

Avaliação numérica de ligação viga-pilar em estrutura pré-moldada de concreto

Numerical evaluation of precast concrete beam-column connection

Maycon dos Reis Rosário⁽¹⁾; Luiz Fernando Honorato Teodoro⁽²⁾; Marcela Novischi Kataoka⁽³⁾

(1) Mestrando – Escola de Engenharia de São Carlos – USP

(2) Mestrando – Escola de Engenharia de São Carlos – USP

(3) Professora Doutora – Escola de Engenharia de São Carlos – USP

Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Estruturas, Av. Trabalhador São-carlense, nº 400, CEP: 13566-580, São Carlos, SP, Brasil

Resumo

Devido à grande importância das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios compostos por elementos pré-moldados, faz-se necessário compreender melhor seu funcionamento e de seus componentes para garantir a segurança e a estabilidade da estrutura. A ligação estudada neste trabalho possui formato cruciforme, composta por duas vigas em balanço conectadas ao pilar central através de armadura de continuidade e chumbadores localizados nos consolos, tratando-se de uma tipologia muito utilizada atualmente. O estudo numérico desenvolvido complementa análises experimentais e tem como finalidade aumentar as informações a respeito do comportamento da ligação em questão. Para isso, um modelo computacional tridimensional foi validado para a realização de uma análise paramétrica. Desta forma, estudou-se a influência da área de aço da armadura passante e das propriedades mecânicas do concreto moldado no local, utilizado para solidarizar essa armadura. Com os resultados da análise paramétrica, nota-se que a mudança do diâmetro da armadura de continuidade causa uma maior variação da força máxima resistida pelo modelo quando comparada a variação das propriedades do concreto. Além disso, a utilização de diâmetros superiores a 20mm na armadura de continuidade ocasionaram uma mudança no modo de falha do modelo estudado.

Palavra-Chave: Estruturas pré-moldadas de concreto; Ligação viga-pilar, Simulação Numérica; Análise Paramétrica.

Abstract

Due to the great importance of beam-column connections in the structural behavior of buildings composed by precast elements, it is necessary to better understand the functioning of the connection and their components to ensure safety and stability of the structure. The connection studied in this work has a cruciform shape, composed by two cantilever beams connected to the central column using continuity bars and dowels located on the corbels, which is a typology widely utilized today. The study developed in this work continues an experimental analyzes, and was carried out to increase the information about the connection behavior. Thus, a three-dimensional computational model was created and validated based on experimental results, enabling parametric analysis. So, the influence of the steel area of the continuity bars and the mechanical properties of the cast in place concrete, utilized to solidify the continuity bars, was studied. From parametric analysis results, it is noted that the change of the continuity bars diameter causes a greater variation of the model maximum strength when compared to the variation of concrete properties. In addition, the use of diameters greater than 20mm on continuity bars changed the failure mode of the studied model.

Keywords: Precast concrete structures; Beam-column connection; Numerical simulation; Parametric Analysis.



Anais do
62º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2020
Setembro / 2020



@ 2020 - IBRACON - ISSN 2175-8182

1 Introdução

Com grande destaque após o fim da Segunda Guerra Mundial, a utilização de estruturas pré-moldadas foi ganhando cada vez mais espaço no setor da construção civil devido a necessidade de reconstrução e recuperação de diversas cidades. Como principais vantagens, a utilização de tal sistema construtivo trazia consigo a alta produtividade, racionalização, redução de desperdício e qualidade final da construção. Desta forma, o emprego de elementos pré-moldados contribui para a industrialização do setor da construção civil, que por muito tempo era considerado atrasado quando comparado aos demais ramos industriais.

Os elementos pré-moldados, segundo a ABNT NBR 9062:2017, são peças estruturais moldadas separadamente, transportadas, montadas e solidarizadas posteriormente no local de utilização definitiva. Sendo assim, nota-se duas possíveis limitações deste processo construtivo: o transporte e a ligação de tais elementos estruturais.

O correto projeto das ligações em estruturas pré-moldadas é de extrema importância para o funcionamento da estrutura como um todo, uma vez que tais regiões possuem comportamento extremamente complexo. Segundo Ferreira (1999), as ligações viga-pilar de elementos pré-moldados devem garantir o pleno funcionamento da estrutura, devendo apresentar níveis adequados de rigidez, resistência e ductilidade. Além destas características, para que a utilização do sistema construtivo de pré-moldados seja viável, faz-se necessário garantir a exequibilidade da ligação, de modo que sua execução não comprometa as vantagens referentes ao uso de elementos estruturais pré-moldados de concreto.

Dentre as principais funções das ligações utilizadas neste sistema construtivo, pode-se citar a contribuição à estabilidade global, redistribuição de esforços e a garantia da integridade frente ao colapso estrutural de uma edificação. Desta forma, o estudo das ligações entre vigas e pilares, em especial as semirrígidas que permitem níveis intermediários de rotação relativa e redistribuição de esforços, tornou-se uma das principais vertentes no estudo da aplicabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto.

Diversas pesquisas são realizadas nesta área afim de encontrar um modelo de ligação viga-pilar que apresente bom comportamento e facilidade executiva. Como exemplo, pode-se citar os trabalhos desenvolvidos por Miotto (2002), Baldissera (2006) e Kataoka et al. (2012), onde foram estudadas ligações entre vigas e pilares pré-moldados com a utilização de chumbadores e armadura de continuidade, definidas na ABNT NBR 9062:2017 como tipologia 1. Tal tipologia apresenta comportamento semirrígido e sua principal vantagem está na facilidade de montagem, sendo amplamente utilizada nos dias de hoje.

No entanto, a realização de pesquisas experimentais demanda tempo e recursos financeiros que, por sua vez, podem acabar impedindo a realização de estudos mais amplos. Desta forma, o avanço tecnológico permite que tais pesquisas sejam complementadas através da simulação numérica do modelo físico. *Softwares* como o DIANA® que fazem uso do método dos elementos finitos, possibilitam a criação de modelos numéricos precisos em escala real através da disponibilização de modelos constitutivos para diversos materiais.

2 Estudo experimental

A ligação viga-pilar estudada possui formato cruciforme, composta por pilar central, consolos, vigas em balanço, chumbadores duplos e armadura de continuidade que atravessa o pilar. As vigas são divididas em duas seções, sendo uma pré-moldada e a outra de concreto moldado no local. A Figura 1 apresenta o modelo 1 estudado por Kataoka et al. (2012) e que é tema deste trabalho.

