

COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS DE CÁLCULO DE CONSOLOS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Antônio Pereira da Silva Neto¹, Daniel de Lima Araújo², Edilene Muniz de Oliveira³ & Helen Oliveira Tenório⁴

Resumo

O objetivo deste trabalho é analisar diferentes modelos de cálculo de consolos presentes nas principais normas de estruturas de concreto armado. Para isso, foram ensaiados dois consolos curtos, que foram comparados aos modelos de cálculo presentes nessas normalizações. Adicionalmente, foi montado um extenso banco de dados a partir de resultados de ensaios de consolos de concreto presente na literatura. Utilizando-se de ferramentas estatísticas, os modelos de cálculo presentes nessas normalizações foram aplicados aos consolos desse banco de dados. Como resultado principal, nota-se uma divergência entre os resultados fornecidos pelos diferentes modelos de cálculo e uma maior concordância entre os resultados experimentais e a norma brasileira.

Palavras-chave: Consolos. Concreto Pré-moldado. Modelos de cálculo.

COMPARISON BETWEEN CORBELS DESIGN MODELS FOR PRECAST CONCRETE STRUCTURES

Abstract

The objective of this paper is to analyze different design models of corbels proposed by the main reinforced concrete structures codes. For this, two short corbels were tested and compared with the design models of the codes. Besides, an extensive database was made from the results of concrete corbels tests of the literature. Using statistical tools, the design models were applied to the corbels of this database. As a main result, there is a divergence between the results provided by the different design models and a good agreement between the experimental results and the Brazilian code.

Keywords: Corbels. Precast Concrete. Design Models.

1 INTRODUÇÃO

O uso de concreto pré-moldado vem crescendo gradativamente na sociedade brasileira e mundial, o que faz com que a necessidade por aprimorar seus modelos de cálculos se torne cada vez mais importante. Apesar dos consolos de concreto ser um elemento bem conhecido, é notória a existência de diferentes modelos de cálculo que levam a diferentes arranjos de armadura. Com isso, propõem-se neste trabalho uma análise dos principais modelos de cálculo utilizados para o projeto de consolos de modo a se observar a confiabilidade de cada modelo.

Normalmente, o projeto de consolos é realizado a partir de modelos de bielas e tirantes. Essa simplificação é possível porque, com a análise das linhas de tensão no consolo, se obtêm regiões tracionadas e regiões com compressão que formam, aproximadamente, uma treliça. Na região tracionada é colocado um tirante de aço para suportar a tração e na região comprimida é verificada a resistência do concreto para suportar a compressão.

Inicialmente, é apresentado o ensaio de dois consolos curtos de concreto, os quais são comparados com os modelos de cálculo presentes na ABNT NBR 9062:2006 (ABNT, 2006), no PCI

¹ Graduando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás. Email: antonioneto117@gmail.com.

² Professor, Universidade Federal de Goiás. Email: dlaraujo@eec.ufg.br.

³ Mestre, Universidade Federal de Goiás. Email: muniz.edi@gmail.com.

⁴ Mestre, Goiarte – Goiás Artefatos de Cimento. Email: helen@goiarte.com.br.

(2010) e no EUROCODE 2 (CEN, 2004). Na sequência, foi montado um banco de dados de consolos ensaiados por diversos pesquisadores encontrados na literatura, tanto de consolos com ruptura por flexão (rompimento do tirante) quanto por ruptura da diagonal comprimida (ruptura da biela). Todos os consolos escolhidos possuíam a relação a/d (distância do ponto de aplicação da força à face do pilar pela altura do consolo, sem inclusão do cobrimento da armadura) entre 0,5 e 1, classificando-os como consolos curtos. Além disso, foram analisados consolos com e sem armadura de costura para se observar a influência da mesma sobre a força de ruptura.

2 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Os ensaios experimentais em consolos curtos de concreto aqui apresentados foram realizados por Oliveira (2012), sendo aqui utilizados apenas os dois consolos monolíticos descritos nesse trabalho executados sem adição de fibras de aço.

Na Figura 1 são mostradas as dimensões do modelo ensaiado. A seção transversal do pilar era de 30 cm x 30 cm, com altura de 100 cm. Os consolos tinham largura de 20 cm, altura no engastamento de 40 cm, altura na face externa de 20 cm e comprimento de 30 cm.

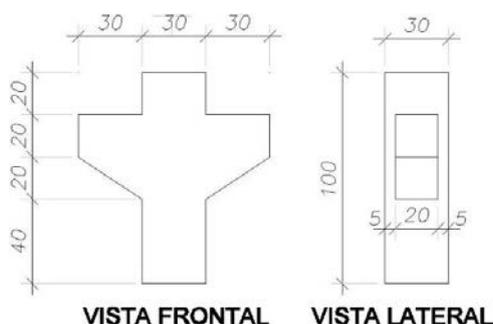


Figura 1 – Dimensões dos modelos experimentais, em centímetro.

Na Figura 2 é mostrado o detalhamento da armadura empregada na confecção dos modelos ensaiados. A ancoragem do tirante, na extremidade dos consolos, foi garantida com barra transversal soldada. A armadura de costura e os estribos foram dimensionados segundo o modelo de cálculo recomendado pela norma ABNT NBR 9062:2006. Nos pilares foram utilizadas 4 barras de 12,5 mm de diâmetro como armadura longitudinal e estribos de 5 mm a cada 20 cm.

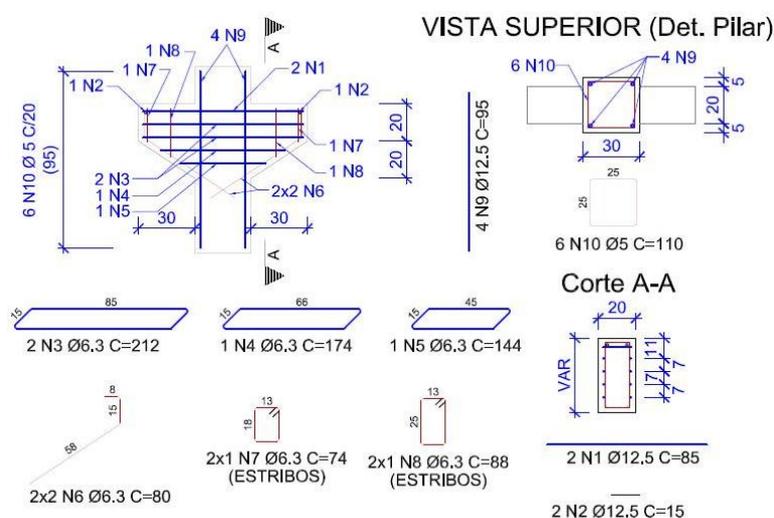


Figura 2 – Armadura dos modelos experimentais (Unidades em cm).

