

A study on the behavior of beam-column connections in precast concrete structures: experimental analysis

Estudo do comportamento de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto: análise experimental



M. N. KATAOKA^a
kataoka@sc.usp.br

M. A. FERREIRA^b
marcelo@ufscar.br

A. L. H. C. EL DEBS^c
analucia@sc.usp.br

Abstract

Due to the large increase in the use of precast concrete structures in multistory buildings, this work covers a study on the behavior of beam-column connection with emphasis on the continuity provided by the slab reinforcement. Two prototypes were tested, each one with a different detail of the continuity reinforcement distribution. In both connections, the steel area used on the concrete cover of the hollow core slab was the same, varying the amount of bars that passed through the column and the ones that were placed adjacent to the column. The experimental results showed that the connection with bars adjacent to the column presented stiffness increase and a better cracking control. According to the classification the two tested connections can be considered semi-rigid.

Keywords: precast concrete, semi-rigid connection, beam-column connection.

Resumo

Em decorrência do grande aumento na utilização de estruturas pré-moldadas de concreto na construção de edifícios de múltiplos pavimentos, abordou-se neste trabalho o estudo do comportamento de ligações viga-pilar com ênfase na continuidade proporcionada pela armadura da laje. Dois protótipos foram ensaiados, cada um deles com um detalhamento diferente de distribuição da armadura de continuidade. Em ambas as ligações, a área de aço utilizada na capa da laje foi a mesma, variando a quantidade de barras que passavam através do pilar por meio de aberturas e as que se localizavam em suas laterais. Os resultados experimentais mostraram que a ligação com barras laterais ao pilar apresentaram aumento da rigidez e maior controle da fissuração. De acordo com a classificação realizada, as duas ligações ensaiadas podem ser consideradas semi-rígidas.

Palavras-chave: concreto pré-moldado, ligação semi-rígida, ligação viga-pilar.

^a Department of Structural Engineering, School of Engineering of São Carlos, University São Paulo, kataoka@sc.usp.br, Trabalhador Saocarlense Avenue, nº 400, CEP: 13566-580, São Carlos, SP, Brazil.

^b Department of Civil Engineering, Federal University of São Carlos, marcelo@ufscar.br, Via Washington Luís, km 235, CEP: 13565-905, São Carlos, Brasil.

^c Department of Structural Engineering, School of Engineering of São Carlos, University São Paulo, analucia@sc.usp.br, Trabalhador Saocarlense Avenue, nº 400, CEP: 13566-580, São Carlos, SP, Brazil.

1. Introdução

A realização de atividades de pesquisa e desenvolvimento na área de estruturas pré-moldadas de concreto é muito importante para a modernização da Indústria da Construção Civil, sobretudo no sentido de melhorar a qualidade, a produtividade e promover a racionalização nos canteiros de obras.

O sistema construtivo em pré-moldados de concreto sofreu um grande impulso no seu desenvolvimento logo após a Segunda Guerra Mundial, quando a Europa se encontrou quase totalmente destruída. Neste período, houve a necessidade de se recorrer a novos métodos e técnicas de construção que enfatizassem a racionalização e a produtividade, impulsionando a pré-fabricação, sendo as principais razões desse impulso a construção em grande escala e a escassez de mão-de-obra.

A utilização de estruturas pré-moldadas de concreto vem aumentando cada vez mais no Brasil, isto porque esse sistema construtivo atende, de modo satisfatório e eficiente, as exigências do mercado como cumprimento de prazos e qualidade técnica exigidas pelas edificações destinadas a várias funções, em especial às que contemplam grandes espaços, no caso de edifícios industriais.

A principal diferença entre estruturas pré-moldadas e estruturas de concreto armado tradicionais é a presença de ligações entre os elementos. Tendo isto em mente, dentre as linhas de pesquisa no setor de estruturas pré-moldadas de concreto destaca-se o seu estudo, pois está intimamente relacionado com o comportamento da estrutura, sendo responsável pela transmissão e redistribuição dos esforços. A norma brasileira que regulamenta o projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado é a ABNT NBR 9062 [1]. Essa norma já recebeu contribuições de diversas pesquisas envolvendo o comportamento de ligações, com a intenção de difundir todo o conhecimento técnico obtido e tornar corrente a utilização desse sistema construtivo.

As ligações são regiões que se comportam de maneira complexa, onde ocorrem concentrações de tensões, e merecem, portanto,

uma atenção especial de pesquisadores e projetistas. As ligações entre peças pré-moldadas, de uma maneira geral, não se comportam exatamente da forma que são consideradas na análise estrutural, pois estas são idealizadas de modo a permitir ou impedir totalmente os deslocamentos relativos entre os elementos, o que não acontece na realidade. O que ocorre é que as ligações apresentam certa deformação quando solicitadas, sendo denominadas semi-rígidas. No entanto, o desenvolvimento desse tipo de ligação é de extrema importância para viabilizar sistemas estruturais em concreto pré-moldado para edificações de múltiplos pavimentos.

2. Análise de ligações semi-rígidas

O termo "ligações semi-rígidas" começou a ser utilizado no estudo de estruturas pré-moldadas de concreto no final da década de 1980. Este termo é utilizado desde 1930 para designar ligações em estruturas metálicas e atualmente vem se tornando comum entre os pesquisadores da área de pré-fabricados.

Diversos tipos de estudos sobre ligações em estruturas pré-moldadas de concreto já foram realizados em centros de pesquisa do mundo todo. Em geral, as pesquisas englobam o desenvolvimento de ligações que proporcionem maior rigidez à ligação e facilidade de execução. No trabalho de Shariatmadar e Beydokhti [2] foi testada uma ligação entre viga e pilar pré-moldado sem a utilização de consolo, no qual, foi realizada a concretagem *in loco* da região que os elementos de encontram. Outra maneira, também já estudada, utilizada para melhorar o comportamento das ligações no tocante a transferência de momento fletor ao pilar são as armaduras protendidas. Em Hawileh *et al.* [3] foi realizado um estudo numérico e experimental de ligações envolvendo armadura protendida, no qual as comparações entre os resultados mostraram que a simulação computacional configura uma opção econômica de análise do comportamento de ligações. Seguindo essa linha de estudo, Kaya e Arslan [4] também analisaram ligações viga-pilar com armadura protendida constatando seu bom comportamento

