

Influência da relação tensão *versus* deformação do concreto na análise numérica de pilares mistos preenchidos com concreto utilizando Crestbond como conectores de cisalhamento

Influence of stress-strain relationship of concrete in numerical analysis in concrete-filled steel tube columns using Crestbond as shear connectors

Lucas Ribeiro dos Santos (1); Ariany Cardoso Pereira (2); Rodrigo Barreto Caldas (3); Cristiane Caroline Campos Lopes (4); Tamiris Luiza Soares Lanini (5)

(1) *Doutorando em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais.*

(2) *Doutoranda em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais.*

(3) *Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais.*

(4) *Doutoranda em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais.*

(5) *Doutoranda em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, São Paulo-Brasil.*

Resumo

Este artigo apresenta um estudo numérico sobre a influência da relação constitutiva tensão *versus* deformação de compressão do concreto de pilares mistos preenchidos com concreto utilizando Crestbond como conectores de cisalhamento. Para levar em conta o efeito do dano e da plasticidade do concreto na modelagem numérica foi utilizado o modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity*, implementado no programa de elemento finitos ABAQUS. Esse modelo é ideal para simular condições em que o concreto se encontra confinado, sendo que um dos parâmetros que descreve o comportamento do material nesse modelo refere-se a relação tensão *versus* deformação do material. No presente estudo, quando os conectores são acionados, o concreto fica submetido a elevadas deformações de compressão na região da conexão e, portanto, faz-se necessário uma avaliação mais precisa da resposta da dano do material nessas regiões, visto que os modos de falha que surgem na conexão são estritamente relacionados ao comportamento do material. Para isso, foram analisadas três relações constitutivas para o concreto, sendo elas diferenciadas, principalmente, pelos níveis de deformação do concreto na região amolecimento. Ao final, os resultados numéricos obtidos foram comparados com os obtidos na análise experimental, sendo que a melhor aproximação dentre as relações analisadas foi de uma diferença menor que 17% quando se comparou a força máxima numérica pela força máxima obtida experimentalmente.

Palavra-Chave: Análise Numérica; Pilares Mistos, Tensão-Deformação

Abstract

This paper presents a study about the influence of stress strain relationship of concrete in the numerical analysis of concrete filled steel tube columns using Crestbond as shear connectors. The numerical analyzes were performed in the Abaqus finite element program. In the modeling of the core of concrete, to take into account the effects of damage and plasticity for the concrete material, the Concrete Damage Plasticity model was used. This constitutive model is ideal for simulating conditions where there is local confinement of the concrete, and one of the parameters provided to configure the constitutive model in question is the relation tension versus deformation of the material. In the models, three stress versus strain diagrams for the compressed concrete were analyzed. During the analyzes the strength versus slip relative curves obtained numerically and experimentally were compared. At the end, a tension versus strain relationship was chosen to approximate the numerical results to the experimental ones considered in this work. The numerical results presented good agreement with the experimental ones, with values of maximum strength differing less than 17%.

Keywords: Numerical analysis; Concrete filled steel columns; Constitutive Relation.

1 Introdução

A aplicação de pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) apresentou um crescimento significativo nas últimas décadas, devido principalmente, dentre outras vantagens, ao fato desse tipo de elemento estrutural combinar a ductilidade, geralmente relacionada a estruturas de aço, com a rigidez característica de uma estrutura de concreto.

Nessa configuração de pilar misto, a transferência de forças entre os elementos é realizada através de dois mecanismos distintos: a aderência natural (a adesão, a aderência mecânica e o atrito) e a interação mecânica (conectores de cisalhamento). Neste artigo foi desenvolvido um modelo numérico de elementos finitos, no programa ABAQUS, a fim de estudar a transferência de forças via conectores de cisalhamento. Desta forma, o conector adotado foi o Crestbond com dois dentes de aço (figura 1), um conector em chapa com recortes regulares desenvolvido por Veríssimo (2007) na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).