A resistência média à compressão do concreto (f_{cm}) foi obtida pela ruptura de corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. O módulo de elasticidade (E_{cm}) e a resistência à tração indireta do concreto ($f_{ctm,sp}$) foram obtidos pela ruptura de corpos-de-prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura. Os resultados obtidos para os modelos em questão são mostrados na Tabela 1.

Tabela 1 – Propriedades do concreto dos modelos experimentais

Modelo	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)
M1A	26,52	22,41	2,58
M1B	33,95	23,30	3,06

Foram ensaiados à tração três amostras de cada diâmetro de armadura usada na armação dos consolos, isto é, 12,5 mm e 6,3 mm. Desses ensaios, foram obtidas a tensão de escoamento do aço de cada diâmetro, isto é, 575 MPa para o diâmetro de 12,5 mm e 591 MPa para o diâmetro de 6,3 mm. Da curva tensão *versus* deformação do ensaio, conclui-se que se tratava de um aço CA-50 com nítido patamar de escoamento.

Para a realização dos ensaios, os modelos foram posicionados invertidos na máquina de ensaio. Sob cada consolo foi colocado um conjunto de apoio. Cada conjunto era composto de um bloco metálico, duas chapas metálicas, com largura de 15 cm, e um rolete metálico, proporcionando livre rotação ao modelo. A Figura 3 ilustra o esquema de ensaio utilizado. Neste caso, a relação a/d para esse consolo era igual a 0,62.

3 MODELOS DE CÁLCULO PARA CONSOLOS CURTOS

3.1 Norma brasileira ABNT NBR 9062:2006

O primeiro modelo analisado é o normatizado no Brasil pela ABNT NBR 9062:2006, sendo o consolo simplificado pelo modelo de biela e tirante mostrado na Figura 4a. Nesse modelo, a ruptura pode ocorrer pelo escoamento do tirante ou pela ruptura da biela comprimida. Entretanto, nele não é prevista a verificação dos nós formados pela treliça imaginária que serve para cálculo dos esforços.

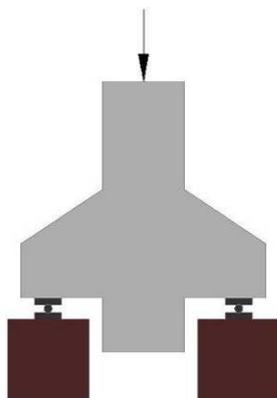


Figura 3 – Esquema de ensaio dos modelos e detalhe do apoio.

Segundo a norma ABNT NBR 9062:2006, a área de aço do tirante é determinada pela equação 1.

$$A_s = \left(0,1 + \frac{a}{d} \right) \frac{F}{f_{yd}} \tag{1}$$

Isolando-se a força, encontra-se a equação (2) que pode ser utilizada para determinar a força de ruína do consolo (F), quando ela se dá no tirante, conhecidas a geometria do consolo, a tensão de escoamento do aço e a área de aço do tirante.

$$F = \frac{A_s f_{yd}}{\left(0,1 + \frac{a}{d}\right)} \tag{2}$$

Sendo:

- F : Força de ruína do consolo devida ao escoamento do tirante ;
- A_s : Área de aço do tirante;
- a : Distância entre o ponto de aplicação da força e a face do pilar;
- d : Altura de cálculo do consolo, desconsiderando o cobrimento;
- f_{yd} : Tensão de escoamento do aço, valor de cálculo.

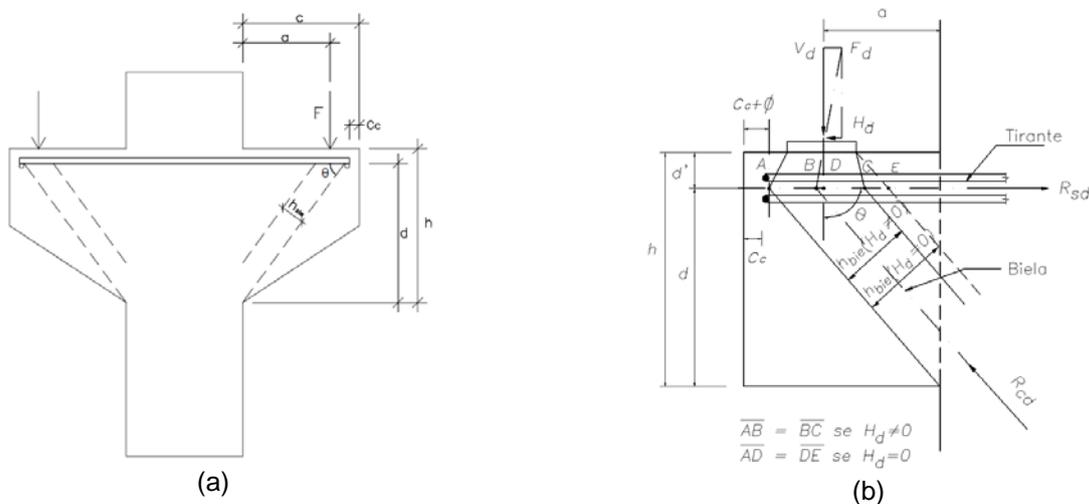


Figura 4 – (a) Geometria do modelo e (b) largura da biela segundo a norma ABNT NBR 9062:2006.

Para a biela comprimida, a norma ABNT NBR 9062:2006 propõe a geometria mostrada na Figura 4b. A partir dessa geometria, é possível determinar a força de ruína do consolo (F), quando ela se dá na biela comprimida, conhecidas a geometria do consolo e a resistência à compressão do concreto, dada pela equação 3.

$$F_{bie} = \frac{F}{\sin \theta}$$

$$f_{cd} b (\sin \theta) = \frac{F}{\sin \theta}$$

$$F = f_{cd} b 2 (c - a - \phi - c_c) \sin^2 \theta$$

$$F = \frac{2 f_{cd} b d^2 (c - \phi - c_c - a)}{d^2 + (c - c_c - \phi)^2} \tag{3}$$

Sendo:

- F : Força de ruína do consolo devida à ruptura da biela comprimida;
- f_{cd} : Resistência à compressão do concreto, valor de cálculo;
- b : Largura do consolo;
- c : Comprimento do consolo;
- ϕ : Diâmetro da barra de ancoragem do tirante, que ,normalmente, é igual a do tirante;
- c_c : Cobrimento de concreto na ponta do tirante.

3.2 Modelo do PCI (2010)

Outro modelo estudado é o recomendado pelo PCI (2010), sendo o modelo de biela e tirante representado pela treliça mostrada na Figura 5a. No caso de consolos duplos, esse modelo pode ser modificado, obtendo-se a treliça mostrada na Figura 5b.