Figura 1 – Situação simulada de uma estrutura de pórtico

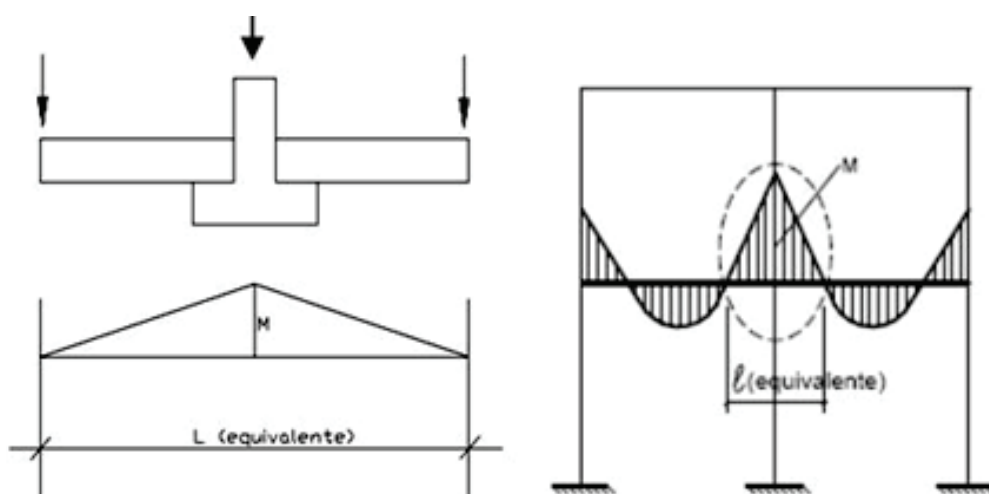
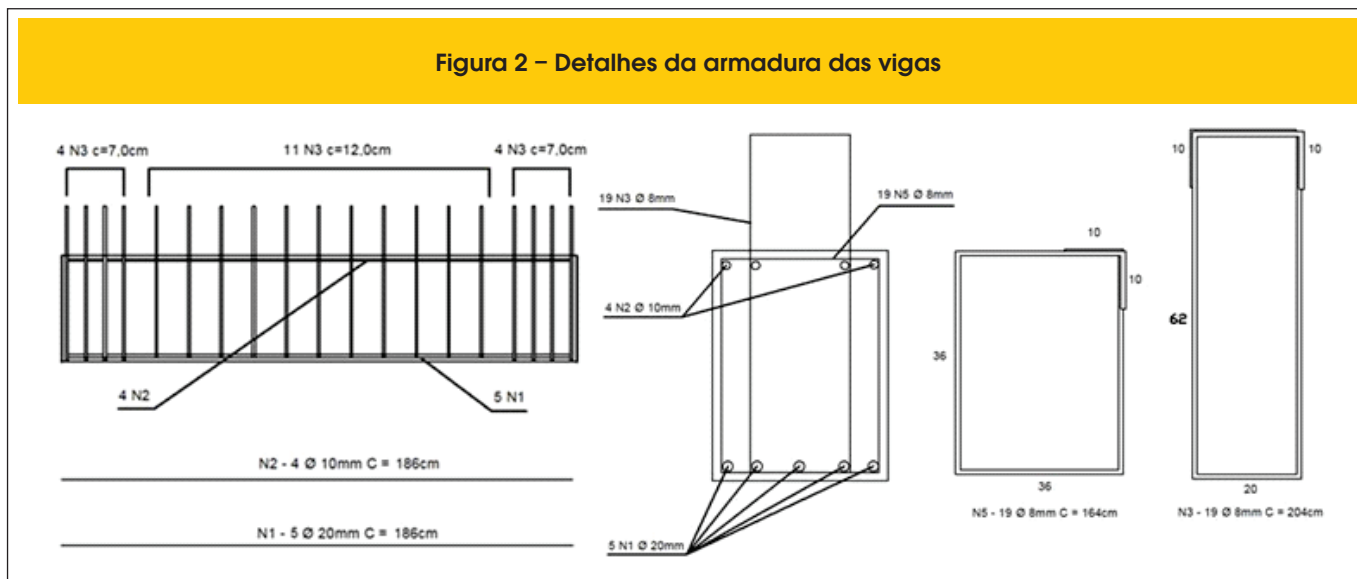


Figura 2 – Detalhes da armadura das vigas



para diversos níveis de protensão aplicados. Verificou-se, durante a revisão da literatura, que a utilização de armaduras protendidas nas ligações em estruturas pré-moldadas de concreto vem sendo estudada a bastante tempo, como na pesquisa de Saqan [5] realizada na Universidade do Texas, que testou diversas configurações de ligação, na busca de uma tipologia que proporcionasse a estrutura bom comportamento quando submetida a sismos, que não utilizasse concreto moldado no local e que fosse econômica com grande ductilidade. Essa pesquisa tinha como um dos objetivos aumentar o conhecimento sobre o comportamento desse tipo de ligação para maior utilização do sistema em pré-moldados de concreto nos Estados Unidos.

No Brasil também já foram realizadas muitas pesquisas envolvendo ligações em estruturas pré-moldadas de concreto. Um trabalho atual é o de Oliveira Júnior [6] que estudou o comportamento de um tipo de ligação viga-pilar para utilização em usinas hidrelétricas. Essa ligação foi realizada com solidarização in loco, utilizando concreto reforçado com fibras de aço e luvas rosqueadas para proporcionar a continuidade da armadura, buscando máxima rigidez. Em Baldissera [7] foi estudada uma tipologia de ligação com chumbador inclinado, no qual seu comportamento foi comparado ao de ligações convencionais com chumbadores retilíneos, obtendo como resultado um incremento na rigidez com o novo detalhe. Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto, com foco no detalhamento da armadura da laje. Foi analisado como a distribuição das barras contribuem para melhorar a transferência de esforços e a diminuição da fissuração nessa região.

3. Programa experimental

O programa experimental utilizado neste artigo foi realizado em Kataoka [8] e teve por objetivo analisar a interação da extremidade de um elemento de viga com o pilar. Foram adotados para as análises dois protótipos com disposição cruciforme, composto de um pilar central contínuo com duas vigas em balanço unidas ao mesmo em lados opostos, na qual a ação vertical foi aplicada nas

extremidades das vigas, tal qual ilustrado na Figura 1. Tal arranjo possibilitou a simulação da situação real de uma região próxima a um nó central de uma estrutura de pórtico.

3.1 Projeto da ligação

Os dois protótipos foram dimensionados de acordo com as prescrições de [1], [9] e [10] para resistir a aplicação de uma força igual a 150 kN em cada viga. Os pilares possuíam seção transversal de 500 mm x 400 mm e altura de 1400 mm, com consolo de concreto com 400 mm x 250 mm e dois chumbadores com 20 mm de diâmetro em cada um. As vigas de seção parcial apresentam 400 mm de largura e 400 mm de altura em sua parte pré-moldada, mais 200 mm de concreto moldado no local para a solidarização com a capa de concreto e com a armadura negativa. Os detalhamentos da armadura desses elementos constam das Figuras 2 e 3.

As armaduras negativas se localizavam nas laterais do pilar e passando através do mesmo por meio de bainhas lisas. No protótipo denominado Modelo 1, as armaduras passavam apenas através do pilar e no protótipo chamado de Modelo 2, a área de armadura foi distribuída entre barras que atravessavam o pilar e passavam em suas laterais sobre a laje pré-moldada. A laje utilizada no Modelo 2 foi do tipo alveolar com 200 mm de altura e capa de concreto moldada no local com 70 mm de espessura. As lajes possuíam balanço de 400 mm de comprimento, medidos a partir da face da viga, sendo que a armadura negativa na capa estava distribuída dentro de uma faixa de 250 mm a partir da face do pilar. A Figura 4 apresenta as dimensões dos segmentos de laje alveolar utilizados no Modelo 2.

As armaduras longitudinais de continuidade superiores foram solidarizadas juntamente com a concretagem do complemento de 270 mm sobre a viga pré-moldada, sendo 70 mm de capa sobre a laje alveolar, provendo a resistência à flexão negativa para a ligação.

