



ANÁLISE COMPUTACIONAL DE CONSOLOS DE CONCRETO ARMADO DE ALTA RESISTÊNCIA

D.C.S.Carvalho

dani_carolini_@hotmail.com

F.P.Maués

Frederico.maués@itec.ufpa.br

L.S.Tapajós

luamim.tapajós@itec.ufpa.br

M.P.Ferreira

mpina@ufpa.br

Universidade Federal do Pará

Rua Augusto Corrêa, 01 - Guamá, CEP 66075-110, Belém-Pará, Brasil

Resumo. *Os consolos são elementos comuns em ligações no caso de estruturas pré-moldadas de concreto ou mistas em aço e concreto. Sua análise e dimensionamento são usualmente feitos usando-se métodos empíricos, uma vez que as hipóteses de Bernoulli não são válidas. Os atuais recursos computacionais são capazes de descrever adequadamente o comportamento de consolos. Desta forma, o presente artigo tem o objetivo de comparar os resultados computacionais de consolos de concreto armado de alta resistência e os ensaiados por Fattuhi e Hughes (1989), por meio de uma análise não linear pelo método dos elementos finitos, utilizando o software Midas FEA. O estudo se baseou em modelar quatro consolos de concreto armado para comparar o modo de ruptura, deslocamento, e a carga última dos consolos modelados com os ensaiados. Os resultados obtidos apontam que os comportamentos computacionais e os experimentais foram similares, pois apresentam deslocamento e carga teórica de ruptura com desvio-padrão de até 10% do experimental, e os modos de ruptura dos consolos verificados experimentalmente pelos autores foram iguais àqueles analisados numericamente. Desta forma, pode-se concluir que o modelo computacional estudado apresenta um comportamento adequado para simular o desempenho de um consolo de concreto armado de alta resistência.*

Palavras-chave: *Consolos, Elementos finitos, Fendilhamento, Cisalhamento*

Abstract. *Corbels are common elements in connections of precast concrete structures or mixed steel and concrete. Analysis and structural designs are usually made using empirical methods, since the hypothesis of Bernoulli are not valid. Some modern computational resources of structures are able to adequately describe the corbels' behavior. In this way, this article aims to compare the computational results of reinforced high strength concrete corbels and experimental results tested by Fattuhi and Hughes (1989), through a non-linear analysis by finite element method using the Midas FEA software. The study method was based on modelling four reinforced concrete corbels, then, was compared the numerical failure load and mode of the modelled corbels and the experimental results obtained from the cited literature. The results indicate the computational behavior and experimental test were similar, it is why they present theoretical failure load and displacement with efficiency factors not exceeding 10% of the experimental results, as well as, the failure modes of tested corbels were the same those analyzed computationally. It is able to conclude that the computational model presented in this paper shows appropriate behavior to simulate the performance of a reinforced high strength concrete corbel.*

Keywords: *Corbels, Finite Elements, Splitting, Shear*

1 INTRODUÇÃO

Os consolos de concreto armado são elementos que tem como função a transferência de cargas de elementos horizontais para verticais, sendo o seu uso mais comum em estruturas pré-moldadas, quando se apoiam às vigas nesses consolos, com o intuito de transferir às cargas para os pilares e por conseguinte para às fundações.

Apesar de existirem diversos ensaios experimentais para entender o comportamento dos consolos, é possível contribuir para o desenvolvimento do conhecimento acerca deste assunto por meio de análises teóricas e computacionais, que permitam investigar de forma mais detalhada determinados aspectos destes elementos, como os modos de ruptura e desenvolvimento das tensões principais no seu interior.

Além disso, este trabalho busca uma discussão acerca dos modos de ruptura por cisalhamento e fendilhamento apresentados por Fattuhi e Hughes (1989). A ruptura por cisalhamento ocorre com o desenvolvimento de uma série de fissuras inclinadas ao longo da interface pilar-consolo. A ligação destas múltiplas fissuras inclinadas formam um plano enfraquecido, seguido pelo deslizamento entre o consolo e a coluna, este tipo de ruína é mais comum em consolos com valores baixos de a/d (Canha et al., 2014). Esta razão entre o vão de cisalhamento (a) e a altura útil do consolo (d) é um parâmetro importante para análise e dimensionamento, uma vez que afeta os mecanismos de transferência de cisalhamento. A ruptura por fendilhamento apresenta uma única grande fissura diagonal em vez do padrão de múltiplas fissuras, para em seguida, ocorrer o colapso, que é mais frágil do que a ruína por cisalhamento. De acordo com Kriz e Raths (1965), o fendilhamento não ocorre com o uso adequado de armadura de costura, pois estas modificam a ruptura por um colapso de compressão-flexão mais dúctil.

Diante disto, este artigo tem o objetivo de investigar o comportamento de alguns consolos de concreto armado ensaiados pelos pesquisadores citados, por meio de análises não lineares utilizando o softwares de elementos finitos Midas FEA, com o intuito de comparar as respostas de carga última, carga x deslocamento e modos de ruptura. Além do mais, este trabalho também aponta uma revisão bibliográfica com teorias sobre os métodos mais utilizados para o dimensionamento de consolos, assim como possibilita uma discussão entre os resultados estimados pelas normas ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014), e EUROCODE 2 (2010) com os resultados computacionais e experimentais, a fim de verificar não só o comportamento dos elementos, mas também a segurança dos modelos propostos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Teoria dos Consolos

Os consolos de concreto armado se distinguem das vigas, uma vez que a teoria da flexão não pode ser aplicada a esses elementos, pois as tensões cisalhantes não podem ser desprezadas, assim como as seções planas não permanecem planas após o carregamento, mesmo considerando-se um material perfeitamente linear elástico e homogêneo, tudo isso devido ao vão ser muito pequeno quando comparado ao de uma viga, para o caso de consolos curtos.

A partir da distribuição de tensões no interior dos consolos de concreto, é possível perceber que a utilização ou não do chanfro parte mais do ponto de vista arquitetônico, uma

vez que seu comportamento mecânico pouco se diferencia por causa dessas mudanças, como verificado por Franz e Niedenhoff (1963) e exibido na Fig. 1, a partir de uma modelagem linear elástica por método dos elementos finitos.

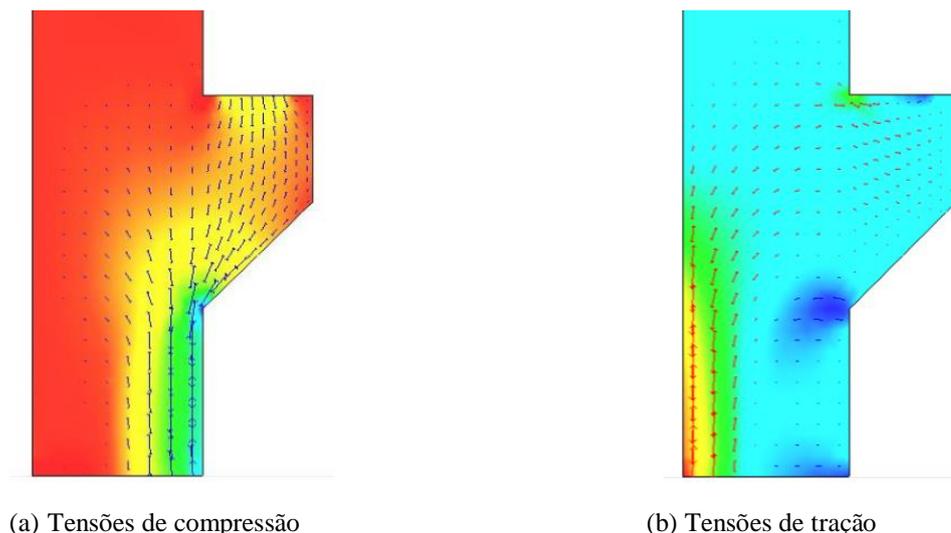


Figura 1 - Tensões principais de compressão e tração em consolos muito curtos

A partir da análise mostrada na Fig. 1, é possível entender o dimensionamento desse elemento estrutural. Verifica-se as tensões de compressão caminhando do ponto da aplicação da carga até o pilar, sendo que essas tensões cruzam a interface entre o consolo e o pilar, desta forma a verificação quanto ao corte nesta interface, ou esmagamento do concreto na biela de concreto é fundamental para que não ocorra uma ruptura brusca.