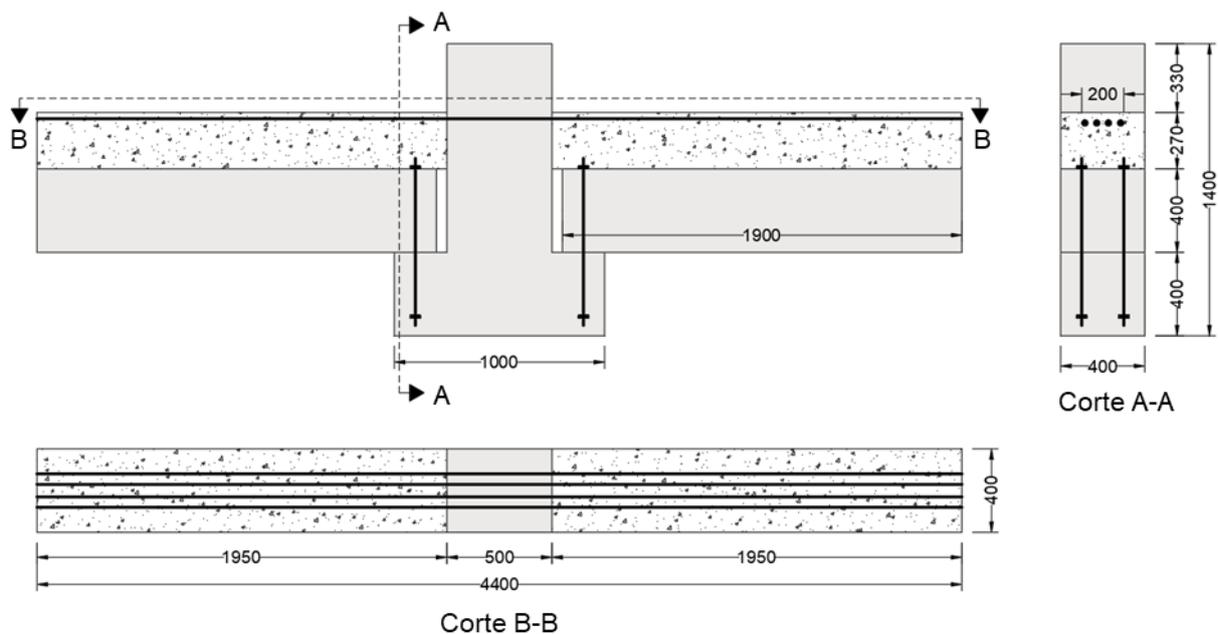


Figura 1 - Modelo experimental sem laje (Kataoka et al. (2012)).

O protótipo ensaiado possui 4,4 metros de comprimento e 1,4 metros de altura, composto por pilar central com seção transversal de 400mm x 500mm, consolos de 250mm x 400mm, dois chumbadores de 20mm em cada consolo, viga pré-moldada com seção transversal de 400mm x 400mm e viga moldada no local com seção transversal 400mm x 270mm. Ao todo são utilizadas quatro barras de continuidade de 16mm. A resistência à compressão do concreto utilizado é de 40MPa para as peças pré-moldadas (pilar e viga inferior) e 25,7MPa para o trecho da viga moldada no local.

O esquema de ensaio utilizado conta com três pórticos estruturais e três atuadores servo-hidráulicos. O pórtico central é responsável pela aplicação de um carregamento constante de 170kN para garantir a estabilização do modelo. Os outros dois são utilizados para aplicar o carregamento monotônico na extremidade das vigas, a uma distância de 1,7m da face do pilar, gerando momento fletor negativo na região da ligação.

Os instrumentos de medição utilizados foram posicionados de modo que fosse possível analisar o comportamento da ligação através da medição de deslocamentos, deformações e rotações. Para isso, foram utilizados transdutores de deslocamento (LVDT), extensômetros, inclinômetros e extensômetros de base removível (EBR). A Figura 2 apresenta o esquema de ensaio e a instrumentação utilizada no programa experimental.

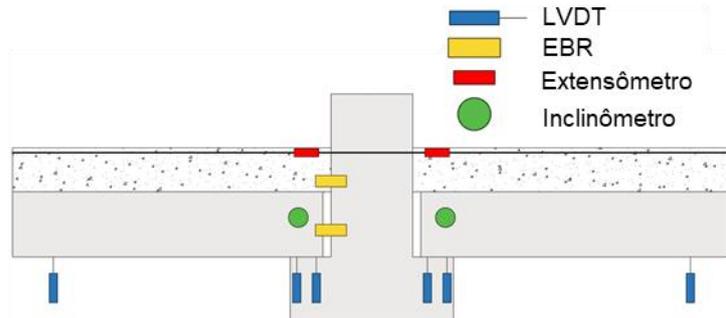


Figura 2 - Esquema de ensaio e instrumentação, respectivamente (Kataoka et al. (2012)).

3 Modelo tridimensional em elementos finitos

A análise numérica tem como finalidade criar um modelo numérico tridimensional que represente de modo satisfatório a ligação viga-pilar estudada por Kataoka et al. (2012), possibilitando a realização de uma análise paramétrica afim de extrapolar os resultados obtidos na análise experimental realizada em laboratório. Para esta finalidade, foi utilizado o *software* Midas FX+ nas etapas de pré e pós processamento e o *software* DIANA para a etapa de processamento, através da utilização do método dos elementos finitos.

3.1 Geometria

O primeiro passo da definição da geometria do modelo numérico foi a identificação dos planos de simetria do modelo físico. Conforme Figura 3, a ligação estudada neste trabalho apresenta simetria nos planos XZ e YZ. Desta forma, optou-se pela modelagem de apenas um quarto da ligação, reduzindo de maneira considerável o tempo de processamento e o custo computacional.

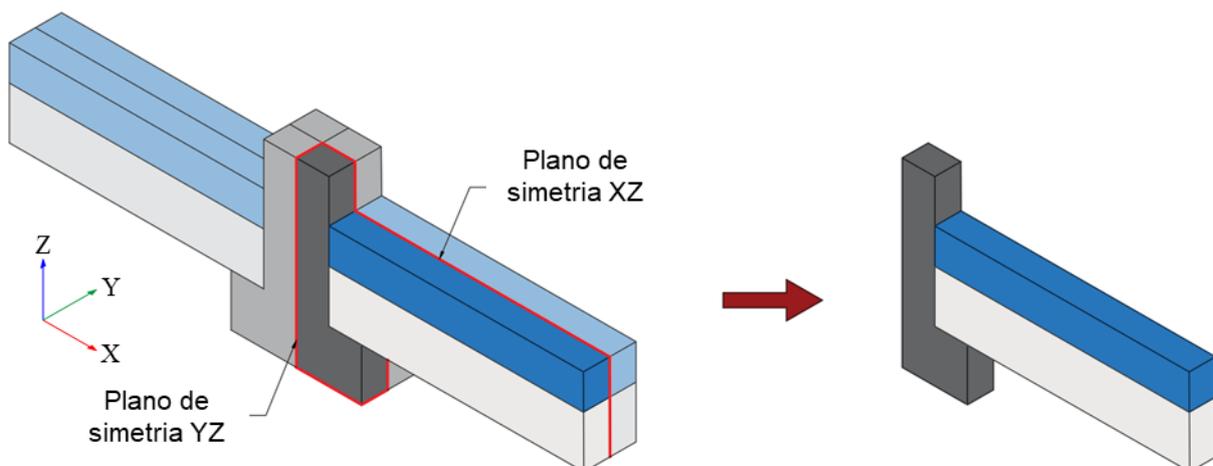


Figura 3 - Modelo final com duplas simetria (Os Autores).

Definidos os planos de simetria, teve início a construção do modelo com a definição do pilar/consolo, viga pré-moldada, viga moldada no local e, por último, as barras de aço que compõem o modelo, Figura 4.

