

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO EM VIGA MISTA SOB CARREGAMENTO ESTÁTICO

Leonardo Madeira dos Santos, leonardo._.engenharia@live.com
Thiago Doca, doca@unb.br

Universidade de Brasília, Campus Darcy Ribeiro SG9 - Dept. de Engenharia Mecânica CEP 70910-900 Brasília, D.F.

Resumo: Este trabalho apresenta um estudo sobre o níveis de tensão presente na interface de contato entre concreto e aço numa viga mista. São avaliadas distintas regiões da zona de contato: mesa da viga, conector cisalhante e concreto. O problema é modelado utilizando elementos finitos, modelo material com evolução de dano estrutural e formulação Lagrangeana para a imposição das condições de contato. Os resultados permitem identificar as regiões críticas e condições de falha da estrutura.

Palavras-chave: Viga mista, Elementos finitos, Conector de cisalhamento, Dano estrutural.

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho é focado em estruturas mistas e realiza o estudo do processo de falha mecânica de conexões entre a viga de aço e a laje de concreto. São vários os tipos de conectores que são empregados em vigas mistas e como exemplos podem ser citados: pino com cabeça, perfil U, perfobond, Hilti HVB, tipo treliçado, etc. O foco desta análise será analisar o comportamento estrutural do conector tipo pino com cabeça que é, dentre todos, o mais utilizado na prática da engenharia. Para Tristão & Neto (2005) as principais razões que levam o conector tipo pino com cabeça a ser o mais utilizado são: rápido método de execução e equivalência na resistência em todas as direções normais ao eixo do conector.

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) a denominação viga mista de aço e concreto de alma cheia é empregada caso o componente metálico da viga mista seja um perfil I. Para Fakury *et al.* (2016) a denominação viga mista se dá quando um componente estrutural – perfil de alma cheia ou treliça – é conectado mecanicamente a uma laje de concreto e estes dois elementos trabalham combinados para resistir ao momento fletor.

De acordo com Thevendran *et al.* (1999) a função principal dos conectores de cisalhamento é a de transferir força cisalhante através da interface aço-concreto. Entretanto, para Calado (2015) forças de descolamento (*uplift*) relativas ao concreto e ao perfil de aço podem também estar presentes no caso de esforços de flexão-torção ou quando a viga é de seção variável. Johnson & Molenstra (1991) afirmam que o efeito de *uplift* tem pequena influência em estado de carregamento último de vigas com razão de vão/altura maiores que 18 e que não considerar o efeito de *uplift* em uma análise equivale a desprezar as deformações por cisalhamento na viga de aço e na laje de concreto. Tais deformações podem aumentar as deflexões em serviço em cerca de 10%. Zhao & Li (2008) relatam que o conector de cisalhamento em vigas e lajes mistas pode induzir a concentração de tensões se tornando a origem de trincas e, portanto, diminuindo a vida útil de serviço da estrutura. Para evitar este problema é sugerido um novo tipo de conexão resistente ao cisalhamento que é descrito como uma camada adesiva (cola). Esta junta adesiva pode unir muito bem a laje de concreto e a viga de aço e garantir a continuidade e uniformidade da distribuição de tensões, estabelecendo assim o comportamento misto da estrutura. Na NBR 8800 (ABNT, 2008) a conexão mecânica de vigas mistas se dá somente por meio de conectores de cisalhamento metálicos, logo, esta norma ainda não abrange estruturas mistas com conexão por meio de junta adesiva.

Conforme afirmam Oehlers & Foley (1985) a falha das conexões de cisalhamento do tipo pino com cabeça sob carregamento estático pode ocorrer de quatro maneiras: fratura da haste do *stud*, falha da laje por deslizamento, cisalhamento e esmagamento do concreto. Estes três últimos modos de falha são evitados pelas recomendações de projeto que são: cobertura adequada da cabeça do conector e barras de reforço laterais. Desta maneira, a resistência última de um conector tipo pino com cabeça, sob carregamento estático, é determinada pela resistência à fratura da haste do *stud*. Para

Uma conexão de cisalhamento pode ser classificada em dois tipos – interação total e interação parcial. De acordo com a EN 1994-1-1, um vão de uma laje terá interação cisalhante total quando o aumento na resistência longitudinal da conexão de cisalhamento não aumentar a resistência de projeto a flexão do elemento estrutural. Em comportamento sob outra condição, a interação da conexão cisalhante é considerada como parcial. Em aplicações reais de engenharia, as vigas compostas estão sujeitas a variados tipos de esforços ou carregamentos combinados, tais como: momentos fletores positivos e negativos alternados combinados com tração axial ou compressão, conforme afirmam Vasdravellis *et al.* (2012). Além destes esforços, carregamentos de fadiga de alto ciclo também são considerados quando a viga composta é o elemento de uma ponte, viaduto, etc. conforme Hanswille *et al.* (2009).

De acordo com Kmiecik & Kaminski (2011) a resistência do concreto que é usualmente determinada experimentalmente em simples estados de tensões (compressão ou tração uniaxial) difere sensivelmente quando o mesmo material é sujeito a estados complexos de tensões. Como exemplo, um mesmo concreto sob compressão biaxial atinge resistência dez a vinte por cento maior do que em estado uniaxial de compressão. Se tratando de materiais, na simulação numérica de estruturas mistas uma das principais dificuldades existentes ainda é a que diz respeito a modelagem do concreto. Thevendran *et al.* (1999) afirmam que as diferenças entre os resultados obtidos de modo experimental e computacional devem-se a dois fatores principais: (i) modelagem do concreto não reflete o comportamento real, uma vez que o concreto é um material não-homogêneo e na simulação as simplificações que são assumidas interferem na comparação de resultados; (ii) no modelo experimental a resistência na parte superior do elemento de concreto pode ser menor do que na parte inferior indicando que os agregados não foram distribuídos uniformemente ao longo da altura do elemento (a laje de concreto, neste caso em particular).