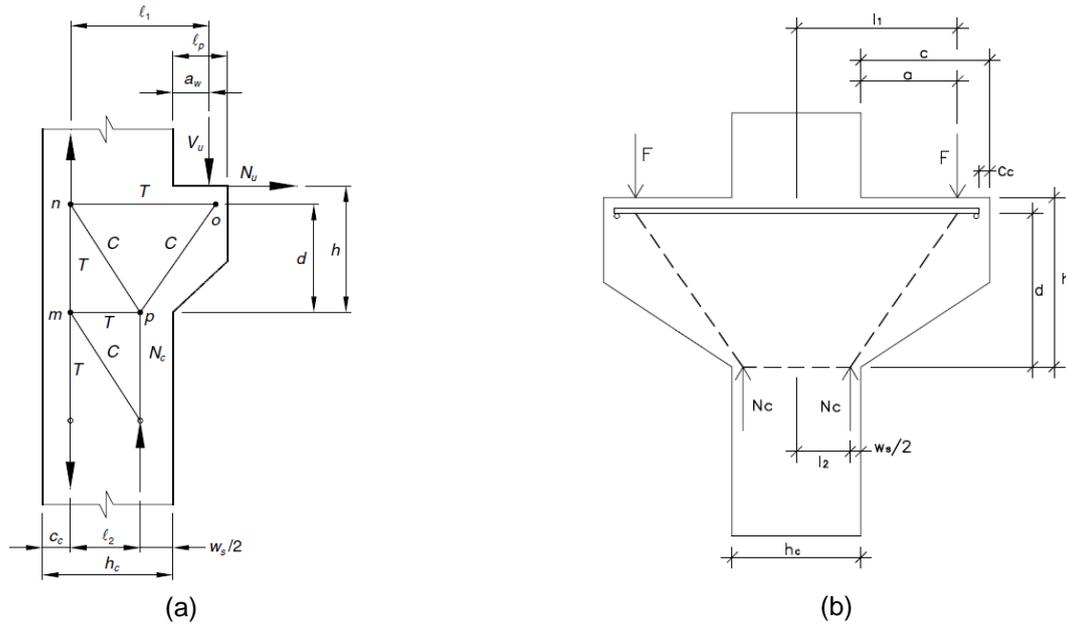


Figura 5 – (a) Geometria do modelo proposto pelo PCI (2010) e (b) adaptação para o caso de consolo duplo.

O modelo mostrado na Figura 5a difere do recomendado pela norma ABNT NBR 9062:2006 por sugerir uma treliça com mais elementos, sendo os tirantes representados pela armadura do consolo e pela armadura do pilar. Além disso, aparecem duas bielas comprimidas. Já no consolo duplo, aparece apenas uma biela comprimida. Dessa forma, este modelo se torna semelhante ao modelo recomendado pela norma ABNT NBR 9062:2006. Outro aspecto do modelo do PCI (2010) é a exigência da verificação dos nós da treliça.

A partir do equilíbrio da treliça da Figura 5a, ou Figura 5b, e da verificação da segurança do nó *p* dessa treliça, tem-se a distância w_s que define a geometria da treliça, dada pela equação 4.

$$\begin{aligned}
 N_c &= \phi F_{cu} A_n \\
 N_c &= 0,85 \phi \beta_n f_c b w_s \\
 w_s &= \frac{F}{0,85 \phi \beta_n b f_c}
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

Assim:

$$\begin{aligned}
 l_1 &= \frac{h_c}{2} + a \\
 l_2 &= \frac{h_c}{2} - \frac{F}{0,85 \phi \beta_n b f_c}
 \end{aligned}$$

A partir dessas equações, é possível determinar a força de ruína do consolo (*F*), quando ela se dá no tirante, conhecidas a geometria do consolo, a tensão de escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto e a área de aço do tirante, dada pela equação 5.

$$A_s = \frac{F_{\text{tir}}}{\phi f_y} \Rightarrow F = A_s \phi f_y \tan \theta$$

$$F = A_s \phi f_y \frac{d}{l_1 - l_2}$$

$$F = \frac{A_s \phi f_y d}{a + \frac{F}{2 \times 0,85 \phi \beta_n b f_c}} \Rightarrow F^2 + 1,7 \phi \beta_n b f_c a F - 1,7 A_s f_y d \phi^2 \beta_n b f_c = 0$$

∴

$$F = \frac{\sqrt{1,7 \phi \beta_n b f_c a)^2 + 6,8 A_s f_y d \phi^2 \beta_n b f_c} - 1,7 \phi \beta_n b f_c a}{2} \quad (5)$$

Sendo:

F : Força de ruína do consolo devida ao escoamento do tirante;

ϕ : Coeficiente de segurança;

β_n : Coeficiente recomendado pelo PCI (2010), que vale: 1,0 para nós que recebem apenas forças de compressão; 0,8 para nós onde chega um tirante; 0,6 para nós com mais de 1 tirante;

b : Largura do consolo;

d : Altura de cálculo do consolo, desconsiderando o cobrimento;

f_c : Resistência à compressão do concreto;

a : Distância entre o ponto de aplicação da força e a face do pilar;

A_s : Área de aço do tirante;

f_y : Tensão de escoamento do aço;

Também nesse modelo seria possível determinar a força de ruína do consolo devido à ruptura das bielas comprimidas. Entretanto, foram encontrados problemas no exemplo apresentado no PCI (2010) que exigiram algumas alterações no modelo. Dessa forma, a expressão que daria essa força de ruína ainda está em fase de análise e será apresentada posteriormente em outros trabalhos.

3.3 Modelo do EUROCODE 2 (CEN, 2004)

O terceiro modelo de cálculo estudado é o recomendado pelo EUROCODE 2 (CEN, 2004). Neste, encontra-se o modelo de biela e tirante mostrado na Figura 6a. Entretanto, para o dimensionamento do consolo curto foi adotado o modelo simplificado mostrado na Figura 6b, o que o torna semelhante ao modelo da norma ABNT NBR 9062:2006, com exceção da verificação adicional da resistência do nó 1 (JACOBS, 2008).

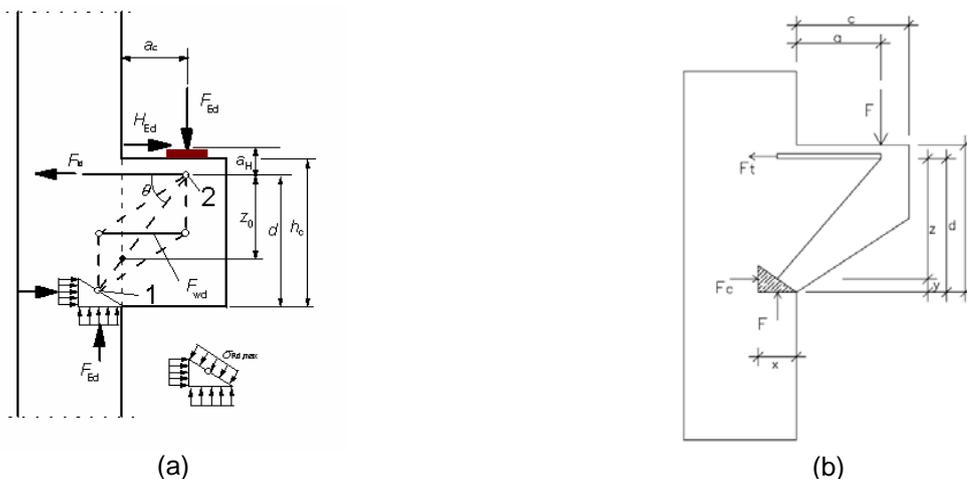


Figura 6 – (a) Geometria do modelo proposto pelo EUROCODE 2 (CEN, 2004) e (b) geometria simplificada.