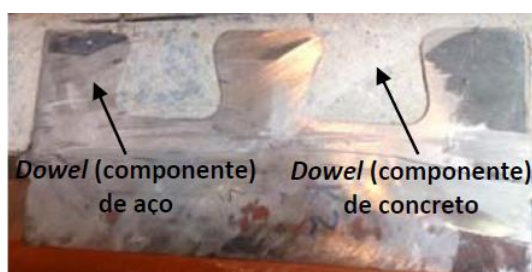


Figura 1 - Conector Crestbond com 3 dentes de aço em conexão com o concreto (CARDOSO (2018))

A complexa geometria do conector somado ao comportamento heterogêneo do concreto e à interação entre o aço e o concreto fazem com que a avaliação numérica desse tipo de conexão seja, ainda, algo desafiador. Neste contexto, para a presente pesquisa, buscou-se definir um modelo numérico que fosse capaz de simular o comportamento não linear do concreto em estado confinado, para tanto foram analisadas três relações tensão *versus* deformação na compressão: a curva da norma europeia EN 1992-1-1:2004; a curva da EN 1992-1-1:2004 seguida por um complemento proposto por PAVLOVIC (2013); e, a curva da EN 1992-1-1:2004 seguida por um complemento proposto por VAN GYSEL e TAERWE (1996). Após as análises numéricas, obtiveram-se as curvas força *versus* deslocamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, comparando-as, por fim, com os resultados obtidos experimentalmente.

2 Programa Experimental

A etapa experimental foi baseada em um estudo recente desenvolvido na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) sobre a aplicação do conector Crestbond nos PMPC esbeltos por meio da realização de um ensaio assimétrico. Nesse artigo foram avaliados protótipos do programa experimental, descritos como modelo E e F. As figuras 2 e 3 apresentam a configuração de ensaio dos modelos E e F, respectivamente.

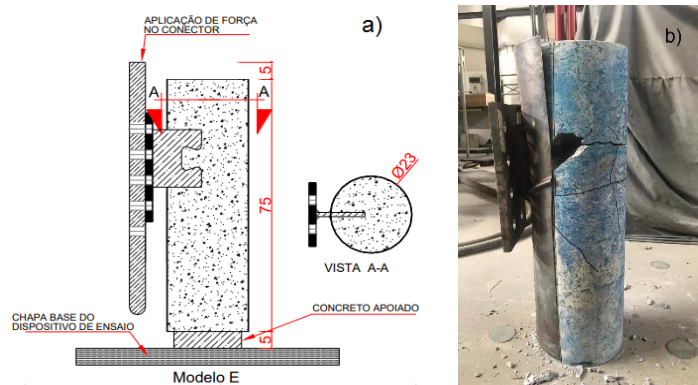


Figura 2 - Modelo E: a) configuração esquemática; b) após o ensaio (ELABORADO PELO AUTOR (2019))

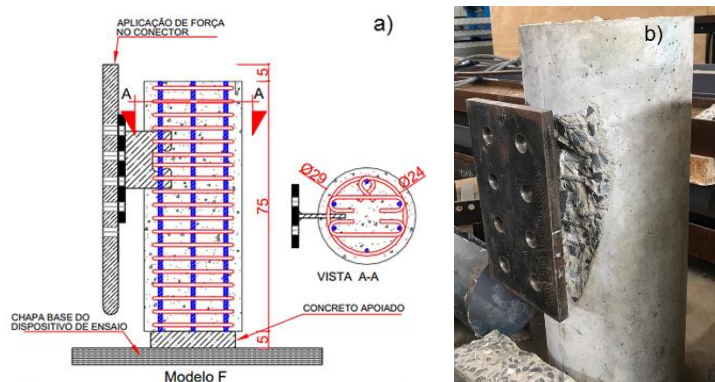


Figura 3 - Modelo F: a) configuração esquemática; b) após o ensaio (ELABORADO PELO AUTOR (2019))

As configurações do ensaio (figura 4) foram as mesmas para os dois modelos analisados, sendo elas:

- Os modelos ensaiados possuíam uma altura de 750 mm;
- O conector Crestbond instalado nos dois modelos a um nível de altura de 700 mm;
- Apenas a base do núcleo de concreto foi apoiado no dispositivo de ensaio, permitindo que houvesse o deslizamento relativo do tubo de aço em relação ao núcleo de concreto. Essa disposição dos elementos na análise experimental faz com que a força seja aplicada no tubo de aço e resistida na base pelo núcleo de concreto, provocando cisalhamento na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, de modo que os conectores sejam solicitados.