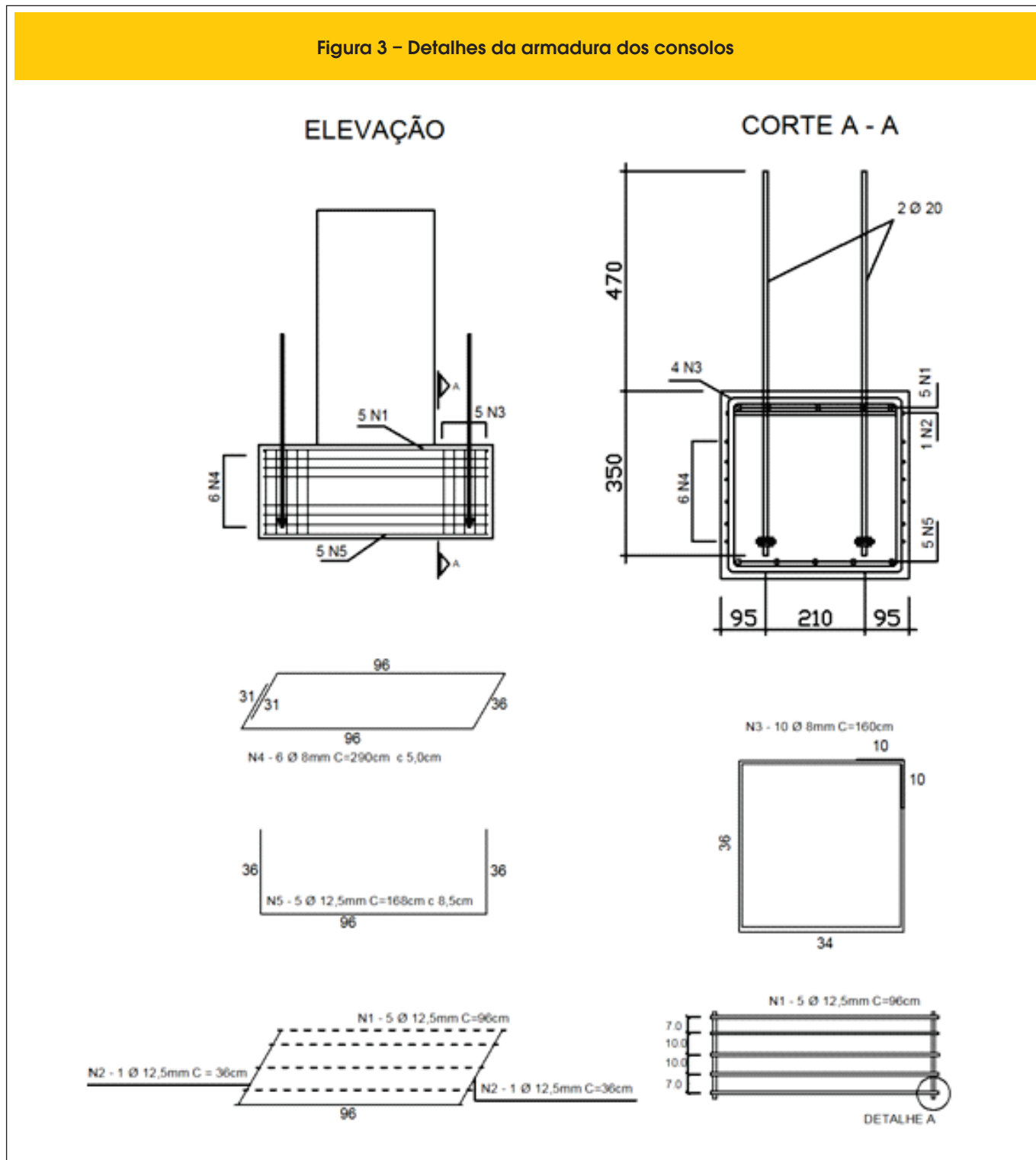
A área total de armadura de continuidade (A_s) utilizada foi de 804 mm². Quando 100% da armadura passava dentro do pilar (Modelo 1), esta armadura compreende 4 barras de 16 mm. Vale salientar que o Modelo 1 não possui laje. No Modelo 2, que possui 50%

da armadura passando dentro do pilar e 50% fora do mesmo, em suas laterais, foram utilizadas 2 barras de 16 mm passando dentro do pilar e 4 barras de 8 mm de cada lado, distribuídas em 250 mm (Tabela 1).

Além das armaduras de continuidade da ligação, a capa da laje

alveolar possui também uma malha (tela soldada) que sobrepõe a armadura negativa de continuidade. Essa tela possuía espaçamento de 100 mm entre os fios. Os fios tinham 4,5 mm de diâmetro e uma área de aço de 1,59 cm²/m nas duas direções. O Modelo 2 possuía também armaduras de costura transversais à armadura

Figura 3 – Detalhes da armadura dos consolos



de continuidade, localizadas em ambos os lados do pilar, compreendendo no total 6 barras de 8 mm distantes 150 mm do pilar a

partir do centro de gravidade da armadura. Esse procedimento, já é bastante conhecido por constar em [11] e foi utilizado para obter

Figura 4 – Dimensões dos segmentos de laje alveolar utilizados na construção do Modelo 2

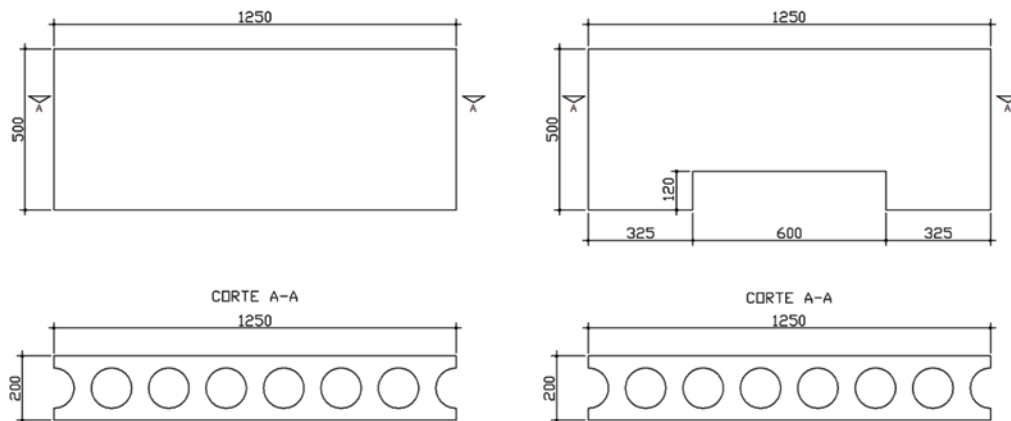


Tabela 1 – Resumo da armadura de continuidade utilizada nos modelos

Modelo	Armadura	Quantidade	A _s (mm ²)
Modelo 1	Interna – passando dentro do pilar	4 φ de 16 mm	804
	Externa – passando ao lado do pilar	Não possui	
Modelo 2	Interna – passando dentro do pilar	2 φ de 16 mm	804
	Externa – passando ao lado do pilar	8 φ de 8 mm	