Os modos típicos de falha do concreto são: fissuração em tração e esmagamento em compressão. O processo de falha é caracterizado por deformações irreversíveis e degradação da rigidez do material, o que leva a (concreto em tração e não confinado ou sob compressão de baixo confinamento) deformações por relaxamento, i.e., diminuição da tensão sob aumento da deformação. Em baixo confinamento de compressão, o relaxamento é acompanhado por uma grande expansão volumétrica inelástica. Em compressão de alto confinamento (s_3 suficientemente alto), a degradação da rigidez e a expansão de volume inelástica são significativamente reduzidas. (GRASSL & JIRÁSEK, 2006). Reduzidas devido ao cessar do comportamento frágil (propagação de fissuras) que é substituído por ductilidade com trabalho de endurecimento (work-hardening) conforme Lubliner (2007). O concreto contém um grande número de microfissuras, sendo a interface entre argamassa e agregados a região mais crítica neste aspecto. Tal interface apresenta microfissuras antes mesmo de algum carregamento ser aplicado. O comportamento não-linear do concreto em baixo nível de tensões é afetado pela propagação dessas microfissuras durante o carregamento. A interface agregado-argamassa possui baixa resistência a tração e se constitui em um ponto de ligação fraca do sistema. Esta é a razão primária para a baixa resistência do concreto à tração, conforme afirma Chen (2007).

O *stud* analisado é classificado de acordo com a (American Welding Society) AWS D1.1 (2010) como sendo do Tipo A. Tal definição classifica o *stud* quanto as suas propriedades mecânicas e condições de utilização. As propriedades mecânicas são apresentadas na Tab. 1. Quanto a utilização, este conector tem a função de transferência de esforços cisalhantes em vigas e lajes mistas, podendo ser também utilizado para outros fins, como exemplo em pilares mistos. De acordo com Fakury *et al.* (2016) os tipos de soldagem do *stud* na mesa do perfil de aço são: (i) solda por eletrofusão; (ii) solda por filete. A soldagem por eletrofusão é a mais utilizada; a substituição da soldagem por eletrofusão pela do tipo filete pode ocorrer devido a fatores operacionais ou econômicos. A Figura 1 apresenta os dois modelos acima citados e a Tabela 1 apresenta uma comparação entre os requerimentos de soldagem e de resistência mecânica do *Stud* em relação aos dados que foram utilizados na simulação. O tamanho do filete relativo ao diâmetro do conector e a resistência mecânica do mesmo para vários tipos de aplicações são especificados na AWS D1.1.

Tabela 1 - Comparação entre os detalhes de soldagem e de resistência mecânica do conector *stud*

Características	Númerico	AWS D1.1
Diâmetro do <i>stud</i> (mm)	19	16, 20, 22
Tamanho do filete (mm)	9,5	8
Tensão última (MPa)	420	420
Tensão de escoamento (MPa)	340	340

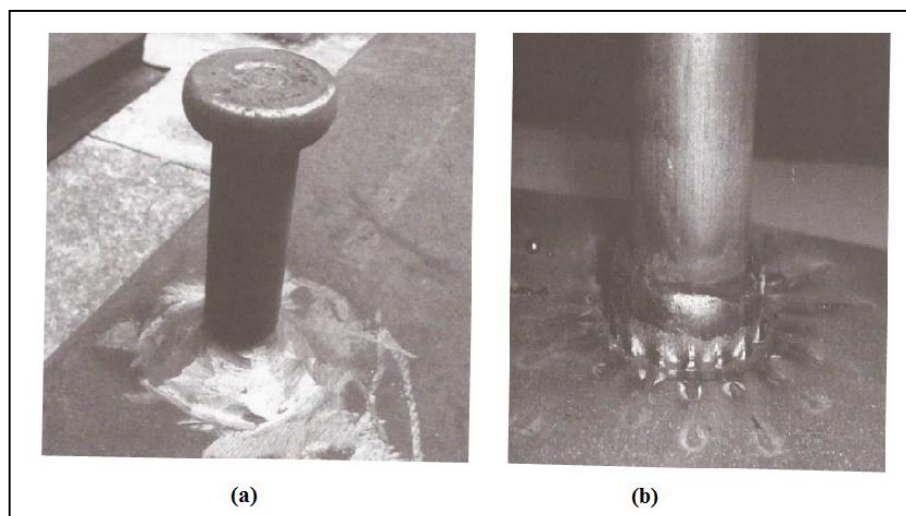


Figura 1 - Tipos de solda de conector pino com cabeça (a) filete (b) eletrofusão. (Fakury *et al.* (2016))

De acordo com McCormac & Csernak (2012) os tipos de filetes de solda são os seguintes: superfície convexa ou superfície côncava; estas podem ter pernas iguais ou desiguais conforme apresentado na Figura 2. Na prática os filetes de solda estão sujeitos a altas tensões cisalhantes e costumam falhar por esforços de cisalhamento em um ângulo de 45°, logo a resistência do filete é assumida como a resistência ao cisalhamento admissível vezes a área teórica da caveta da solda. A caveta teórica da solda é a menor distância entre a raiz da solda e a face teórica da solda que vai da extremidade de uma perna a outra. A área teórica da caveta da solda é dada pela caveta teórica da solda vezes o comprimento da solda.