Realizando o equilíbrio da treliça da Figura 6b e impondo a verificação adicional da resistência do nó, chega-se à equação (6) para avaliação da força de ruína do consolo devida ao escoamento do tirante e à equação (7) para avaliação da força de ruína do consolo devida ao esmagamento da biela comprimida.

$$F = \sqrt{\left[a b k_1 \left(1 - \frac{f_c}{250 \times 10^6} \right) \frac{f_c}{\gamma_c} \right]^2 + 1,6 b d f_y A_s k_1 \left(1 - \frac{f_c}{250 \times 10^6} \right) \frac{f_c}{\gamma_c} - a b k_1 \left(1 - \frac{f_c}{250 \times 10^6} \right) \frac{f_c}{\gamma_c}} \quad (6)$$

$$F = 0,8 b d f_c \frac{\sqrt{\left[\frac{F}{b k_1 \left(1 - \frac{f_c}{250 \times 10^6} \right) \frac{f_c}{1,5}} \right]^2 + 0,04 d^2}}{\sqrt{\left[a + \frac{F}{2 b k_1 \left(1 - \frac{f_c}{250 \times 10^6} \right) \frac{f_c}{\gamma_c}} \right]^2 + 0,64 d^2}} \quad (7)$$

Sendo:

- F : Força de ruína do consolo;
- a : Distância entre o ponto de aplicação da força e a face do pilar;
- b : Largura do consolo;
- A_s : Área de aço do tirante;
- f_y : Tensão de escoamento do aço;
- f_c : Resistência à compressão do concreto;
- γ_c : Coeficiente de minoração da resistência do concreto, igual a 1,5.
- d : Altura de cálculo do consolo, desconsiderando o cobrimento;
- k_1 : constante do EUROCODE 2 (CEN, 2004), que vale 1,18.

4 RESULTADOS

4.1 Ensaio experimentais

A Figura 7 apresenta o estado de fissuração dos consolos no momento da ruína, o que indica a forma do modelo de bielas e tirantes dos casos experimentais. Cabe ressaltar que, nesses casos, o tirante já havia atingido a tensão de escoamento do aço.

Percebe-se a múltipla fissuração do concreto devido à presença da armadura de costura. Apesar disso, pode-se notar uma tendência de formação de uma biela que se prolonga do eixo do apoio até a base do consolo, onde se observa o esmagamento do concreto.



a) Modelo M1A



b) Modelo M1B, lado esquerdo



c) Modelo M1B, lado direito

Figura 7 – Panorama de fissuração dos modelos experimentais.

4.2 Modelos de cálculo

Tendo em vista que neste trabalho foram realizados apenas dois ensaios, realizou-se uma extensa pesquisa bibliográfica para levantar um banco de dados acerca de ensaios em consolos de concreto armado. De posse desse banco de dados, os três modelos de cálculo foram aplicados para avaliar a força de ruína dos consolos.

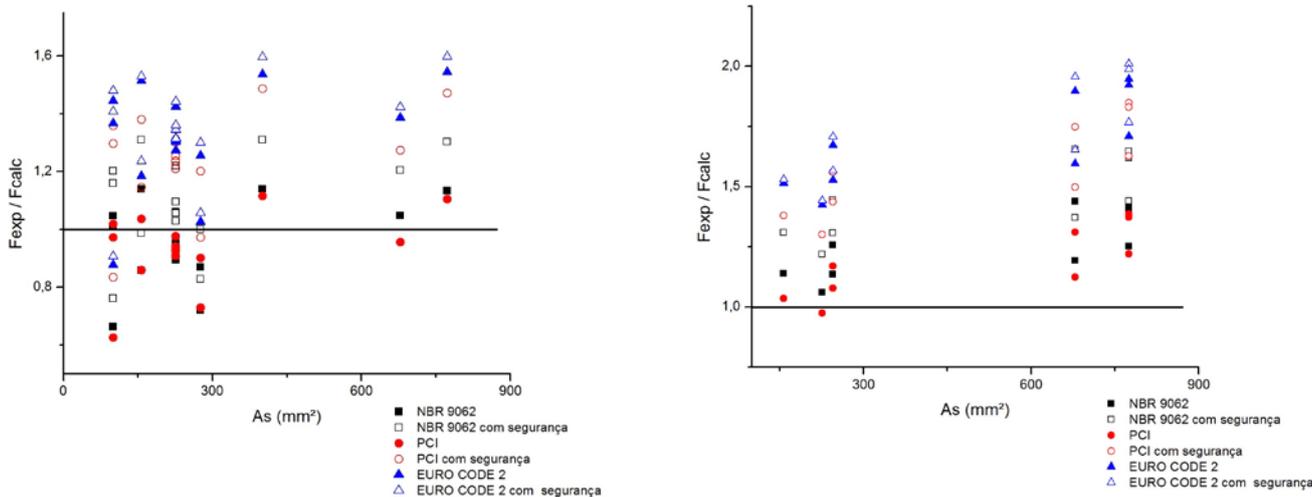
Os consolos foram divididos em dois grupos, isto é, consolos sem armadura de costura e consolos com armadura de costura. A esses dois grupos foram empregadas as equações mostradas no item 3. Neste caso, os resultados das equações foram comparados com a força experimental que provocou o escoamento do tirante e com a força experimental que provocou a ruptura da biela comprimida. Por essa razão, alguns trabalhos constam em mais de uma tabela se o tirante alcançou o escoamento antes da ruptura da biela comprimida. Nas Tabelas 3 a 6, ao final do texto, são mostrados os dados de cada consolo e o resultado da aplicação de cada um dos modelos descritos no item 3.

Na Tabela 2 é apresentado um resumo da comparação dos valores fornecidos pelos modelos de cálculo com os resultados experimentais. Nessa tabela é apresentada a média, e o desvio padrão, da relação entre a força de ruína experimental (F_{exp}) e a força de ruína prevista por cada modelo (F_{calc}). Neste caso, a força de ruína dos modelos de cálculo foi calculada sem e com os coeficientes de segurança e/ou majoração definidos em cada modelo de cálculo.