Figura 5 – Dimensões do Modelo 1

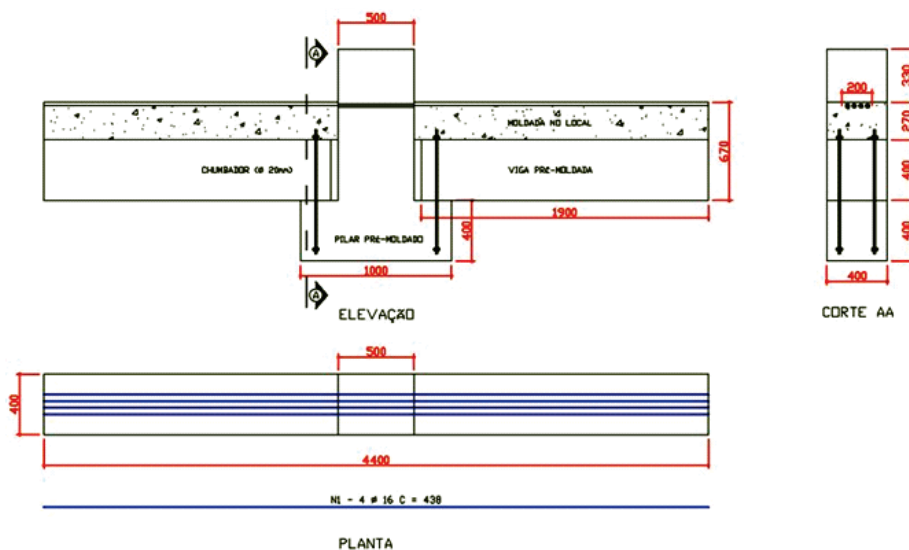


Figura 6 – Dimensões do Modelo 2

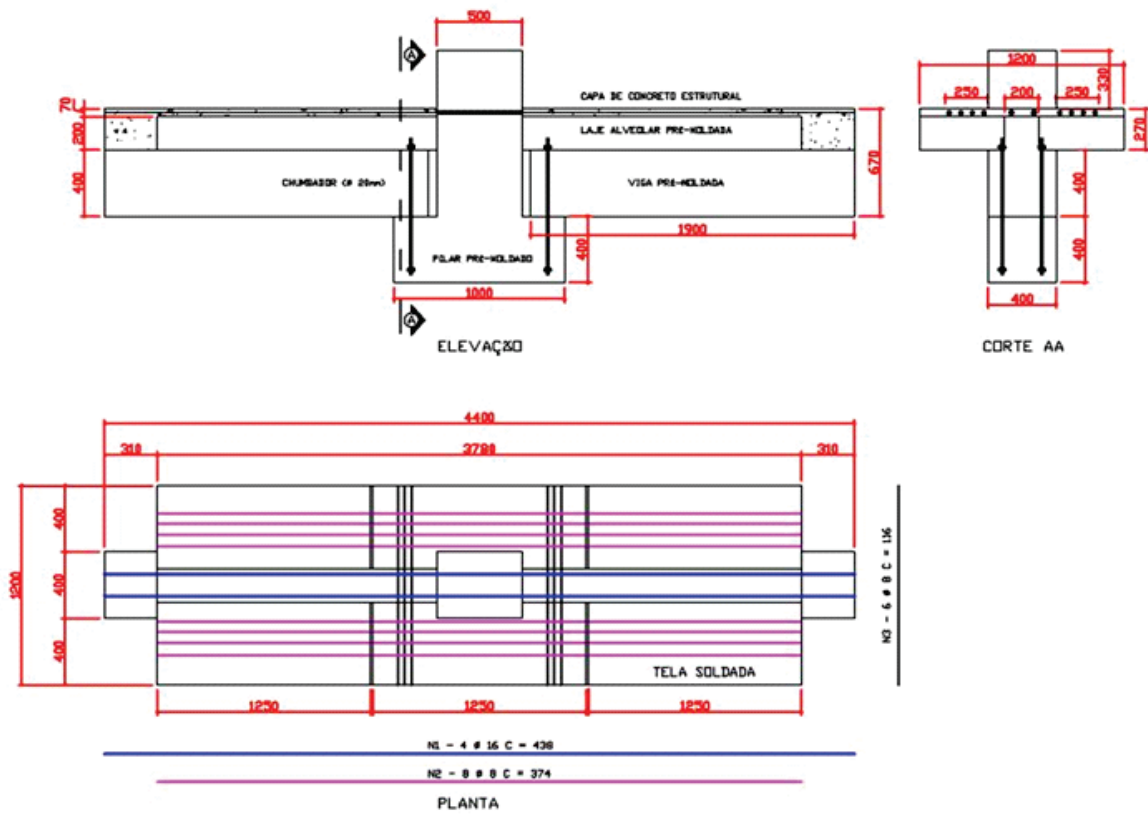
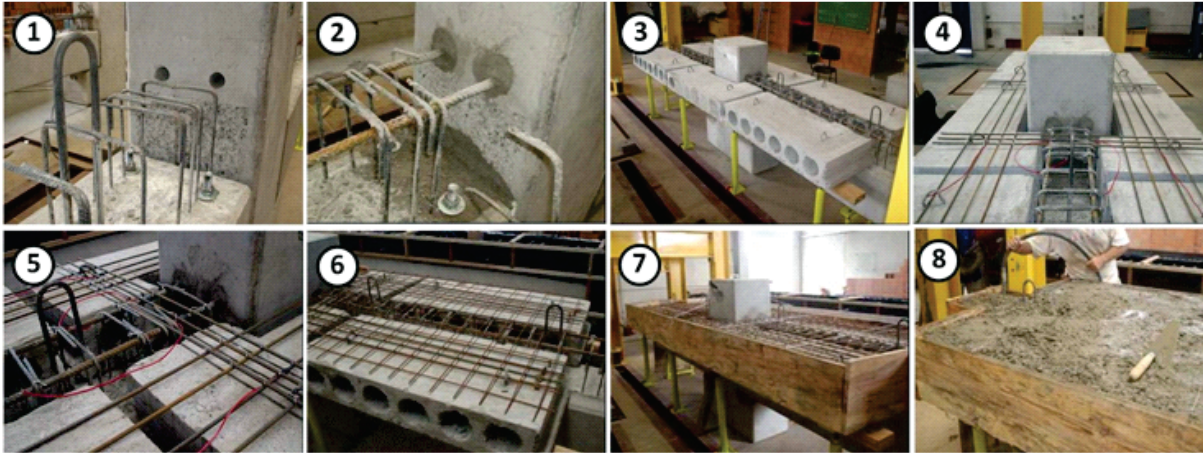


Figura 7 – Sequência de montagem do Modelo 1



Figura 8 – Sequência de montagem do Modelo 2



maior controle da fissuração na ligação e proporcionar maior integração entre as barras que compõem a armadura de continuidade. Os detalhes dos modelos podem ser observados nas Figuras 5 e 6.