As tensões de tração apresentam-se com mais intensidade próximo à aplicação da carga, assim, como as normas recomendam, o tirante deve ser posicionado nesta região. Também verifica-se as tensões de tração agindo no centro do consolo, o que confirma a importância da utilização da armadura de costura, sendo o seu uso obrigatório em consolos de concreto, de forma a dar mais ductilidade às peças e evitar rupturas bruscas, além do que, estas armaduras aumentam a capacidade resistente do consolo, como evidenciado experimentalmente por Kriz e Raths (1963).

Quanto ao modo de ruptura, os consolos apresentam modos diferentes das vigas, conforme apresentados por Machado (1999) e ilustrados na Fig. 2.

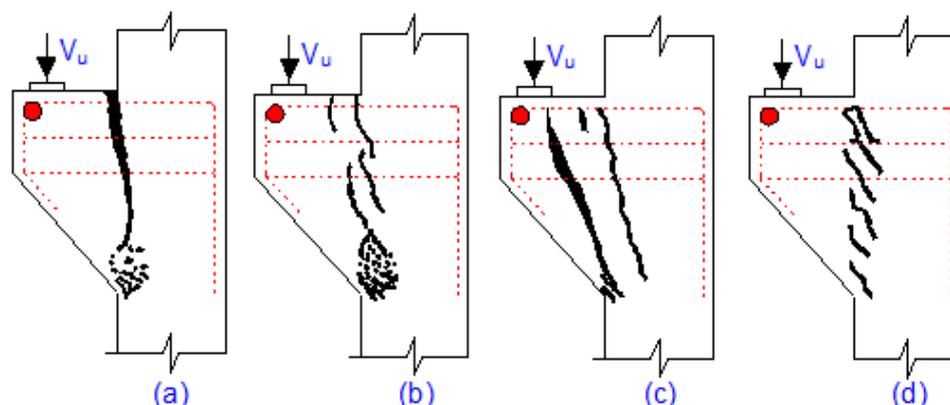


Figura 2 – Modos de ruptura dos consolos de concreto armado (Adaptado de MACHADO, 1999)

As Figuras 2.a, 2.b, 2.c e 2.d retratam os mecanismos básicos de ruptura dos consolos, sendo de tração na flexão, verificado em consolos com baixas taxas de armadura, compressão na flexão, quando se tem altas taxas de armadura, fendilhamento da biela quando se tem muita armadura principal e de costura e por cisalhamento, para consolos com baixas relações a/d e pouco armados, respectivamente.

2.2 Atrito-cisalhamento

A teoria do atrito cisalhamento foi primeiramente apresentada por Bikerland e Bikerland (1966) e ao longo do tempo recebeu contribuições de diversos autores. Essa teoria assume um mecanismo de transferência de cargas de cisalhamento na interface concreto-concreto, submetidas simultaneamente às forças de cisalhamento e compressão, governado apenas pelo atrito entre as duas faces, tendo um campo de aplicação para prever a resistência ao cisalhamento de diferentes tipos de interface concreto-concreto, como entre um elemento pré-moldado e outro moldado *in loco*, entre duas partes de um elemento moldado *in loco* em idades diferentes, entre um elemento existente e uma camada de reforço, entre duas partes de um elemento geradas por fissura e a interface entre um elemento e um consolo, que é o foco desse estudo.

Essa teoria é bastante aplicada aos consolos curtos por se considerar que o modo de ruptura prevalecente será o de corte puro na interface consolo-pilar, devido ao vão pequeno quando comparado ao todo da estrutura. Desta forma, a biela segue um fluxo mais curto e menos inclinada do que quando comparado com consolos com relações a/d maiores. As parcelas contribuintes para resistência da peça são o atrito devido ao engrenamento dos agregados, que surge quando aparecem as primeiras fissuras na interface consolo-pilar e o efeito pino, devido às armaduras perpendiculares ao plano de deslizamento.

A componente de adesão é originada pela união química entre as partículas de concreto das duas partes que se conectam na interface. Quando às tensões atuantes no concreto atingem um nível em que essa união química é desfeita e surgem as primeiras fissuras, as tensões cisalhantes passam a ser transferidas pelo contato entre os agregados presentes no concreto, conhecido como engrenamento dos agregados, se a interface é sujeita à compressão então a tensão de cisalhamento será transferida por atrito. De acordo com esse comportamento, uma parcela da resistência de peças submetidas ao cisalhamento é diretamente ligada ao tipo de concreto, leve ou convencional, rugosidade e resistência do mesmo.

Além da parcela contribuinte do concreto, também há a contribuição das armaduras, que serão solicitadas com o aumento dos deslocamentos relativos entre as partes de concreto, a armadura que atravessa a interface vai ser tracionada, dependendo do nível de tensões de tração, a armadura pode escoar, levando as peças a rupturas mais dúcteis. Devido ao deslizamento, as barras que atravessam a interface submetida ao cisalhamento também estarão submetidas a esses esforços, contribuindo para a resistência da peça e dificultando o afastamento das duas partes da estrutura, este fenômeno é conhecido como efeito pino e está diretamente ligado a sua área e tensão de escoamento. A Fig. 3 retrata o comportamento de um consolo muito curto submetido ao cisalhamento, com as devidas contribuições do concreto e do aço.

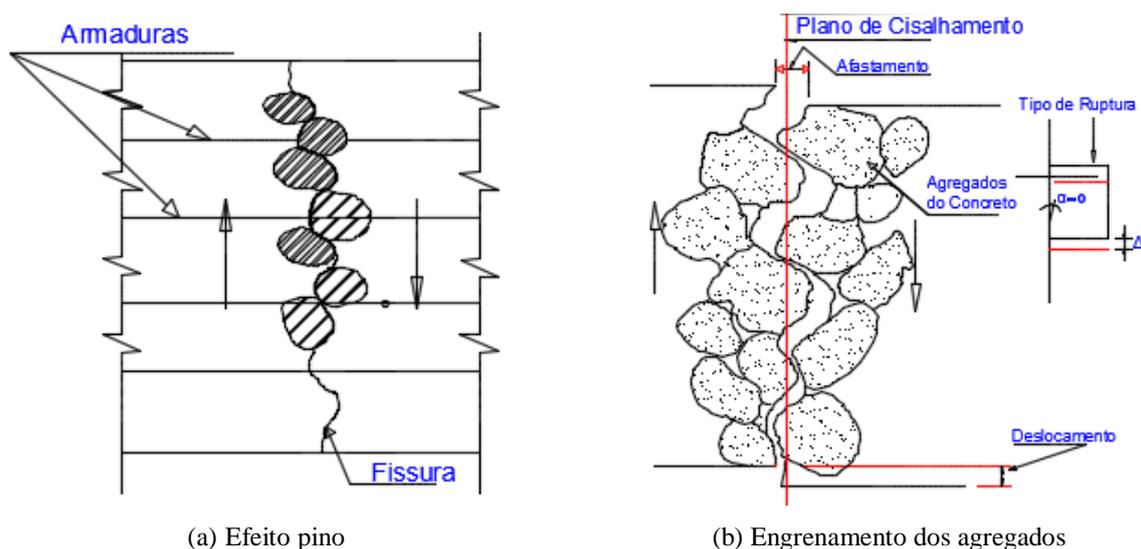


Figura 3 – Comportamento dos consolos segundo a teoria do Atrito-cisalhamento

Apesar de ser uma teoria desenvolvida há muito tempo e ter recebido diversas contribuições de diversos autores ao longo dos anos, a Teoria de Atrito-Cisalhamento ainda é um assunto muito abordado e de interesse internacional, motivando diversos estudos e publicações, como o trabalho publicado por Russo et al. (2006), que analisa um banco de dados com resultados experimentais em consolos de concreto armado realizado por diversos autores, propondo uma equação para estimar a resistência dos mesmos, assim como Santos e Júlio (2012), que realizaram o mesmo estudo, incluindo um estado da arte dessa teoria, destacando as contribuições dos autores para o desenvolvimento da mesma.

