



Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE CONECTORES DE CISALHAMENTO TIPO CRESTBOND

Ciro Maestre Dutra¹; Gustavo de Souza Veríssimo²; José Carlos Lopes Ribeiro²; José Luiz Rangel Paes³

¹ Mestrando em Engenharia Civil, Depto. de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

² Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor do Depto. de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

³ Doutor em Ingeniería de La Construcción, Professor do Depto. de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

Resumo

Neste trabalho, apresenta-se uma modelagem numérica do comportamento estrutural do conector de cisalhamento CRESTBOND, utilizando o Método dos Elementos Finitos. Os modelos numéricos desenvolvidos apresentaram excelente correlação com resultados experimentais, utilizando o modelo de dano com plasticidade para representação do concreto. Nas simulações numéricas foram avaliadas diferentes estratégias de modelagem da interface aço-concreto. Essas estratégias mostraram-se capazes de representar adequadamente os fenômenos observados nos ensaios de laboratório. O modelo numérico desenvolvido mostrou-se adequado para a simulação do comportamento estrutural dos conectores Crestbond, sendo capaz de representar a interação entre o aço e o concreto, de caracterizar a carga máxima resistida pela conexão e de caracterizar as deformações do conector, constituindo uma ferramenta útil para vários outros estudos.

Palavras-chave: Crestbond; Modelo numérico; Conectores de cisalhamento; Método dos elementos finitos.

NUMERICAL ANALYSIS ON THE STRUCTURAL BEHAVIOUR OF CRESTBOND SHEAR CONNECTORS

Abstract

This paper presents a numeric analysis of the structural behaviour of Crestbond shear connector, using the Finite Elements Method. The numerical models developed, using the concrete damaged plasticity model to represent the slab, showed excellent correlation with experimental data. Contact regions between steel and concrete elements were simulated using different techniques. These techniques proved to rightly describe the phenomena observed in experimental tests. The numerical model developed has proven to accordingly simulate the structural behaviour of Crestbond connector, being able to represent the interaction between steel and concrete, to predict the ultimate load resisted by the connection and to estimate the ultimate strains of the connector, becoming a useful tool for many studies.

Keywords: Crestbond; Numerical model; Shear connectors; Finite Elements Method.

* Contribuição técnica ao **Construmetal 2014** – Congresso Latino-Americano da Construção Metálica – 02 a 04 de setembro de 2014, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

As estruturas mistas de aço e concreto vêm sendo largamente utilizadas há várias décadas, em função da solução eficiente e econômica que representam. Em edifícios de múltiplos andares e em pontes é comum a consideração do comportamento misto, em que a laje de concreto trabalha solidariamente com a viga de aço, permitindo o melhor aproveitamento possível das características de cada um dos materiais. Com este artifício, obtém-se um sistema mais rígido e mais resistente, podendo-se reduzir a altura do perfil de aço ou área da seção da laje, aumentando a competitividade e a sustentabilidade da solução estrutural.

O comportamento misto das seções estruturais de aço e concreto é viabilizado pelo uso de conectores de cisalhamento mecânicos, que permitem a transferência das forças que surgem naturalmente entre o aço e o concreto.

Diversos dispositivos e configurações têm sido utilizados como conectores de cisalhamento. No entanto, muitos deles apresentam restrições importantes no que se refere à produção industrial, à instalação e ao próprio comportamento estrutural.

No Brasil, dois tipos de conectores de cisalhamento são comumente utilizados em sistemas de mistos de aço e concreto: o conector tipo pino com cabeça, também conhecido como *stud bolt*, e o conector em perfil U. O pino com cabeça proporciona grande produtividade na instalação, e pode ser utilizado em sistemas com forma de aço incorporada ou com pré-laje, porém requer equipamentos especiais para aplicação. O conector U é soldado manualmente e sua instalação rende bem menos que a do *stud*.

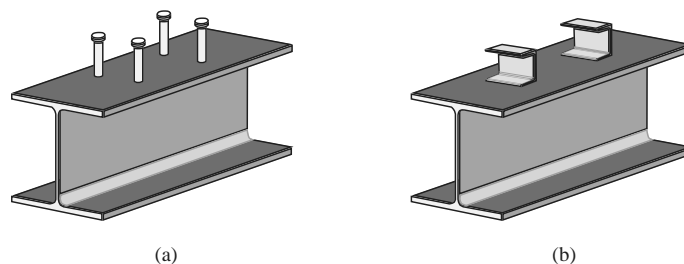


Figura 1- Conector *Crestbond*: contínuo e descontínuo (Veríssimo [1]).

Os conectores de cisalhamento são classificados em rígidos e flexíveis. Os conectores rígidos não se deformam sob carga e proporcionam uma conexão praticamente sem deslizamento. Entretanto, esses conectores geralmente sofrem ruptura frágil por esmagamento ou cisalhamento do concreto. Os conectores flexíveis se deformam sob carga e geralmente são sensíveis à fadiga. Um conector rígido, por outro lado, tende a não sofrer problemas de fadiga. Buscando uma alternativa ao baixo desempenho dos *studs* à fadiga, Leonhardt *et al.* [2] desenvolveram um conector rígido denominado Perfobond para aplicação em pontes mistas. O Perfobond sofre apenas deformações elásticas de pequena magnitude em estado de serviço. Consiste basicamente de uma chapa de aço plana com furos circulares soldada ao perfil metálico e depois concretada (Figura 2). Seu funcionamento mecânico está relacionado com o cisalhamento dos pinos virtuais de concreto que se formam nas aberturas do conector, em dois planos de corte, caracterizando o chamado efeito de pino.

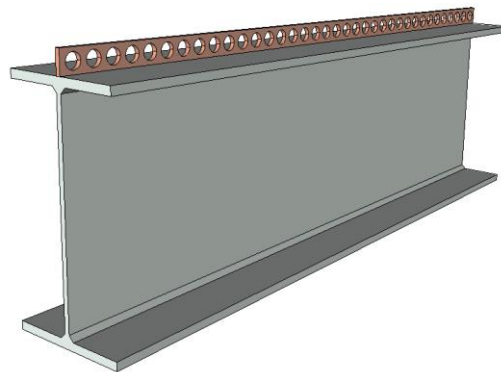


Figura 2- Conector *Perfbond* contínuo (Veríssimo [1]).

A norma europeia EN 1994-1-1:2004 [3] estabelece critérios para classificar um conector de cisalhamento como rígido ou flexível. De acordo com esses critérios, o Perfbond é classificado como um conector rígido [4][5].

Um conector de cisalhamento ideal deve possuir comportamento caracterizado por deslizamento nulo, ou quase, para cargas de serviço, e ductilidade em estado limite último. Portanto, as características de um conector rígido são desejáveis em condições de serviço e as características de um conector flexível são desejáveis em estado limite último.

Atualmente, dois fatores representam dificuldades para a utilização dos conectores de cisalhamento usuais no Brasil: um deles é o alto custo de instalação dos *studs*; outro é a utilização de perfis laminados com mesas muito estreitas em vigas de sistemas de piso mistos que utilizam pré-laje de concreto. Nesta última situação, o espaço disponível sobre a mesa do perfil é insuficiente para a instalação de conectores em perfil U laminado.

O Crestbond (Figura 3) é um conector de cisalhamento em chapa contínua, com saliências e reentrâncias trapezoidais para proporcionar o efeito de pino, criado com o objetivo de possibilitar a variação da flexibilidade do conector conforme a necessidade e, além disso, conciliar as seguintes vantagens:

- flexibilidade superior à do Perfbond, preservando o comportamento rígido em estado de serviço;
- configuração para corte simétrico, a fim de maximizar a produtividade na fabricação;
- simplicidade e baixo custo de fabricação e instalação;
- furos abertos para facilitar a disposição da armadura da laje;
- geometria em chapa contínua, ideal para sistemas com pré-laje.

Dois programas experimentais foram conduzidos por Veríssimo [1], um na Universidade do Minho, em Portugal, e outro na UFMG, compreendendo 40 ensaios de cisalhamento direto tipo *push-out*, com o objetivo de avaliar o comportamento do Crestbond em algumas condições especiais. No entanto, diversas questões sobre o comportamento do Crestbond permaneceram em aberto.

Silva [6] iniciou o desenvolvimento de modelos numéricos de elementos finitos para simulação do comportamento do Crestbond, utilizando o software ABAQUS, mas teve dificuldades com a modelagem da influência da armadura e com a simulação do comportamento da conexão na fase pós-pico.

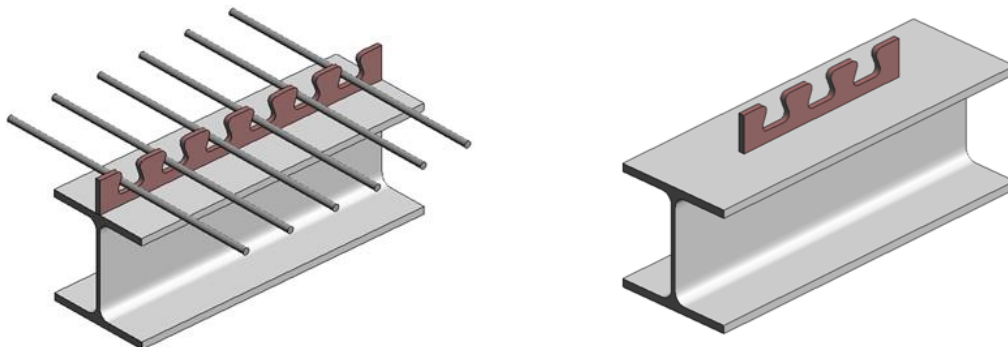


Figura 3- Conector *Crestbond*: contínuo e descontínuo (Veríssimo [1]).