3.2 Construção dos modelos

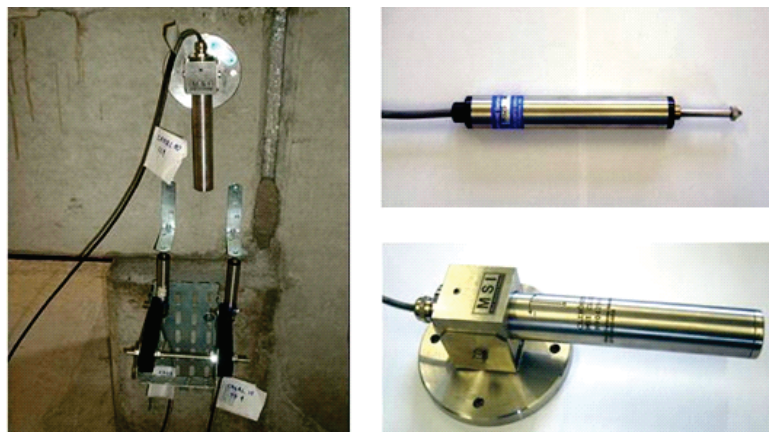
A sequência de montagem do Modelo 1 ocorreu do seguinte modo (Figura 7):

1. Encaixe das vigas nos chumbadores dos consolos;
2. Grauteamento da interface viga-pilar e furo dos chumbadores;
3. Posicionamento da armadura de continuidade e grauteamento das bainhas;
4. Colagem dos strain gages;
5. Montagem das formas de madeira;
6. Concretagem.

O Modelo 2, por ser mais complexo em função da presença da laje alveolar, demandou mais tempo para sua construção. Além da montagem da laje, o correto posicionamento da armadura negativa também precisou ser realizado com cuidado e precisão. A sequência de montagem obedeceu às etapas enumeradas a seguir (Figura 8):

1. Posicionamento das vigas;
2. Posicionamento da armadura de continuidade e grauteamento das bainhas, furo dos chumbadores e interface viga-pilar;
3. Posicionamento dos segmentos de laje alveolar;
4. Montagem da armadura das laterais do pilar e armadura de costura;
5. Instrumentação das armaduras de continuidade;
6. Posicionamento da tela de aço;
7. Montagem da forma de madeira;
8. Concretagem.

Figura 9 – Posicionamento dos instrumentos de medição de rotação (clinômetro e transdutores)



3.3 Instrumentação dos modelos

Para a realização dos ensaios foram utilizados diversos dispositivos de medição, cada qual com uma função específica:

- Cilindro hidráulico: aplicação de carregamento;
- Extensômetros elétricos de resistência: medição das deformações na armadura negativa;
- Clinômetros: medição das rotações;
- Extensômetros de base removível: medição de deslocamento;
- Transdutores: medição de deslocamentos.

Para se determinar as rotações relativas viga-pilar foram utilizados transdutores posicionados no consolo, abaixo da viga, seguindo o mesmo sistema adotado por [12], clinômetros de pêndulo, que fornecem a rotação global da ligação e também transdutores de base removível, como pode ser observado na Figura 9. A utilização dos clinômetros é inovadora para essa finalidade, por isso optou-se também pela utilização de modos já testados de medição da rotação. Nas extremidades das vigas, sob a força aplicada, foram utilizados transdutores para medição dos deslocamen-

tos. A Figura 10 ilustra o esquema de instrumentação dos protótipos.

3.4 Esquema de ensaio

O esquema adotado para a realização dos ensaios com carregamento monotônico utilizou três pórticos de reação, sendo que dois deles foram colocados na extremidade das vigas e um no centro do modelo, para aplicação de força no topo do pilar. A Figura 11 mostra a configuração final do esquema de ensaio utilizado para os dois modelos de ligação.

O atuador hidráulico localizado no topo do pilar aplicou uma força constante de 170 kN durante toda a realização do ensaio, com a intenção de simular carregamento oriundos de pavimentos superiores, no caso de um edifício de múltiplos pavimentos, e também para estabilizar o modelo. Após esse procedimento foi realizado o escorvamento da estrutura, com a aplicação de 30 kN nos atuadores laterais, e depois disso teve início a aplicação do carregamento monotônico incremental.

Para solicitação da ligação, cada atuador hidráulico aplicou simul-

Figura 10 – Instrumentação dos Modelos 1 e 2

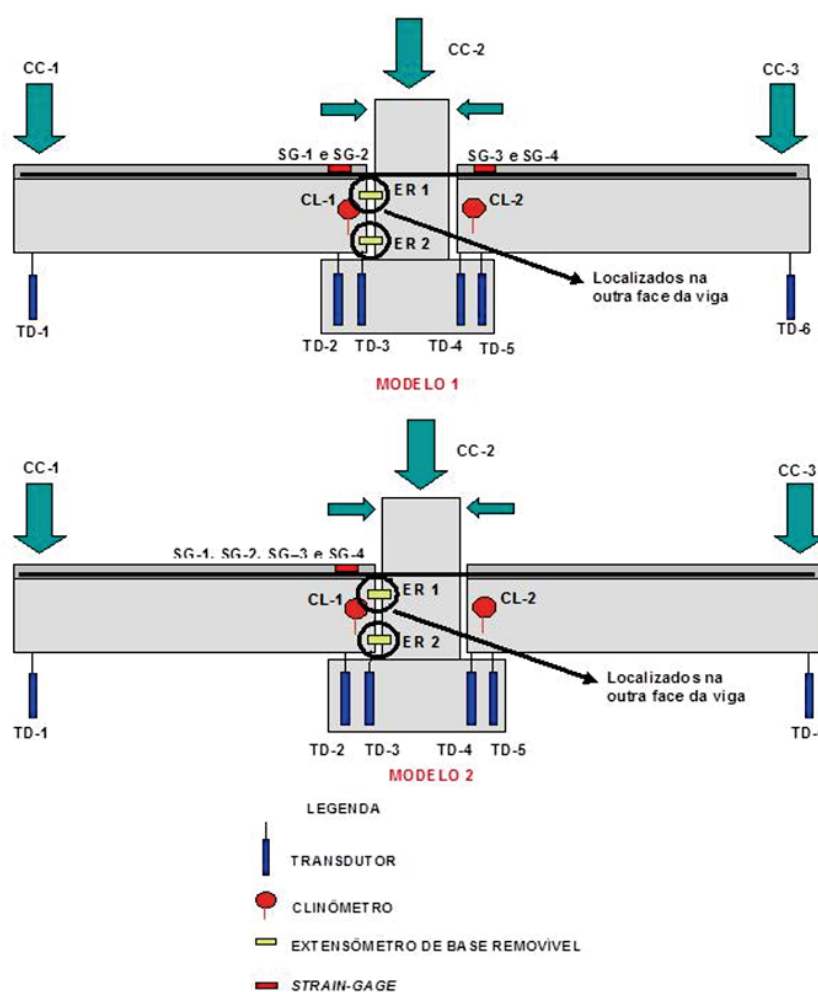


Figura 11 – Configuração final do esquema de ensaio



tamente, próximo a extremidade das vigas, uma força vertical para baixo que gerou momento fletor negativo em ambos os lados do pilar. A distância do ponto de aplicação da força e o centro de giro da ligação era de 1,70 m. Abaixo desse ponto de aplicação da força foi medido o deslocamento vertical, que configura um parâmetro importante para a análise do comportamento da ligação, assim como a rotação gerada.

3.5 Propriedades mecânicas dos materiais

3.5.1 Concreto

A resistência à compressão do concreto moldado no local foi obti-

da através do ensaio de três corpos-de-prova cilíndricos com dimensões 200 mm x 100 mm realizado um dia após os ensaios, ou seja, com 8 dias de idade, atingindo o valor médio de 25,7 MPa. Para o concreto utilizado na confecção das peças pré-moldadas foram consideradas as propriedades informadas pela empresa fabricante. A resistência à compressão foi de aproximadamente 40 MPa e o módulo de elasticidade igual a 30270 MPa.