2.3 Método de Bielas e Tirantes

O Método de Bielas e Tirantes surgiu como uma nova metodologia de cálculo para as estruturas em que as hipóteses de Bernoulli não são válidas. Ele foi elaborado a partir da analogia da treliça proposta com base em experimentos realizados por Ritter e Mörsch, (1900), onde se tem o banzo superior da treliça como a parte comprimida de uma viga, resistida pelo concreto, o banzo inferior como as armaduras de flexão, as diagonais comprimidas como as bielas de concreto, que são delimitadas pelas fissuras admitindo-se um ângulo de 45° , e as diagonais tracionadas como os estribos, com ângulos entre 45° e 90° . Na prática este modelo de treliça conduz a determinação de uma quantidade exagerada de armadura transversal.

Diante disto Schlaich et al. (1987) propuseram o MBT como um método racional que idealiza e discretiza os campos de tensão em elementos de concreto armado e que permite a consideração de todos os tipos de carga simultaneamente: normal, cortante, momento e torção. O MBT se destaca como um dos métodos mais eficientes para a análise de estruturas onde o cisalhamento é crítico e simplifica a análise de estruturas complexas, representando seu comportamento através de modelos simples de treliça. Esse modelo não apresenta uma solução única, porém existem parâmetros e técnicas que ajudam a escolher o modelo mais adequado.

Neste método idealiza-se os campos de tensão de compressão como bielas, os tirantes representam o fluxo de tensões de tração ou regiões que apresentam armaduras e os nós

representam as zonas onde as bielas e tirantes se encontram, para as regiões descontínuas. O raciocínio apresentado pode ser ilustrado na Fig. 4.

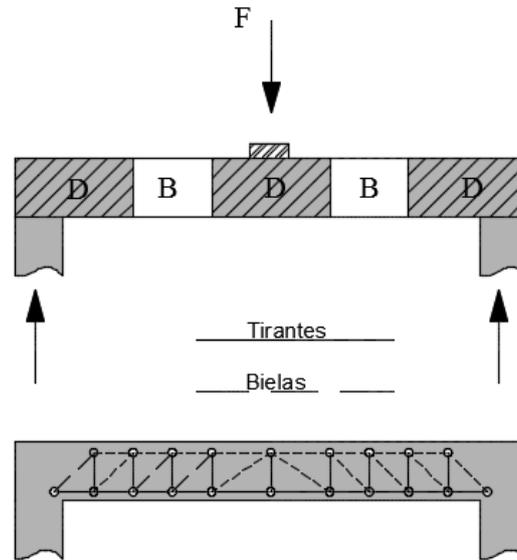
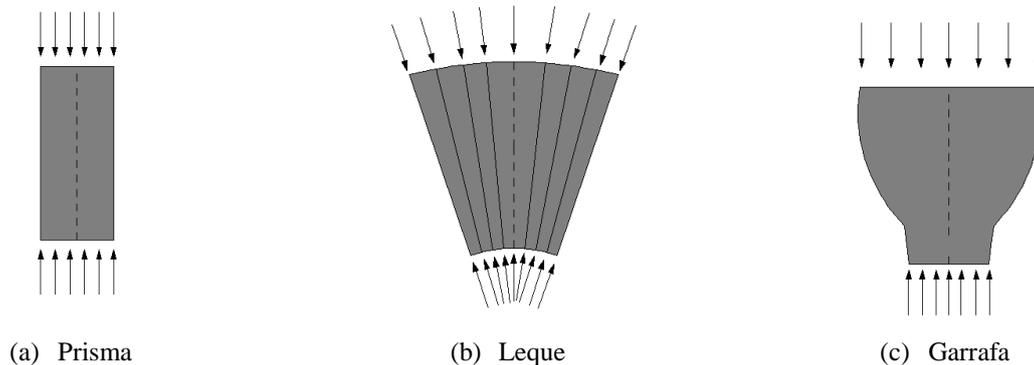


Figura 4 – Representação do MBT a partir da analogia da treliça.

Schlaich et al. (1987) ainda apresentaram três tipos diferentes de bielas: as prismáticas, Fig. 5.a, que são zonas onde ocorre somente compressão, nessas bielas o concreto tem o seu rendimento máximo por só haver estado de compressão, as bielas leques, Fig. 5.b, e as garrafas, Fig. 5.c, onde o concreto tem menos eficiência, devido ao fato de que aparecem tensões de compressão em planos diferentes, submetendo o concreto a tensões de tração, sendo as resistências dessas bielas parâmetros para dimensionamento ou análise de elementos como os consolos de concreto armado.



(a) Prisma

(b) Leque

(c) Garrafa

Figura 5 – Tipos de bielas

Além da necessidade de verificação das bielas e dos tirantes, as regiões nodais também necessitam ser verificadas, onde essas regiões devem estar em equilíbrio para satisfazer as condições da treliça assumida e precisam suportar as cargas que ali atuam. Os nós podem ser classificados de acordo com os esforços neles atuante: CCC quando só confluem bielas nos mesmos, CCT quando há presença de pelo menos um tirante e CTT quando só há uma biela, dessa forma nos nós CCC o concreto apresenta maior eficiência e menos nos CTT, conforme visto na Fig. 6.

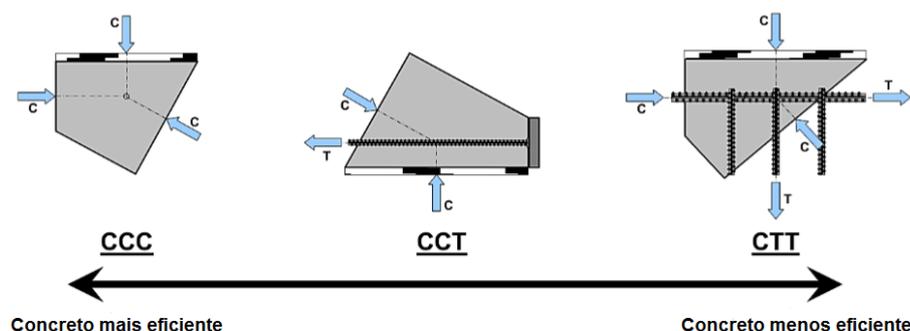


Figura 6 – Tipos de nós (Adaptado de Williams et al., 2012)

3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

3.1 ABNT NBR 6118 (2014)

A NBR 6118 (2014) recomenda que o dimensionamento de consolos curtos, com relação a/d entre 0,5 e 1, seja feito baseado no Método de Bielas e Tirantes, sendo que as resistências das bielas são dadas pelas Eq. (1), (2) e (3).

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{ck} \quad (1)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \alpha_{v2} f_{ck} \quad (2)$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{ck} \quad (3)$$

Onde f_{cd1} equivale a resistência das bielas onde só confluem tensões de compressão, ou seja, bielas do tipo prismática; f_{cd2} corresponde à resistência das bielas onde há mais de um tirante atravessado, bielas leques, e f_{cd3} é a resistência de bielas atravessadas por apenas um tirante, bielas garrafas se adequam a essa configuração. O termo α_{v2} é fornecido pela Eq. (4).

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (4)$$

A norma brasileira também estima resistência para as regiões nodais sendo as equações 1, 2 e 3 equivalentes aos nós do tipo CCC, CTT e CCT respectivamente. O modelo recomendado para o dimensionamento de consolos curtos é o apresentado na Fig. 7.

Da Fig. 7 é possível estimar a carga de ruptura do consolo pela resistência do tirante, da biela ou do nó de aplicação da carga, sendo que estes dois últimos modos de ruptura devem ser evitados por apresentarem comportamento frágil, além disso, é necessária a verificação do cisalhamento na interface consolo-pilar. A Eq. (5) estima a resistência do consolo limitada pela ruptura da biela e a Eq. (6) pelo escoamento do tirante, sob carregamento vertical somente.