Tabela 2 – Comparação dos modelos de cálculo com resultados experimentais (F_{exp}/F_{calc})

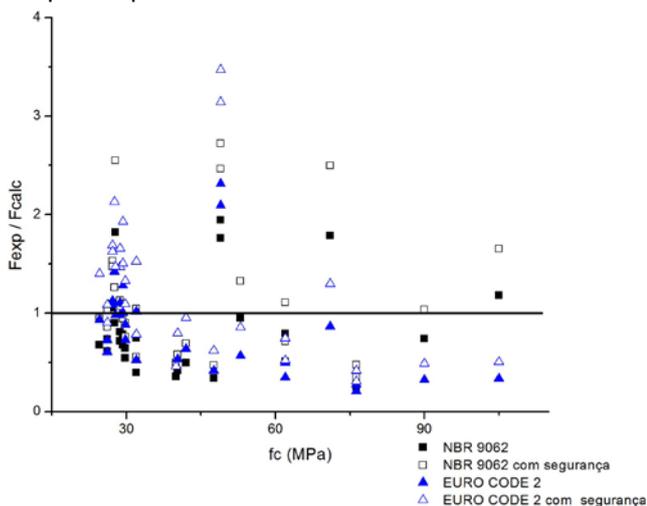
Consolo	Tipo de ruína	NBR 9062		PCI (2010)		Eurocode 2	
		NBR 9062	com segurança	PCI (2010)	com segurança	Eurocode 2	com segurança
Sem armadura de costura	Tirante	0,96 ± 0,14	1,10 ± 0,17	0,93 ± 0,13	1,24 ± 0,17	1,32 ± 0,18	1,36 ± 0,19
	Biela comprimida	0,83 ± 0,47	1,16 ± 0,66	-	-	0,84 ± 0,50	1,25 ± 0,75
Com armadura de costura	Tirante	1,26 ± 0,14	1,45 ± 0,16	1,19 ± 0,15	1,58 ± 0,20	1,69 ± 0,19	1,73 ± 0,21
	Biela comprimida	1,14 ± 0,43	1,59 ± 0,61	-	-	0,84 ± 0,29	1,25 ± 0,43

Na Figura 8 são apresentados os gráficos da comparação entre os resultados dos modelos de cálculo e dos resultados experimentais. Neste caso, os valores foram estimados pelos modelos de cálculo sem coeficientes de segurança e/ou majoração. Nas Figuras 8a e 8b é feita a análise da relação F_{exp}/F_{calc} em função da área da seção transversal do tirante para os consolos que romperam pelo escoamento do tirante. Já nas Figuras 8c e 8d é feita a análise da relação F_{exp}/F_{calc} em função da resistência à compressão do concreto para os consolos que romperam pelo esmagamento da biela comprimida.

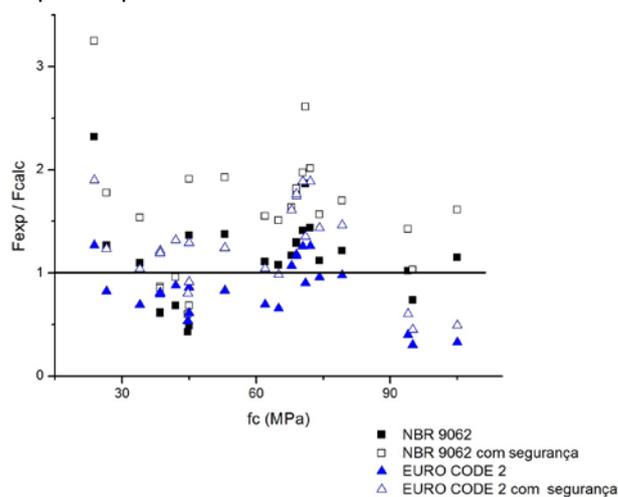


(a) Consolos sem armadura de costura e que romperam pelo escoamento do tirante

(b) Consolos com armadura de costura e que romperam pelo escoamento do tirante



(c) Consolos sem armadura de costura e que romperam pelo esmagamento da biela comprimida



(d) Consolos com armadura de costura e que romperam pelo esmagamento da biela comprimida

Figura 8 – Comparação dos modelos de cálculo com resultados experimentais.

5 CONCLUSÃO

A Tabela 2 mostra que para os consolos sem armadura de costura, caso a ruína ocorra pelo escoamento do tirante, o modelo de cálculo da ABNT NBR 9062:2006 é o que mais se aproxima, em média, dos resultados experimentais, sendo o modelo do EUROCODE 2 (CEN, 2004) o mais conservador. Entretanto, a diferença entre os modelos da ABNT NBR 9062:2006 e do PCI (2010) é pequena.

Levando em conta o desvio padrão e os coeficientes de segurança e/ou majoração de cada modelo, o modelo da ABNT NBR 9062:2006 novamente é o que mais se aproxima dos resultados experimentais quando a ruína se dá pelo escoamento do tirante. Entretanto, ele pode ser contrário à segurança em consolos sem a presença de armadura transversal e com tirantes com área de aço inferior a 300 mm². Para este caso, o modelo do EUROCODE 2 (CEN, 2004), que é mais conservador, mostra-se mais adequado.

Da análise da Tabela 2 referente aos consolos com armadura de costura, considerando a ruína pelo escoamento do tirante, nota-se um sensível aumento da resistência do consolo devido à armadura de costura. Neste caso, todos os modelos de cálculo forneceram valores menores que os obtidos dos ensaios, sendo que o modelo de cálculo do PCI (2010) foi o que mais se aproximou dos valores experimentais e o modelo do EUROCODE 2 (CEN, 2004) foi o mais conservador. Vale lembrar que os modelos de cálculo considerados não levam em conta o efeito da armadura de costura na

resistência do consolo, o que justifica o aumento da relação F_{exp}/F_{calc} quando é adicionada armadura de costura ao consolo. Levando em conta os coeficientes de segurança e/ou majoração de cada modelo, nota-se um aumento da segurança em todos os modelos, sendo que no caso do modelo do EUROCODE 2 (CEN, 2004) a força última experimental foi, em média, até 73% maior que o valor estimado pelo modelo.

Quando se analisa a ruína dos consolos sem armadura transversal devido ao esmagamento da biela, nota-se da Tabela 2 que os modelos da ABNT NBR 9062:2006 e do EUROCODE 2 (CEN, 2004) são contrários à segurança. Quando é levado em conta os coeficientes de segurança e/ou majoração de cada modelo, em média os valores fornecidos pelos modelos são menores que os valores experimentais, porém o desvio padrão é alto, indicando que eles podem ser contrários à segurança. Esse comportamento se mantém nos consolos com armadura de costura. Isso sugere que para a verificação da resistência da biela comprimida dos consolos, deveriam ser introduzidos outros coeficientes de minoração da resistência do concreto de modo a garantir a segurança desses modelos.