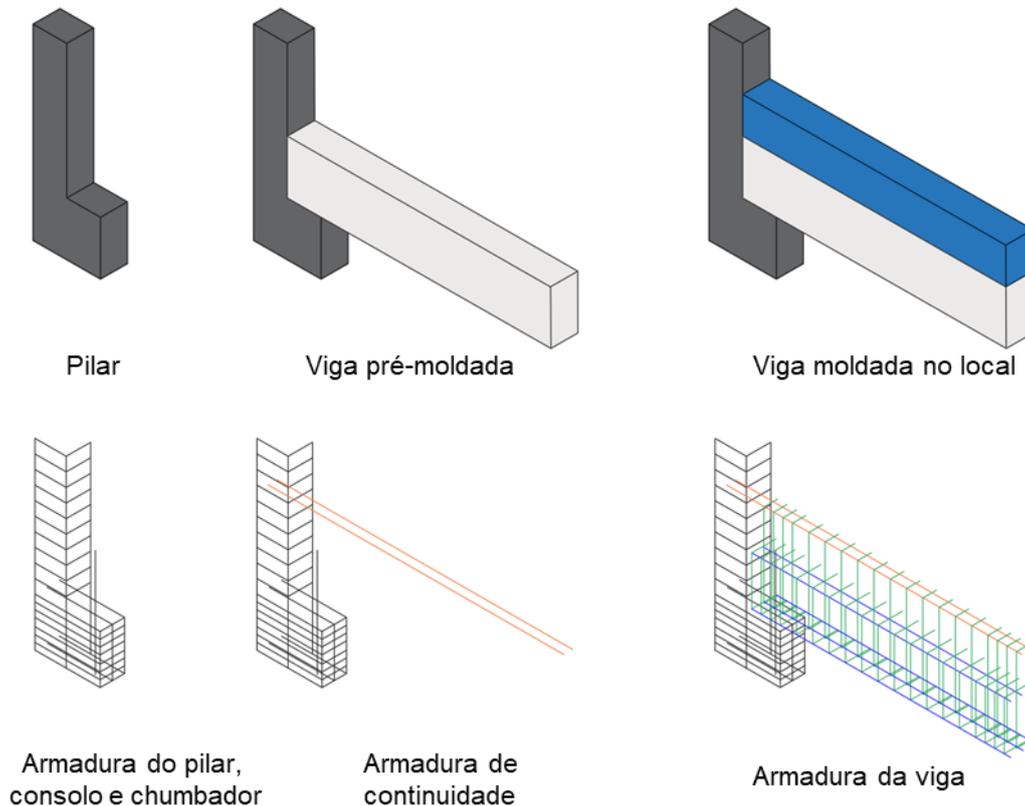


Figura 4 – Sequência de construção do modelo computacional (Os Autores).

3.2 Material

3.2.1 Propriedades

A resistência a compressão do concreto moldado no local foi determinada através de ensaio de compressão axial simples enquanto a resistência à compressão do concreto das peças pré-moldadas foi fornecida pelo fabricante. O módulo de elasticidade (E_{ci}) e a resistência à tração ($f_{ct,m}$) foram determinados com base na formulação apresentada na ABNT NBR 6118:2014. A energia de fratura à tração (G_f) foi calculada com base na CEB (1990). Já a energia de fratura à compressão (G_c) foi estimada como 50 vezes a energia de fratura à tração, conforme recomendação de Feenstra e Borst (1993). Para o aço CA-50 foi adotada resistência à tração de 550 MPa e módulo de elasticidade de 210000 MPa.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot (f_{ck})^{1/2} \quad \text{Equação (1)}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad \text{Equação (2)}$$

$$G_f = G_{f0} \cdot (f_{cm}/10)^{0,7} \quad \text{Equação (3)}$$

A Tabela 1 reúne todos os valores das propriedades dos materiais utilizados.

Tabela 1 - Propriedades dos materiais (Os Autores).

| Propriedade | Concreto pré-moldado | Concreto moldado no local | Barras de aço CA-50 |
|---|----------------------|---------------------------|---------------------|
| Módulo de elasticidade [MPa] | 35000 | 28000 | 210000 |
| Coefficiente de Poisson | 0.2 | 0.2 | 0.3 |
| Resistencia à tração [MPa] | 3.51 | 2.6 | - |
| Energia de fratura à tração [N.mm/mm ²] | 0.079 | 0.058 | - |
| Resistencia à compressão [MPa] | 40 | 25.7 | - |
| Energia de fratura à compressão [N.mm/mm ²] | 3.959 | 2.904 | - |
| Tensão de escoamento [MPa] | - | - | 550 |

3.2.2 Modelos constitutivos

- *Concreto*: para a representação do concreto foi utilizado um modelo para material quase-frágil. Para a representação do surgimento e propagação de fissuras no material, o software DIANA disponibiliza o *Total Strain Crack Models* ou modelo de fissuração de deformação total, onde a propagação da fissura pode seguir dois modelos: *Fixed* (fixo) ou *Rotating* (rotacional). Para este estudo adotou-se o modelo de propagação fixo. Além disso, adotou-se comportamento exponencial para o concreto à tração, comportamento parabólico para o concreto à compressão e fator de retenção ao cisalhamento (β) constante de 0,01.

- *Aço*: para os materiais metálicos adotou-se o critério de plastificação de Von Mises, indicado para materiais dúcteis. O comportamento adotado para o aço foi o elasto-plástico perfeito, onde a tensão máxima suportada pelo material é a tensão de escoamento.

- *Interface*: o software DIANA disponibiliza dois tipos de interfaces, a interface estrutural e a interface fluido-estrutura, sendo a primeira utilizada no modelo numérico criado para este estudo. Para as interfaces, adotou-se o modelo *Discrete Cracking* (fissuração discreta) e comportamento *Brittle* (frágil), onde a partir de determinada tensão o material para de resistir a novos esforços.

- *Reinforcement*: este modelo é uma ferramenta disponibilizada pelo software DIANA, comumente utilizado na representação de barras metálicas imersas em concreto. De modo simplificado, este artifício ocasiona um enrijecimento do elemento finito que ele cruza, garantindo uma representação satisfatória das barras de aço. No entanto, vale lembrar que o *reinforcement* não é um elemento finito, pois não apresenta graus de liberdade. Além disso, sua utilização implica na adoção de aderência perfeita entre os materiais, sendo nesta situação o concreto e o aço.

3.2.3 Elementos finitos

Para a representação do concreto do pilar, consolo, viga pré-moldada e moldada no local foi utilizado elemento finito sólido de estado plano de tensão do tipo HX24L. Este elemento apresenta aproximação linear, oitos nós e três graus de liberdade por nó. Para

as interfaces foi utilizado o elemento finito de aproximação linear do tipo Q24IF, composto por 4+4 nós e três graus de liberdade por nó.

3.2.4 Malha e condições de contorno

Após a realização de testes com dimensões variadas para a malha de elementos finitos, optou-se pela solução que apresentava menor tempo de processamento e boa representatividade do modelo experimental. Desta forma, definiu-se uma malha mais refinada para a região da ligação e uma malha mais grosseira para os trechos mais distantes. Na região da ligação foram adotados elementos finitos de 50mm. Ao todo, o modelo numérico criado possui 4348 elementos e 6799 nós. As interfaces foram definidas nas regiões pilar-viga, consolo-viga e viga-viga, cujos parâmetros são apresentados na Tabela 2. Além disso, utilizou-se do artifício de *link* rígido na região da aplicação do deslocamento, fazendo com que todos os nós da linha apresentassem o mesmo deslocamento na direção do eixo Z. A utilização do link rígido permitiu reduzir o tempo de processamento do modelo e a concentração de tensões no ponto de aplicação do deslocamento. A Figura 5 apresenta a malha aplicada no modelo numérico desenvolvido.