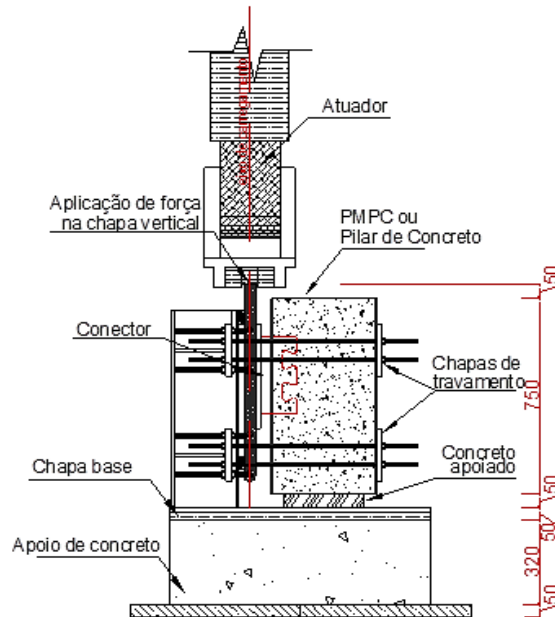


Figura 4 - Configuração do ensaio, as dimensões estão em mm (ELABORADO PELO AUTOR (2019)).

Dentre as diferenças na estrutura de cada modelo, podem-se citar o fato do modelo do modelo E possuir tubo externo (pilar misto preenchido com concreto) e a ausência de armadura no interior do núcleo de concreto e, no caso do modelo F, o modelo não conter tubo externo (pilar de concreto) e dispor de uma armadura no núcleo de concreto com uma configuração apropriada para a introdução do conector Crestbond.

Na realização dos ensaios experimentais, o carregamento foi aplicado gradualmente pelo atuador na chapa de topo apoiada sobre o tubo de aço (figura 4). Os procedimentos para realização dos estudos experimentais seguiram as especificações de ensaios de cisalhamento da norma europeia EN 1994-1-1:2004. Desta forma, os ensaios foram realizados em duas etapas. Na etapa inicial foram realizados 25 ciclos de carga e descarga, cuja força aplicada variava entre 5% e 40% da força máxima esperada (P_u). Na segunda etapa, os protótipos foram submetidos a um carregamento quase-estático e progressivo até o fim do ensaio.

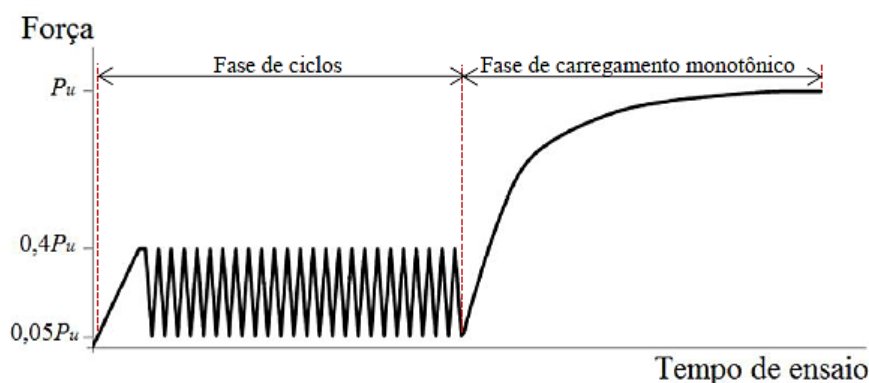


Figura 5 - Diagrama força versus tempo de ensaio em ensaios de cisalhamento (CARDOSO (2018))

2 Modelo Numérico

A modelagem do tubo de aço, concreto e conectores foi constituída por elementos finitos do tipo C3D8 (linear, hexaédrico e sólido). Esse elemento, apresentado na figura 6, possui oito nós e três graus de liberdade por nó: translações em três direções ortogonais entre si.

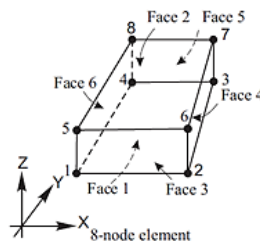


Figura 6 - Elemento de Malha C3D8 – (adaptado de STAROSSEK e FALAH (2008)).

O contato entre concreto, perfil de aço e Crestbond foi simulado através de interações face a face, sendo que para o contato entre o conector e o concreto foi adotado um coeficiente de atrito estático igual a 0,5, entre o tubo de aço e o conector foi considerado um atrito estático igual a 1,0 (para simular a solda) e nas regiões de contato restantes, não foi adotado atrito. Na figura 7 são apresentados os modelos numéricos E e F.