Da Figura 8 pode-se concluir que a taxa de armadura do tirante tem pouca influência sobre a confiabilidade dos modelos de cálculo. Entretanto, quando há armadura de costura, nota-se uma tendência de aumento da relação F_{exp}/F_{calc} quando se aumenta a taxa de armadura do tirante.

Por outro lado, a Figura 8 mostra que a resistência à compressão do concreto tem influência na confiabilidade dos modelos quando a ruína se dá pelo esmagamento da biela comprimida. Entretanto, essa influência tende a ser minimizada com a presença da armadura de costura.

6 REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2006). **NBR 9062**: Projeto e execução de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 41 p.

BIRKLE, G., GHALI, A., SCHÄFER, K. (2002). **Double-Headed Studs Improve Corbel Reinforcement**. Concrete International, v. 24, n. 9, p. 77-84.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium, 225 p.

EL DEBS, M. K (2000). **Concreto pré-moldado**: Fundamentos e aplicações. 1. ed. São Carlos: EESC-USP, 441 p.

FATTUHI, N. I. (1987). **SFRC Corbels Tests**. ACI Structural Journal, v. 84, n. 2, p. 119-123.

FATTUHI, N. I., HUGHES, B. P. (1989^a). **Ductility of reinforced concrete corbels containing either steel fiber or stirrups**. ACI Materials Journal, v. 86, n. 6, p. 644-651.

FATTUHI, N. I., HUGHES, B. P. (1989^b). **Reinforced steel fiber concrete corbels with various shear span-to-death ratios**. ACI Materials Journal, v. 86, n. 6, p. 590-596.

FATTUHI, N. I. (1990^a). **Column-load effect on reinforced concrete corbels**. Journal of Structural Engineering, v. 116, n. 1, p. 188-197.

FATTUHI, N. I. (1990^b). **Strength of SFRC corbels subjected to vertical load**. Journal of Structural Engineering, v. 116, n. 3, p. 701-718.

FATTUHI, N. I. (1994^a). **Reinforced corbels made with high-strength and various secondary reinforcements**. ACI Structural Journal, v. 91, n. 4, p. 376-382.

FATTUHI, N. I. (1994^b). **Reinforced corbels made with plain and fibrous concrete**. ACI Structural Journal, v. 91, n.5, p. 530-536.

FATTUHI, N. I. (1994^c). **Strength of FRC corbels in flexure**. Journal Structural Engineering, v. 120, n. 2, p. 360-377.

FOSTER, J. S., POWELL, R. E., SELIM, H. S. (1996). **Performance of High-Strength Concrete Corbels**. ACI Structural Journal, v. 93, n. 5, p. 555-563.

HERMANSEN, B. R., COWAN, J. (1974). **Modified Shear-Friction Theory for Bracket Design**. ACI Journal, v. 71, n. 7, p. 55-60.

JACOBS, J.P. (2008). EUROCODE 2: Worked Examples. Belgium: European Concrete Platform ASBL, 120 p.

KRIZ, L. B., RATHS, C. H. (1965). **Connections in precast concrete structure: strength of corbels**. Journal Prestressed Concrete Institute, v. 10, n. 1, p. 16-61.

MATTOCK, A. H., CHEN, K. C., SOONGSWANG, K. (1976). **Design proposals for reinforced concrete corbels**. Journal Prestressed Concrete Institute, v. 21, n. 3, p. 18-42.

OLIVEIRA, E. M. (2012). **Consolos de concreto moldados em duas etapas**: Influência do tratamento da interface e da adição de fibras de aço. Dissertação (Mestre em Engenharia). Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Goiás.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE – PCI (2010). **PCI Design Handbook**. 7th Edition, 828 p..

TORRES, F. M (1998). **Análise teórico-experimental de consolos de concreto armado**. 111 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Tabela 3 – Consolos sem armadura de costura com ruína pelo escoamento do tirante

Pesquisador	Consolos	Geometria					f_c (MPa)	Armadura			V_y (kN)	NBR 9062	NBR 9062 com segurança	PCI	PCI com segurança	EURO CODE 2	EUROCODE 2 com segurança
		a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)	d (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)							
Fattuhi (1990 ^b)	26	0,53	77,91	150,00	150,00	147,00	29,80	0,70%	157,08	454,00	97	113,2	98,43	112,99	84,74	81,95	78,47
Fattuhi (1990 ^b)	33	0,50	73,50	150,00	150,00	147,00	32,00	0,45%	100,53	451,00	50	75,57	65,71	80,01	60	57	55,19
Fattuhi (1990 ^b)	41	0,91	133,77	150,00	150,00	147,00	28,70	1,23%	276,46	452,00	89	123,72	107,59	122,09	91,57	86,83	84,25
Fattuhi(1994 ^c)	67	0,83	110,00	148,40	152,90	132,40	29,30	1,12%	226,19	452,00	101	109,84	95,51	108,9	81,68	77,57	75,17
Fattuhi (1994 ^c)	68	0,98	110,00	148,40	152,10	112,40	29,30	1,32%	226,19	452,00	87	94,79	82,42	93,89	70,42	66,5	64,68
Fattuhi (1994 ^c)	71	0,91	110,00	147,50	154,50	121,50	27,60	1,47%	276,46	452,00	108	124,3	108,08	119,97	89,98	86,06	83,07
Fattuhi (1994 ^c)	72	0,89	110,00	149,20	152,90	123,20	27,60	1,20%	226,19	452,00	92	102,98	89,54	101,46	76,1	72,27	70,08
Fattuhi (1994 ^c)	73	0,60	75,00	148,00	153,90	124,00	27,60	0,53%	100,53	452,00	65	64,47	56,06	66,87	50,15	47,55	46,16
Fattuhi (1994 ^c)	74	0,80	75,00	148,20	153,70	94,20	27,60	0,69%	100,53	452,00	53	50,7	44,09	52,06	39,05	36,68	35,81
Fattuhi (1994 ^b)	92	0,67	150,00	249,00	150,20	223,00	26,16	0,68%	226,19	452,00	126	132,32	115,06	134,06	100,54	95,7	92,7
Fattuhi (1994 ^b)	116	0,75	160,00	237,00	150,00	212,00	76,30	0,49%	157,08	454,00	95	83,44	72,55	91,79	68,84	62,75	62,13
Fattuhi (1994 ^b)	117	0,80	175,00	246,00	152,00	220,00	76,30	0,68%	226,19	452,00	121	114,17	99,28	124,07	93,05	84,97	83,96
Foster <i>et al.</i> (1996)	SC1-4	0,55	330,00	700,00	125,00	600,00	90,00	0,90%	678,60	430,00	470	448,92	390,37	492,16	369,12	339,17	330,47
Kriz, Rath (1965)	40	0,59	241,00	457,00	203,00	409,00	29,90	0,93%	773,00	305,00	387	341,69	297,12	350,67	263	250,6	242,29
Kriz, Rath (1965)	83	0,53	216,00	457,00	203,00	411,00	15,90	0,48%	401,00	316,00	229	201,14	174,9	205,49	154,11	149,05	143,44