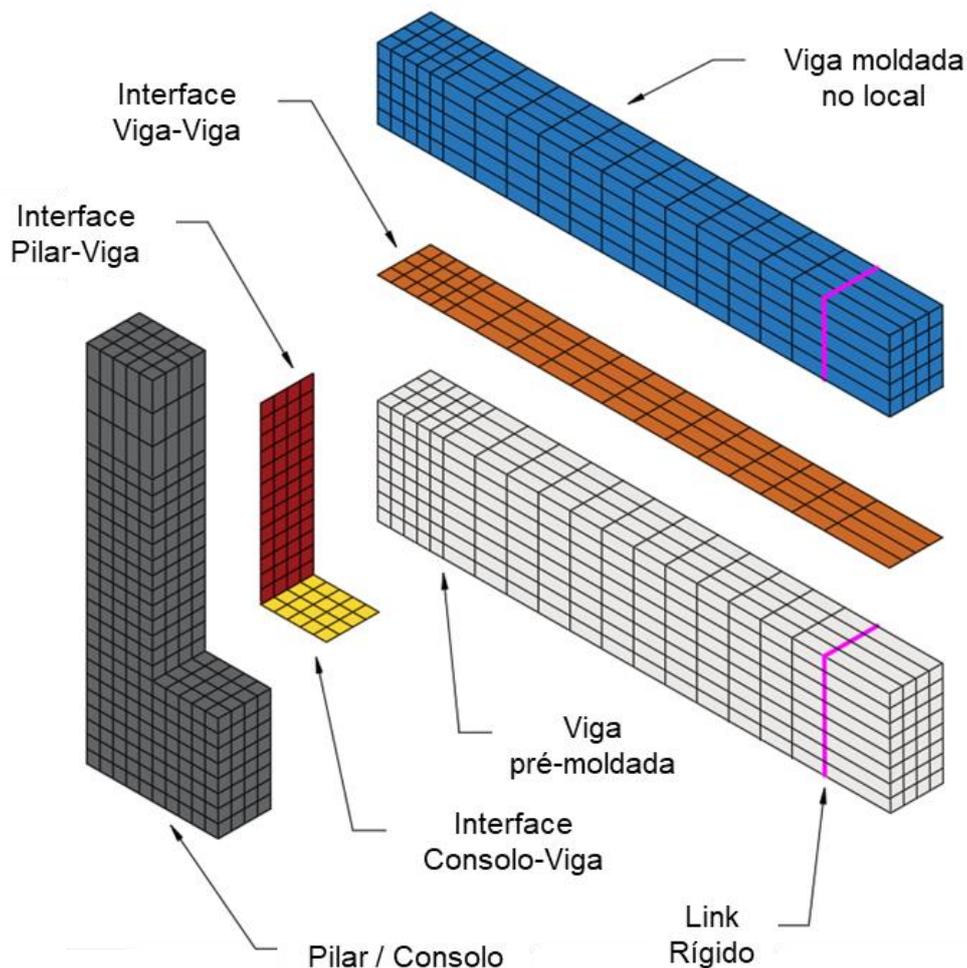


Figura 5 - Malha adotada para o modelo numérico (Os Autores).

Tabela 2 - Rigidez adotada para as interfaces do modelo (Os Autores).

| Parâmetro | Interface | | |
|-----------------------------|--------------|----------------|-------------|
| | Pilar - Viga | Consolo - Viga | Viga - Viga |
| Rigidez normal [MPa/mm] | 0.5 | 1 | 10000 |
| Rigidez tangencial [MPa/mm] | 1 | 10 | 10000 |

No que diz respeito as condições de contorno do modelo numérico, foi feita a restrição de deslocamento dos nós da base do modelo nos três eixos. Para o plano de simetria XZ foi realizado a restrição de deslocamento de todos os nós na direção Y, enquanto que no plano de simetria YZ foi restringido o deslocamento dos nós na direção X. No topo do pilar foi aplicado um carregamento distribuído constante de 170kN, utilizado para travamento e estabilização do modelo experimental. Neste modelo numérico, optou-se por trabalhar com imposição de deslocamento, aplicado a 1,70m da face do pilar. A Figura 6 apresenta um detalhamento das condições de contorno utilizadas.

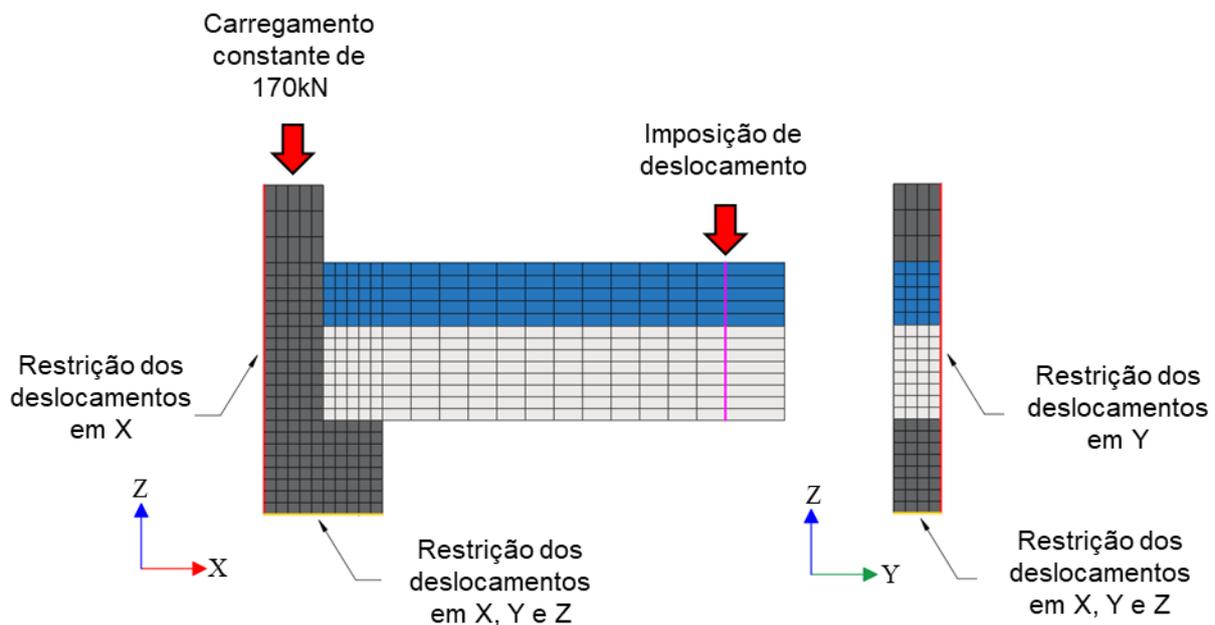


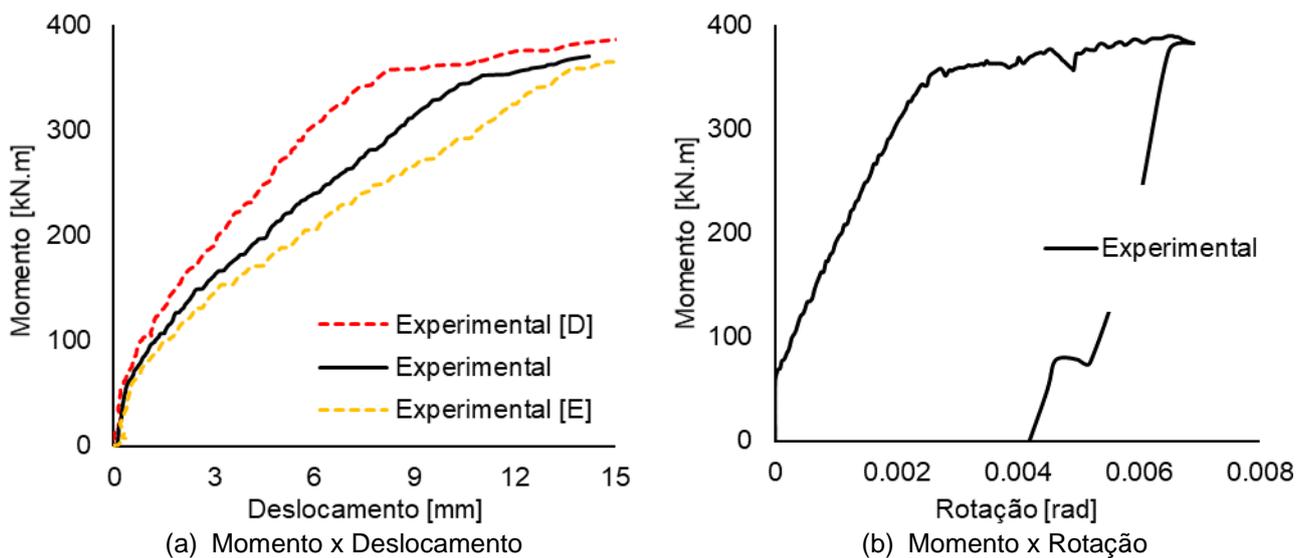
Figura 6 - Condições de contorno do modelo (Os Autores).