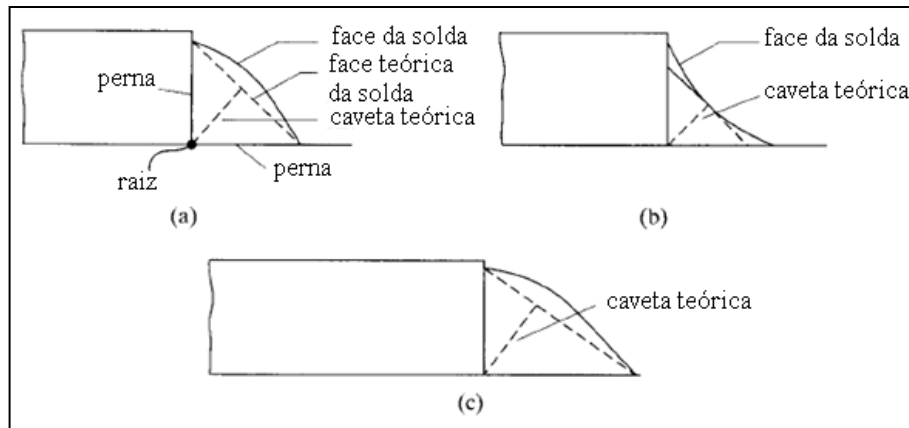


Figura 2 - (a) Superfície convexa (b) Superfície côncava (c) Pernas desiguais do filete de solda. (Adaptado de McCormac & Csernak, 2012)

O objetivo deste estudo é analisar o comportamento mecânico de uma viga mista sob carga de compressão em pontos críticos, tais como a região de contato entre os componentes estruturais e as regiões onde se encontram gradientes de tensão. O problema é modelado utilizando o pacote de elementos finitos Abaqus. O modelo constitutivo de cada material é definido de forma a incluir o fenômeno de Dano estrutural. Adicionalmente, é considerado que a face da solda no pino conector é do tipo convexa. São analisadas as tensões, deformações e dano. O trabalho é dividido em quatro seções. A seção 2 apresenta informações sobre modelagem, a seção 3 discute os resultados observados e a seção 4 apresenta as considerações finais.

2 MODELAGEM E CONDIÇÕES DE CONTORNO

O modelo de elementos finitos é discretizado com Hexaedros de 8 nós de funções de forma lineares. Este elemento é amplamente utilizado em modelos estruturais e, de acordo com Hughes (2000) é a forma mais eficiente de mapear tensões em sólidos tridimensionais. A estrutura analisada é composta pelos seguintes sólidos: Laje de concreto; Barras de reforço; Mesa de aço; Conector de cisalhamento; e Solda.

No ABAQUS®, a modelagem de concreto em baixo confinamento de pressões, é disponibilizada em três diferentes modelos constitutivos: (i) *Concrete Smeared Cracking* (Abaqus/Standard), (ii) *Brittle Cracking* (Abaqus/Explicit), (iii) *Concrete Damaged Plasticity* (Abaqus/Standard e Abaqus/Explicit), sendo este último o empregado neste estudo. Conforme Kmiecik & Kaminski (2011) o modelo CDP é uma modificação da hipótese de resistência de Drucker-Prager e nos anos recentes vem sendo aperfeiçoado por Lubliner *et al.* (1989) e por Lee & Fenves (1998). Este modelo constitutivo possui boa capacidade para a modelagem de concreto e outros materiais quasi-frágeis em todos os tipos de estruturas (*beams, trusses, shells e solids*), utiliza os conceitos de dano elástico isotrópico e de tração isotrópica e compressão plástica para representar o comportamento inelástico do concreto, além disso o modelo CDP requer que o comportamento elástico do material seja assumido como isotrópico e linear. Para Vilnay *et al.* (2016) o modelo CDP é o mais complexo modelo de concreto incorporado ao ABAQUS® que pode ser empregado em qualquer regime de carregamento, contudo, o modelo inclui vários parâmetros e sua calibração pode ser razoavelmente desafiadora. Além disso, este modelo não permite que os elementos danificados sejam excluídos da Análise via Elementos Finitos (AEF), o que pode levar à instabilidade numérica dos algoritmos da solução.

De acordo com as modificações baseadas nos trabalhos de Lubliner *et al.* (1989) e Lee & Fenves (1998), a superfície de falha na seção transversal desviadora não necessita ser circular e é governada pelo parâmetro K_c (ver Figura 4). Conforme Kmiecik & Kaminski (2011) o parâmetro K_c é entendido como a razão das distâncias entre o eixo hidrostático e, respectivamente, o meridiano de compressão (C.M.) e o meridiano de tração (T.M.) na seção transversal desviadora, ver Figura 4. Segundo Kmiecik & Kaminski (2011) a razão K_c é sempre maior do que 0,5 e quando o valor da razão atinge 1,0 a superfície de falha da seção transversal desviadora se torna um círculo como na hipótese de resistência clássica de Drucker-Prager. De acordo com o *Abaqus Analysis User's Manual* (2010), o programa adota como *default* o valor de 2/3 para K_c .

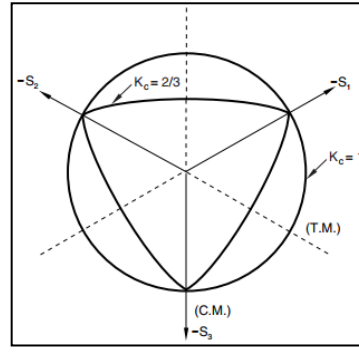


Figura 4 – Superfícies de escoamento da seção transversal desviadora, correspondentes a diferentes valores de K_c para o CDP model. (Abaqus Theory Manual, 2011)

A função de escoamento de Lubliner *et al.* (1989) e as modificações feitas por Lee & Fenves (1998) permitem ao modelo CDP avaliar as diferentes evoluções da resistência do material frágil em estados de tração e compressão. A evolução da superfície de escoamento é controlada por variáveis de endurecimento, $\bar{\epsilon}_t^{pl}$ e $\bar{\epsilon}_c^{pl}$. A função de escoamento, representada pelas tensões efetivas, toma a forma da Eq. (1). α , β e γ são constantes adimensionais. O fato da resistência do concreto apresentar diferentes valores em função do estado de tensões a que está submetido é levado em consideração dentro do modelo CDP por meio da razão f_{b0}/f_{c0} , onde: f_{b0} e f_{c0} são a tensão de escoamento biaxial e uniaxial, respectivamente. Valores experimentais de f_{b0}/f_{c0} variam entre 1,10 e 1,16, fornecendo, de acordo com a Eq. (2) valores de α entre 0,08 e 0,12.

