mecânica de cálculo referente à armadura do tirante (ω), em consolos em que $a/d \leq 2,0$, deve ser conforme abaixo:

$$\omega \geq 0,04$$

$$\omega = \rho \cdot \frac{f_y}{f_c}$$

$$\rho = \frac{A_{s,tir}}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{4,0}{50 \times 46} = 0,0017$$

$$\omega = 0,0017 \cdot \frac{500}{50} = 0,017 < 0,04$$

Deste modo, serão incluídas mais três barras $\varphi 16,0$ mm na armadura total do tirante, afim de atender a taxa mínima de armadura requerida por norma.

$$A_{s,tir} = 5 \cdot 2,0 = 10,0 \text{ cm}^2$$

$$5 \varphi 16,0 \text{ mm} \rightarrow A_{s,tir} = 10,0 \text{ cm}^2$$

$$\omega = \frac{A_{s,tir} \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f_c} = \frac{10 \cdot 500}{50 \cdot 46 \cdot 50} = 0,043$$

A armadura de costura ($A_{s,cost}$) pode ser obtida por meio da seguinte relação, levando em conta as diretrizes da ABNT NBR 9062:2017:

$$A_{s,cost} = 0,5 A_{s,tir}$$

$$A_{s,cost} = 0,5 \cdot 10,0 = 5 \text{ cm}^2$$

$$8 \varphi 10 \text{ mm} \rightarrow A_{s,\text{cost}} = 6,4 \text{ cm}^2$$

Os estribos (A_{sw}) são construtivamente necessários e para consolos com $a/d \leq 1,0$ devem ser escolhidos respeitando a taxa abaixo:

$$A_{sw} \geq 0,15\% bh$$

$$A_{sw} \geq 0,0015 \cdot 50 \cdot 50 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$8 \varphi 8 \text{ mm} \rightarrow A_{sw} = 4,0 \text{ cm}^2$$

Finalmente, deve-se verificar as condições de compressão diagonal em função da tensão de cisalhamento (τ_w).

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd}$$

$$\tau_{wd} = \frac{178,84}{50 \cdot 46} = 0,078 \text{ kN/cm}^2 = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,27 \cdot (1 - f_c/250) \cdot f_c \text{ ou } 8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,27 \cdot (1 - 50/250) \cdot 50 = 10,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wd} < \tau_{wu} \rightarrow \text{Não haverá esmagamento do concreto.}$$

APÊNDICE C

Para elucidar e registrar a preparação e montagem dos ensaios de modelos cruciformes de ligação viga-pilar, a Figura C.1 a Figura C.11 a seguir apresentam parte do trabalho realizado no laboratório de estruturas pré-moldadas da UFSCar – NETPre. Para melhor compreensão das etapas de montagem, pode-se observar o roteiro descrito na seção 3.5.

1. Montagem do ensaio do Modelo 1 – Tipologia 3 de ligação viga-pilar

Figura C.1: Posicionamento dos pórticos metálicos e peças pré-moldadas



Fonte: Autora (2017)

Figura C.2: Posicionamento da armadura negativa na viga A. Armadura pouco desalinhada em relação à luva



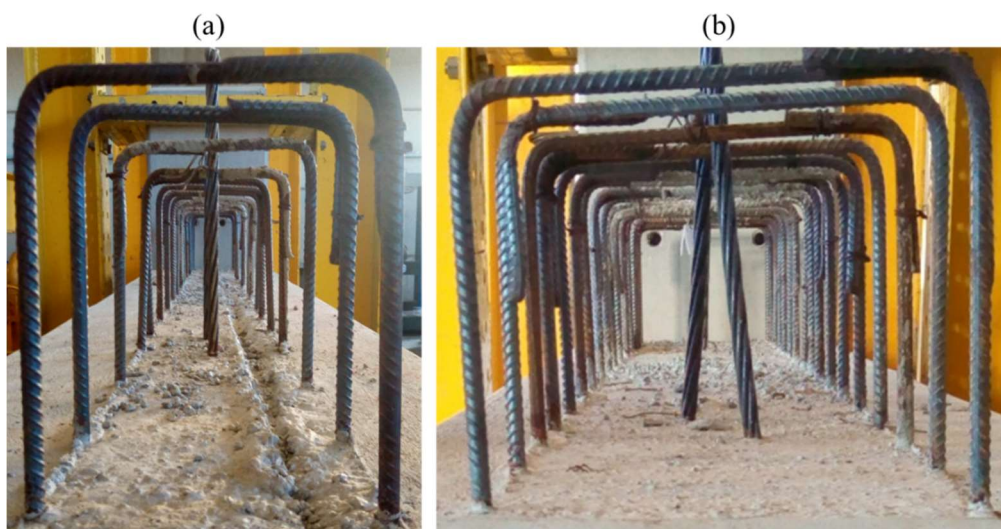
Fonte: Autora (2017)

Figura C.3: Posicionamento da armadura negativa na viga B. Armadura muito desalinhada em relação à luva em espera



Fonte: Autora (2017)

Figura C.4: Luvas em espera (face do pilar) e estribos ainda desalinhado



Fonte: Autora (2017)

Figura C.5: (a) Strain gauge colado à armadura negativa, com rosca já confeccionada (b) Armadura negativas rosqueadas às luvas do pilar



Fonte: Autora (2017)

Figura C.6: (a) Viga A preparada para concretagem (b) Modelo pronto após a concretagem de segunda etapa



Fonte: Autora (2017)

Figura C.7: Montagem das fôrmas, concreto sendo lançado, vibrado e acabado



Fonte: Autora (2017)

2. Montagem do ensaio do Modelo 2 – Tipologia 4 de ligação viga-pilar

Figura C.8: (a) Posicionamento das peças de concreto pré-moldado (b) Rosqueamento das armaduras negativas com uso de torquímetro do fabricante Lenton®



Fonte: Autora (2017)

Figura C.9: (a) Alinhamento final das vigas em relação ao pilar (b) Confeção da solda entre chapas metálicas com colaboração de funcionários da empresa Usicon



Fonte: Autora (2017)

Figura C.10: (a) Armaduras negativas rosqueadas com strain gages já colados (b) Chapas metálicas da viga e consolo soldadas



Fonte: Autora (2017)

Figura C.11: (a) Cura da concretagem de segunda etapa (b) Retirada das fôrmas do Modelo 2 inteiramente montado



Fonte: Autora (2017)