3.2.5 Processamento

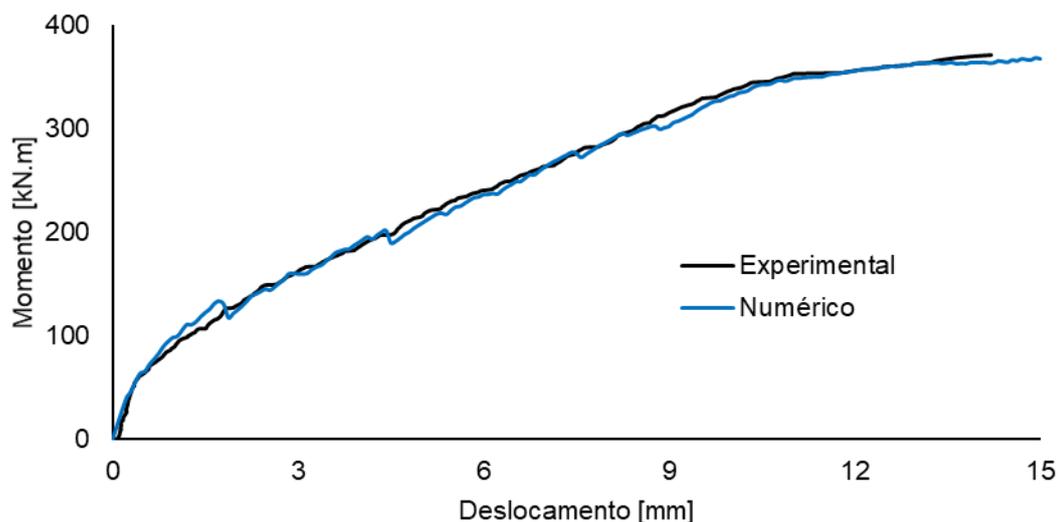
Para o processamento fez-se uso do modelo incremental de Quase-Newton com convergência em força. A tolerância adotada foi de 10^{-2} , pois após diversos testes apresentou resultados satisfatórios e bom tempo de processamento quando comparado a tolerâncias menores. Nas análises deste estudo, fez-se uso da ferramenta *Line Search*. A análise incremental foi feita com 200 passos de carga de 0,075mm, totalizando um deslocamento imposto de 15mm. O tempo total de processamento do modelo descrito foi de 54 minutos.

4 Validação do modelo

No intuito de verificar a representatividade do modelo numérico, tomou-se como referência os resultados experimentais obtidos por Kataoka et al. (2012), Figura 7. Para isso, foram comparados modo de falha, curvas momento x deslocamento e momento x rotação e o padrão de fissuração do modelo.



Adotando como referência a curva momento x deslocamento média, nota-se que o modelo numérico representa de maneira satisfatória o comportamento do modelo experimental, Figura 8. Além disso, o modelo numérico também representa o início da fissuração do concreto e o início da plastificação da armadura de continuidade, através da mudança da inclinação da curva, assim como o modelo experimental.



Deste mesmo modelo numérico também foi possível extrair a curva momento x rotação, Figura 9. Percebe-se que o modelo numérico apresentou comportamento menos rígido quando comparado com o modelo experimental. Nesta curva, também é possível identificar o início da fissuração do concreto e da plastificação da armadura de continuidade.

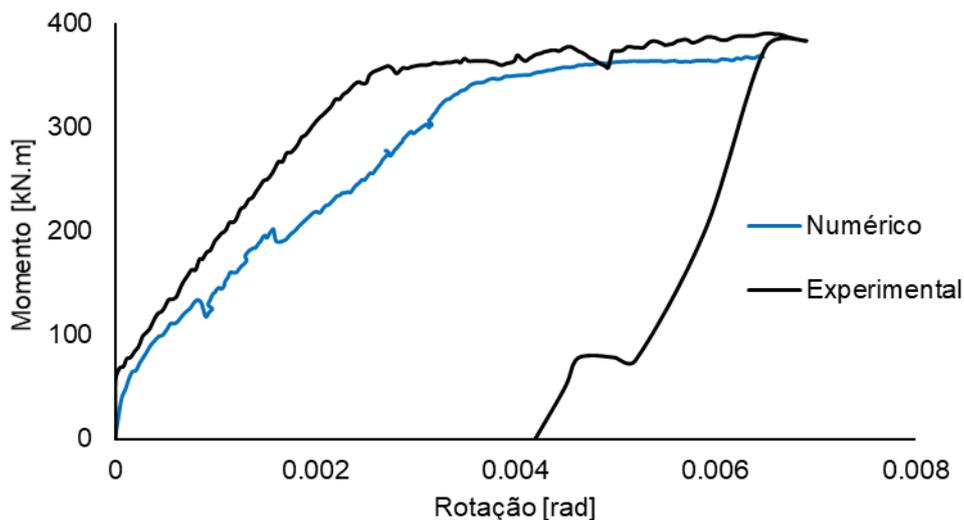


Figura 9 - Comparativo do modelo experimental e numérico (Os Autores).

A falha da ligação viga-pilar do modelo numérico, assim como no modelo experimental, ocorreu pela plastificação da armadura de continuidade que atravessa o pilar central, Figura 10. A plastificação destas barras ocorreu quando o modelo estava submetido a um momento fletor de 330kN.m, sendo obtida rigidez secante de 97613 kN.m/rad, 19% inferior ao modelo experimental. O momento fletor máximo resistido pelo modelo numérico foi de 369kN.m, próximo da média experimental que foi de 374kN.m. Ao final da análise incremental, observou-se que houve plastificação das barras do consolo, mas como estas não foram instrumentadas no programa de ensaio, não foi possível verificar seu comportamento.

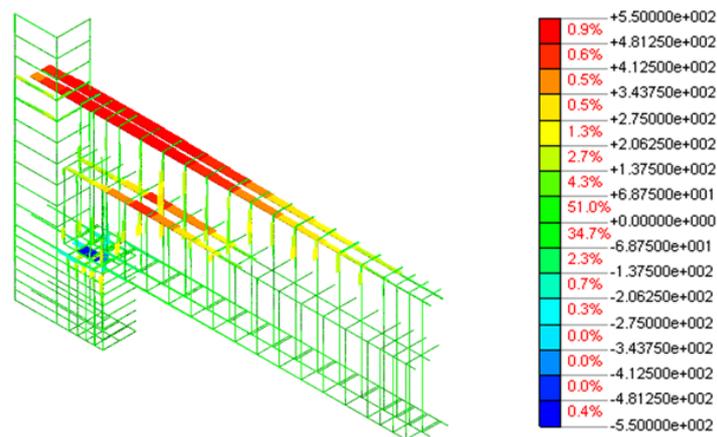


Figura 10 – Tensão, em MPa, nas barras de aço no último passo de carga (Os Autores).

Analisando as tensões principais obtidas da simulação numérica, nota-se que a tensão máxima de compressão atingida no modelo foi de 45MPa, superior a capacidade resistente do concreto utilizado (40MPa), indicando que houve o esmagamento desse material na região entre o consolo e a viga, Figura 11.

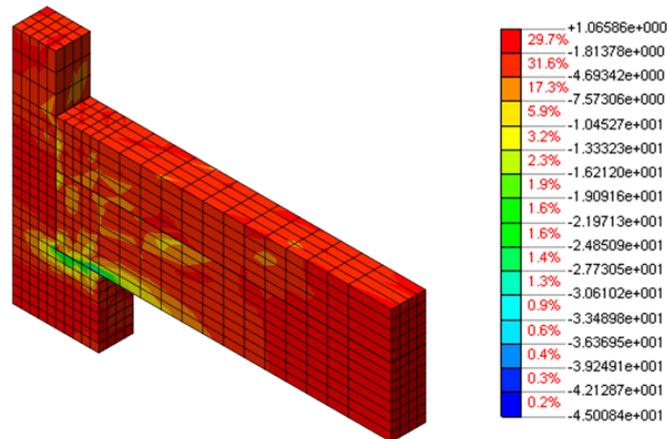


Figura 11 - Tensão principal, em MPa, do modelo numérico no último passo de carga (Os Autores).