Neste trabalho, apresenta-se o desenvolvimento de novos modelos numéricos para simulação do comportamento do *Crestbond*, com novas abordagens que conduziram a respostas com melhor correlação com os resultados experimentais.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho foi desenvolver modelos numéricos capazes de simular o comportamento do conector *Crestbond*, aperfeiçoando a abordagem de Silva [6], para estimar a resistência e a ductilidade do conector, tendo como referência os experimentos realizados por Veríssimo [1].

Os objetivos específicos foram:

- aprimorar a modelagem da armadura contida na laje, visando representar a influência da armadura passante no comportamento da conexão;
- avaliar a resposta dos modelos utilizando as análises do tipo estática e do tipo dinâmica, visando melhorar a simulação do comportamento da conexão na fase pós-pico;
- refinar o modelo constitutivo do concreto, modificando a forma de representar a curva do comportamento do concreto à tração.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Caracterização de conectores de cisalhamento

A norma EN1994-1-1-2004 [3] estabeleceu um ensaio padrão, do tipo *push-out*, para a caracterização do comportamento de conectores de cisalhamento, cuja especificação é mostrada na Figura 4. O corpo de prova consiste de duas pequenas lajes de concreto conectadas a um perfil de aço por meio dos conectores de cisalhamento a serem avaliados.

O ensaio é realizado aplicando-se um carregamento lento no perfil de aço, que desliza em relação às lajes de concreto, até a falha da conexão. Ao longo do ensaio, são registrados, em intervalos de tempo pré-determinados, a carga aplicada e o deslizamento relativo entre o perfil e a laje. Com esses dados obtém-se uma curva força×deslizamento que caracteriza o comportamento do conector.

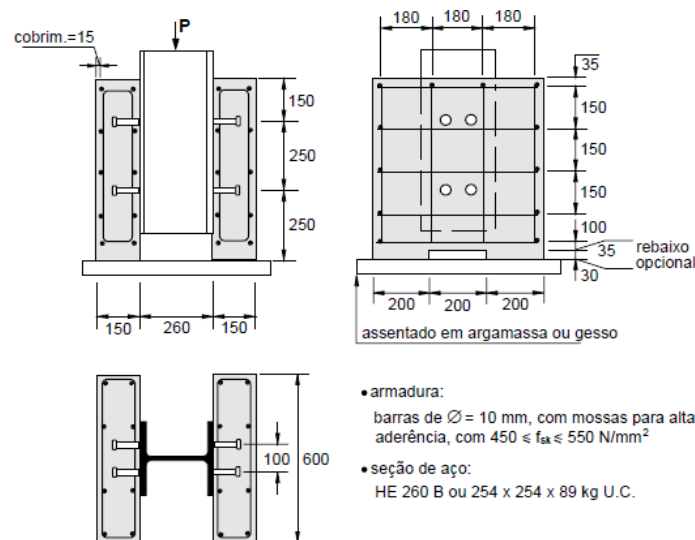


Figura 4- Corpo de prova para o ensaio *push-out* padrão (EN1994-1-1-2004 [3]).

2.2 Sobre o comportamento do conector Crestbond

A pesquisa realizada por Veríssimo [1] evidenciou diversos aspectos e vantagens importantes da conexão com o *Crestbond* em relação ao observado nas conexões em que se utiliza o *stud*. O *Crestbond* apresentou comportamento estrutural adequado, caracterizado por alta rigidez para cargas de serviço e grande ductilidade em estado limite último, evidenciando potencial para sua utilização em estruturas de pontes e de edifícios.

O comportamento mecânico do *Crestbond* é fortemente influenciado pelo cisalhamento dos pinos virtuais de concreto que se formam nas aberturas do conector. Uma vez mobilizada a conexão, o concreto comprimido contra as paredes das aberturas do conector sofre algum confinamento, o que pode aumentar significativamente a capacidade resistente do concreto nessa região, além de proporcionar um comportamento mais dúctil deste material.

Embora o ensaio do tipo *push-out* possibilite a obtenção da curva força-deslizamento, é difícil neste tipo de ensaio investigar o que acontece na zona de contato entre o concreto e o conector no interior da laje. Para esse fim, um modelo numérico bem calibrado é mais útil.

A calibração do modelo numérico é particularmente complexa, devido à dificuldade de ajustar um modelo constitutivo que simule realisticamente o processo de dano no concreto.

Silva [15] desenvolveu um modelo de elementos finitos, utilizando o software ABAQUS, para o estudo do conector de cisalhamento *Crestbond*, sem armadura transversal nas aberturas do conector, utilizando análise estática implícita. Considerou a não linearidade física dos materiais envolvidos e o modelo de dano do concreto com plasticidade, obtendo boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais.

2.3 Abordagens para a análise numérica

2.3.1 Análise estática implícita

Uma análise estática consiste na determinação de esforços e deformações ao longo de um elemento estrutural, considerando que ele está em equilíbrio estático. Neste caso, a equação de equilíbrio garante a minimização da energia potencial do sistema.



O comportamento da conexão de cisalhamento em ensaios *push-out* é, majoritariamente, não linear. Geralmente, para simular este comportamento, utiliza-se um método de controle de carga implícito, em que a carga é aplicada proporcionalmente em vários passos de carga. Em cada passo é realizada uma iteração, e o caminho do equilíbrio é obtido, passo a passo, por meio das relações de força \times deslocamento.

2.3.2 Análise dinâmica explícita

Uma análise dinâmica consiste na determinação dos deslocamentos, velocidade e aceleração dos elementos que constituem o corpo em análise, bem como os esforços e deformações, ao longo de um intervalo de tempo. Neste caso, além das forças atuantes são consideradas também as velocidades e acelerações dos elementos. Assim, pode-se escrever o equilíbrio dinâmico como a soma das forças relativas à inércia, à rigidez, às forças externas e ao amortecimento da estrutura, sendo esta soma nula.

A análise dinâmica explícita é um método baseado no controle de tempo. É popularmente usada para estudar problemas de impacto, laminação de metais, falha e dano progressivo de materiais, dentre outros, e particularmente adequada para a solução de problemas em meios descontínuos, interações de contato e grandes deformações. Tem sido aplicada em diversos problemas como falha e fissuração de concreto, laminação de chapas de aço, impactos de lâminas compostas, etc.

Apesar de ser um método dinâmico, a análise dinâmica também pode ser utilizada para resolver problemas quase estáticos. No método de análise dinâmica explícita, as matrizes globais de massa e rigidez não precisam ser transformadas e invertidas, de forma que cada incremento resulta em menos esforço computacional, quando comparado com a análise estática implícita. O incremento de tempo é estabelecido conforme a malha e as propriedades dos materiais.

A análise explícita é eficiente na solução de problemas com descontinuidades e de contato, sendo assim, apropriada para a simulação de ensaios *push-out*. O método dinâmico explícito pode ser utilizado para simular o ensaio *push-out* com a mesma taxa de carregamento utilizada no ensaio de laboratório.

2.3.3 Análise não linear

O estudo do comportamento de estruturas mistas de aço e concreto até o limite da ruína implica em considerar a plasticidade dos materiais por meio de uma análise não-linear.

O problema da não linearidade é de natureza essencialmente incremental, e a deformação final de um elemento é obtida pela soma de todas as parcelas de deformações em cada incremento de carga, durante os quais a matriz de rigidez da estrutura é atualizada segundo os modelos constitutivos apropriados.

Devido aos complexos modelos para descrever o comportamento não linear dos materiais, em conjunto com a necessidade de uma análise incremental, análises não lineares são, normalmente, restritas a programas avançados de análise estrutural, com vastas bibliotecas de elementos, modelos constitutivos e algoritmos de solução do equilíbrio.

2.3.4 Modelo de Dano com Plasticidade do Concreto (*Concrete Damaged Plasticity*)

O Modelo de Dano com Plasticidade (*Concrete Damaged Plasticity*) permite a análise de estruturas de concreto sob cargas cíclicas e/ou dinâmicas. Sob baixas pressões de



confinamento, o concreto sofre ruptura frágil, sendo seu principal mecanismo de falha a fissuração na tração e o esmagamento na compressão. Se a pressão de confinamento é suficientemente grande para evitar a propagação de fissuras, a falha é causada pelo adensamento e colapso da microestrutura porosa do concreto, acarretando uma resposta macroscópica que se parece com a de um material dúctil com encruamento (Abaqus [7]).

2.3.5 O efeito de *tension stiffening* no concreto

O efeito de *tension stiffening* representa a capacidade que o concreto intacto entre fissuras vizinhas possui de resistir a uma certa quantidade de forças de tração. A razão para este efeito é a aderência entre o concreto e a armadura.

Na Figura 5 é apresentada uma curva tensão×deformação do concreto à tração, com o efeito de *tension stiffening* após a fissuração do concreto.