Tabela 4 – Consolos sem armadura de costura com ruína pelo esmagamento da biela comprimida

Pesquisador	Consolos	Geometria						f_c (MPa)	Armadura			V_u (kN)	NBR 9062	NBR 9062 com segurança	EUROCODE 2	EURO CODE 2 com segurança
		a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	c(mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)					
Fattuhi (1990 ^b)	17	0,59	86,73	150,00	150,00	147,00	200,00	24,60	1,01%	226,19	450,00	109,00	161,45	115,32	116,80	77,86
Fattuhi (1990 ^b)	25	0,74	108,78	150,00	150,00	147,00	200,00	29,80	1,01%	226,19	452,00	108,50	168,45	120,32	122,50	81,70
Fattuhi (1990 ^b)	26	0,53	77,91	150,00	150,00	147,00	200,00	29,80	0,70%	157,08	454,00	112,50	207,41	148,15	154,80	103,20
Fattuhi (1990 ^b)	33	0,50	73,50	150,00	150,00	147,00	200,00	32,00	0,45%	100,53	451,00	91,00	229,27	163,77	174,20	116,10
Fattuhi (1990 ^b)	34	0,91	133,77	150,00	150,00	147,00	200,00	32,00	1,51%	339,29	452,00	114,00	152,71	109,08	112,30	74,87
Fattuhi (1990 ^b)	41	0,91	133,77	150,00	150,00	147,00	200,00	28,70	1,23%	276,46	452,00	98,00	136,96	97,83	100,00	66,68
Fattuhi (1990 ^b)	42	0,90	132,30	150,00	150,00	147,00	200,00	28,70	2,26%	508,94	427,00	111,50	138,32	98,80	100,90	67,28
Fattuhi (1994 ^c)	67	0,83	110,00	148,40	152,90	132,40	200,00	29,30	1,12%	226,19	452,00	101,30	149,93	107,09	101,00	67,33
Fattuhi (1994 ^c)	68	0,98	110,00	148,40	152,10	112,40	200,00	29,30	1,32%	226,19	452,00	96,00	122,79	87,71	75,03	49,76
Fattuhi (1994 ^c)	71	0,91	110,00	147,50	154,50	121,50	200,00	27,60	1,47%	276,46	452,00	116,50	129,28	92,34	82,03	54,69
Fattuhi (1994 ^b)	91	0,89	200,00	251,00	151,50	225,00	300,00	26,16	0,66%	226,19	452,00	86,00	140,59	100,42	142,90	95,25
Fattuhi (1994 ^b)	92	0,67	150,00	249,00	150,20	223,00	300,00	26,16	0,68%	226,19	452,00	127,00	172,64	123,32	175,50	117,00
Fattuhi (1994 ^b)	102	0,77	165,00	250,10	154,00	214,10	300,00	27,20	1,54%	508,94	427,00	181,20	165,82	118,44	161,00	107,40
Fattuhi (1994 ^b)	104	0,57	120,00	249,00	154,50	210,00	300,00	27,20	1,57%	508,94	427,00	212,00	201,72	144,08	195,90	130,60
Fattuhi (1994 ^a)	116	0,75	160,00	237,00	150,00	212,00	300,00	76,30	0,49%	157,08	454,00	114,50	459,54	328,25	555,80	370,50
Fattuhi (1994 ^a)	117	0,80	175,00	246,00	152,00	220,00	300,00	76,30	0,68%	226,19	452,00	152,60	449,99	321,42	551,60	367,70
Foster <i>et al.</i> (1996)	SC1-2	0,50	300,00	700,00	125,00	600,00	425,00	90,00	2,51%	1884,96	430,00	950,00	1284,69	917,64	2922,00	1948,00
Foster <i>et al.</i> (1996)	SC2-2	0,50	300,00	700,00	125,00	600,00	425,00	62,00	2,51%	1884,96	430,00	700,00	885,01	632,15	1412,00	941,40
Foster <i>et al.</i> (1996)	SC2-4	0,50	300,00	700,00	125,00	600,00	425,00	62,00	0,90%	678,60	430,00	490,00	961,80	687,00	1412,00	941,40
Foster <i>et al.</i> (1996)	PA1	0,60	300,00	600,00	150,00	500,00	400,00	53,00	2,51%	1884,96	450,00	550,00	581,41	415,29	965,80	643,90

Comparação entre modelos de cálculo de consolos para estruturas de concreto pré-moldado

Tabela 4 – Consolos sem armadura de costura com ruína pelo esmagamento da biela comprimida (continuação)

Pesquisador	Consolos	Geometria						f_c (MPa)	Armadura			V_u (kN)	NBR 9062	NBR 9062 com segurança	EUROCODE 2	EURO CODE 2 com segurança
		a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	c (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)					
Foster <i>et al.</i> (1996)	PB1	0,60	300,00	600,00	150,00	500,00	400,00	105,00	4,93%	3694,50	495,00	1180,00	999,23	713,74	3504,00	2336,00
Foster <i>et al.</i> (1996)	PE1	1,00	450,00	600,00	150,00	450,00	550,00	71,00	4,52%	3053,63	480,00	680,00	380,91	272,08	787,80	525,20
Fattuhi;e Hughes (1989 ^a)	T1	0,59	86,73	150,00	150,00	147,00	200,00	40,00	0,70%	157,08	558,00	93,20	262,88	187,77	202,30	134,90
Fattuhi;e Hughes (1989 ^a)	T6	0,59	86,73	150,00	150,00	147,00	200,00	42,00	1,01%	226,19	491,00	136,30	276,02	197,16	214,50	143,00
Hermansen e Cowan (1974)	HM7	0,54	121,00	254,00	228,00	223,00	228,00	40,30	0,75%	434,34	345,33	265,00	639,82	457,02	499,90	333,30
Hermansen e Cowan (1974)	HM8	0,54	121,00	254,00	228,00	223,00	228,00	47,60	0,75%	434,34	345,33	255,00	755,72	539,80	615,80	410,50
Birkle <i>et al.</i> (2002)	1,00	0,95	210,00	260,00	150,00	220,00	310,00	49,00	2,31%	900,00	470,00	540,00	306,67	219,05	257,80	171,80
Birkle <i>et al.</i> (2002)	2,00	0,95	210,00	260,00	150,00	220,00	310,00	49,00	2,41%	940,00	610,00	596,00	306,67	219,05	257,80	171,80
Mattock <i>et al.</i> (1976)	A2	0,67	152,40	254,00	127,00	228,60	203,20	27,80	1,24%	400,00	321,29	158,40	86,92	62,09	161,60	107,70