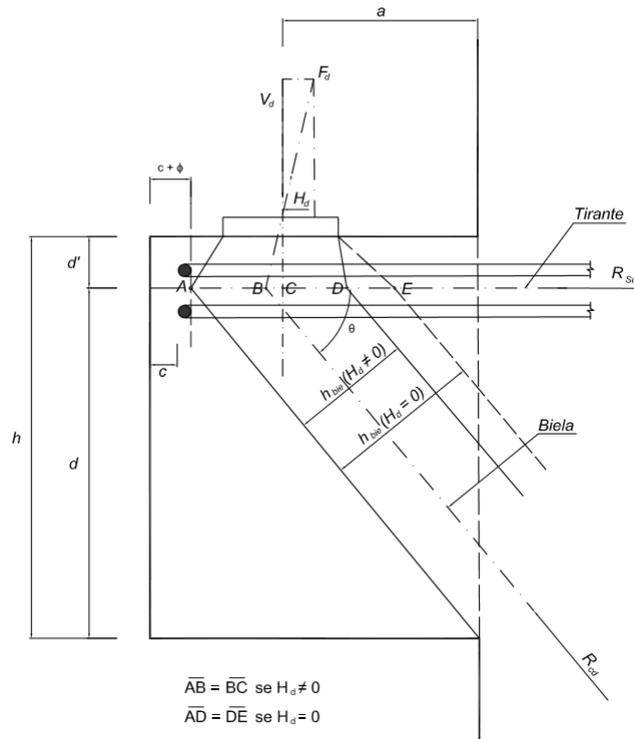


Figura 7 – Modelo de Bielas e Tirantes para consolos curtos (ABNT NBR 6118, 2014)

$$V = R_c \text{sen}\theta \quad (5)$$

$$V = A_s R_s \text{tg}\theta \quad (6)$$

R_c e R_s são as reações do concreto e aço respectivamente, conforme a Fig. 7, A_s a área de aço do tirante e o ângulo θ conforme a Fig. 7, limitado a 45° pela ABNT NBR 6118 (2014). A biela apresentada nesse modelo é do tipo garrafa, desta forma sua resistência máxima pode ser estimada pela Eq. (3) e a reação do aço pode ser estimada pelo produto entre a área e a tensão de escoamento.

Além da verificação das bielas, tirantes e nós, é necessária a verificação da resistência ao cisalhamento na interface consolo-pilar, cuja ABNT NBR 6118 (2014) recomenda o uso das estimativas da ABNT NBR 9062 (2006), conforme Eq. (7), (8) e (9).

$$V_{R,c} = bd (3 + 0,9\rho f_{ys}) \quad (7)$$

$$V_{R,c} = bd 0,3 f_{ck} \quad (8)$$

$$V_{R,c} = 6bd \quad (9)$$

Dentre as Eq. (7), (8) e (9). utiliza-se a menor resistência como limite, sendo b a espessura do consolo, d a altura útil, ρ a taxa geométrica de armadura e f_{ys} a tensão de escoamento do aço, limitada a 500 MPa.

3.2 ACI 318 (2014)

A resistência ao cisalhamento de consolos de concreto armado com relação a/d menor que 1 pode ser verificada pela Teoria de Atrito-cisalhamento segundo o ACI 318 (2014), de acordo com a Eq. (10).

$$V_{R,c} = A_s f_{ys} (\mu \text{ seno } \alpha + \text{cosseno } \alpha) \quad (10)$$

Onde A_s é a área de aço do tirante e o ângulo α é medido entre o eixo desse tirante e o eixo do plano de cisalhamento. A recomendação americana limita a tensão de escoamento do aço em 420 MPa, assim como a resistência do consolo para que ele não seja muito armado e evite rupturas bruscas, essas limitações são feitas pelas Eq. (11), (12) e (13).

$$V_{R,c} = (0,2 - 0,07a/d) f_{ck} bd \quad (11)$$

$$V_{R,c} = (5,5 - 1,9a/d) bd \quad (12)$$

$$V_{R,c} = 11 bd \quad (13)$$

3.3 Eurocode 2 (2010)

A norma europeia recomenda para verificação da resistência última de consolos de concreto armado com relação a/d menor que 2 a utilização de sua equação geral para cisalhamento em vigas e punção em lajes, essa estimativa é representada na Eq. (14).

$$V_{R,c} = \left[C_{R,c} K (100 \rho f'_c)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{2d}{a_v} \right) + 0,15 \sigma_{cp} \right] bd \leq 0,5 bd v f_{ck} \quad (14)$$

O coeficiente $C_{R,c}$ equivale a 0,18, k é a parcela referente ao efeito de escala obtida pela Eq. (15), O EC 2 também impõe limitações às armaduras, porém não como nas normas brasileira e americana que o fazem pela tensão de escoamento do aço, e sim pela taxa de armadura, que não pode ultrapassar 2%, a_v é a distância da face do pilar para a face mais próxima da placa de aplicação da carga, σ_{cp} é a tensão equivalente quando o elemento é protendido e o coeficiente v é fornecido pela Eq. (16).

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (15)$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (16)$$

4 METODOLOGIA

A metodologia deste artigo se baseia na modelagem computacional de alguns consolos ensaiados por Fattuhi e Hughes (1989), com o objetivo de comparar o comportamento, resistência e modo de ruptura de cada exemplar modelado com os resultados experimentais apresentados pelos autores citados. A modelagem se deu por análise não linear, com auxílio do software Midas FEA.

4.1 FATTUHI e HUGHES

Os consolos utilizados nesse artigo foram ensaiados por Fattuhi e Hughes (1989), o estudo consistiu em ensaiar 14 consolos de 150 x 150 x 200 mm, exemplificado na Fig. 8, sendo dois reforçados somente com armadura principal, quatro reforçados com armadura principal e estribos (armadura de costura), seis constituídos de armadura principal e de fibras de aço, e dois consolos de concreto sem armadura.

A escolha dos modelos a serem utilizados neste estudo se deu pela necessidade de escolher os melhores parâmetros para representar a resposta do concreto nas modelagens computacionais, portanto, modelou-se os consolos que não possuíam armadura, podendo avaliar quais parâmetros mais influenciavam em relação ao concreto no comportamento dos consolos. Após isso, escolheu-se outros quatro consolos, sendo que dois romperam por cisalhamento e dois por fendilhamento, com o intuito de verificar as diferenças nos modos de ruptura, bem como dois deles possuíam armadura de costura e dois não.

Tabela 1. Dados dos consolos de Fattuhi e Hughes (1989)

Nome	a/d	A_{st}	A_{ss}	C_{st} (mm)	C_{ss} (mm)	f_c (MPa)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Modo de ruptura
T1	0,85	2x10 mm	-----	45	-----	50,2	93,2	3,00	Fendilhamento
T2	0,71	2x10 mm	1x10 mm	24	74	50,2	145,8	5,92	Cisalhamento
T6	0,65	2x12 mm	-----	13	-----	52,5	136,3	4,29	Fendilhamento
T7	0,70	2x12 mm	1x10 mm	22	70	48,1	156,6	4,17	Cisalhamento

Os parâmetros utilizados por Fattuhi e Hughes (1989) estão ilustrados na Fig. 8, os quais se destacam: relação entre a distância de aplicação da carga e a profundidade efetiva (a/d), altura do consolo, comprimento do consolo, profundidade do consolo (p). Além destes, outros parâmetros necessários para a modelagem são citados pelos autores na Tabela 1, tais como: armadura principal (A_{st}), armadura de costura (A_{ss}), cobrimento da armadura principal (C_{st}) e cobrimento da armadura de costura (C_{ss}), resistência à compressão do concreto (f_c), carga última (P_u), deslocamento de ruptura (δ_u). Por fim, dois diâmetros de aço foram utilizados no experimento, de 10 e 12 mm, com respectivamente, 558 MPa e 491 MPa como tensão de escoamento do aço.