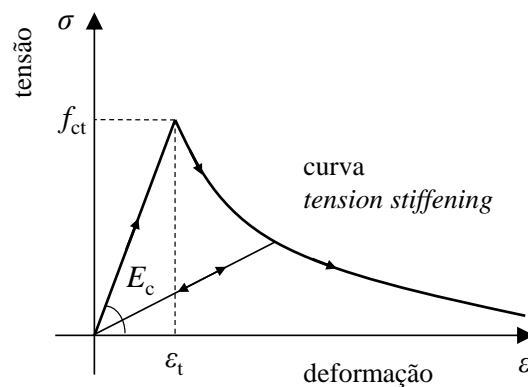


Figura 5 - Curva tensão × deformação do concreto à tração com o efeito de *tension stiffening*.

Em modelos numéricos, a consideração do efeito de *tension stiffening* é interessante para modelos com pouca ou nenhuma armadura, pois melhora a convergência dos modelos e a precisão dos resultados.

O comportamento do concreto à tração após a fissuração pode ser representado por relações da tensão em função da abertura de fissura ou da deformação do material. Quando a relação tensão × deformação é utilizada, os resultados são sensíveis ao tamanho da malha, uma vez que a deformação depende do tamanho do elemento. Alternativamente, a relação tensão × abertura de fissura depende da distância entre os pontos de integração do elemento, reduzindo, em parte, a sensibilidade à malha.

2.3.6 Tensão residual

A tensão residual surge, normalmente, em elementos sujeitos a algum processo térmico, como laminação a quente, oxicorte, etc., em decorrência de retração ou dilatação diferencial resultante de gradiente de temperatura no material. Caso os esforços internos causem somente deformações elásticas no processo, estes cessam quando o material está em temperatura uniforme. Caso contrário, juntamente com as deformações plásticas residuais aparecem as tensões residuais.

O conector *Crestbond* é fabricado a partir do corte de uma chapa plana de aço por oxicorte ou corte a plasma, processos em que a temperatura pode chegar a 900°C, no primeiro caso, ou

até mesmo a 20.000°C no segundo. Encontram-se em andamento estudos para verificar a Zona Termicamente Afetada (ZTA) no Crestbond, devido ao corte a plasma.

Há pelo menos duas formas de considerar a tensão residual num modelo numérico. A primeira é introduzindo as tensões nos elementos no início do processo de carregamento. A segunda é admitir o efeito da tensão residual através do modelo constitutivo do aço.

Almeida [8] adotou em seu trabalho um diagrama tensão × deformação, conforme a Figura 6, que leva em conta a tensão residual como imperfeição do material.

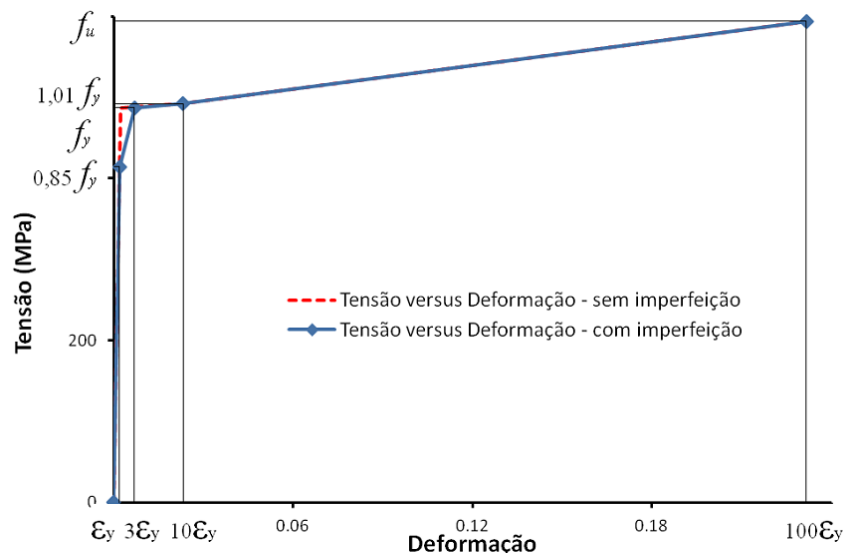


Figura 6- Diagrama tensão × deformação para aços com e sem imperfeição (Almeida [8]).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Considerações iniciais

Para o desenvolvimento dos modelos numéricos em questão neste trabalho, foram adotadas várias considerações e estratégias utilizadas por Silva [6] e introduzidas algumas modificações com o objetivo de melhorar a resposta dos modelos.

Foram realizadas simulações utilizando-se dois métodos distintos: um de análise estática implícita (ABAQUS/Standard) e outro de análise dinâmica explícita (ABAQUS/Explicit).

Nas análises dinâmicas explícitas, foi utilizado o processo de escala de massa para reduzir o tempo das análises. Este processo foi definido de forma variável (o fator de escala muda a cada incremento) e não uniforme (diferente para cada elemento). O incremento de tempo almejado para a análise foi de 0,01s.

3.2 Tipo e tamanho do elemento

Para a discretização dos modelos foram utilizados dois tipos de elementos: elemento sólido hexaédrico C3D8R, com oito nós, interpolação linear e integração reduzida; e elemento de viga B33, com dois nós, com formulação cúbica. O elemento C3D8R foi utilizado para modelar a laje de concreto, o perfil de aço e o conector. O elemento B33 foi utilizado para modelar os elementos da armadura.

A malha dos modelos é gerada automaticamente pelo ABAQUS. Devido à sua geometria regular da laje e do perfil, essas partes do modelo foram discretizadas com uma malha estruturada. Neste caso, os elementos da malha apresentam grande uniformidade, mantendo sua forma constante ao longo da malha. Para o conector, devido à sua geometria irregular, utilizou-se a técnica de geração de malha por varredura.

Uma análise de sensibilidade da malha revelou que a maior dimensão dos elementos que conduzia a resultados com boa correlação com os resultados experimentais foi de 10 mm.

3.3 Geometria do modelo

Um esquema do modelo físico utilizado nos ensaios *push-out* realizados por Veríssimo [1] é apresentado na Figura 7.

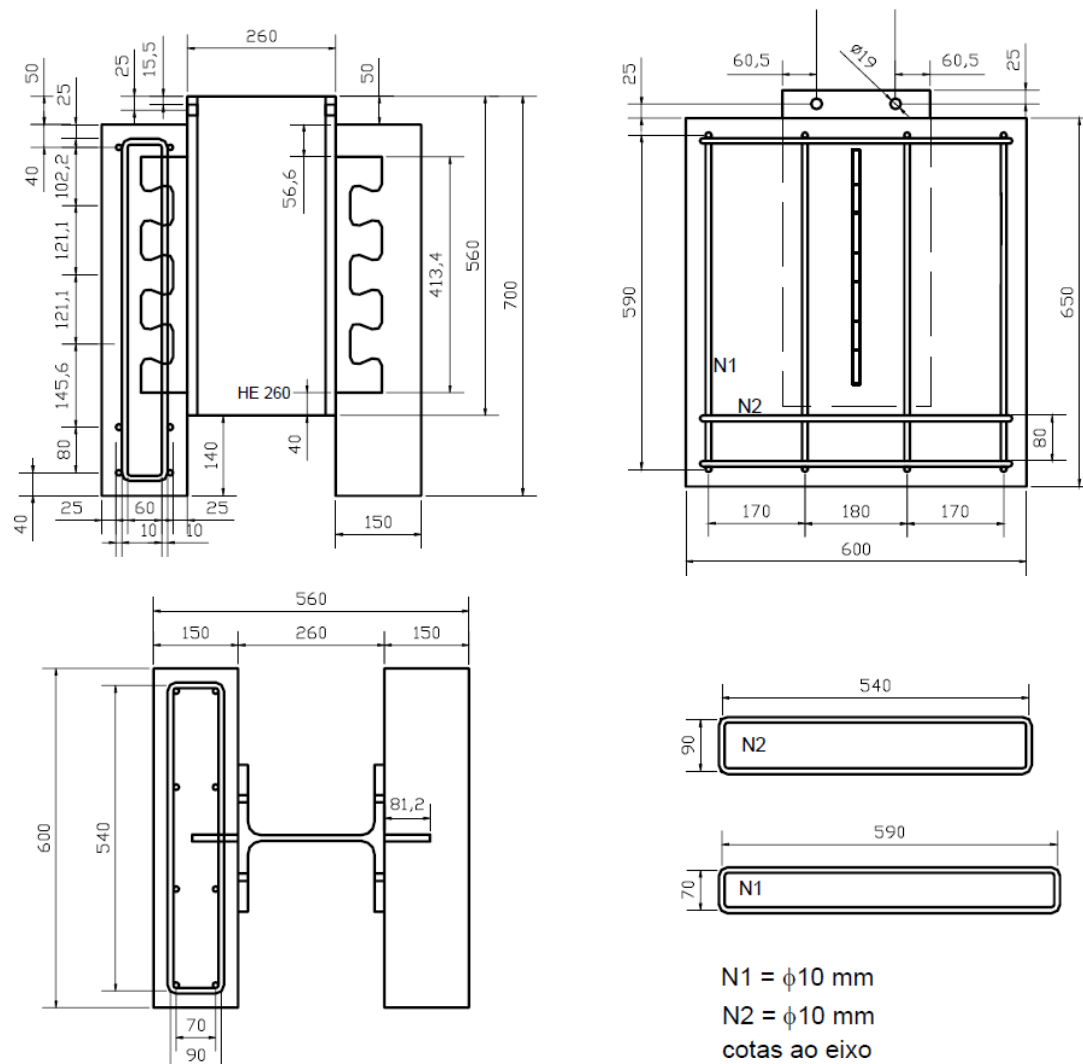


Figura 7 - Esquema da configuração do ensaio *push-out* para o *Crestbond* (Veríssimo [1]).