3.5.2 Graute

O graute foi utilizado para preencher a interface entre a viga e o pilar, o furo do chumbador e também a bainha por onde passa a armadura de continuidade. Para isso foi utilizado um produto em pó pronto para o uso vendido comercialmente, à base de cimento portland, agregados naturais e aditivos que permitem a sua utilização em operações de grauteamento e ancoragens.

Este produto desenvolve altas resistências mecânicas sem retração, sendo indicado para serviços de grauteamento em geral ou como argamassa de reparos. Foi escolhido devido à fluidez apresentada por um longo período, o que permite trabalhar em áreas de difícil acesso, como foi o caso do preenchimento das bainhas e interfaces. De acordo com dados do fabricante, esse graute pode atingir uma resistência de 20 MPa em vinte e quatro horas e 52 MPa em vinte e oito dias.

O ensaio dos três corpos-de-prova cilíndricos foi realizado com

Figura 12 – Curvas momento fletor versus rotação com a indicação das rigidezes secantes (retas vermelhas)

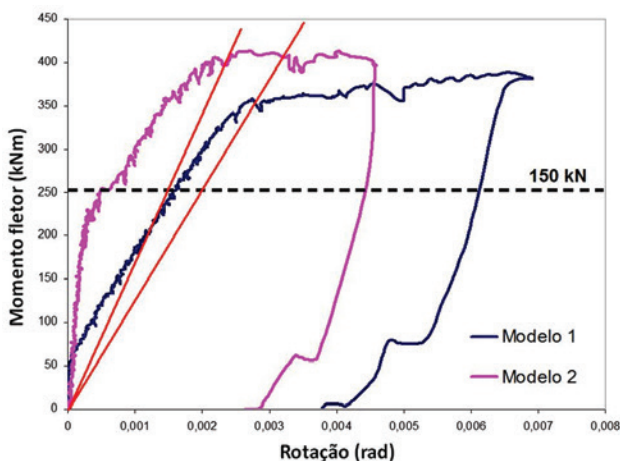
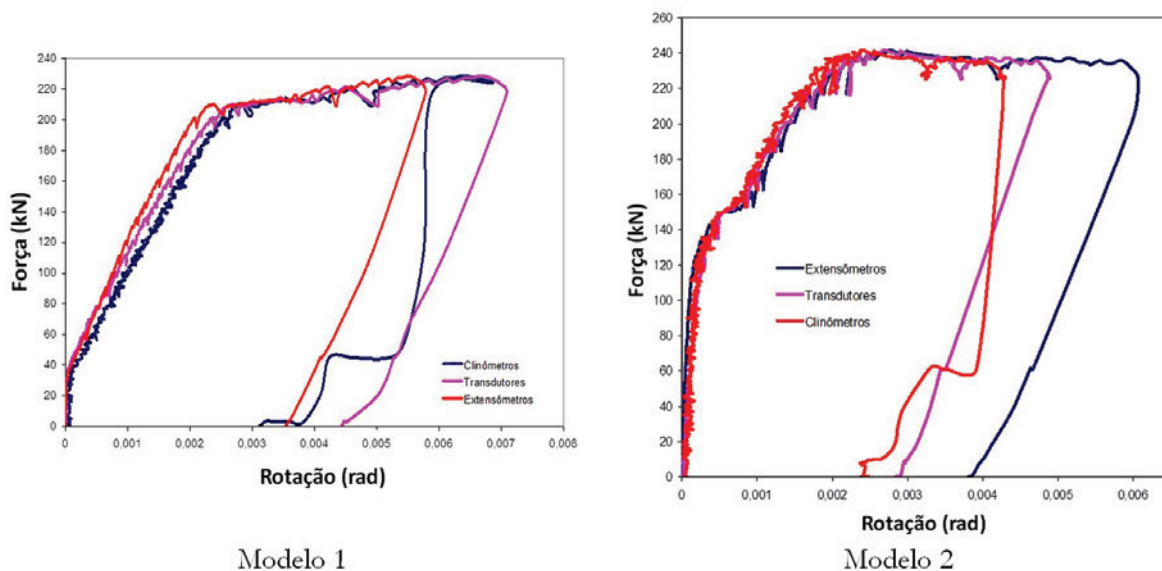


Tabela 2 – Rigidezes dos Modelos 1 e 2

Modelo	Rigidez secante kNm/rad	Rigidez de projeto kNm/rad
1	120 689	155 772
2	181 818	511 993

Figura 13 – Curvas força versus rotação para os três métodos de medição



26 dias e comprovou os dados fornecidos pelo fabricante. Deste modo, pode-se considerar que para a data do ensaio, quando o graute tinha 15 dias de idade, já havia atingido a resistência média de 40 MPa.

4. Resultados experimentais

Os dois modelos ensaiados apresentaram comportamento satisfatório atingindo uma força de ruptura superior a força determinada em projeto, que foi de 150 kN. Esse desempenho pode ser atribuído aos detalhes de projeto e aos cuidados tomados durante a execução. Na fase de projeto preocupou-se em concentrar um maior número de estribos nas extremidades das vigas para garantir que na ligação e no ponto de aplicação da força, a viga trabalhasse bem, minimizando a fissuração e evitando o escorregamento entre os concretos pré-moldado e moldado no local. A altura dos estribos também foi maior do que se costuma determinar em projetos, que é na altura da viga; todas as barras da armadura de continuidade foram colocadas na mesma altura, ou seja, na capa da laje, para que todas absorvessem o mesmo nível de tensão. A armadura de costura foi colocada para diminuir as tensões na ligação e distribuir as fissuras. No Modelo 2 a fissuração teve início na viga, e não na ligação como é de costume.

Para os dados da curva momento fletor versus rotação realizou-se a média das rotações e dos momentos flectores dos lados direito e esquerdo. Comparando as curvas dos modelos, o Modelo 2 apresentou rigidez experimental superior ao do Modelo 1, chegando a atingir rigidez 65% maior. Comparando as rigidezes secantes, essa diferença se apresentou inferior, sendo a mesma igual a 22%. A Figura 12 apresenta as curvas momento fletor versus rotação para comparação entre os comportamentos dos Modelo 1 e 2. A Tabela 2 contém os valores das rigidezes secante e de projeto para os Modelos 1 e 2.

Três tipos de medição da rotação foram realizados durante os en-

saaios com o intuito de analisar o mais adequado e eficaz. Todos os métodos, realizados por meio de transdutores de deslocamento, clinômetros de pêndulo e extensômetros de base removível, forneceram valores próximos, sendo os valores obtidos pelos clinômetros os utilizados na construção das curvas momento fletor versus rotação da ligação. Na Figura 13 são apresentadas as curvas força versus rotação para cada método de medição.