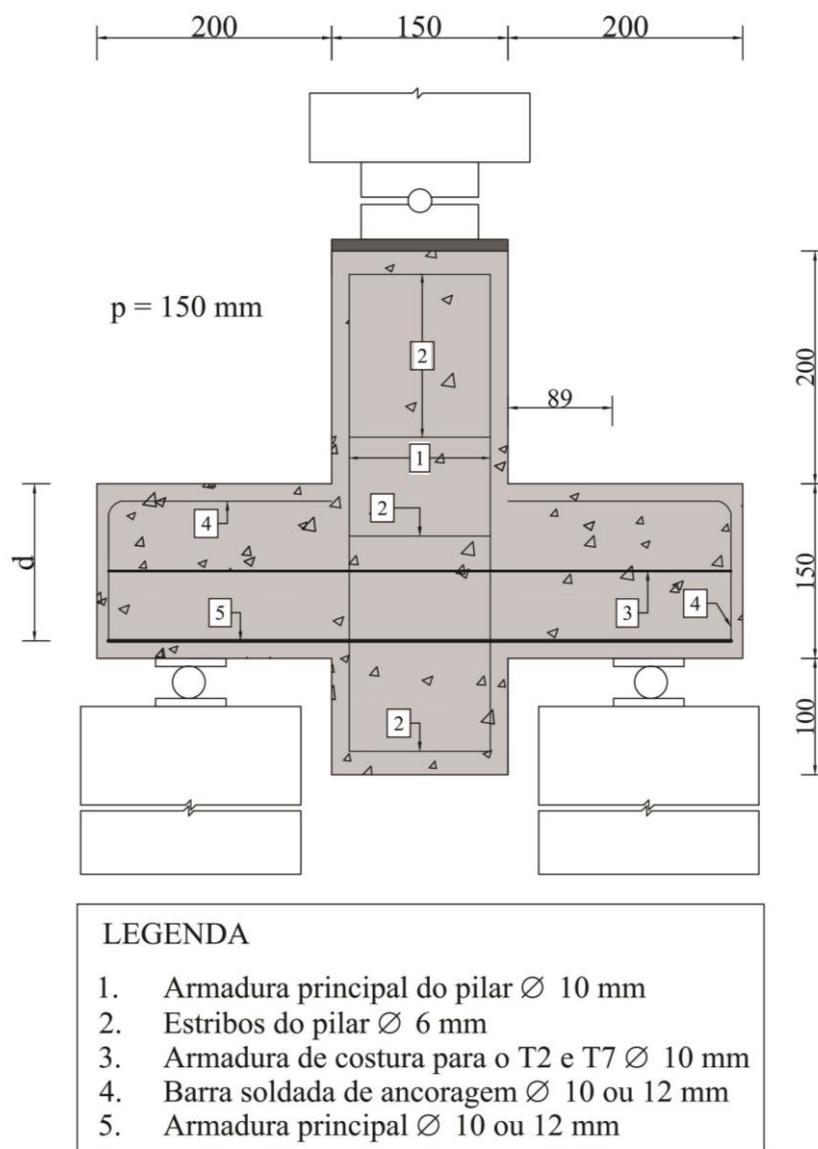


Figura 8. Forma e composição do consolo de Fattuhi e Hughes (1989)

4.2 Análise Computacional

O estudo computacional teve como base o realizado por Canha *et al.* (2014), que realizou uma série de modelagens de consolos de concreto armado de diversos autores, sendo que a modelagem se baseava em analisar apenas um dos lados simétricos dos consolos, com o intuito de otimizar o tempo de processo do software, bem como na modelagem o consolo é analisado de forma invertida do programa experimental, uma vez que os ensaios são realizados com as peças de cabeça para baixo. Além disso, foi adicionada uma elevação na área onde a carga é aplicada, com o intuito de diminuir as concentrações de tensões e evitar a ruptura próxima ao local de aplicação da força.

O Midas FEA foi o software que auxiliou esta análise não-linear da estrutura de concreto. Para isto, o modelo foi concebido como elemento “shell”, o modo de ruptura do concreto utilizado foi *Total strain crack* e o tipo *von Mises* foi aplicado para análise estática não-linear do material aço. O modelo *Total Strain Crack* descreve os comportamentos de tração e compressão do concreto com uma relação tensão-deformação, quando se utiliza este modelo, precisa-se inserir as propriedades básicas: coeficiente de Poisson, módulo de Elasticidade; em seguida, define-se as propriedades que descrevem o comportamento de compressão, tensão e cisalhamento. O critério de falha de von Mises indica que o escoamento de um material sólido inicia quando o segundo invariante deviatório de tensão atinge um valor crítico; nesse modelo foi inserido os parâmetros básicos que já foram mencionados, além do valor de tensão de escoamento do aço.

A malha utilizada para esta modelagem, foi aplicada tanto na aba do consolo, quanto na coluna de sustentação, sendo predominante malhas com elementos quadrilaterais de 12,5 x 10,5 mm a 12,5 x 13,7 mm para a região da aba e elementos de 12,5 x 12,5 mm para a região do pilar. Além disso, o número de malhas variou entre 11 e 14 para cada consolo. A Fig. 9 demonstra as diferentes malhas do consolo T2, com a indicação de suas dimensões, e as armaduras utilizadas.

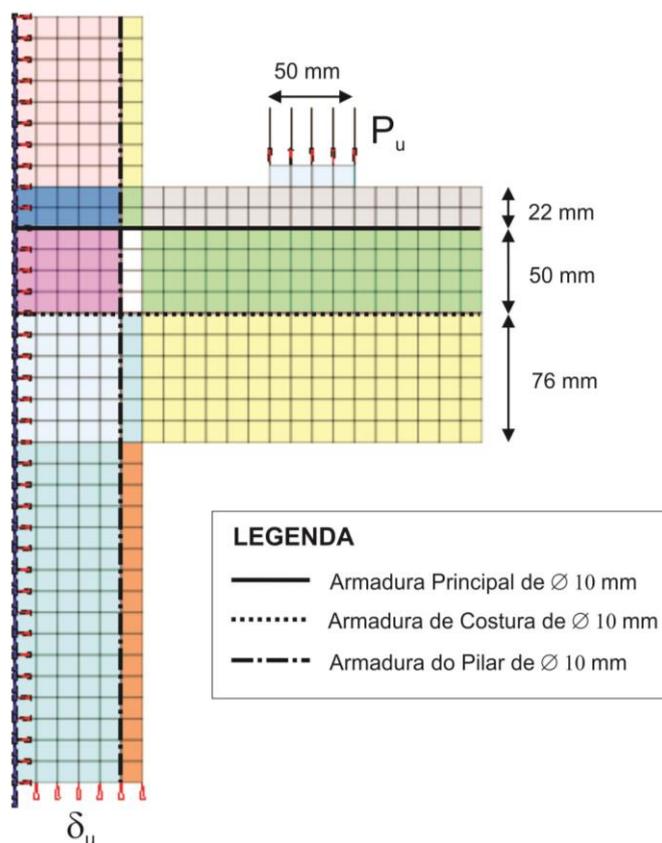


Figura 9. Exemplo das malhas constituintes do consolo T2

As propriedades utilizadas no modelo foram baseadas em análises paramétricas, com o objetivo de encontrar as mais adequadas variáveis, e conseqüentemente o melhor resultado carga x deslocamento. A Tabela 2 resume os parâmetros utilizados para o concreto com seus respectivos métodos. Os parâmetros necessários para o aço são o coeficiente de Poisson que foi obtido pela análise paramétrica, sendo 0,3 o valor mais adequado encontrado, e o módulo de elasticidade que foi baseado na ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 2. Resumo dos parâmetros utilizados para o concreto