Os modelos com armadura passante possuem a mesma configuração, porém com barras de armaduras transversais nas aberturas dos conectores, semelhantes às do tipo N2 da Figura 7. O conector utilizado nos modelos foi um CR56b, cujas dimensões podem ser vistas na Figura 8, com chapa de 12 mm de espessura.

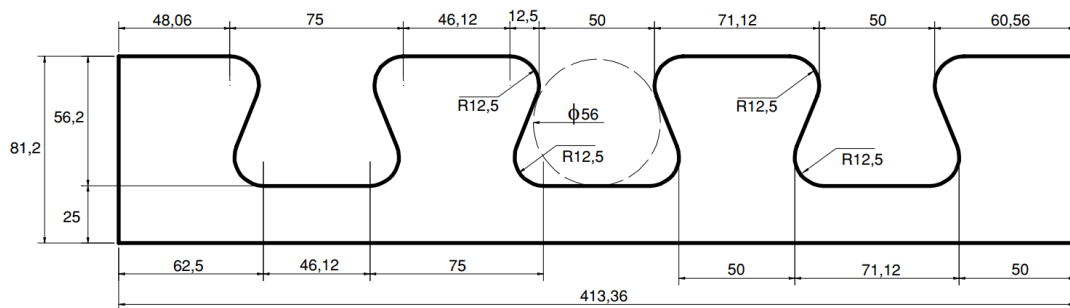


Figura 8 - Dimensões do conector CR56b (Veríssimo [1]).

O modelo numérico foi elaborado considerando-se apenas um quarto do modelo físico, devido à sua dupla simetria, substituindo-se o restante por condições de contorno equivalentes (Figura 9).

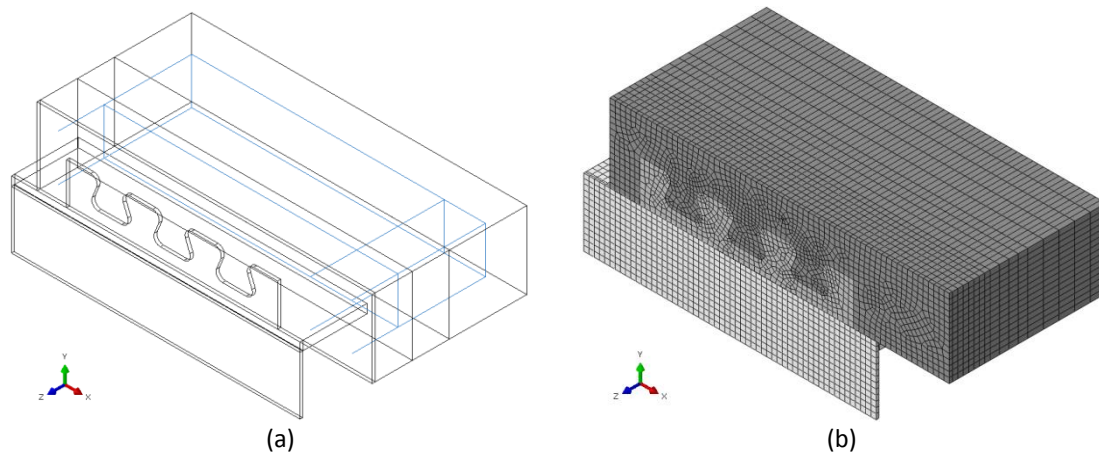


Figura 9 - Modelo do ensaio *push-out*: (a) montagem; (b) aspecto da malha.

3.4 Condições de contorno e interações

A estratégia de modelar um quarto do modelo, por este apresentar simetria geométrica e de carregamento, só é válida se as regiões seccionadas apresentarem condições de contorno equivalentes às partes originais. Assim, nas regiões que apresentam simetria restringiram-se os deslocamentos dos nós nessas regiões, na direção normal aos planos de corte (planos x-y e x-z no modelo), conforme Figura 10 itens a e b. A condição de apoio da laje na base foi simulada da mesma forma que a condição de simetria, restringindo o deslocamento normal ao plano e permitindo somente o deslocamento nas direções contidas no plano de contato do elemento, conforme Figura 10.

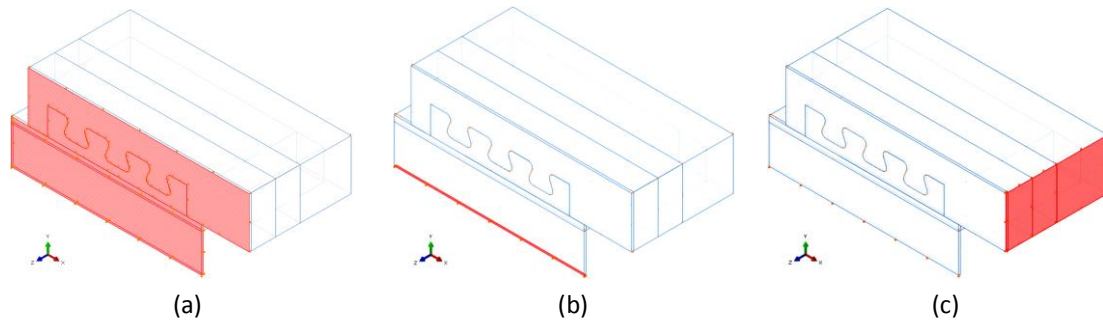
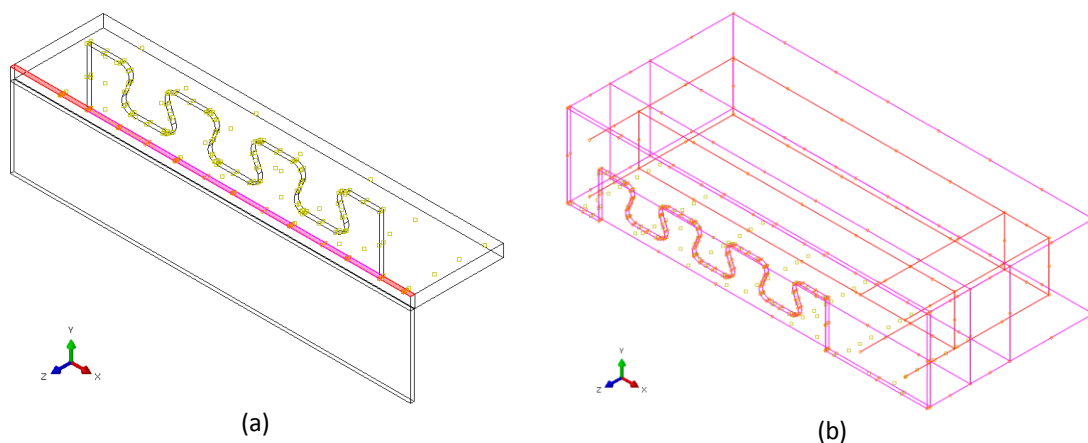


Figura 10 - Condições de contorno do modelo: (a) simetria em relação ao plano x-y; (b) simetria ao plano x-z; (c) apoio da laje na base, plano y-z.

Na realidade, o conector é soldado ao perfil de aço. Devido à elevada rigidez e resistência da solda, admite-se que os deslocamentos, na região soldada do conector e do perfil, são os mesmos. Para representar este comportamento conjunto do perfil e do conector na região da solda, foi aplicada uma restrição do tipo *tie* aos nós contidos na superfície que define o contato entre o perfil de aço e o conector (Figura 11a). A restrição tipo *tie* conecta os nós de duas superfícies, de forma que eles sofram os mesmos deslocamentos.

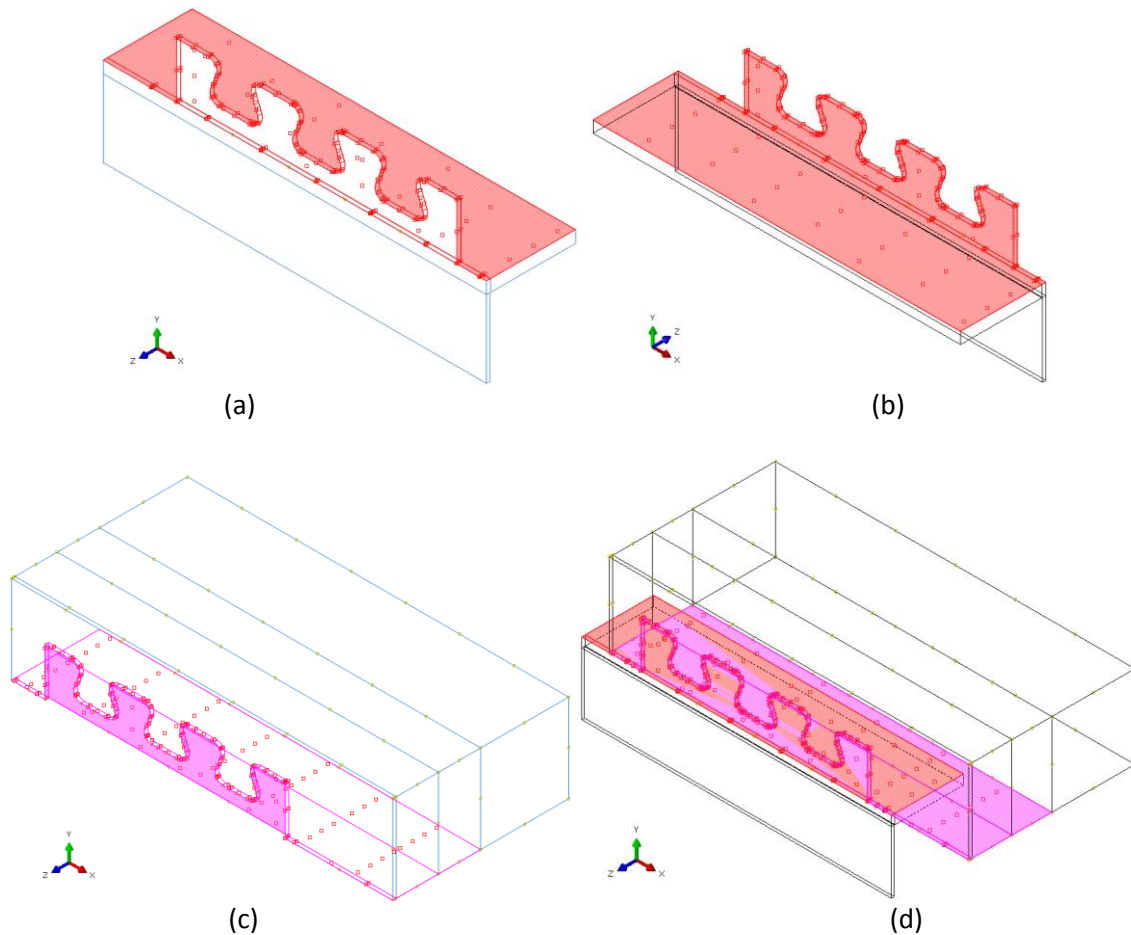
As armaduras foram modeladas como elementos de viga. Para garantir o funcionamento conjunto da armadura com a laje de concreto foi aplicada uma interação do tipo *embedded constrain*. Este tipo de interação considera a armadura como um elemento imerso na laje de concreto e garante a compatibilidade de deslocamentos entre os dois (Figura 11b).