$$F = \frac{1}{1-\alpha} [\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{\epsilon}_t^{pl})\langle\hat{\sigma}_{max}\rangle - \gamma\langle-\hat{\sigma}_{max}\rangle] - \bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{(f_{b0}/f_{c0}) - 1}{2(f_{b0}/f_{c0}) - 1}; 0 \leq \alpha \leq 0,5 \quad (2)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\epsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (3)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (4)$$

$$\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma} : \mathbf{I} \quad (5)$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{2}{3}\bar{\sigma} : \bar{\sigma}} \quad (6)$$

$$\bar{\sigma} = \bar{p}\mathbf{I} + \bar{\sigma} \quad (7)$$

Onde, $\bar{p}$ é a pressão hidrostática efetiva, $\bar{q}$ é tensão equivalente de von Mises efetiva, $\bar{\sigma}$ é a parte desviadora do tensor tensão efetivo ($\bar{\sigma}$), $\bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl})$ é a tensão de coesão compressiva efetiva, $\bar{\sigma}_t(\bar{\epsilon}_t^{pl})$ é a tensão de coesão trativa efetiva e $\hat{\sigma}_{max}$ representa o máximo autovalor do tensor tensão efetivo.

De acordo com Chen (2007), o coeficiente de Poisson, ν , do concreto sob carga axial de compressão se compreende no intervalo 0,15-0,22. Um valor representativo é 0,19 ou 0,2. O coeficiente de Poisson sofre variação após uma tensão de $0,8f_{ck}$, onde f_{ck} é o termo relativo à resistência característica de compressão do concreto. Atingido esse nível de tensão o valor do coeficiente tende a aumentar podendo alcançar um valor maior que 0,5 na fase de esmagamento instável. A Figura 5 apresenta a relação entre a razão tensão-resistência e o coeficiente de Poisson.

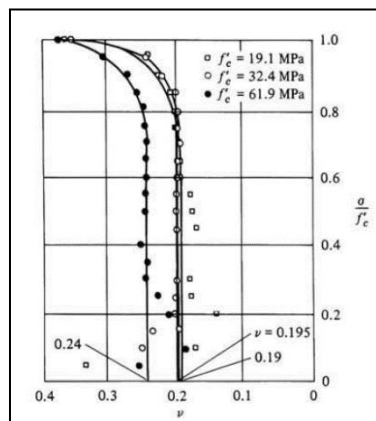


Figura 5 – Relação entre a razão tensão-resistência e o coeficiente de Poisson (Chen, 2007)

Foi analisada 1/4 da estrutura devido às condições de simetria. As propriedades de contato implementadas no modelo entre as interfaces aço-concreto e conector-mesa da viga possuem comportamento normal e permitem a separação depois do contato. Restrições do tipo *tie* foram adotadas nas interfaces de contato: solda-fuste do conector, solda-mesa da viga e concreto-barras de reforço. Na Tabela 2 são apresentadas as propriedades mecânicas do concreto e do aço que compõe a mesa da viga e barras de reforço. O aço da mesa da viga e das barras de reforço foi adotado sendo o mesmo, aço ASTM A36. Os tipos de aço da mesa da viga e do conector diferem quanto às resistências de escoamento e ruptura, porém as propriedades de massa específica, módulo de elasticidade longitudinal e coeficiente de Poisson são consideradas iguais. As propriedades do conector tipo pino com cabeça, com altura total de 135 mm, cabeça com diâmetro de 32 mm e altura de 9,5 mm, foram dadas na Tabela 1. A mesa da viga possui espessura de 13,3 mm, o concreto possui uma altura de 185 mm, sendo que destes, 50,0 mm é a espessura de cobrimento do conector. Os dados utilizados nesta simulação para o modelo CDP foram adaptados do trabalho de Jankowiak & Lodygowski (2005) e são apresentados nas Tabelas 3-5.

Tabela 2 – Propriedades mecânicas da mesa da viga, barras de reforço concreto.

ASTM A36	Massa específica (kg/m ³)	7850
	Coeficiente de Poisson	0,3
	Módulo de Young (GPa)	200
	Limite de Escoamento – f_y (MPa)	250
	Limite de Ruptura – f_u (MPa)	400
Concreto	Massa específica (kg/m ³)	2400
	Coeficiente de Poisson	0,19
	Módulo de Young (GPa)	19,7
	Resistência característica à compressão – f_{ck} (MPa)	50

Tabela 3 – Parâmetros: modelo CDP (Jankowiak e Lodygowski, 2005)

Ângulo de dilatação (°)	38
Excentricidade	1
f_b/f_c	1,12
K_c	0,666
Parâmetro de Viscosidade	0

Tabela 4 – Tensão e deformação do concreto (Jankowiak e Lodygowski, 2005)

Tensão de esmagamento (MPa)	Deformação
15,000	0
20,198	0,0000747307
30,001	0,0000988479
40,304	0,0001541230
50,008	0,0007615380
40,236	0,0025575590
20,236	0,0056754310
5,258	0,0117331190
Tensão de fissuração (MPa)	Deformação
1,99893	0
2,842	0,000033333
1,86981	0,000160427
0,862723	0,000279763
0,226254	0,000684593
0,056576	0,001086730

Tabela 5 – Dano e deformação por esmagamento do concreto (Jankowiak e Lodygowski, 2005)

Dano por esmagamento - C	Deformação (esmagamento)
0	0
0,1954	0,002557559
0,59638	0,005675431
0,89487	0,011733119
Dano por fissuração - T	Deformação (fissuração)
0	0
0,40641	0,000160427
0,69638	0,000279763
0,92039	0,000684593
0,98009	0,001086730

A Figura 6 apresenta a disposição das partes, que compõem o elemento misto, condições de contorno e carregamento, malha dos elementos e caminho implementado a fim de verificar as variáveis de *output* ao longo da altura da laje. Nas regiões onde há pares de contato aumentou-se a densidade da malha para se obter resultados mais acurados. A solda foi modelada com as mesmas propriedades mecânicas do conector. As condições de contorno e carregamento apresentadas na Fig.6, na qual as faces nas direções 1 e 3 que interceptam o eixo de simetria estão restringidas em relação à translação e a face inferior da mesa tem restrições relativas à: translação na direção 2 e rotações em torno dos três eixos; a pressão aplicada na superfície de concreto é de 5,0 MPa equivalente a uma força de 50 kN, uma vez que a superfície de aplicação possui área de 10 000 mm² (100x100 mm). A Figura 7 ilustra a discretização dos sólidos. Foram utilizados 23494 elementos finitos para discretização do concreto 4646 para o *stud* (dos quais 1190 estão na região de contato *stud*-mesa-solda) 1420 para região de solda, 7010 para a mesa e 5184 elementos em cada uma das três barras de reforço. No total, 52122 elementos do tipo hexaédrico foram empregados.