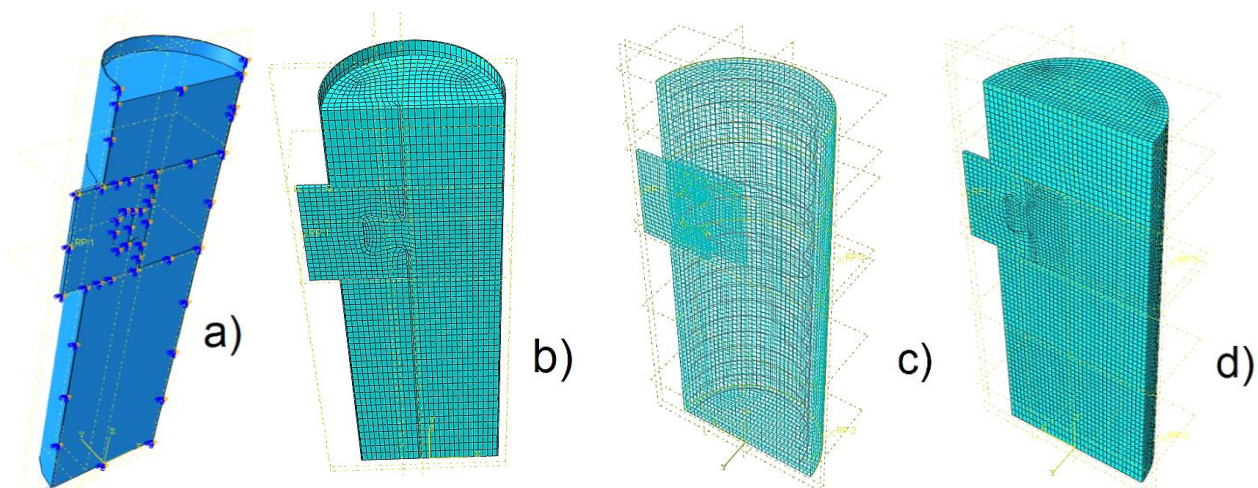


Figura 7 – a) Simetria representada no modelo E; b) Disposição da malha no modelo E; c) Disposição das armaduras no interior do núcleo de concreto do modelo F; d) Disposição da malha no modelo F – (ELABORADO PELO AUTOR (2019))

A respeito das configurações do modelo numérico, foram realizadas as seguintes considerações: (i) o ensaio experimental foi realizado de modo assimétrico e os modelos numéricos foram construídos representando essa assimetria; (ii) para o tubo de aço e os conectores Crestbond foram utilizadas as propriedades mecânicas medidas experimentalmente e, para o concreto, utilizou-se as propriedades mecânicas de resistência a compressão obtida no ensaio de caracterização. As Tabelas 1 e 2

apresentam as propriedades mecânicas utilizadas para os aços e para o concreto, respectivamente.

Tabela 1 – Propriedades mecânicas do aço dos tubos e conectores

Material	Densidade (g/cm ³)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coefficiente Poisson	Resistência ao escoamento (MPa)	Resistência à ruptura (MPa)
Tubo de aço	7,85	200.000	0,3	315,36	411,68
Crestbond	7,85	200.000	0,3	341	454
Barras de Aço (Modelo F)	7,85	200.000	0,3	781,01	843,5

Tabela 2 – Propriedades mecânicas do concreto

Modelo	Densidade (g/cm ³)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Coefficiente Poisson	Resistência média à compressão (MPa)	Resistência média à tração (MPa)
E	2,40	30,37	0,2	37,63	2,87
F	2,40	31,51	0,2	40,69	3,06

Para a modelagem constitutiva do núcleo de concreto, foi utilizado o modelo de dano com plasticidade *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* implementado do ABAQUS. Esse modelo é adequado para modelagem de materiais frágeis, como o concreto. Dentre os parâmetros numéricos necessários a esse modelo, têm-se: o ângulo de dilatância (ψ); a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}); a razão entre o segundo invariante de tensão do meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão (K_C); a viscosidade (μ_{vis}); e a excentricidade (ϵ). Para o presente trabalho, adotou-se $\psi = 36^\circ$, $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$, $K_C = 2/3$, e $\mu_{vis} = 0,1$ e $\epsilon = 0,00005$. O comportamento do concreto à tração foi representado através de curvas de tensão *versus* tamanho de abertura por fissura fictícia. Onde o primeiro ponto dessa curva tem como tensão a resistência do concreto à tração, e a partir desse ponto é representada a perda de resistência devida ao processo de fissuração. Para o presente estudo, adotou-se a curva tensão *versus* abertura de fissuras proposto por Kim e Nguyen (2010), com abertura de fissuras fictícias igual a 6 mm.