**Figura 11 – (a) restrição tipo *tie* entre a superfície inferior do conector e parte da superfície superior do perfil;
(b) restrição do tipo *embedded constrain* entre a armadura e a laje de concreto.**

A transmissão de esforços entre o conector e a laje se dá exclusivamente por esforços normais de compressão. Eventuais esforços tangenciais, desenvolvidos por meio da aderência e atrito, são desconsiderados. Esforços normais de tração resultam na separação das superfícies. A simulação dessa condição foi efetuada por meio da interação de contato entre superfícies (*surface-to-surface contact*). Este tipo de interação permite estabelecer o comportamento do

contato entre duas superfícies. Para as superfícies da laje de concreto, do conector e do perfil (Figura 12), foram definidas as seguintes propriedades de contato: tipo *hard* aonde há contato frontal, em que há mínima penetração de uma superfície em relação à outra, permitindo a separação das superfícies depois do contato; e tipo *frictionless* (sem atrito) entre as superfícies onde há contato tangencial.



**Figura 12 - Superfícies utilizadas na interação do tipo *surface-to-surface* no modelo:
(a) e (b) região da interação do perfil e do conector;
(c) região de interação da laje; (d) as duas regiões de interação em contato.**

3.5 Carregamento

O carregamento é aplicado por meio de deslocamentos prescritos. Estes deslocamentos são aplicados na superfície do perfil de aço (Figura 13), representando fielmente o procedimento de ensaio no laboratório em que um atuador hidráulico exerce força sobre o modelo com deslocamento controlado. O carregamento aplicado é obtido a partir da reação do modelo ao deslocamento prescrito no topo do perfil.

O valor do deslocamento prescrito nos modelos foi de 10 mm. Este valor permite, na maioria das vezes, obter a curva do conector até o início da degradação da resistência, após a carga máxima.

Quando usando análise dinâmica, é necessário atribuir a velocidade do carregamento, por se tratar de uma análise dependente do tempo. Neste caso, a velocidade considerada foi de 0,008 mm/s, compatível com a velocidade utilizada nos ensaios experimentais.

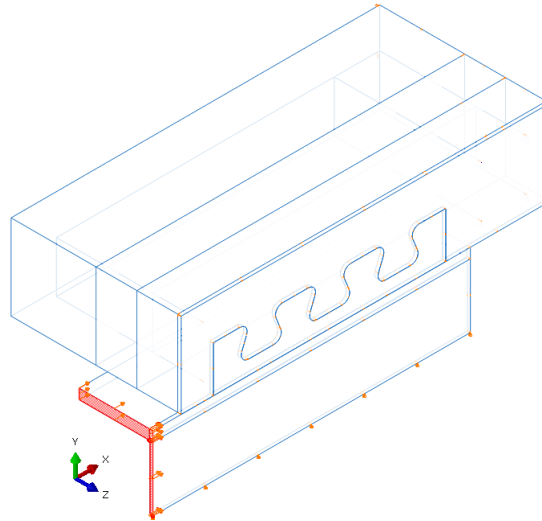


Figura 13 - Superfície de aplicação do carregamento no modelo.

3.6 Modelos constitutivos

3.6.1 Concreto

O comportamento estrutural do concreto é representado através do módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, curvas do concreto submetido à compressão e à tração, e dos parâmetros de plasticidade aplicados juntamente com o modelo de dano com plasticidade.

3.6.1.1 Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do concreto

Segundo o FIB Model Code 2010 [9], o módulo de elasticidade longitudinal do concreto pode ser estimado pela Equação (1):

$$E_{ci} = E_{c0} \alpha_E \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \quad (1)$$

onde:

$$E_{c0} = 21,5 \times 10^3 \text{ MPa};$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para agregados de quartzo};$$

$$f_{cm} \text{ é a resistência à compressão do concreto aos 28 dias.}$$

O coeficiente de Poisson do concreto, ν_c , é admitido como 0,2.



3.6.1.2 Curva de Compressão do Concreto

O FIB Model Code 2010 [9] define a relação entre tensão σ_c e a deformação ε_c no concreto submetido à compressão pela Equação (2):

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

onde:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$$

k é o número de plasticidade, igual a E_{ci}/E_{c1} ;

ε_{c1} é a deformação na tensão de compressão máxima, dada na Tabela 1;

E_{c1} é o módulo de elasticidade secante, com início na origem e fim no pico da tensão de compressão.

Tabela 1 - Módulos E_{ci} , E_{c1} , deformações ε_{c1} , $\varepsilon_{c,lim}$ e número de plasticidade k para concreto de densidade normal (Adaptado de FIB Model Code 2010 [21]).

f_{cm} [MPa]	20	28	38	48	58
E_{ci} [GPa]	27,1	30,3	33,6	36,3	38,6
E_{c1} [GPa]	11,1	13,3	16,5	20,0	23,2
ε_{c1} [‰]	-1,8	-2,1	-2,3	-2,4	-2,5
$\varepsilon_{c,lim}$ [‰]	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,4
k	2,44	2,28	2,04	1,82	1,66

A representação da curva proposta é apresentada na Figura 14.

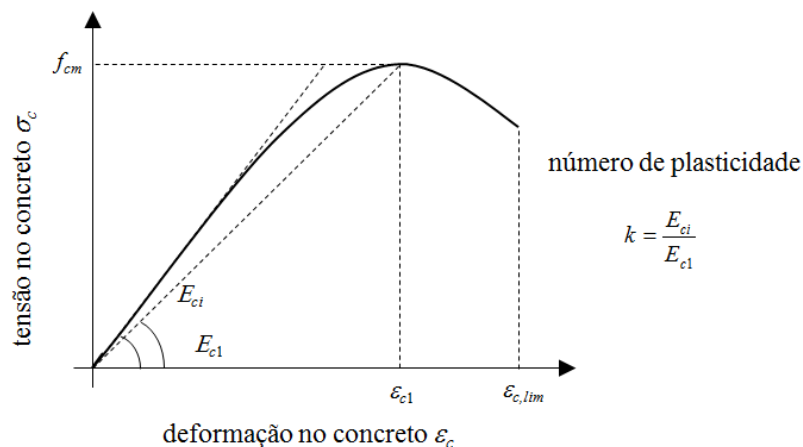


Figura 14 - Representação esquemática da curva de compressão do concreto (Adaptado de FIB Model Code 2010 [9]).



3.6.1.3 Diagrama de Tração do Concreto

Para a estimativa da resistência a tração média, f_{ctm} , o FIB Model Code 2010 [9] prescreve a Equação (3):

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} \quad (3)$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, igual a:

$$f_{ck} = f_{cm} + 8 \text{ (valores em MPa);}$$

Segundo FIB Model Code 2010 [9], a energia de fratura, G_F , em N/m, pode ser estimada pela Equação (4).

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18} \quad (4)$$

Os autores deste trabalho ajustaram uma função exponencial para descrever a relação tensão×abertura de fissura ($\sigma_{ct} \times w$) para o modelo desenvolvido (Equação 5). Essa função tem como parâmetros a resistência à tração média do concreto, f_{ctm} , em MPa, a abertura da fissura, w , em mm, e a energia de fratura, G_F , em N/mm.

$$\sigma_{ct}(w) = f_{ctm} \exp \left[-2 \left(\frac{w}{w_c} \right)^{3/4} \right] \quad (5)$$

onde w_c é a abertura de fissura limite, de valor igual a $5G_F / f_{ctm}$.

3.6.1.4 Parâmetros plásticos do modelo de dano com plasticidade

O modelo de dano com plasticidade requer como parâmetros o ângulo de dilatância (ψ) e a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}).