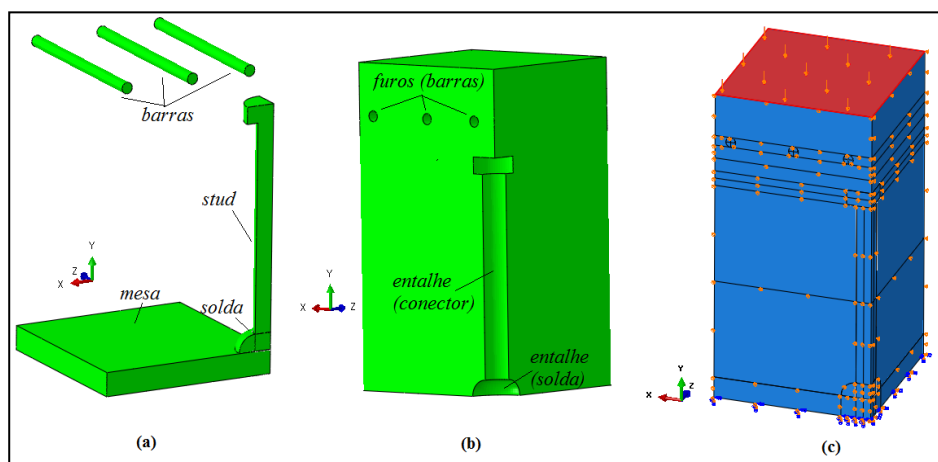


Figura 6 – (a) Partes metálicas da estrutura mista, (b) concreto (c) Arranjo dos elementos, condições de contorno e carregamento

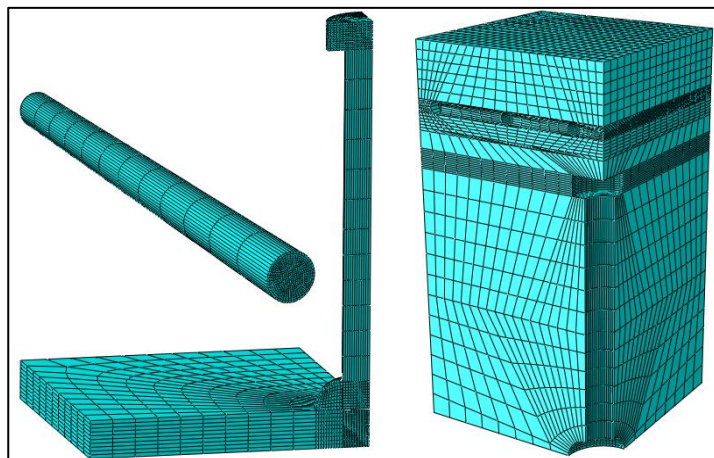


Figura 7 – Discretização dos elementos: mesa, solda, *stud* e barra de reforço (esquerda); concreto (direita).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A estrutura mista em serviço apresentou a maior tensão no elemento de solda e o local onde se encontrou a menor tensão foi no elemento de concreto na região mais afastada do conector e próxima as barras de reforço, conforme apresentado na Figura 8. Este resultado aponta a resistência da solda, a resistência à compressão e à tração do concreto, a influência do entalhe como fundamentais na avaliação destas estruturas. A questão da tensão mínima próxima a barra de reforço pode indicar um fator econômico a ser considerado em regiões entre conectores espaçados uniformemente, tal fator indicaria a possibilidade de diminuição da área de aço nessas regiões, tomando em conta a necessidade real da área de aço que se situa próxima do conector. Para este tipo de carregamento não houveram grandes tensões comparadas ao limite de escoamento nas estruturas de aço. Há variações das tensões de von Mises nas áreas com descontinuidades geométricas (solda e cabeça do conector), sendo a região da cabeça do conector crítica em termos de aumento da intensidade da concentração de tensões. A Figura 10 demonstra a evolução (frames 1-6) das tensões de von Mises ao longo da altura da laje. As regiões com concentração de tensões apresentam comportamento não-linear (dano e

plasticidade – ver Figs. 11, 12, 13 e 14). De acordo com a Tab. 6, a tensão em tração necessária para iniciar o comportamento não linear é de 1,99893 MPa. O comportamento não-linear do concreto referente à deformação irreversível (plástica) e ao dano justificam o uso do modelo constitutivo de material adotado na simulação, assumindo, de acordo com Cicekli *et al.* (2007), que as teorias de mecânica do dano contínuo e plasticidade são as que melhores descrevem o critério de falha do concreto.

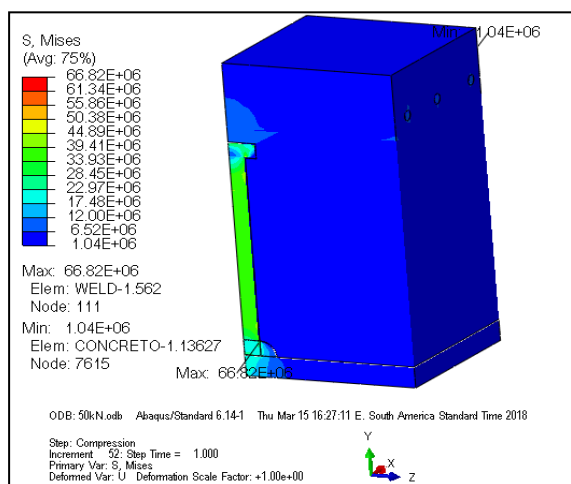


Figura 8 – Tensão de von Mises (MPa) na estrutura mista.