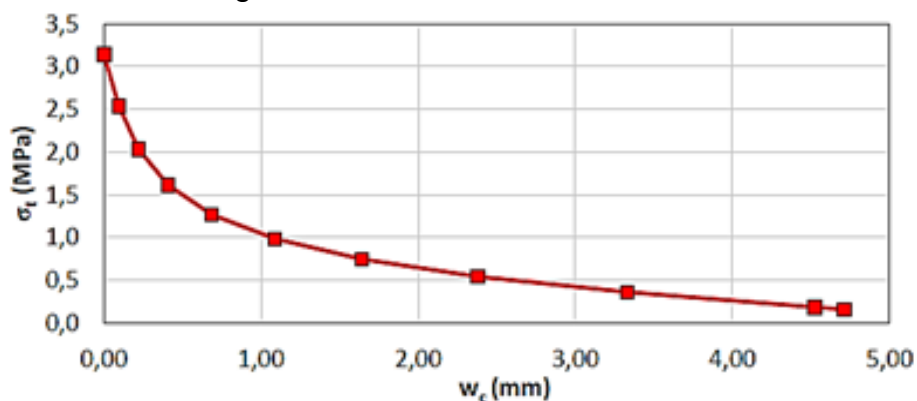


Figura 8 - Curva tensão *versus* abertura de fissuras (Kim e Nguyen, 2010).

2.1 Influência das relações de tensão versus deformação na compressão

Para representar a relação de tensão *versus* deformação na compressão do concreto, foram avaliadas no modelo numérico as relações propostas pela EN 1992-1-1: 2004, e os complementos das curvas por Pavlovic *et al.* (2013) e por Van Gysel e Taerwe (1996).

A relação prescrita na norma EN 1992-1-1:2004 é dada pela equação 1 (comportamento representado pela Figura 9), onde ε_{c1} e ε_{cu1} são deformações do concreto obtidas conforme a Tabela 3.1 da norma EN 1992-1-1:2004 e E_{cm} é o módulo de elasticidade secante, no intervalo $0 \leq \sigma_c < 0,4f_{cm}$.

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (\text{Equação 1})$$

na qual η e k são dados por:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (\text{Equação 2})$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (\text{Equação 3})$$

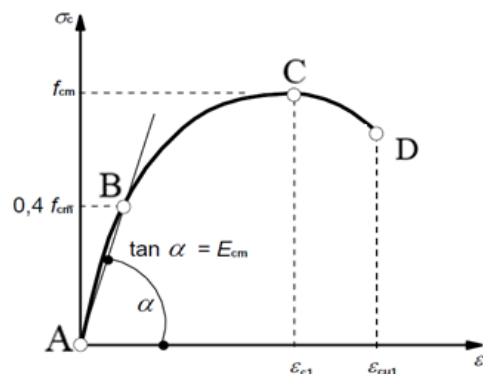


Figura 9 – Curva tensão *versus* deformação proposta pela EN 1992-1-1: 2004.

No entanto, em situações em que há aplicação de conectores de cisalhamento, a deformação do concreto na região dos conectores pode ultrapassar a deformação última (ε_{cu1} - ponto D) prevista pela norma EN 1992-1-1: 2004. Além disso, o esmagamento causa um amolecimento do concreto, resultando na diminuição da rigidez do material, fato que não está previsto pela equação da norma europeia. Para contornar essa situação, Pavlovic *et al.* (2013) e Van Gysel e Taerwe (1996) propuseram equações para estender a curva dada pela EN 1992-1-1:2004 e simular o comportamento do concreto submetido à elevadas deformações de compressão (figura 10).

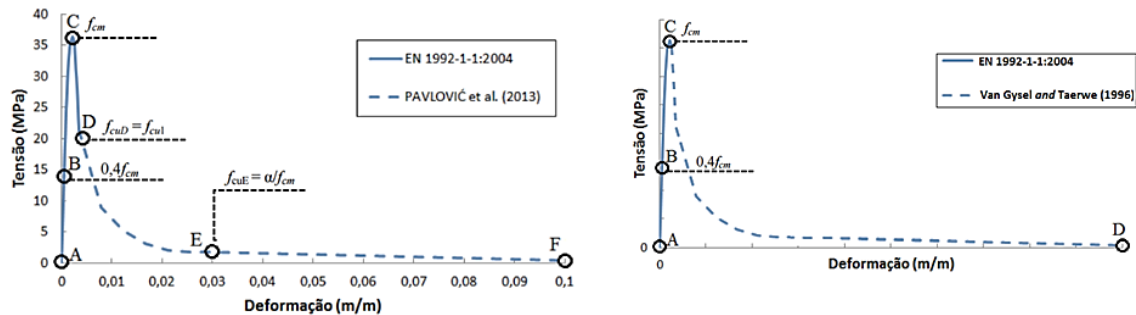


Figura 10 – Relações de tensão *versus* deformação na compressão (ELABORADO PELO AUTOR (2019)).