O ângulo de dilatância é admitido como 36° , conforme sugeridos por Silva [6].

A resistência à compressão biaxial e a triaxial podem ser estimadas em função da resistência à compressão uniaxial e é obtida pela Equação (6), conforme o FIB Model Code 2010 [9]. A razão entre as resistências à compressão no estado biaxial/triaxial e uniaxial (f_{c2c}/f_c) é dada pela Equação (7), com os valores de f_c e f_{c2c} em MPa em ambas as equações.

$$f_{c2c} = \left(1,2 - \frac{f_c}{1000} \right) f_c \quad (6)$$

$$\frac{f_{c2c}}{f_c} = \left(1,2 - \frac{f_c}{1000} \right) \quad (7)$$

Outros parâmetros como a excentricidade e a viscosidade são todos admitidos com valores iguais a zero.



3.6.2 Aço

O comportamento do aço foi representado de forma diferente para cada parte do modelo. Na Tabela 2, são apresentadas as partes do modelo e seus respectivos módulos de elasticidade (E_a), tensões de escoamento (f_y) e os tipos das curvas tensão deformação dos aços utilizados. Para o aço do conector admitiu-se um diagrama tensão-deformação trilinear, para levar em conta o efeito da tensão residual, conforme apresentado no item 2.3.6. Este diagrama foi baseado na curva apresentada por Almeida [8] e foi ajustado de forma a garantir o comportamento do modelo mais próximo possível do ensaio experimental (Figura 15).

Tabela 2 - Características dos aços das partes do modelo.

parte	E_a (GPa)	f_y (MPa)	diagrama
armadura	210	500	bilinear (conforme Figura 15a)
perfil	200	345	bilinear (conforme Figura 15a)
conector	200	324	trilinear (conforme Figura 15b)

Outras propriedades do aço foram admitidas conforme a recomendação da norma ABNT NBR 8800-2008 [10], a saber, coeficiente de Poisson $\nu_a = 0,3$ e massa específica $\rho_a = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

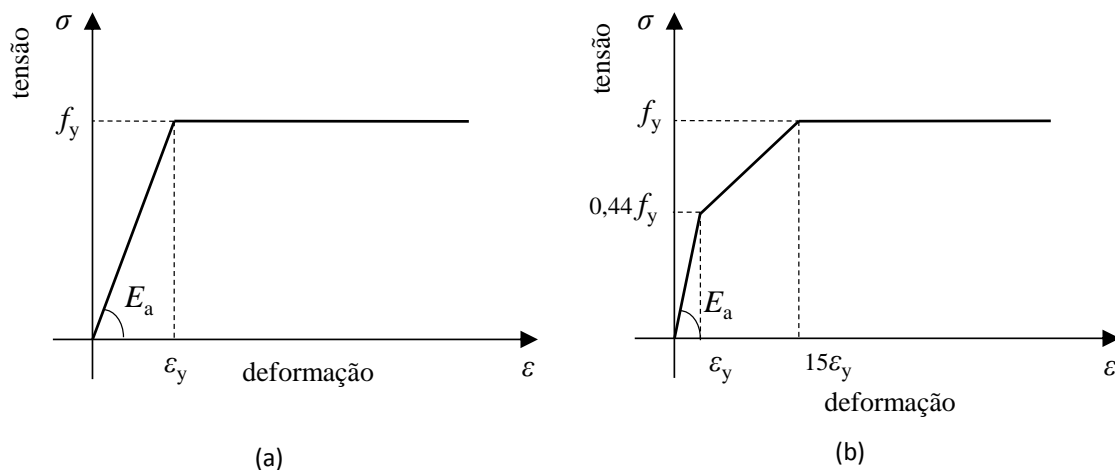


Figura 15 - Diagramas tensão deformação dos aços modelados: (a) bilinear; (b) trilinear.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

As características dos modelos ensaiados por Veríssimo [1] e utilizadas nos modelos numéricos são apresentadas na Tabela 3.



Tabela 3 – Características e propriedades dos modelos das séries B e C (Adaptado de Veríssimo [1]).

Modelo	tipo	f_c (MPa)	L_{sc} (mm)	h_{sc} (mm)	t_{sc} (mm)	D (mm)	n_p	ϕ (mm)	n_1	n_2	A_{tr} (mm ²)
B1	CR56b	26,6	413,4	81,2	12,0	56	3	10	6	0	471,2
B2	CR56b	26,6	413,4	81,2	12,0	56	3	10	6	0	471,2
B3	CR56b	27,2	413,4	81,2	12,0	56	3	10	6	6	942,5
B4	CR56b	26,9	413,4	81,2	12,0	56	3	10	6	6	942,5
B5	CR56b	27,2	413,4	81,2	12,0	56	3	12	6	6	1357,2
B6	CR56b	24,8	413,4	81,2	12,0	56	3	12	6	6	1357,2
B7	CR56b-SF	28,3	413,4	81,2	12,0	0	0	10	6	0	471,2
B8	CR56b-SF	24,8	413,4	81,2	12,0	0	0	10	6	0	471,2
C1	CR56b	46,9	413,4	81,2	12,0	56	3	10	6	0	471,2
C2	CR56b	48,1	413,4	81,2	12,0	56	3	10	6	0	471,2
C3	CR56b	49,1	413,4	81,2	12,0	56	3	10	6	6	942,5
C4	CR56b	48,7	413,4	81,2	12,0	56	3	10	6	6	942,5
C5	CR56b	48,7	413,4	81,2	12,0	56	3	12	6	6	1357,2
C6	CR56b	45,9	413,4	81,2	12,0	56	3	12	6	6	1357,2
C7	CR56b-SF	49,4	413,4	81,2	12,0	0	0	10	6	0	471,2
C8	CR56b-SF	49,7	413,4	81,2	12,0	0	0	10	6	0	471,2

f_c = resistência à compressão do concreto à data do ensaio push-out

t_c = espessura da laje (sempre constante, igual a 150 mm)

L_{sc} = comprimento longitudinal do conector

h_{sc} = altura do conector

t_{sc} = espessura da chapa do conector

D = diâmetro de referência (do círculo inscrito no dente trapezoidal)

n_p = número de aberturas no conector (pinos virtuais de concreto)

ϕ = diâmetro das barras da armadura transversal

n_1 = número de barras de armadura transversal passando por fora do conector

n_2 = número de barras de armadura transversal passando por dentro do conector

A_{tr} = área total da armadura transversal = $(n_1+n_2) \pi \phi^2 / 4$

L_c = comprimento da laje (sempre constante, igual a 650 mm)

f_{ysc} = resistência ao escoamento do aço do conector (sempre constante, igual a 324 MPa)

f_{ytr} = resistência ao escoamento do aço da armadura (sempre constante, igual a 500 MPa)

Na Figura 16 são apresentadas imagens da distribuição de tensões de von Mises no modelo B1, obtida com uma análise dinâmica explícita, para um carregamento próximo à ruína do modelo. Observa-se uma distribuição de tensões de forma contínua e gradual entre as partes, indicando a qualidade da malha e das condições de contorno. Nota-se que as tensões, em vermelho, na base do dente se aproximam da tensão de escoamento do material (324 MPa), indicando um escoamento limitado a essa região, de acordo com o comportamento elástoplástico do material.

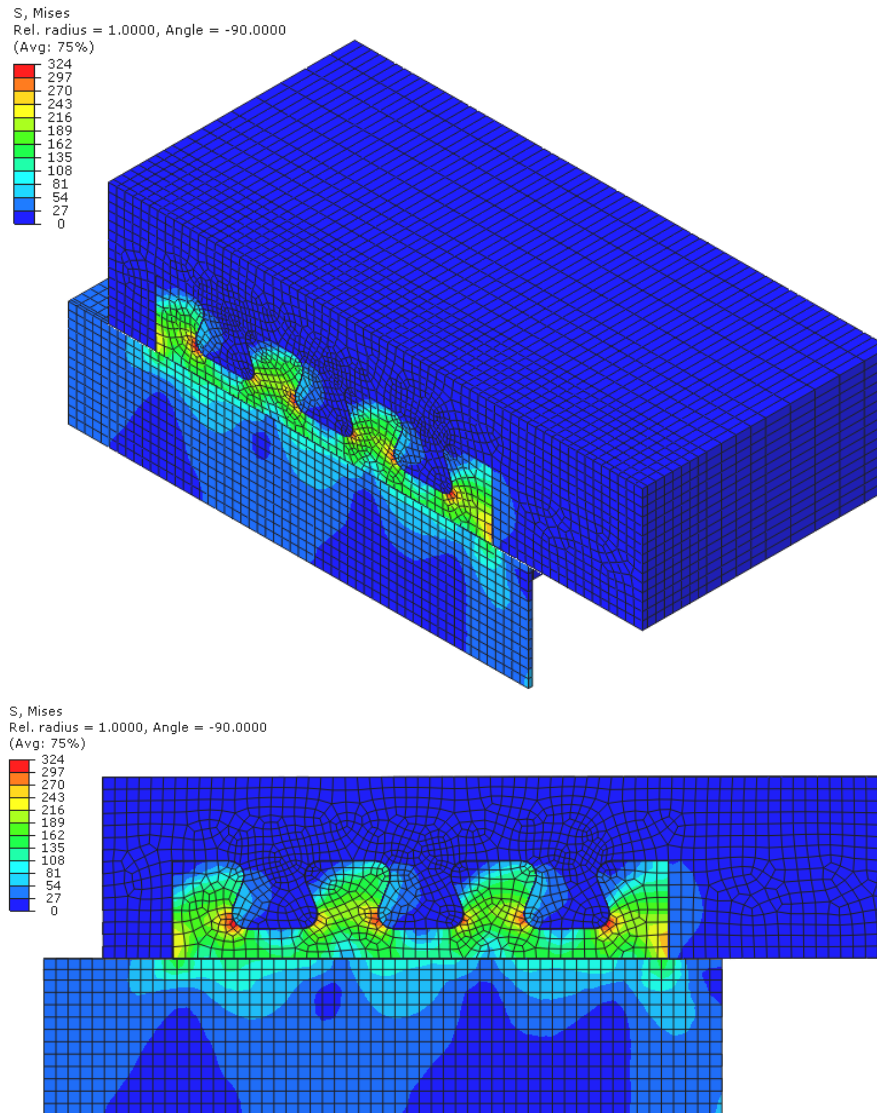


Figura 16 – Distribuição de tensões de von Mises no modelo B1, na iminência de ruína, obtida a partir de uma análise do tipo dinâmica e explícita.