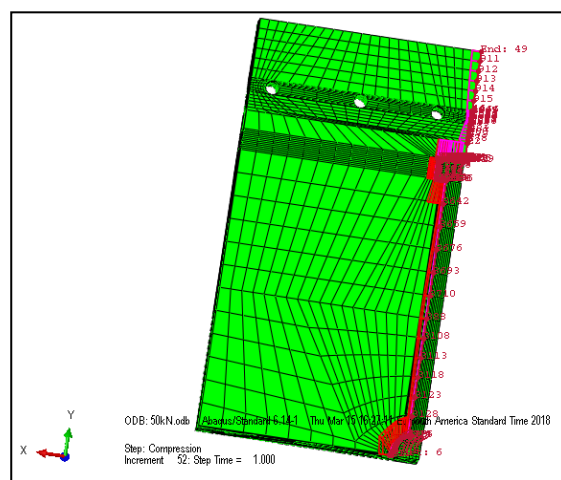


Figura 9 – Caminho de análise implementado e malha do elemento de concreto.

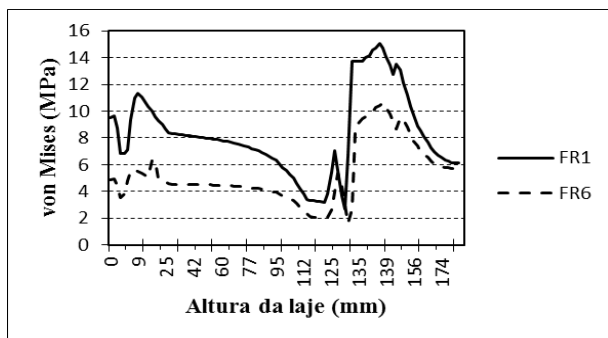


Figura 10 – Evolução das tensões de von Mises (Frames 1-6).

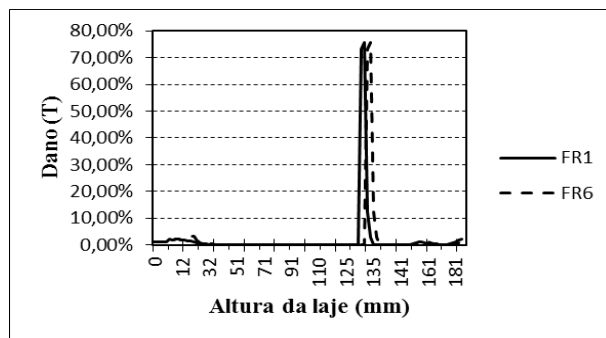


Figura 11 – Dano por fissuração do concreto ao longo da altura da laje (Frames 1-6).

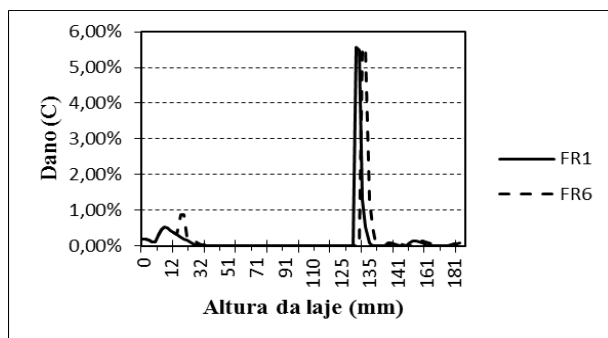


Figura 12 – Dano por esmagamento do concreto ao longo da altura da laje (Frames 1-6).

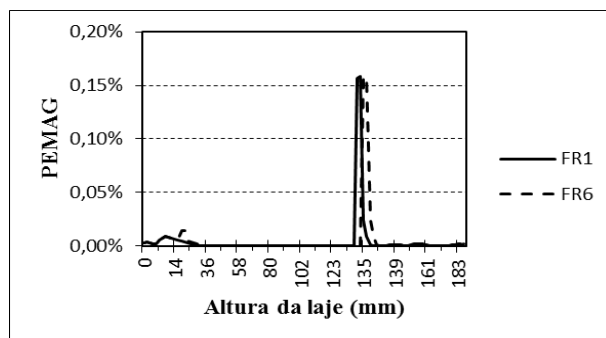


Figura 13 – Magnitude da deformação plástica do concreto ao longo da altura da laje (Frames 1-6).

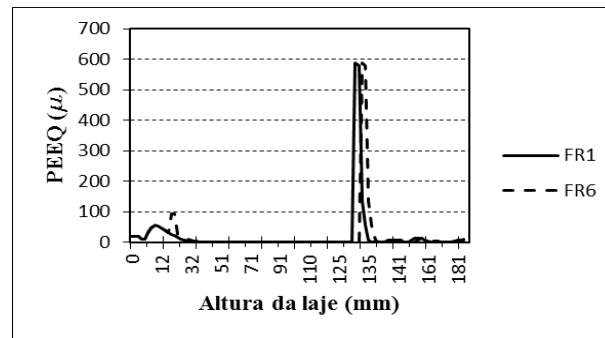


Figura 14– Deformação plástica equivalente do concreto ao longo da altura da laje (Frames 1-6).

O ponto com maior tensão no concreto é apontado na Fig. 15. Sendo este ponto uma região de fronteira do modelo, constata-se a transferência de carga por tensão compressiva, evidenciada por resultados com deformação negativa conforme a Fig. 16 e nível de tensões no ponto de integração analisado acima da resistência à tração do concreto, na interface concreto-vergальão e próxima à cabeça do conector. O dano por compressão e tração neste ponto foram, respectivamente, 0,5841% e 0,9270%. A deformação plástica equivalente (PEEQ) e a magnitude de deformação plástica (PEMAG), ambas em percentagem, com relação à tensão de von Mises em Megapascals é apresentada na Fig. 17. No elemento com maior deformação principal absoluta (Elem. 22635), ver Fig.16, foram encontrados os maiores valores de magnitude de deformação plástica e de dano por tração onde o dano alcançou o valor de 1,0 e, portanto a total degradação da rigidez do material nesse elemento. Já o maior dano por compressão, com um valor de 0,05726, manifestou-se no elemento com maior deformação plástica equivalente (Elem. 22647) que também se encontra na região de contato com a borda superior da cabeça do conector.