Considerando o padrão de fissuração do concreto, notou-se que o modelo numérico representa de maneira satisfatória a propagação e a abertura de fissuras do modelo experimental, Figura 12. No passo de carga referente à 150kN, o modelo experimental apresentou abertura máxima de fissura de 0,65mm, enquanto que no modelo numérico a abertura de fissura na mesma região foi de 0,69mm, próximo do resultado experimental.

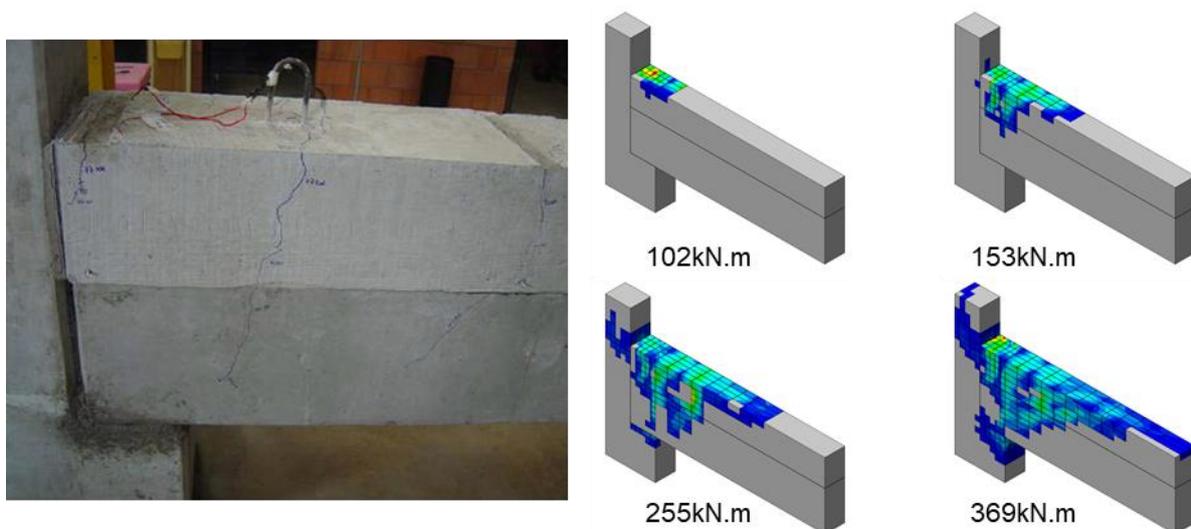


Figura 12 - Fissuração dos modelos experimental e numérico, respectivamente (Adaptado pelos Autores).

Por último, comparando as curvas momento x deformação da armadura de continuidade, Figura 13, percebeu-se uma semelhança nos resultados dos primeiros passos de carga e, à medida em que prosseguiu a análise incremental, tais valores vão se divergindo.

Acredita-se que tal variação seja consequência da consideração da aderência perfeita entre o aço e concreto no modelo numérico.

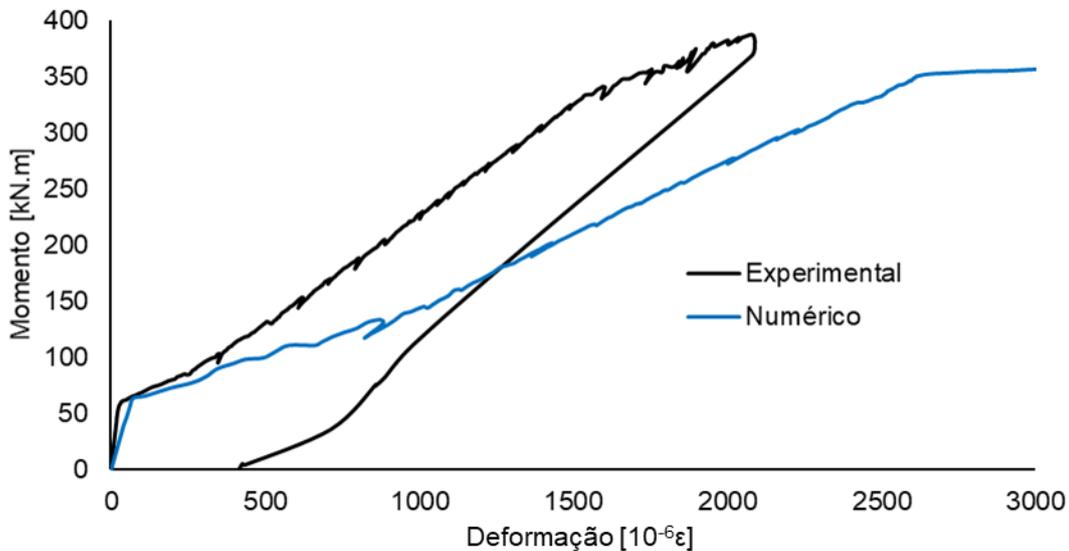


Figura 13 - Comparativo dos modelos experimental e numérico (Os Autores).

5 Estudo paramétrico

O estudo paramétrico foi realizado com o intuito de extrapolar os resultados obtidos no programa experimental e verificar como o modelo se comporta com tal variação. Neste trabalho, optou-se por realizar uma variação da resistência à compressão do concreto e da área de aço da armadura de continuidade, conforme Tabelas 3 e 4. As propriedades dos concretos utilizados foram calculadas conforme equações 1, 2 e 3 apresentadas anteriormente e as equações 4 e 5 para concreto com resistência à compressão superior a 50MPa. As propriedades do aço foram as mesmas utilizadas no modelo numérico de referência. Assim, foram realizadas 12 simulações adicionais.

Tabela 3 - Área de aço da armadura de continuidade utilizada na análise paramétrica (Os Autores).

| Diâmetro | 8mm | 10mm | 12.5mm | 20mm | 25mm | 32mm |
|--------------------------------|-----|------|--------|------|------|------|
| Área de aço [mm ²] | 200 | 314 | 492 | 1256 | 1964 | 3216 |

$$E_c = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot [(f_{ck}/10) + 1,25]^{1/3}$$

Equação (4)

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 f_{ck})$$

Equação (5)

Tabela 4 - Propriedades dos concretos utilizados na análise paramétrica (Os Autores).

| Propriedade | C30 | C40 | C50 | C60 | C70 | C80 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Módulo de elasticidade [MPa] | 31000 | 35000 | 40000 | 42000 | 43000 | 45000 |
| Resistencia à tração [MPa] | 2.90 | 3.51 | 4.07 | 4.30 | 4.59 | 4.84 |
| Energia de fratura à tração [N.mm/mm ²] | 0.065 | 0.079 | 0.093 | 0.105 | 0.117 | 0.129 |
| Resistencia à compressão [MPa] | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| Energia de fratura à compressão [N.mm/mm ²] | 3.237 | 3.959 | 4.628 | 5.258 | 5.857 | 6.431 |

5.1 Variação das propriedades do concreto moldado no local

Dos resultados obtidos da variação das propriedades do concreto moldado no local, Figura 14, observou-se que o momento fletor máximo do modelo não sofreu variação significativa ao passo em que aumentava a resistência do concreto. O momento fletor máximo variou entre 372kN.m a 383kN.m, uma variação máxima de 2,4%. Tais resultados já eram esperados, pois o trecho de concreto moldado no local está submetido somente à tração e, sendo assim, a mudança da classe resistente do concreto não causa mudanças significativas na resistência do modelo.