Na Figura 17 é apresentada a distribuição e as magnitudes da pressão exercida pelo conector no concreto da laje do modelo B1, obtida com análise dinâmica explícita. É possível verificar que as pressões no concreto da região das aberturas do conector são superiores à resistência à compressão uniaxial do concreto. As pressões nessas regiões atingem um valor máximo de 77 MPa, e em média 40 MPa, valores 289% e 150%, respectivamente, maiores que a resistência uniaxial do concreto (26,6 MPa) para o experimento em causa. Esses resultados indicam que o modelo constitutivo adotado para o concreto é capaz de representar o fenômeno do confinamento, que tem grande influência no comportamento da conexão.

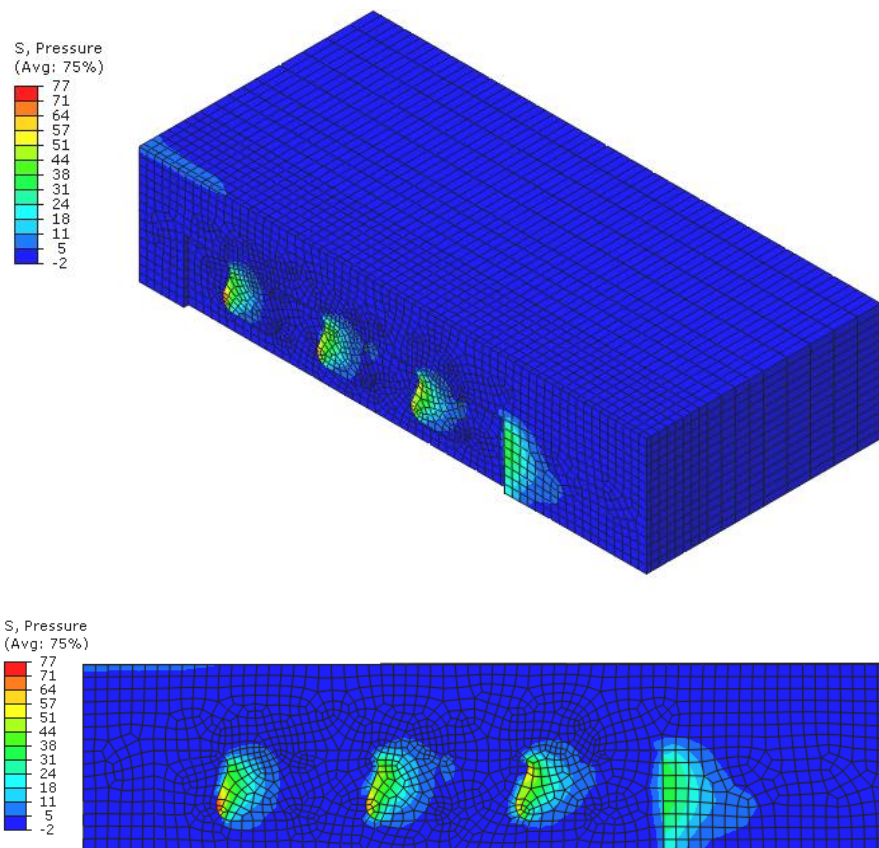


Figura 17 – Distribuição de pressões no concreto da laje do modelo B1.

Foram simulados numericamente 16 dos ensaios tipo *push-out* executados por Veríssimo [1], oito da série B e oito da série C. Em ambas as séries o conector utilizado foi um CR-56b e as configurações dos modelos são similares. Na série B foi utilizado um concreto usual, com resistência na faixa de 27 MPa, e na série C um concreto de maior resistência com f_c na faixa de 48 MPa.

As curvas força×deslizamento relativo dos modelos da série B são apresentadas na Figura 18. As mesmas curvas para os modelos da série C são apresentados na Figura 19. Os modelos numéricos são identificados conforme o tipo de análise, análise estática implícita (AEI) e a análise dinâmica explícita (ADE), e os modelos experimentais pela sua identificação original.

Pode-se observar que os valores das análises são próximos. Em alguns casos as curvas praticamente se sobrepõem, indicando a excelente correlação entre o modelo numérico e o experimental. Em geral os modelos foram capazes de simular com precisão o comportamento anterior e posterior à carga máxima. Porém, alguns modelos numéricos com armadura passante apresentam uma acentuada diferença em relação aos experimentais.

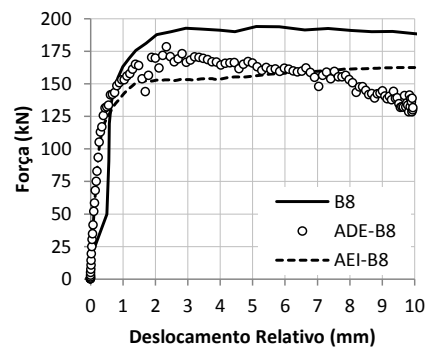
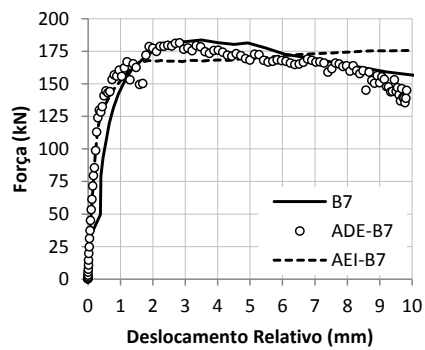
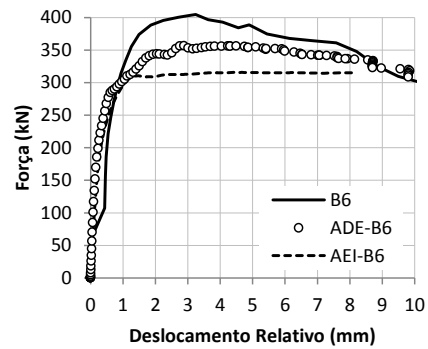
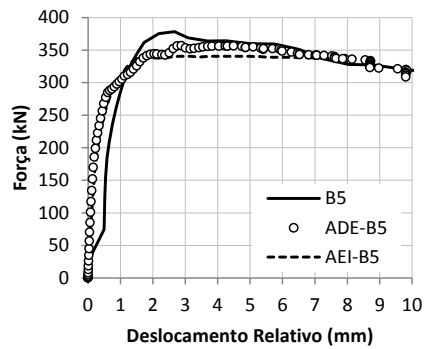
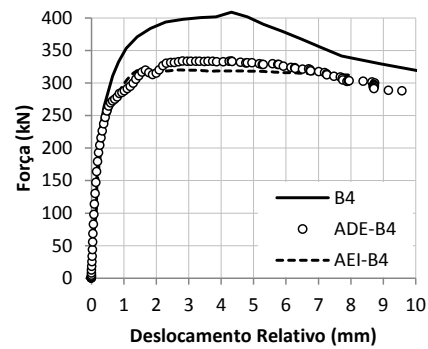
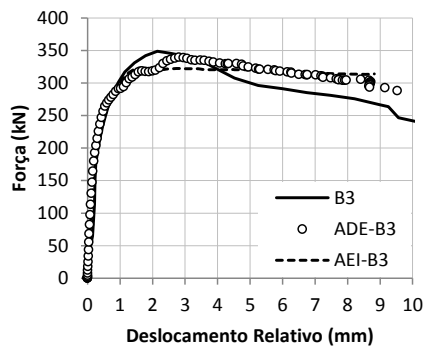
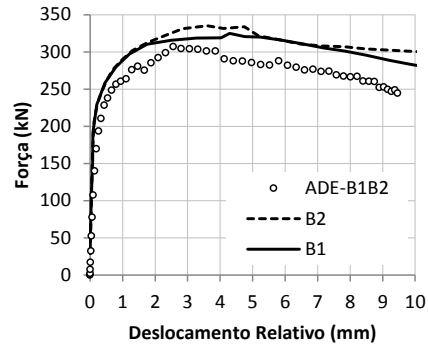
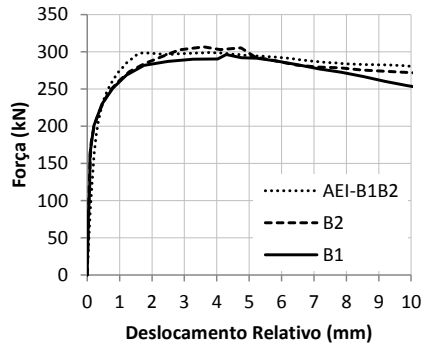


Figura 18 - Curvas força × deslizamento para os modelos da série B.