A proposta de Van Gysel e Taerwe (1996) é um prolongamento da norma europeia para deformações superiores à correspondente a f_{cm} e obedece a expressão abaixo.

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \frac{1}{1 + \left\{ \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_p} - 1 \right)^2 \right\}^{n_2}}, \text{ para } \sigma \geq f_{cm} \quad (\text{Equação 4})$$

onde n_2 é um parâmetro a ser ajustado para cada concreto.

Por outro lado, Pavlovic *et al.* (2013) propuseram uma curva contínua senoidal que se inicia no ponto D (final) da norma europeia e segue até a deformação $\epsilon_{cu} = 0,01$, definida pela equação seguir:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen} \left(\frac{\mu \alpha_{tD} \alpha_{tE} \pi}{2} \right)}{\beta \text{sen} \left(\frac{\alpha_{tE} \pi}{2} \right)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], & \epsilon_{cuD} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cuE} \\ \frac{f_{cuE} (\epsilon_{cuF} - \epsilon_c) + f_{cuF} (\epsilon_c - \epsilon_{cuE})}{(\epsilon_{cuF} - \epsilon_{cuE})}, & \epsilon_c > \epsilon_{cuE} \end{cases} \quad (\text{Equação 5})$$

onde: $\mu = (\epsilon_c - \epsilon_{cuD}) / (\epsilon_c - \epsilon_{cuD})$.

As tensões no ponto D e E são definidas como $f_{cuD} = f_{cu1} = \sigma_c(\epsilon_{cu1})$; $f_{cuE} = \alpha f_{cm}$. As deformações no ponto D e E são definidas como $\epsilon_{cuD} = \epsilon_{cu1}$; $\epsilon_{cuE} = 0,03$, respectivamente. Os parâmetros restantes são definidos como: $\alpha = 20$, $\alpha_{tD} = 0,5$, $\alpha_{tE} = 0,10$ e $\beta = f_{cm} / f_{cu1}$.

2.1.1 Resultados

As curvas de força aplicada *versus* deslizamento relativo do concreto em relação ao tubo obtidas numericamente foram comparadas às determinadas experimentalmente e estão apresentadas nas figuras 11 e 12.

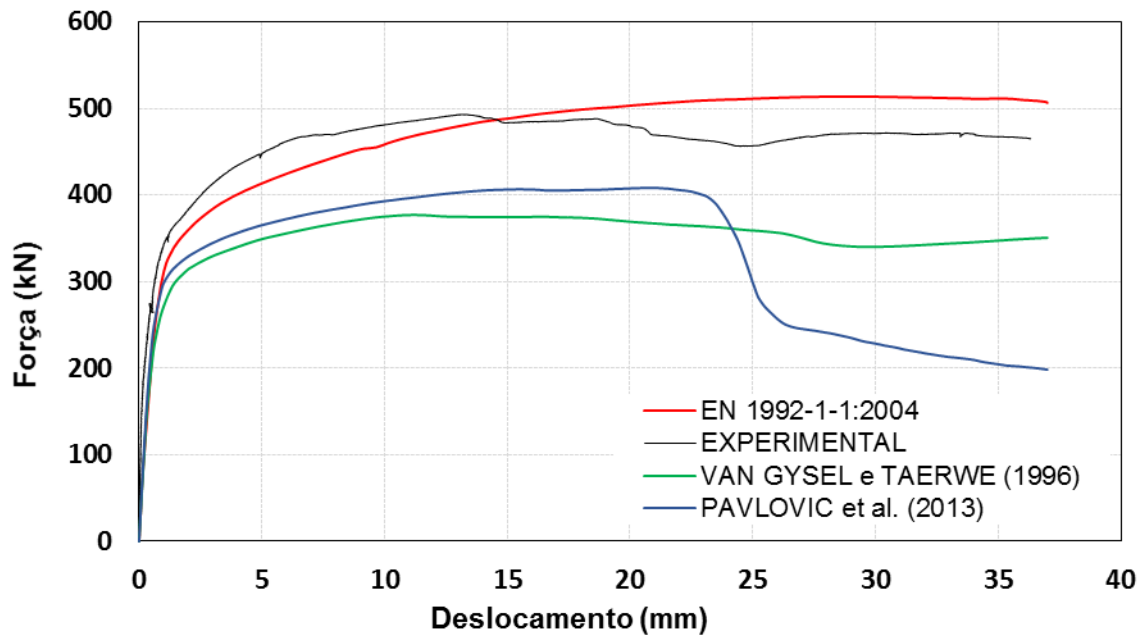


Figura 11 – Curvas força *versus* deslizamento relativo do modelo E (ELABORADO PELO AUTOR (2019))