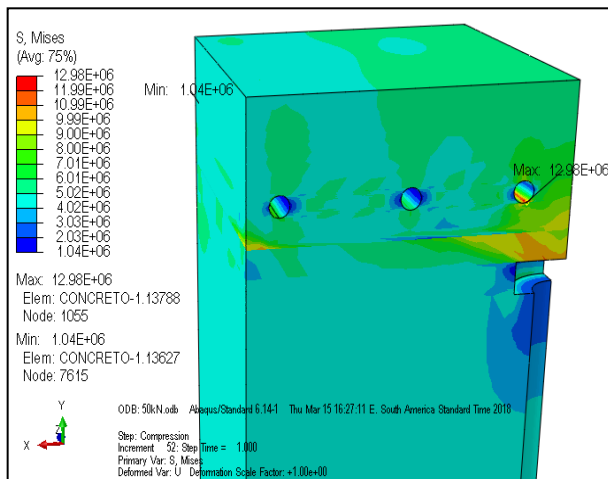


Figura 15 – Tensão de von Mises (MPa) no concreto.

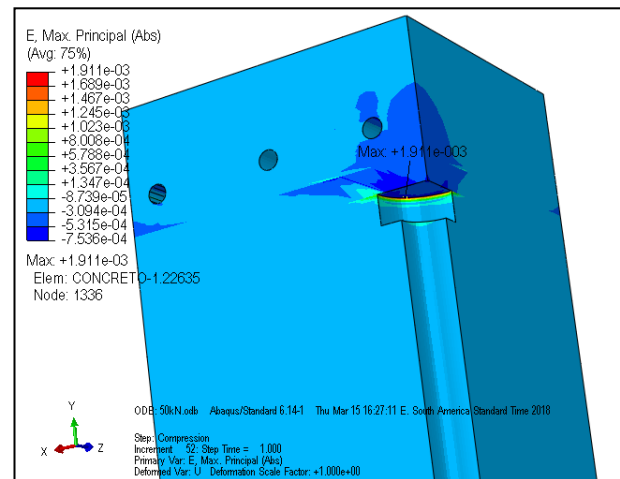


Figura 16 – Deformação máxima principal absoluta no concreto.

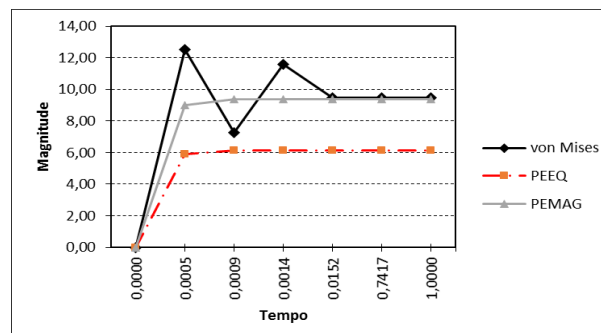


Figura 17 – Representação da tensão de von Mises, deformação plástica equivalente e magnitude de deformação plástica.

O ponto de maior tensão no conector se encontra em uma região favorável à concentração de tensões, conforme apresentado na Figura 18, que é a região de junção entre cabeça e haste do *stud*. Outro ponto de grande nível de tensão foi a borda superior da cabeça do stud em contato com o concreto. Neste último ponto o concreto apresenta plasticidade e dano, conforme avaliado pela Figura 16 onde se encontraram as maiores deformações. A Figura 19 apresenta a relação entre tensões de von Mises (MPa) e as deformações no ponto de tensão máxima. A variação de tensões neste ponto tem

um comportamento similar à do concreto estabelecendo o trabalho misto da estrutura. O valor elevado de tensão, 98 MPa, indica a alta taxa de transferência de carga na região da cabeça do conector levando a um acúmulo de dano do concreto nessa região. Portanto, entende-se que sob ação de tensões mais elevadas e em conjunto com concretos mais resistentes à compressão, podem ocorrer no conector tensões acima das admissíveis.

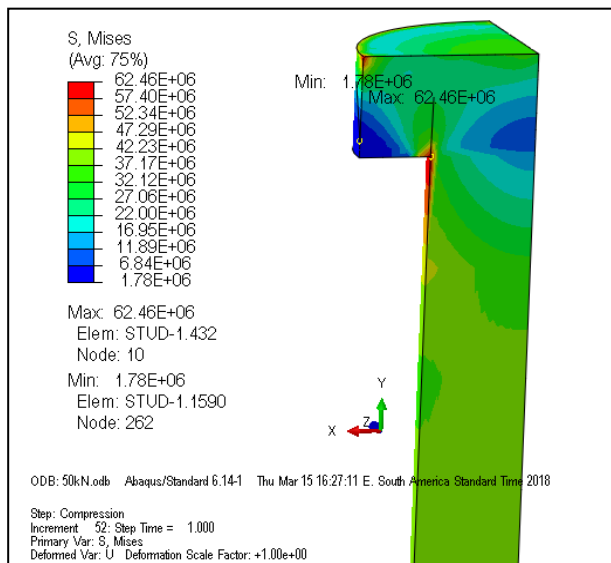


Figura 18 – Distribuição de tensão de von Mises (MPa) no concreto.