As curvas força versus deformação na armadura de continuidade foram traçadas com base nos valores médios de deformação das

Figura 14 – Curvas força versus deformação nas armaduras

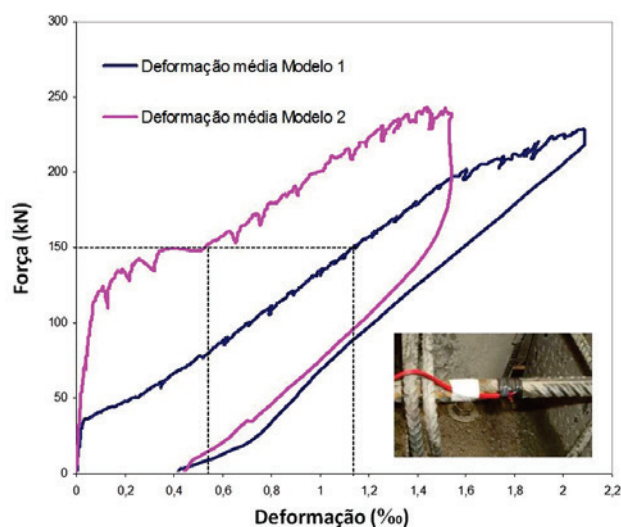
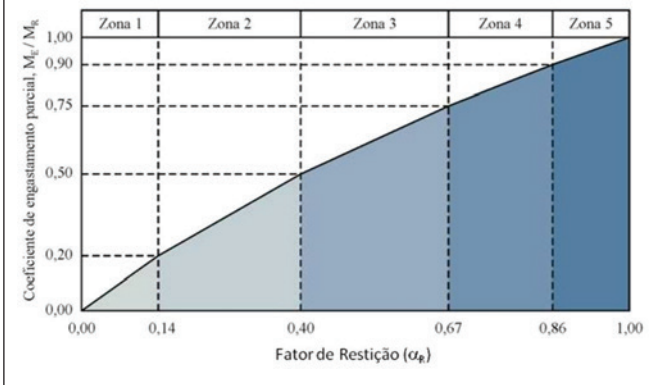


Figura 15 – Sistema de classificação de ligações proposto por Ferreira et al. (2002) (13)



barras de aço de cada modelo. Isso foi possível porque não houve divergências entre o comportamento das barras. Comparando as curvas da Figura 14 nota-se a diferença entre o comportamento de cada ligação, pois para uma mesma intensidade de força a armadura do Modelo 1 apresentou deformações até 100% maior em algumas situações. Isso pode ser atribuído ao fato de no Modelo 2 a força ter sido distribuída em um número maior de barras e possuir laje adjacente, apesar de possuir a mesma área de aço do Modelo 1.

5. Classificação das ligações

Em Ferreira *et al.* [13] é apresentado um sistema de classificação para ligações no qual elas são subdivididas em cinco zonas distintas, como mostrado na Figura 15. Esse sistema se baseia no fator de restrição à rotação (α_R) (equação 1), um número adimensional que relaciona a rigidez da ligação à rigidez da viga que nela concorre e

que varia de 0 (articulação perfeita) a 1 (engaste perfeito), e no coeficiente de engastamento parcial (M_E / M_R), o qual representa a razão entre o momento fletor de engastamento parcial e o momento fletor de engastamento perfeito. Nesse sistema de classificação, a zona 1 corresponde às ligações articuladas, as zonas 2 a 4 correspondem às ligações semi-rígidas de baixa, média e alta resistência, respectivamente e a zona 5 corresponde às ligações rígidas.

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (1)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ – Rigidez secante da viga conforme a [9]

L_{ef} – Vão efetivo entre os apoios, distância entre centros de giros nos apoios

R_{sec} – Rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar

θ_1 – Rotação na extremidade da viga

θ_2 – Rotação combinada da extremidade da viga com a da ligação

Para a análise da ligação foi utilizado o Método *Beam-Line*, e para isto foi necessário determinar qual a rotação máxima para uma ligação articulada (Figura 17). A análise foi realizada considerando uma viga de 5,8 m de comprimento, com duas forças concentradas de 180 kN, que no caso de uma ligação rígida geraria um momento coincidente com o momento último de projeto dos modelos, correspondente a 255 kNm. Para cada modelo foi considerada uma rigidez de acordo com sua seção transversal, ou seja, para o Modelo 1 seção retangular e para o Modelo 2 seção “T” com largura colaborante determinada de acordo com [9], obtendo duas retas *Beam-Line* respectivamente. Foi calculado momento de inércia no estádio I e módulo de elasticidade terminado a partir dos ensaios de caracterização dos corpos de prova. Considerando uma viga bi-apoiada (ver Figura 17) a rotação da viga na região da extremidade foi calculada de maneira teórica pela equação 2. A Tabela 3 apresenta os valores de rotação para cada modelo com o respectivo momento de inércia e módulo de elasticidade.

Figura 16 – Curvas momento fletor versus rotação com a indicação da rigidez secante e Beam-Line.

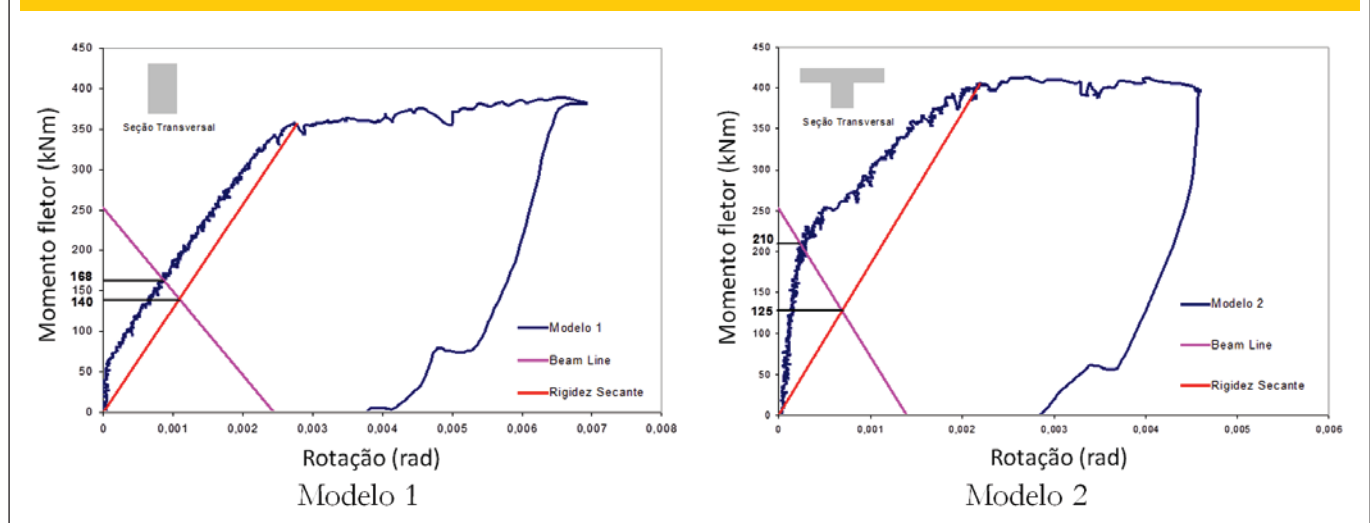
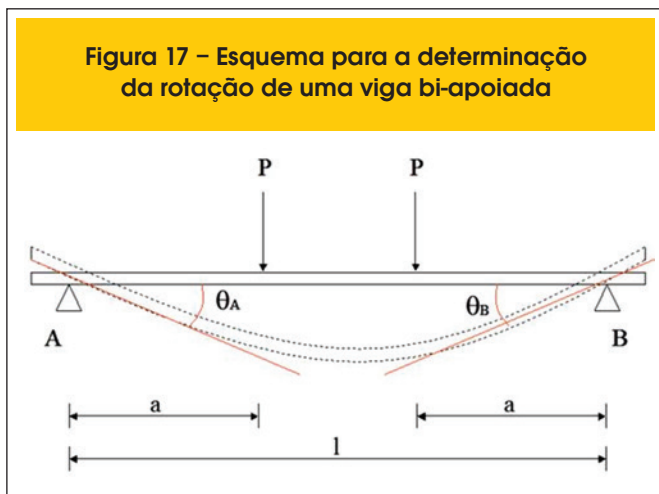


Figura 17 – Esquema para a determinação da rotação de uma viga bi-apoiada



$$\theta_A = \theta_B = \frac{l \cdot P \cdot a}{2 \cdot (E \cdot I)_{teorico}} \cdot \left(1 - \frac{a}{l}\right) \quad (2)$$

Onde:

$(E \cdot I)_{teorico}$ – Rigidez teórica da viga

l – Vão da viga

a – Distância do ponto de aplicação da força até o apoio.