Parâmetro	Fórmula
Módulo de elasticidade (MPa)	$E_C = \frac{5}{3} \times \frac{f_c}{\varepsilon_{cu}}$ ^a
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,15$ ^b
Crack model	Fixed
Stiffness	Secant
Lateral crack effect	Vecchio and Collins
Função de tração	Exponencial
Resistência à tração (MPa)	$f_{ct,inf} = 0,3 \times f_{ct,m}$ ^c onde, $f_{ct,m} = 0,3 \times f_c^{2/3}$ $G_f = G_{F0} \times \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0,7}$ ^d
Energia de fratura (N.mm)	onde, $f_{cm} = f_c + 8$ $f_{cm0} = 10$ $G_{F0} = 0,0259$
Função de compressão	Parabólica
Energia de fratura (N.mm)	$G_c = 10$
Função de cisalhamento	Constante
Fator de retenção de cisalhamento	$\beta = 0,15$ ^e

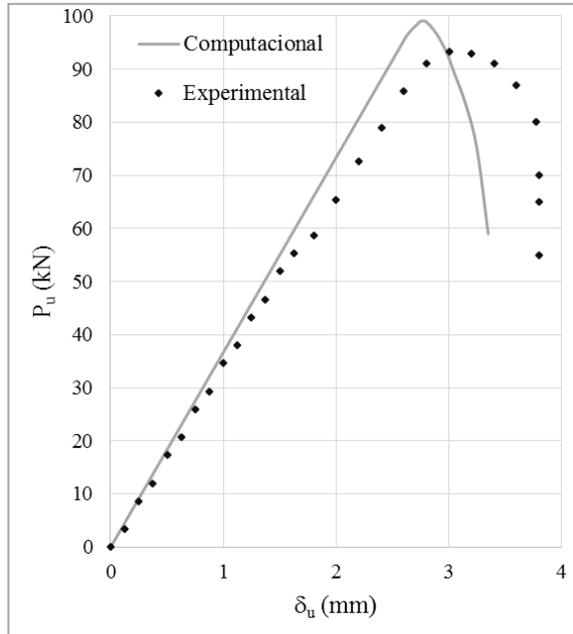
^a: Segundo Feenstra (1993)
^b: Análise paramétrica variando de 0,15 a 0,20
^c: CEB-FIP Model Code 2010 (2012)
^d: CEB-FIP Model Code 1990 (1993)
^e: Segundo ROTS (1988)

5 RESULTADOS

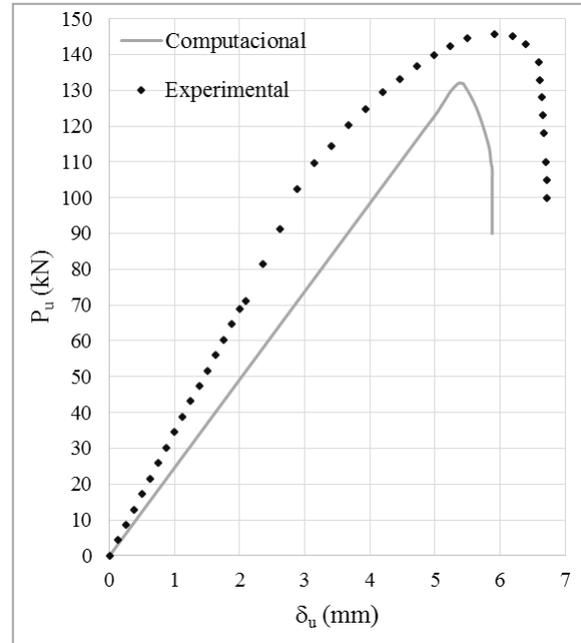
Os resultados da análise computacional foram baseados nos ensaios experimentais. Além disso, esta análise também apresenta o comportamento dos consolos através das tensões de compressão geradas na estrutura colapsada, assim como, a comparação teórica com as diferentes recomendações normativas.

5.1 Carga x deslocamento

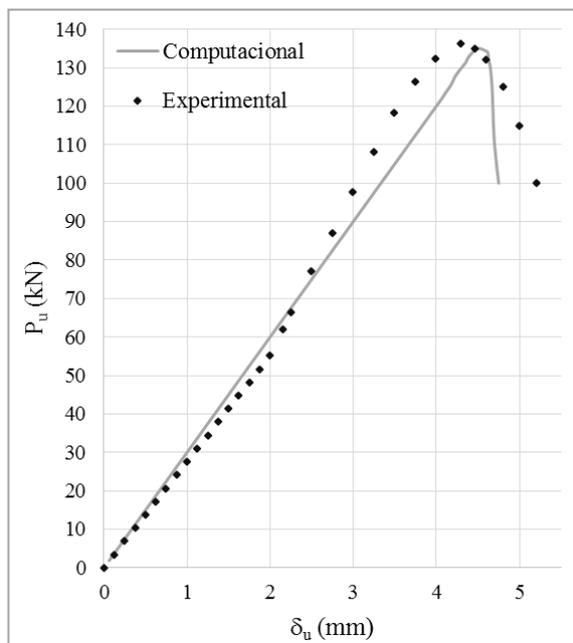
A Fig. 10 ilustra os quatro gráficos do comportamento carga versus deslocamento, que comparou a análise experimental e o estudo computacional. Observou-se que os consolos T6 e T7 obtiveram os comportamentos mais próximos dos experimentais.



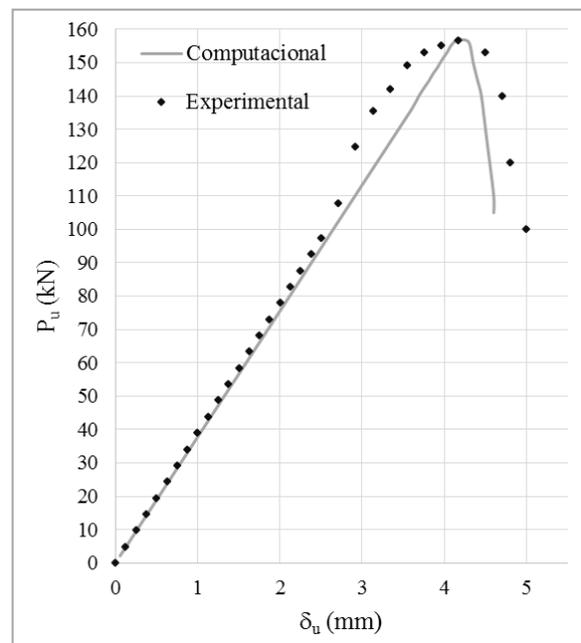
(a) Carga x deslocamento do consolo T1



(b) Carga x deslocamento do consolo T2



(c) Carga x deslocamento do consolo T6



(d) Carga x deslocamento do consolo T7

Figura 10. Curvas de carga versus deslocamento

A seguir, na Tabela 3, encontram-se dois fatores de eficiência, o de deslocamento δ_u (exp/comp) e o de carga P_u (exp/comp), estes são mensurados pela razão do resultado experimental e

o encontrado computacionalmente. A partir desses fatores, encontrou-se as respectivas médias aritméticas e os desvios-padrão. Os valores de médias pouco ultrapassaram o valor 1, e os desvios-padrão ficaram abaixo de 10%, evidenciando que os modelos computacionais apresentam segurança adequada com baixa dispersão.