Comparando estes modelos é possível notar que a plastificação da armadura de continuidade se deu no mesmo nível de momento fletor do modelo numérico de referência, entre 326kN.m e 338kN.m. Desta forma, é possível afirmar que a capacidade resistente e a rigidez da ligação são governadas pela armadura de continuidade.

Outro ponto importante relativo à variação da classe de resistência do concreto é a variação do ponto de início de fissuração da viga. Conforme mencionado anteriormente, as curvas momento x deslocamento e momento x rotação deste modelo de ligação apresentam três trechos bem definidos. É possível observar na Figura 14 que o aumento da resistência do concreto moldado no local, tanto à tração quanto à compressão, fez com que a transição do primeiro para o segundo trecho, local onde se inicia o processo de fissuração do concreto, se desse com esforços superiores. Essa mudança se justifica devido ao aumento da resistência à tração do concreto moldado no local, que passa a resistir a maiores esforços antes que se inicie o processo de fissuração.

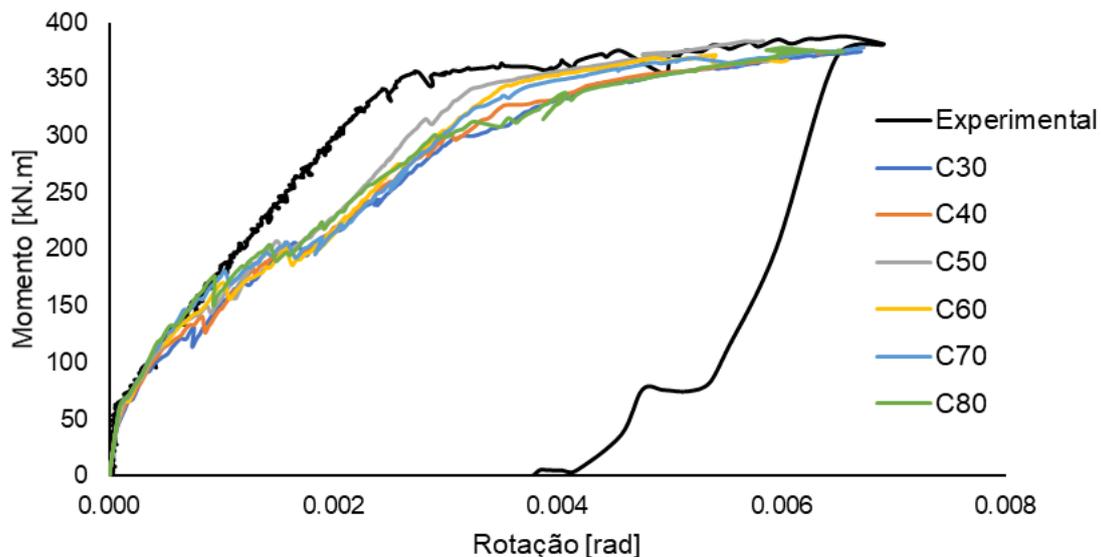


Figura 14 - Variação das propriedades do concreto moldado no local (Os Autores).

5.2 Variação da área de armadura de continuidade

Analisando primeiramente o momento fletor máximo obtido nas simulações, Figura 15, notou-se uma variação significativa deste parâmetro. O momento fletor máximo variou de 143kN.m a 596kN.m, nos modelos com barras de 8mm e 32mm, respectivamente, conforme Tabela 5. Neste ponto, percebeu-se que a alteração da área de aço da armadura de continuidade causou uma mudança mais significativa na capacidade resistente do modelo numérico da ligação.

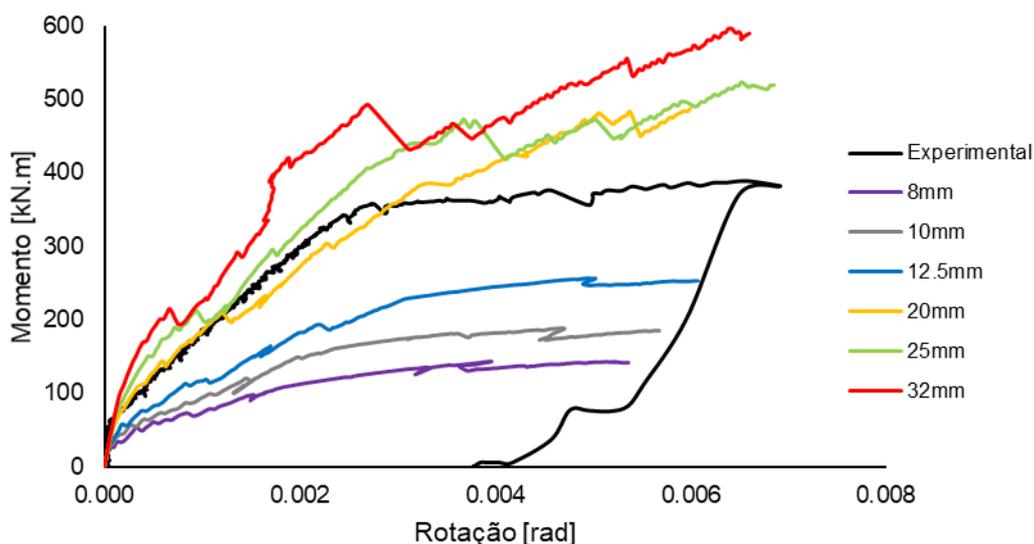


Figura 15 - Variação da área de aço da armadura de continuidade (Os Autores).

Tabela 5 - Variação do momento fletor máximo do modelo (Os Autores).

| Diâmetro | 8mm | 10mm | 12.5mm | 20mm | 25mm | 32mm |
|-----------------------|------------|-------------|---------------|-------------|-------------|-------------|
| Momento máximo [kN.m] | 143 | 187 | 257 | 486 | 524 | 596 |
| Variação | -62% | -50% | -31% | 30% | 40% | 59% |

Conforme o esperado, a redução do diâmetro da armadura de continuidade ocasionou uma redução da rigidez do modelo e do momento fletor máximo suportado pelo mesmo. Além disso, para estas situações, com barras de 8, 10 e 12,5mm, percebeu-se que há a formação do patamar na curva momento x rotação, onde o modelo já não suporta nenhum acréscimo de esforço.

Analisando o modelo numérico inicial, com armadura de continuidade de 16mm de diâmetro, percebeu-se que no instante onde ocorre a plastificação da armadura de continuidade, a armadura longitudinal do consolo está sujeita a uma tensão de compressão de 538MPa, próximo ao início da sua plastificação, Figura 16.

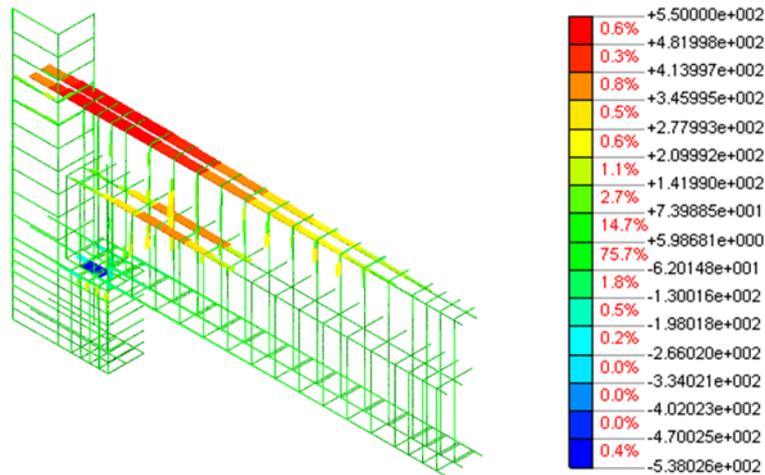


Figura 16 – Tensão, em MPa, nas barras de aço no momento da plastificação da armadura de continuidade (os Autores).