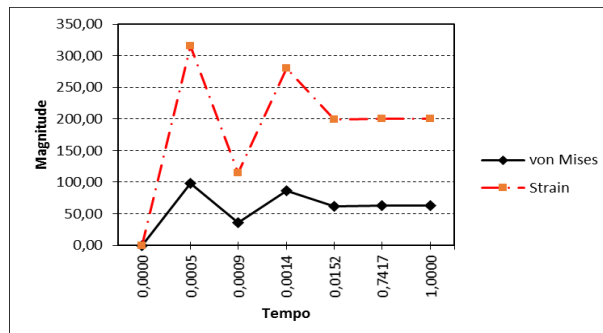


Figura 19 – Tensão de von Mises (MPa) e deformações (10^{-6}) na cabeça do conector.

4 CONCLUSÃO

Observa-se que os pontos críticos de tensão foram as regiões com entalhe, sendo o efeito destas geometrias de maior intensidade próxima ao furo da barra de reforço e cabeça do *stud*. Os efeitos de plasticidade e dano no concreto apresentaram maiores intensidades nas regiões com alto fator de concentração de tensões. O modelo constitutivo para concreto e materiais quase-frágeis - *Concrete Damaged Plasticity* –disponível no software ABAQUS® apresentou bom desempenho, satisfazendo o comportamento que era esperado.

Foi visualizado que no ponto com maior dano por tração ocorre maior magnitude de deformação plástica, onde essa plasticidade indica zonas de singularidade capazes de produzir ponta de trincas no concreto. O maior dano por compressão não ocorre no mesmo elemento que possui o maior dano por tração, contudo ambos estão localizados em uma região próxima a zona de ação do concentrador de tensões. De forma geral, é possível constatar que o modelo apresentado é capaz de descrever o comportamento mecânico da estrutura.

AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa foi parcialmente financiada pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq). Os autores agradecem por este apoio.

REFERÊNCIAS

- Abaqus Analysis User's Manual, 2010. *Materials*. vol. 3. Dassault Systèmes, RI, USA.
- Abaqus Theory Manual, 2011. *Damaged plasticity model for concrete and other quasi-brittle materials*. Dassault Systèmes, RI, USA.
- AWS D1.1/D1.1M, 2010. *Structural Welding Code – Steel*. American National Standards Institute.
- Calado, L., 2015. *Estruturas mistas de aço e betão*. Instituto Superior Técnico Press.
- Chen, W., 2007. *Plasticity in reinforced concrete*. J. Ross Publishing Classics.
- Cicekli, U., Voyiadjis, G. Z., Abu Al-Rub, R. K., 2007. A plasticity and anisotropic damage model for plain concrete. *International Journal of Plasticity*. vol. 23, pp. 1874-1900.
- EN 1994-1-1 (2004): Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.
- Fakury, R. H., Castro e Silva, A. L. R., & Caldas, R. B., 2016. *Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto*. Pearson Education do Brasil.
- Grassl, P., Jirásek, M., 2006. Damage-plastic model for concrete failure. *International Journal of Solids and Structures*. vol. 43, pp. 7166-7196.
- Hanswille, G., Porsch, M., & Ustundag, C., 2009. The behaviour of steel-concrete composite beams under repeated loading. *Nordical Steel Construction Conference*, pp. 304-311.

- Hughes, T. J. R., 2000. *The Finite Element Method: linear static and dynamic finite element analysis*. Dover Publications.
- Jankowiak, T., Lodygowski, T., 2005. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of civil and environmental engineering*. n. 6. Publishing House of Poznan University of Technology.
- Johnson, R. P., Molenstra, Ir N. Partial shear connection in composite beams for buildings. *Structural and Building Board*. vol. 91, n. 9744, pp. 679-704.
- Kmiecik, P., Kaminski, M., 2011. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*. vol. 11, n. 3, pp. 623-636.
- Lee, J., Fenves, G. L., 1998. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*. vol. 124, n. 8, pp. 892-900.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Oñate, E., 1988. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*. vol. 25, n. 3, pp. 299-326.
- McCormac, J. C., Csernak, S. F., 2012. *Structural steel design*. Pearson Prentice Hall.
- NBR 8800, 2008. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- Oehlers, D. J., Foley, L., 1985. The fatigue strength of stud shear connections in composite beams. *Structural Engineering Group*, vol. 79, n. 8890, pp. 349-364 .
- Thevendran, V., Chen, S., Shanmugam, N. E., & Richard Liew, J. Y., 1999. Nonlinear analysis of steel-concrete composite beams curved in plan. *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 32, pp. 125-139.
- Tristão, G. A., Munaiar Neto, J., 2005. Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, vol. 7, n. 23, pp. 121-144.
- Vasdravellis, G., Uy, B., Tan, E.L., & Kirkland, B., 2012. Behaviour and design of composite beams subjected to negative bending and compression. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 79, pp. 34-47.
- Vilnay, M., Chermi, L., Cotsovos, D. M., 2016. Advanced material modelling of concrete in Abaqus. *9th International Concrete Conference: Environment, Efficiency and Economic Challenges for Concrete*. University of Dundee, U.K.
- Zhao, G., Li, A., 2008. Numerical Study of a bonded steel and concrete composite beam. *Computers and Structures*, vol. 86, pp. 1830-1838.
- Lee, Y.B., 2003, "Studies on the growth of the frost layer based on heat and mass transfer through porous media", Ph.D. thesis, Seoul National University, Seoul.

ANALYSIS OF THE MECHANICAL BEHAVIOR OF A SHEAR CONNECTOR IN COMPOSITE BEAM UNDER STATIC LOADING

Leonardo Madeira dos Santos, leonardo._engenharia@live.com

Thiago Doca, doca@unb.br

Universidade de Brasília, Campus Darcy Ribeiro SG9 - Dept. de Engenharia Mecânica CEP 70910-900 Brasília, D.F.

Abstract. This work presents a study on the stress levels present in the contact interface between concrete and steel in a composite beam. Different regions of the contact zone are evaluated: beam table, shear connector and concrete. The problem is modeled using finite elements, material model with evolution of structural damage and Lagrangian formulation for the imposition of contact conditions. The results allow to identify the critical regions and failure conditions of the structure.

Keywords: Composite beam, Finite elements, Shear connector, Structural damage.