Tabela 3. Resultados de eficiência de carga e de deslocamento

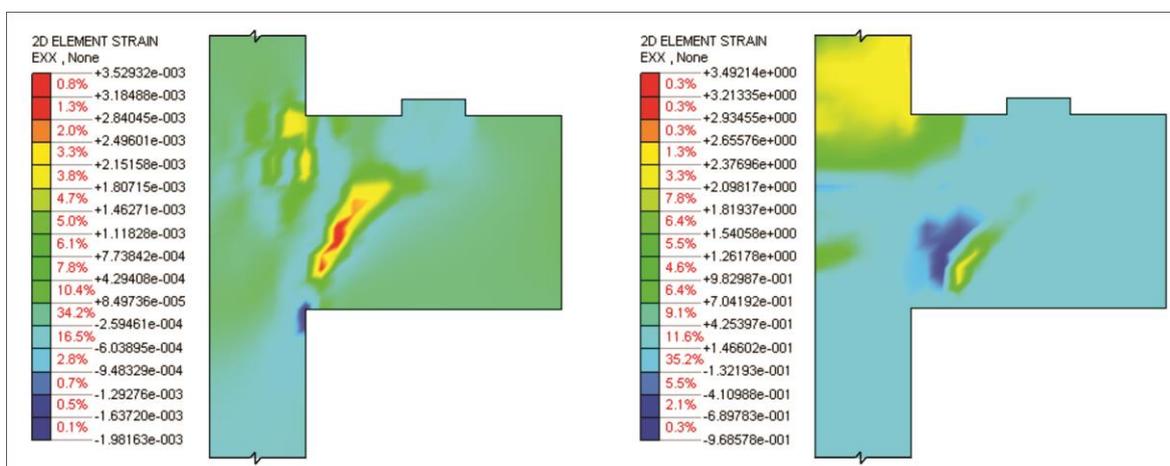
Nomes	$\delta_{u,exp}$ (mm)	$P_{u,exp}$ (kN)	$\delta_{u,comp}$ (mm)	$P_{u,comp}$ (kN)	$\delta_{u,(exp/comp)}$	$P_{u,(exp/comp)}$
T1	3,00	93,20	2,72	98,40	1,10	0,95
T2	5,92	145,80	5,36	132,00	1,10	1,10
T6	4,29	136,30	4,50	135,00	0,95	1,01
T7	4,17	156,60	4,16	157,25	1,00	1,00
Média aritmética					1,037	1,015
Desvio-padrão					0,075	0,062

^{exp}: resultados da análise experimental

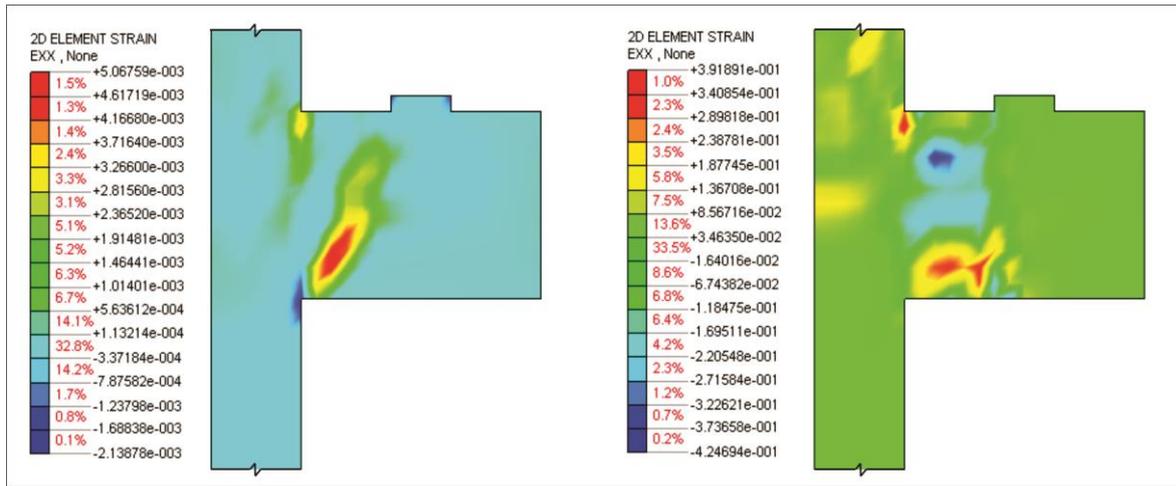
^{comp}: resultados da análise computacional

5.2 Comportamento na ruptura

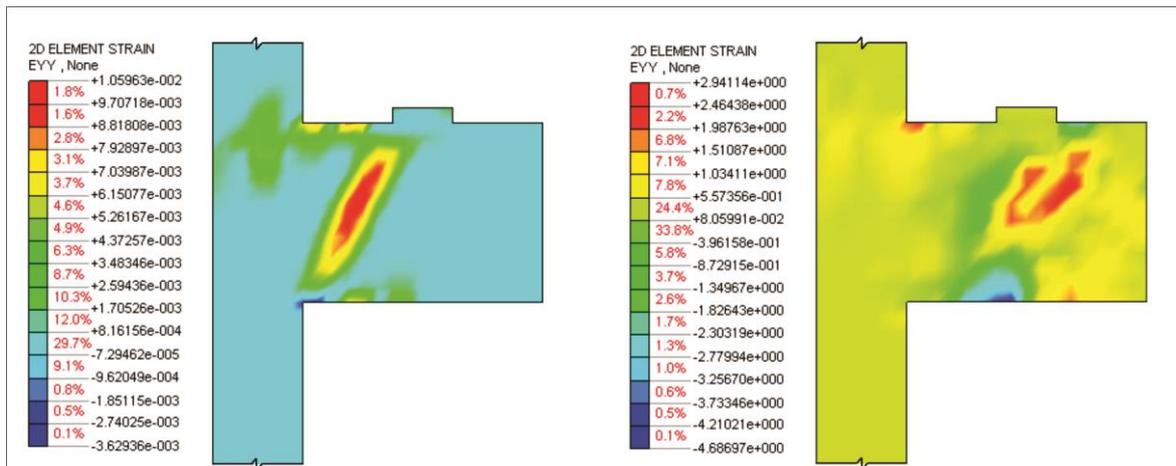
Os modos de ruptura verificados nos modelos computacionais foram os mesmos evidenciados experimentalmente pelos autores, sendo que os modelos computacionais conseguiram fazer a correlação das armaduras de costura com o tipo de ruína, uma vez que nos modelos que se usavam esse tipo de armadura, foi possível evitar a ruptura da biela, levando o consolo a romper por cisalhamento, enquanto que os consolos sem armadura romperam na biela, uma vez que a mesma estava fragilizada por não possuir armaduras para combater os efeitos de tração. A Fig. 11 mostra as deformações dos consolos no momento antes da ruptura e logo após, possibilitando visualizar a diferença entre os tipos de ruptura por cisalhamento e fendilhamento, uma vez que no cisalhamento há um escorregamento das deformações onde se forma a biela, o que não ocorre quando o mesmo rompe por fendilhamento.



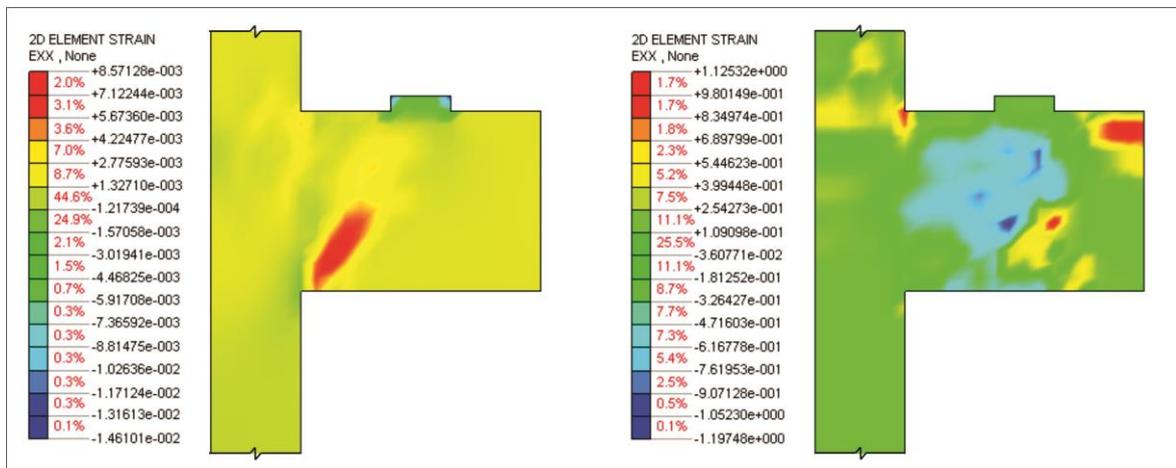
(a) Ruína do consolo T1



(b) Ruína do consolo T2



(c) Ruína do consolo T6



(d) Ruína do consolo T7

Figura 11. Modo de ruptura dos consolos modelados computacionalmente

A Fig. 12 mostra as principais tensões de compressão, que foram obtidas no último estágio antes da ruptura. Nota-se que os vetores mostram o alinhamento da força aplicada com o caminho das principais tensões, que podem ser de fendilhamento ou de cisalhamento, dependendo do tipo de consolo.