Da mecânica das estruturas, sabe-se que mantendo a tensão de escoamento constante e aumentando a área de uma barra, gera um aumento da força necessária para que tal barra comece a plastificar. Desta forma, a utilização de barras com 20, 25 e 32mm de diâmetro fez com que a armadura do consolo plastificasse antes da armadura de continuidade, alterando o modo de falha do modelo.

Além disso, vale ressaltar que ao final das simulações dos modelos com barras de 25 e 32mm, com deslocamento de 15mm, ainda não havia sido iniciada a plastificação da armadura de continuidade.

A ABNT NBR 9062:2017 permite, através de formulação teórica, calcular a rigidez secante da ligação estudada neste artigo através da equação 6. Os parâmetros k e L_{ed} , são fornecidos pela ABNT NBR 9062:2017 em virtude da tipologia de ligação viga-pilar utilizada e representam o coeficiente de ajustamento da rigidez secante e o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade, respectivamente, sendo este último calculado de acordo com a equação 7. Para a ligação estudada, tipologia 1, a referida norma sugere a adoção de $k = 0,75$.

Conforme apresentado na equação 7, o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade depende do parâmetro L_a , referente a distância da face do pilar ao centro de giro da ligação. Nesta tipologia, o centro de giro do apoio encontra-se no ponto onde está inserido o chumbador no consolo, obtendo L_a igual a 150 mm. O outro parâmetro da equação 7 é o diâmetro da armadura de continuidade da ligação.

$$R_{sec} = (k \cdot A_s \cdot E_s \cdot d^2) / (L_{ed}) \quad \text{Equação (6)}$$

$$L_{ed} = L_a + 25\varnothing \quad \text{Equação (7)}$$

Desta maneira, é possível comparar a rigidez secante dos modelos numéricos com diferentes áreas de aço da armadura de continuidade, obtidas através da curva momento x rotação, com a rigidez secante definida pela ABNT NBR 9062:2017, Tabela 6. A rigidez secante do modelo numérico de referência, com armadura de continuidade de 16mm de

diâmetro, foi 14% inferior à rigidez calculada com a equação 6. Para os demais modelos, nota-se que a rigidez secante obtida do modelo numérico também foi inferior à rigidez obtida com a equação 6, com diferença máxima de 32% na simulação com armadura de continuidade de 10mm.

Tabela 6 - Comparativo da rigidez secante dos modelos de ligação viga-pilar (Os Autores).

| Rigidez Secante | 8mm | 10mm | 12.5mm | 16mm | Experimental |
|-------------------------------|-------|-------|--------|--------|--------------|
| Numérico [kN.m/rad] | 21720 | 30434 | 48212 | 97613 | 120689 |
| ABNT NBR 9062:2017 [kN.m/rad] | 28316 | 44740 | 69658 | 113832 | 113832 |
| Diferença | -23% | -32% | -31% | -14% | 6% |

A variação dos resultados da Tabela 6, podem ser consequência dos valores dos parâmetros recomendados pela ABNT NBR 9062:2017 presentes nas equações 6 e 7. O primeiro ponto está relacionado com o parâmetro k , que é tido constante para a tipologia de ligação. O segundo ponto é o coeficiente 25 que compõem o parâmetro L_{ed} , no qual também estão incluídas as deformações por escorregamento entre aço e concreto. Desta forma, a consideração destes parâmetros pode ocasionar variações nos resultados obtidos, afetando a comparação entre as rigidezes dos modelos.

Vale ressaltar que este comparativo não foi realizado com os modelos com diâmetro da armadura de continuidade superior a 20mm, onde ocorreu alteração do modo de falha do modelo devido a plastificação da armadura longitudinal do consolo antes da plastificação da armadura de continuidade.

Analisando a equação 6, nota-se que a mesma não faz referência a nenhum dos parâmetros do concreto utilizado na ligação, ficando evidente que a armadura de continuidade governa a resistência e a rigidez desta tipologia de ligação, confirmando o que foi obtido na análise com a variação das propriedades do concreto moldado no local.

6 Considerações finais

No presente artigo, é proposto um modelo numérico tridimensional da ligação viga-pilar estudada por Kataoka et al. (2012). Com base nas simulações numéricas foi realizada uma análise paramétrica com o intuito de compreender melhor o comportamento dessa tipologia de ligação quando variados parâmetros como as propriedades do concreto moldado no local e a área de aço que constitui a armadura de continuidade. Através dos resultados obtidos nesta pesquisa foi possível concluir que:

- 1 – O modelo numérico proposto representa de modo satisfatório o comportamento da ligação estudada por Kataoka et al. (2012) quando comparado o padrão de fissuração e, principalmente, a relação momento x deslocamento, possibilitando a realização da análise paramétrica;
- 2 – A adoção da dupla simetria e do *link* rígido permitiu uma redução significativa do tempo de processamento do modelo, levando apenas 54 minutos, sem ocasionar prejuízos nos resultados obtidos pela análise;
- 3 – Em relação a análise paramétrica da variação das propriedades do concreto moldado no local, percebeu-se que não houve mudança significativa do momento fletor máximo



Anais do
62º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2020
Setembro / 2020



@ 2020 - IBRACON - ISSN 2175-8182

resistido pelo modelo, mostrando que a armadura de continuidade governa a capacidade resistente e a rigidez da ligação.

4 – Ainda em relação à análise paramétrica do concreto, notou-se que há um aumento do momento fletor necessário para o início da fissuração do concreto, caracterizada pela perda de rigidez entre o primeiro e segundo trecho da curva momento x deslocamento, à medida que aumenta a resistência à compressão e à tração do concreto moldado no local. Tal fato era esperado já que o concreto moldado no local se localizava na região tracionada da viga, possibilitando que a mesma resista a esforços de tração superiores antes do início do processo de fissuração;

5 – A variação da área de aço da armadura de continuidade alterou, de maneira mais significativa, o comportamento da ligação. Nos modelos com diâmetro de 8mm, 10mm e 12,5 mm é possível notar uma redução de até 62% do momento fletor máximo resistido pelo modelo;

6- Os modelos com armadura de continuidade de 20mm, 25mm e 32mm apresentaram um aumento de momento fletor máximo. No entanto, tal variação provocou uma mudança no modo de falha do modelo, que agora se deu pelo escoamento da armadura do consolo.

7- O modelo numérico apresentou rigidez secante de 97613 kN.m/rad, 19% inferior ao modelo experimental e 14% inferior a rigidez secante calculada com base na ABNT NBR 9062:2017. Comparando a rigidez secante dos modelos da análise paramétrica da área de aço da armadura de continuidade com a calculada segundo a ABNT NBR 9062:2017, nota-se que há uma variação de até 32% entres tais resultados. Tal variação pode ser consequência da recomendação de valores fixo da referida norma do parâmetro k e do coeficiente 25 do parâmetro L_{ed} para a tipologia de ligação estudada.



Anais do
62º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2020
Setembro / 2020



@ 2020 - IBRACON - ISSN 2175-8182

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

BALDISSERA, A. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. 148p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London, Thomas Telford, 1993.

DIANA FEA BV. (2019). **DIANA User's Manual** release 10.3. Delft, The Netherlands.

FEENSTRA, P.H., BORST, R. **Aspects of Robust Computational Modeling for Plain and Reinforced Concrete**. Heron, v. 38, 1993, n.04, Delft, Netherlands, p. 3–76.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 231p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

KATAOKA, M. N, FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto: Análise experimental**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, vol 5 (6), 848-873, 2012.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com ênfase ao estudo da deformação ao momento fletor**. 263p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.