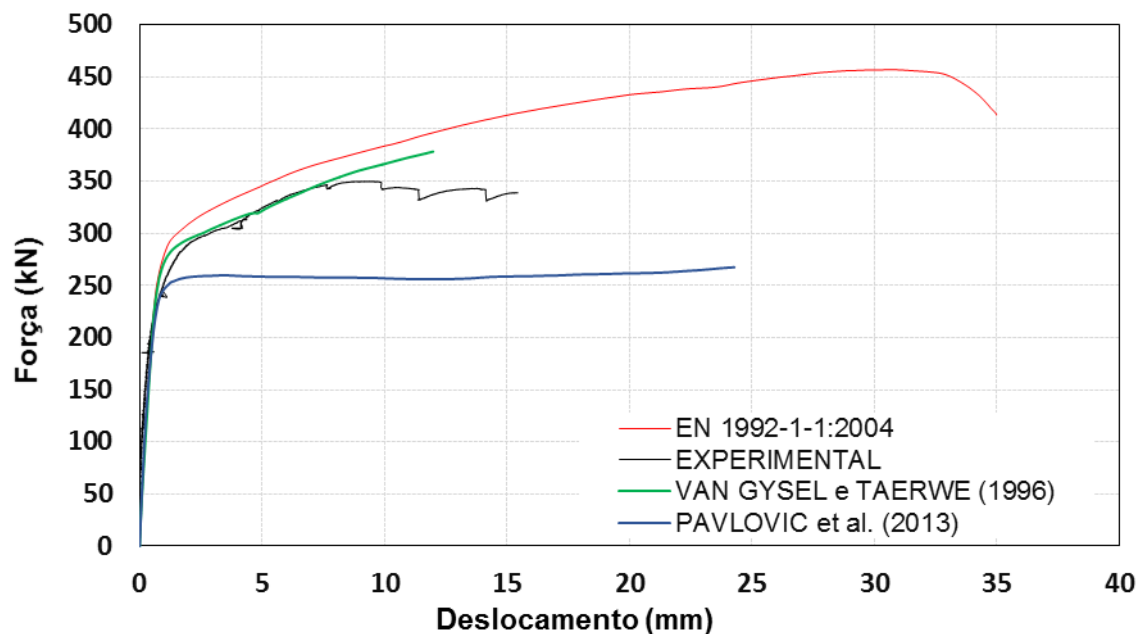


Figura 12 – Curvas força *versus* deslizamento relativo do modelo F (ELABORADO PELO AUTOR (2019)).

As forças máximas obtidas nos modelos numéricos foram comparadas às obtidas nos experimentos na Tabela 3, na qual P_N é a força máxima obtida numericamente e P_E é a força máxima obtida experimentalmente.

Tabela 3 – Razão entre as curvas obtidas numericamente e as experimentais

Modelo	Relação tensão <i>versus</i> deformação	P_N (kN)	P_E (kN)	Razão
E	Pavlovic et al. (2013)	408,05	492,99	0,83
	EN 1992-1-1:2004	513,51		1,04
	Van Gysel e Taerwe (1996)	376,88		0,76
F	Pavlovic et al. (2013)	296,72	349,92	0,85
	EN 1992-1-1:2004	456,94		1,31
	Van Gysel e Taerwe (1996)	378,37		1,08

Nos modelos E e F, observa-se que ao adotar a relação tensão *versus* deformação apresentada pela norma EN 1992-1-1:2004 os resultados numéricos foram predominantemente acima do que aqueles obtidos na análise experimental (Figuras 11 e 12). Inclusive, na Tabela 3, quando se compara os resultados em termos de força máxima numérica e experimental, observa-se uma razão de 1,04 e 1,31 nos modelos E e F, respectivamente. Isso ocorreu porque o ABAQUS mantém constante o último ponto de tensão da curva (ponto D – Figura 9) e, como o concreto situado na região da conexão apresenta níveis elevados de deformação, a curva da norma EN 1992-1-1:2004 foi insuficiente para representar o concreto para os níveis elevados de deformação (deformações superiores à ϵ_{cu1}) na região em que o conector está em contato com o concreto e, neste caso, os resultados obtidos mostram-se com uma resistência e rigidez muito maior do que aquela observada na análise experimental. Sendo assim, somente a curva da norma EN 1992-1-1:2004 apresentou-se inviável para ser utilizada na calibração dos modelos E e F.