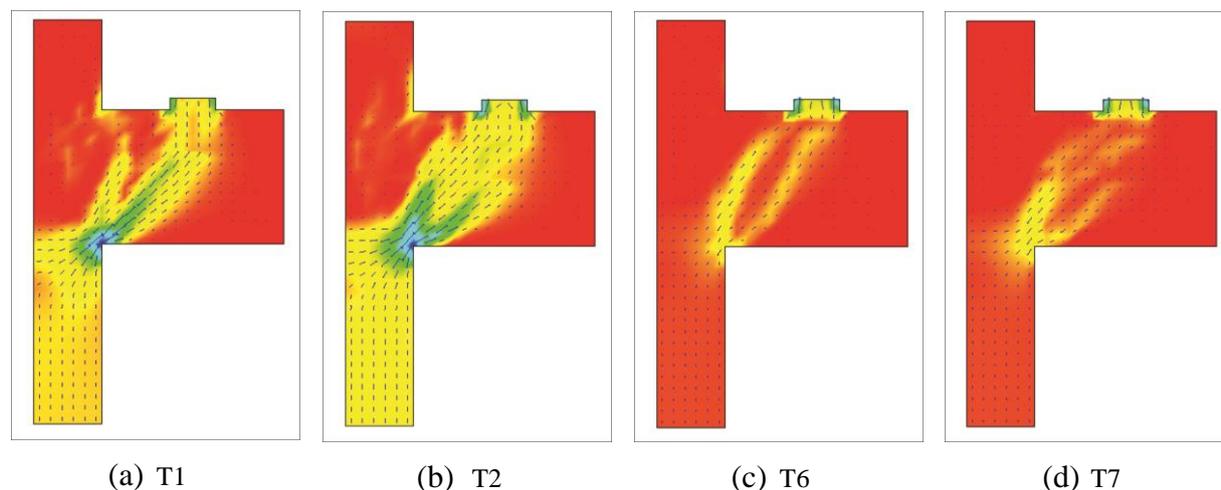


Figura 12. Principais tensões de compressão

5.3 Comparação com recomendações normativas

Para verificar o desempenho do modelo computacional, comparou-se as resistências últimas dos consolos modelados com as resistências experimentais e com as calculadas com base nas recomendações normativas apresentadas neste estudo, conforme apresenta a Tabela 4.

Tabela 4 – Comparação das cargas últimas

Consolo	$P_{u,(exp/comp)}$	$P_{u,(exp/NBR)}$	$P_{u,(exp/ACI)}$	$P_{u,(exp/EC2)}$
T1	0,95	1,42	1,01	0,82
T2	1,10	2,23	1,58	1,29
T6	1,01	2,37	1,48	1,21
T7	1,00	2,72	1,70	1,39

A partir da Tabela 4 é possível verificar que as recomendações apresentadas não levam em consideração a armadura de costura para previsão das resistências dos consolos, levando a estimativas conservadoras na maioria dos casos, quando comparadas com as resistências experimentais, sendo os modelos computacionais apresentando resultados mais próximos dos experimentais.

6 CONCLUSÃO

Este trabalho objetivou investigar o comportamento de consolos de concreto de alta resistência. Para este estudo, o software Midas FEA foi selecionado para analisar computacionalmente os resultados do comportamento carga x deslocamento, modo de ruptura, e principais tensões de compressão, para em seguida, compará-los com os resultados obtidos da literatura.

Nos resultados de carga x ruptura, observou-se que o modelo computacional apresentou um comportamento similar aos resultados experimentais, obtendo valores de desvios-padrão para deslocamento e carga, respectivamente, de 7,5% e 6,2%, que significa a boa correlação entre os resultados computacionais e os experimentais. Quanto a questão do modo de ruptura, as ruínas obtidas computacionalmente foram as apresentadas nos consolos ensaiados, sendo ruptura por fendilhamento nos consolos armados com apenas armadura principal, e ruptura por cisalhamento nos espécimes com armadura principal e armadura de costura. A partir das tensões principais, pode-se explicar o fluxo no interior dos consolos, para um detalhamento mais eficiente das armaduras, e para propor um modelo mais preciso de bielas e tirantes.

Quanto às recomendações normativas, é possível verificar que elas não representam de forma precisa os resultados experimentais, uma vez que às mesmas não levam em conta as armaduras de costura para o cálculo das resistências, sendo que o modelo computacional apresentou respostas mais próximas dos experimentais, uma vez que o modelo exprimiu bem a redistribuição de esforços após a fissura, por meio da transferência da armadura de costura.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer pelo apoio a esta e a outras pesquisas à: Universidade Federal do Pará (UFPA); ao Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE); ao Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada (NUMEA); ao Campus de Tucuruí; à Eletronorte; e às Agências de fomento CNPq, CAPES e FAPESPA.

REFERÊNCIAS

- ACI Committee 318, 2014. Building code requirements for structural concrete and commentary, *American Concrete Institute*. Farmington Hills.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006. *NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado*. Rio de Janeiro.
- Williams, C., Deschenes, D., & Bayrak, O., 2012. *Strut-and-Tie Model Design Examples for Bridges: Final Report*. University of Texas - Center for Transportation Research (CTR). Austin.
- Birkeland, P.W., & Birkeland, H. W., 1966. Connections in precast concrete construction. *American Concrete Institute Journal*, vol. 63, n. 3, pp. 345-368.

- Comité Euro-Internacional du Béton, 1993. *CEB-FIB Model Code 1990*. Thomas Telford, London.
- Eurocode 2, 2010. Design of Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. Brussels.
- Fattuhi, N.I., & Hughes, B.P., 1989. Ductility of Reinforced Concrete Corbels Containing either Steel Fibers or Stirrups. *American Concrete Institute Structural Journal*, vol. 86, n. 6, pp. 644-651.
- Fédération Internationale Du Béton (Fib), 2012, Model Code 2010, final draft, vol. 1. fib, Bulletin 65, Lausanne, Switzerland, vol. 2.
- Feenstra, P. H., 1993. *Computational aspects of biaxial stress in plain reinforced concrete*. Phd thesis. Department of Civil Engineering, Delft University of Technology.
- Franz, G., & Niedenhoff, H., 1963. *Die bewehrung von konsolen und gedrungenen balken*. Beton und Stahlbetonbau, vol. 58, n. 5, pp. 112-120.
- Kriz, L.B., & Raths, C.H., 1963. Connections in Precast Concrete Structures: Bearing Strength of Column Heads. *Prestressed Concrete Institute Journal*, vol. 8, n. 6, pp. 45–75.
- Kriz LB, & Raths CH, 1965. Connections in precast concrete structures – strength of corbels. *Prestressed Concrete Institute Journal*, vol.10, n. 1, pp. 16–61.
- Machado, C.P., 1999. *Consolos curtos e muito curtos*. Tese de Doutorado – EPUSP – Departamento de Estruturas e Fundações, São Paulo.
- Mörsch, E., 1909. *Concrete-Steel Construction*, McGraw-Hill Book Co., New York.
- Ritter, W., 1899. Die Bauweise Hennebique (Construction Techniques of Hennebique). Schweizerische Bauzeitung, Zurich.
- Rots, J. G., 1988. *Computational modelling of concrete fracture*. PhD thesis. Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, p. 132.
- Russo, G., Venir, R., Pauletta, M., & Somma, G, 2006. Reinforced Concrete Corbels: Shear Strength Model and Design Formula. *American Concrete Institute Structural Journal*, v. 103, n. 1, pp. 3-10.
- Santos, P.M.D., & Júlio, E.N.B.S., 2012. A State-of-the-art review on shear-friction. *Engineering Structures*, vol. 45, pp. 435-448.
- Schlaich, J., Schäfer, K., & Jennewein, M., 1987. Towards a Consistent Design of Structural Concrete. *Prestressed Concrete Institute Journal*, vol. 32, n. 3, pp. 74-150.