Tabela 5 – Consolos com armadura de costura com ruína pelo escoamento do tirante

Pesquisador	Consolos	Geometria					f_c (MPa)	Armadura			V_y (kN)	NBR 9062	NBR 9062 com segurança	PCI	PCI com segurança	EURO CODE 2	EURO CODE 2 com segurança
		a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)	d (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)							
Foster <i>et al.</i> (1996)	SC1-3	0,50	300,00	700,00	125,00	600,00	90,00	0,78%	678,60	430,00	700,00	486,33	422,90	533,91	400,43	368,95	357,95
Foster <i>et al.</i> (1996)	SC2-3	0,50	300,00	700,00	125,00	600,00	62,00	0,78%	678,60	430,00	580,00	486,33	422,90	516,18	387,14	363,62	350,90
Oliveira (2012)	M1A	0,62	225,00	400,00	200,00	362,50	26,52	0,31%	245,44	575,00	222,50	195,82	170,28	206,38	154,78	145,72	142,12
Oliveira (2012)	M1B	0,62	225,00	400,00	200,00	362,50	33,95	0,31%	245,44	575,00	246,00	195,82	170,28	210,34	157,75	147,20	144,15
Kriz, Rath (1965)	1S	0,59	242,00	458,00	203,00	410,00	29,90	0,83%	775,00	303,00	426,00	340,21	295,83	349,05	261,79	249,35	241,14
Kriz, Rath (1965)	2S	0,59	242,00	458,00	203,00	410,00	31,70	0,83%	775,00	303,00	487,00	340,21	295,83	351,24	263,43	250,22	242,29
Kriz, Rath (1965)	3S	0,59	242,00	458,00	203,00	410,00	30,50	0,83%	775,00	310,00	490,00	348,07	302,67	357,00	267,75	255,01	246,58

Tabela 6 – Consolos com armadura de costura com ruína pelo esmagamento da biela comprimida

Pesquisador	Consolos	Geometria						f_c (MPa)	Armadura			V_u (kN)	NBR 9062	NBR 9062 com segurança	EURO CODE	EURO CODE com segurança
		a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	c (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)					
Foster <i>et al.</i> (1996)	SC2-1	0,50	300,00	700,00	125,00	600,00	425,00	62,00	2,15%	1884,96	430,00	980,00	885,01	632,15	1412,00	941,40
Foster <i>et al.</i> (1996)	SD1	0,50	300,00	700,00	125,00	600,00	425,00	95,00	2,15%	1884,96	430,00	1000,00	1356,07	968,62	3337,00	2224,67
Foster <i>et al.</i> (1996)	SD2	0,50	300,00	700,00	125,00	600,00	425,00	65,00	2,15%	1884,96	430,00	1000,00	927,84	662,74	1525,00	1016,00
Foster <i>et al.</i> (1996)	PA2	0,60	300,00	600,00	150,00	500,00	400,00	53,00	2,09%	1884,96	450,00	800,00	581,41	415,29	965,80	643,87
Foster <i>et al.</i> (1996)	PB2	0,60	300,00	600,00	150,00	500,00	400,00	105,00	4,11%	3694,50	495,00	1150,00	999,23	713,74	3504,00	2336,00
Foster <i>et al.</i> (1996)	PE2	1,00	450,00	600,00	150,00	450,00	550,00	71,00	3,39%	3053,63	480,00	710,00	380,91	272,08	787,80	525,20
Foster <i>et al.</i> (1996)	PG1	0,60	300,00	600,00	150,00	500,00	400,00	45,00	2,09%	1884,96	415,00	674,00	493,65	352,61	783,70	522,50
Foster <i>et al.</i> (1996)	PG2	0,60	300,00	600,00	150,00	500,00	400,00	94,00	2,09%	1884,96	415,00	1050,00	1031,18	736,56	2618,00	1745,00
Fattuhi;e Hughes (1989 ^a)	T7	0,59	86,73	150,00	150,00	147,00	161,73	38,50	1,01%	226,19	491,00	156,60	252,67	180,48	193,30	128,90
Fattuhi;e Hughes (1989 ^a)	T8	0,59	86,73	150,00	150,00	147,00	161,73	42,00	1,01%	226,19	491,00	188,40	275,64	196,89	214,50	143,00
Fattuhi;e Hughes (1989 ^a)	T9	0,59	86,73	150,00	150,00	147,00	161,73	38,50	1,01%	226,19	491,00	153,40	252,67	180,48	193,30	128,87

Tabela 6 – Consolos com armadura de costura com ruína pelo esmagamento da biela comprimida (continuação)

Pesquisador	Consolos	Geometria						f_c (MPa)	Armadura			V_u (kN)	NBR 9062	NBR 9062 com segurança	EURO CODE	EURO CODE com segurança
		a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	c (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)					
Hermansen e Cowan (1974)	HM4	0,54	121,00	254,00	228,00	223,00	228,00	44,70	0,42%	243,23	342,86	304,00	709,68	506,92	568,30	378,80
Hermansen e Cowan (1974)	HM6	0,54	121,00	254,00	228,00	223,00	228,00	45,00	0,42%	243,23	342,86	349,00	714,44	510,32	573,10	382,07
Oliveira (2012)	M1A	0,62	225,00	400,00	200,00	362,50	300,00	26,52	0,31%	245,44	575,00	331,17	260,96	186,40	402,80	268,53
Oliveira (2012)	M1B	0,62	225,00	400,00	200,00	362,50	300,00	33,95	0,31%	245,44	575,00	366,86	334,07	238,62	530,00	353,40
Mattock <i>et al.</i> (1976)	B2	0,67	152,40	254,00	127,00	228,60	203,20	23,8	1,24%	400,00	320,60	173,04	74,59	53,28	136,60	91,07
Torres (1998)	CH0V0	0,53	150,00	350,00	150,00	285,00	250,00	74,16	0,93%	490,87	486,00	1000,00	893,67	638,34	1044,00	696,00
Torres (1998)	CH5V5	0,53	150,00	350,00	150,00	285,00	250,00	72,15	0,93%	490,87	486,00	1250,00	869,45	621,04	992,50	661,60
Torres (1998)	CH5V0	0,53	150,00	350,00	150,00	285,00	250,00	69,04	0,93%	490,87	486,00	1070,00	831,97	594,27	918,10	612,10
Torres (1998)	CH0V5	0,53	150,00	350,00	150,00	285,00	250,00	67,9	0,93%	490,87	486,00	956,00	818,24	584,45	892,30	594,90
Torres (1998)	CH4V4	0,53	150,00	350,00	150,00	285,00	250,00	69,01	0,93%	490,87	486,00	1080,00	831,61	594,01	917,40	611,60
Torres (1998)	CH4V0	0,53	150,00	350,00	150,00	285,00	250,00	79,25	0,93%	490,87	486,00	1160,00	955,01	682,15	1188,00	792,20
Torres (1998)	CH6V0	0,53	150,00	350,00	150,00	285,00	250,00	70,41	0,93%	490,87	486,00	1195,00	848,48	606,06	950,10	633,40