P – Força concentrada

A porcentagem de engastamento parcial foi determinada para a rigidez experimental e para a rigidez secante e reflete a porcentagem de engastamento obtida. No caso da rigidez experimental, o ponto de análise foi o cruzamento entre a *Beam-Line* e a curva experimental e para a rigidez secante, o ponto em questão foi o cruzamento com a reta secante, que liga o ponto de momento fletor nulo ao ponto do momento de escoamento da armadura (Figura 16). Para a determinação do coeficiente de engastamento parcial das ligações foi utilizando a equação 3.

$$\frac{M_E}{M_R} = \text{Coeficiente de engastamento parcial} \quad (3)$$

M_E – Momento fletor atuante na ligação
 M_R – Momento fletor de engastamento perfeito

Onde:

M_E – Momento fletor atuante na ligação

M_R – Momento fletor de engastamento perfeito

Os valores do fator de restrição à rotação (α_R) foram determinados de acordo com a equação 4 retirada de Ferreira [14], considerando a aplicação de duas forças concentradas.

$$\frac{M_E}{M_R} = \frac{6\alpha_R - 3\alpha_R^2}{4 - \alpha_R} \quad (4)$$

A Tabela 4 mostra os resultados para a porcentagem de engastamento parcial considerando a rigidez experimental e a secante. Para o Modelo 1 os dois valores de engastamento parcial foram mais próximos em função da sua rigidez ser menor. Levando-se em consideração a rigidez do Modelo 2, houve uma diferença significativa entre as porcentagens de engastamento parcial experimental e secante. A porcentagem de engastamento para a rigidez experimental atingiu 83% e apenas 49% para rigidez secante. De acordo com a classificação de Ferreira [13], o Modelo 1 se classifica, tanto para a rigidez experimental como para a rigidez secante, como uma ligação semi-rígida de média resistência (zona 3). Já o Modelo 2 apresentou duas classificações diferentes: considerando a rigidez experimental é classificado como uma ligação semi-rígida de alta resistência (zona 4) e para a rigidez secante se classifica como semi-rígida de baixa resistência (zona 2).

6. Conclusões

- A partir deste trabalho, com a realização de apenas dois ensaios, foi possível analisar o comportamento de uma tipologia de ligação entre elementos pré-moldados de concreto muito utilizada na construção civil e também testar uma metodologia experimental ainda não normalizada no Brasil.
- O método de obtenção da rotação por meio de transdutores posicionados no consolo foi muito satisfatório, pois desta maneira foi possível medir a rotação liberada por fissuras que surgiram na direção do centro de giro da ligação. A utilização dos clinômetros também foi satisfatória. Através deles foi possível obter medidas diretas de rotação global, cujos valores ficaram próximos dos encontrados a partir dos transdutores, validando o método.
- Apesar do Modelo 2 apresentar um comportamento mais rígido em situações de serviço, as rigidezes secante dos modelos ficaram muito próximas, chegando a indicar para o Modelo 2 uma porcentagem de engastamento inferior que para o Modelo 1. Deste modo, pode-se concluir que utilizando a rigidez secan-

Tabela 3 – Valores das rotações, momento de inércia e módulo de elasticidade dos Modelos 1 e 2

Modelo	Rotação (rad)	Momento de inércia (m ⁴)	Módulo de elasticidade (kN.mm ²)
1	0,002375	0,0100	30
2	0,001340	0,0177	30

Tabela 4 – Porcentagens de engastamento das ligações

Modelo	Rigidez Experimental		Rigidez Secante	
	$\frac{M_E}{M_R}$	α_R	$\frac{M_E}{M_R}$	α_R
1	66%	0,52	55%	0,41
2	83%	0,70	49%	0,36

te os cálculos são realizados a favor da segurança, reservando à ligação certa resistência e rigidez para que resista a esforços não considerados no processo de dimensionamento.

- De acordo com as classificações das ligações, ambos os modelos podem ser considerados de comportamento semi-rígido. Apesar da classificação do Modelo 2 pelo método de Ferreira *et al.* (2002) [13] ter sido como semi-rígida de baixa resistência para a rigidez secante, a distribuição da armadura desse modelo foi o que mais proporcionou rigidez à ligação.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem à FAPESP pelo apoio financeiro e também à Protendit pela doação dos elementos pré-moldados para construção dos modelos de ligação.

8. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062. (2006). Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado. Rio de Janeiro – RJ.
- [02] SHARIATMADAR, H., BEYDOKHTI, E. Z. (2011). Experimental investigation of precast concrete beam to column connections subjected to reversed cyclic loads. 6th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering. Tehran, Iran.
- [03] HAWILEH, R. A.; RAHMAN, A.; TABATABAI, H. (2010). Nonlinear finite element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads. Applied Mathematical Modelling.
- [04] KAYA, M.; ARSLAN, S. (2009). Analytical modeling of post-tensioned precast beam-to-column connections. Materials and Design.
- [05] SAQAN, E. I. (1995). Evaluation of ductile beam-column connections for use in seismic-resistant precast frames. Ph.D Thesis. Faculty of the Graduate School of The University of Texas at Austin.
- [06] OLIVEIRA JÚNIOR, L. A. (2012). Ligação viga-pilar em elemento pré-moldado de concreto solidarizados por concreto reforçado com fibras de aço: análises estática e dinâmica. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 255p.
- [07] BALDISSERA, A. (2006). Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos – SP.
- [08] KATAOKA, M. N. (2007). Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos – SP. 113p.
- [09] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6118. (2003). Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro – RJ.
- [10] EL DEBS, M, K. (2000). Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações, 1ª Edição, EESC – USP, São Carlos, 456 p.
- [11] COST-C1 (1996). European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research. Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections - Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings. Bruxelas, Luxemburgo.
- [12] CHEFDEBIEN, A. (1998). Precast concrete beam to column head connections. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNACIONAL CONFERENCE. Cost C1: Proceedings. Liege, Belgium. P. 35-43.
- [13] FERREIRA, M. A.; El Debs, M. K.; Elliott, K. S. (2002). Modelo teórico para projeto de ligações semi-rígidas em estruturas de concreto pré-moldado. 44º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Agosto, Belo Horizonte – MG.
- [14] FERREIRA, M. A. (2006). Study on the semi-rigid behaviour of beam-column connections in precast concrete structures. FAPESP Annual Research Report Brazil.