Com destaque ao modelo F para a curva proposta por Van Gysel e Taerwe (1996), a análise numérica foi finalizada pelo ABAQUS em um nível de deslocamento muito abaixo do previsto, para um valor abaixo dos 15 mm de deslocamento. Nota-se nesse modelo que os valores numéricos se distanciavam continuamente dos resultados experimentais até a análise ser finalizada (figura 12). Sendo não possível a convergência dos resultados para esse modelo, foi descartada a viabilidade de se utilizar a proposta de Van Gysel e Taerwe (1996) para calibração dos modelos E e F.

Ademais, pela Tabela 3 verifica-se que a relação tensão *versus* deformação proposta por Van Gysel e Taerwe (1996) apresentou uma razão de 1,08, enquanto que a relação proposta por Pavlovic *et al.* (2013) conduziu a uma razão de 0,85 entre os valores de força máxima numérica e experimental, ambos para o modelo F.

Desta forma, dentre as relações constitutivas propostas analisadas neste estudo, a relação proposta por Pavlovic *et al.* (2013) mostrou-se mais conservadora para a calibração dos modelos numéricos e, portanto, adotou-se essa proposta para validação dos modelos numéricos de pilares mistos preenchidos com concreto utilizando Crestbond como conectores de cisalhamento.



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



@ 2020 - IBRACON - ISSN 2175-8182

3 Conclusões

Este estudo buscou avaliar o impacto das relações constitutivas aplicadas a modelos numéricos de pilares mistos preenchidos com concreto utilizando um conector de cisalhamento em chapa denominado Crestbond. É sabido que nestes casos, o núcleo encontra-se confinado e, ao mesmo tempo, na região da conexão, quando os conectores são acionados, o concreto fica submetido a níveis elevados de deformação na região da conexão. Portanto, utilizando-se o modelo constitutivo denominado como *Concrete Damage Plasticity*, implementado no ABAQUS, foi possível verificar a influência do comportamento do concreto à compressão por meio de três relações constitutivas distintas, sendo elas: a relação proposta pela norma EN 1992-1-1:2004, a relação EN 1992-1-1:2004 seguida por um complemento proposto por Van Gysel e Taerwe (1996) e, por fim, a relação EN 1992-1-1:2004 proposta pelo complemento proposto por Pavlovic *et al.* (2013).

Observou-se que ao se utilizar a relação proposta pela curva da norma EN 1992-1-1:2004 o concreto apresentava elevados níveis de resistência e rigidez, fornecendo resultados inconsistentes com as observações experimentais. Por outro lado, a relação proposta por Van Gysel e Taerwe (1996) não possibilitou a convergência dos resultados, principalmente para o modelo F.

Por fim, a relação constitutiva proposta por Pavlovic *et al.* (2013) conduziu a uma melhor concordância entre os resultados numéricos e experimentais sendo a mais indicada para simulações de pilares mistos preenchidos com concreto utilizando conector em chapa do tipo Crestbond para transferência de forças.

Agradecimentos

Os autores agradecem à FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), à UFMG (Universidade Federal de Minas Gerais), ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e a Holcim Cimentos do Brasil pelo apoio financeiro neste projeto de pesquisa.



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



@ 2020 - IBRACON - ISSN 2175-8182

4 Referências

CARDOSO, H. S. (2018). **Avaliação Do Comportamento De Conectores Constituídos Por Chapas De Aço Com Recortes Regulares — Ênfase Em Conectores De Geometria Crestbond Aplicados Em Pilares**. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2007.

EN 1992-1-1:2004. EUROCODE 2: Design of Concrete Structures, Part 1.1: **General Rules and Rules for Buildings**. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium, 2004.

EN 1994-1-1:2004. EUROCODE 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: **General Rules and Rules for Buildings**. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium, 2004.

STAROSSEK, U.; FALAH, N (2008). **Force transfer in concrete-filled steel tube columns**. Proceedings, 5th European Conference on Steel and Composite Structures – Eurosteel 2008, Graz, Austria, September 3-5.

PAVLOVIC, M.; MARKOVIC, Z.; VELJKOVIC, M.; BUDEVAC, D. (2013). **Bolted shear connectors vs. headed studs behavior in push-out tests**. Journal of Constructional Steel Research (134-149). 2013.

VAN GYSEL and TAERWE L. (1996) **Analytical formulation of the complete stress-strain curve for high strength concrete**. Materials and Structures, 1996, 29, No. 193, 529–533.

Veríssimo, G. S. (2007). **Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento**. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, Brasil, 2007.