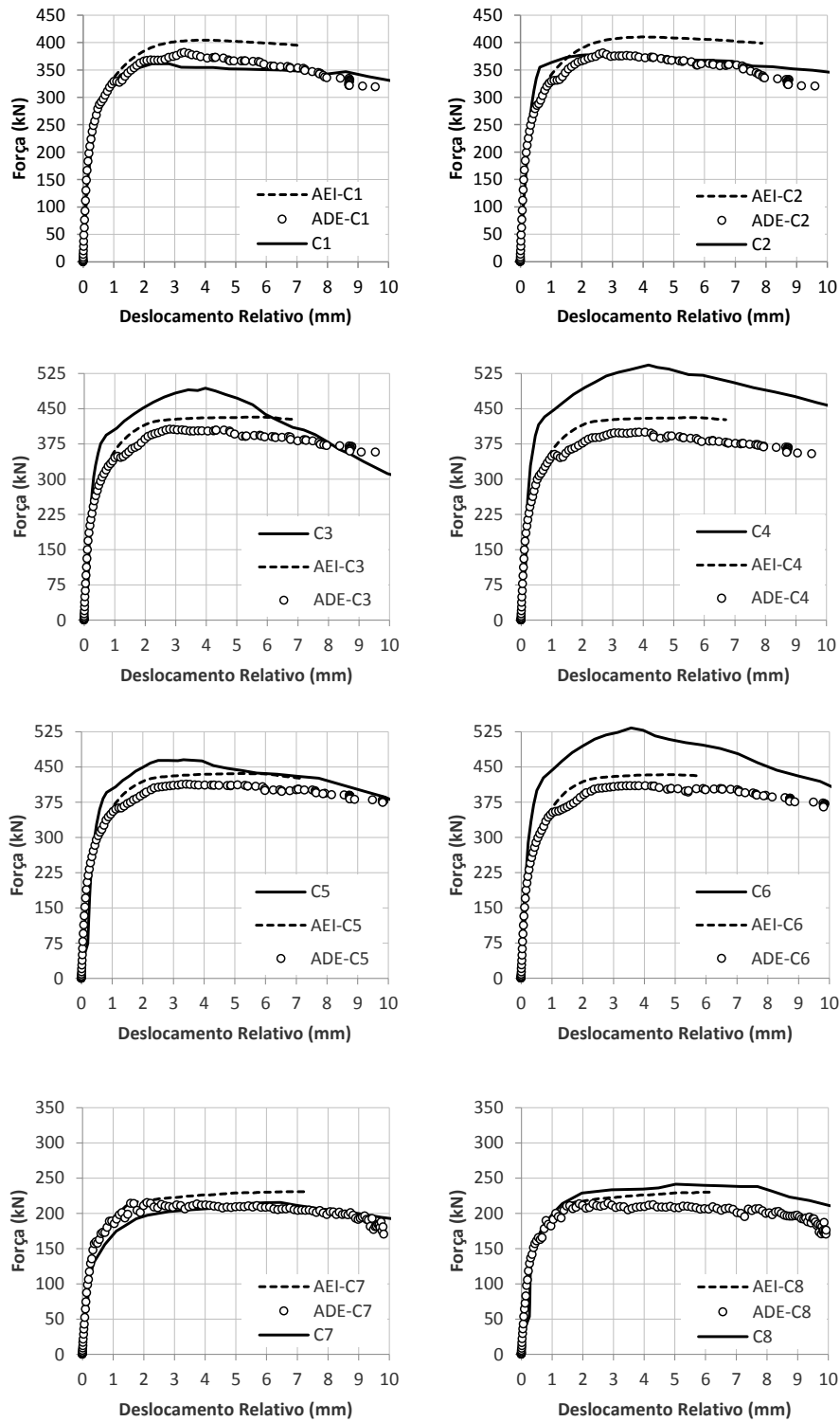
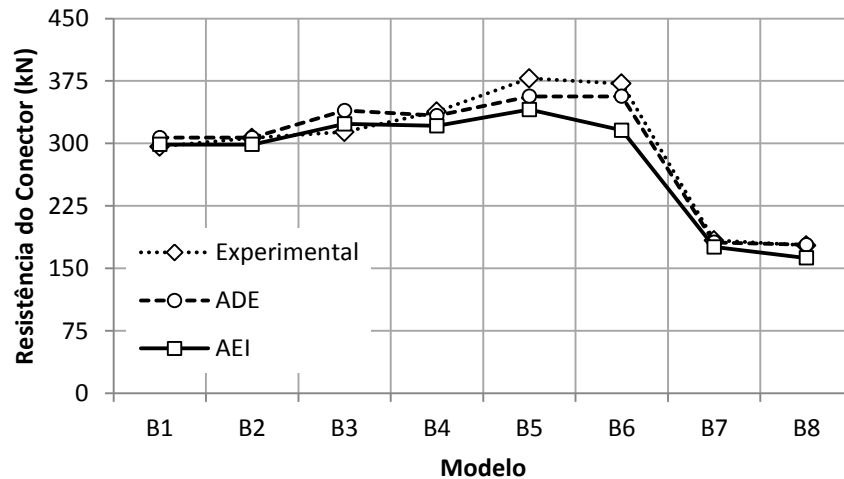


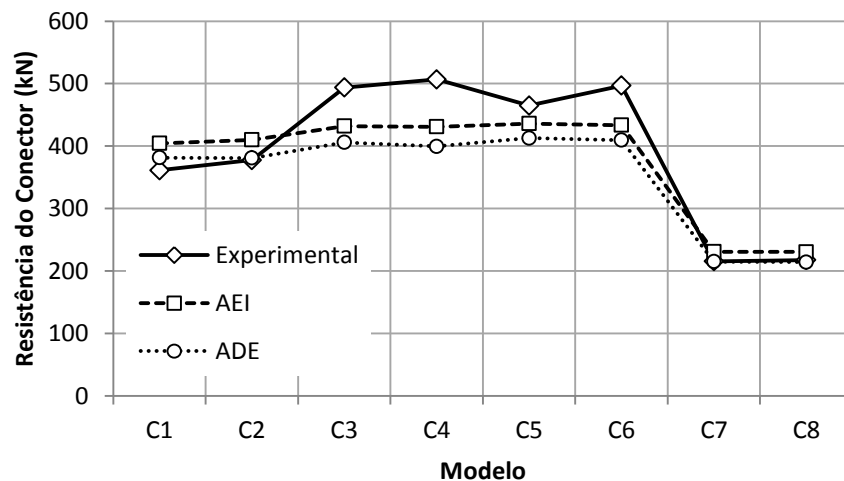
Figura 19 - Curvas força × deslizamento para os modelos da série C.



Na Figura 20 pode-se observar um gráfico com a comparação dos modelos das diferentes análises. Observa-se que os valores das análises são próximos, porém apresentam uma leve divergência nos modelos com armadura passante, quais sejam: B5, B6, C3, C4, C5 e C6.



(a)



(b)

Figura 20 - Comparação das resistências dos modelos da: (a) série B; (b) série C.

Na Tabela 4, são apresentadas as capacidades resistentes dos modelos da série B e C de cada análise, juntamente com a relação entre os resultados numéricos e os experimentais. Na Tabela 5, são apresentadas as médias e os desvios padrão das relações entre os modelos numéricos e os experimentais, agrupando os modelos de acordo com a presença de armadura passante, e da série a que pertence. Estes resultados permitem uma análise da qualidade do modelo numérico, dos tipos de análises utilizadas e também da modelagem da armadura passante.



Tabela 4 - Resistência dos modelos da série B e da série C.

ensaio	(1)	(2)	(3)	(2)/(1)	(3)/(1)
B1	296,2	298,7	306,9	1,009	1,036
B2	306,5	298,7	306,9	0,975	1,001
B3	313,9	323,3	339,5	1,030	1,082
B4	338,3	321,1	333,4	0,949	0,986
B5	378,2	340,5	356,4	0,900	0,942
B6	371,8	315,7	356,4	0,849	0,959
B7	183,7	175,7	181,2	0,957	0,986
B8	177,6	162,5	178,2	0,915	1,004
C1	361,3	404,4	381,3	1,119	1,055
C2	377,5	410,1	380,8	1,086	1,009
C3	493,7	432,0	405,8	0,875	0,822
C4	506,7	431,0	399,5	0,851	0,788
C5	465,0	435,9	412,8	0,937	0,888
C6	496,9	433,5	409,5	0,872	0,824
C7	215,5	230,7	215,0	1,071	0,998
C8	217,6	230,7	214,3	1,060	0,985

(1) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios experimentais realizados por Verissimo (2007);

(2) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios numéricos realizados pela análise estática implícita;

(3) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios numéricos realizados pela análise dinâmica explícita;

Analisando as últimas duas colunas da Tabela 5 é possível verificar que a média das relações entre os modelos numéricos e os experimentais é de: 0,963, para todos os modelos; 1,017 para os modelos sem armadura passante; e 0,910 para os modelos com armadura passante. Esses resultados indicam que os modelos numéricos apresentam excelente correlação com os modelos experimentais. No caso específico dos modelos com armadura passante, os modelos numéricos apresentam resultados conservadores em relação aos experimentais.

Presume-se que, na prática, haja uma interação entre a barra da armadura passante e o concreto ao seu redor, de forma que ambos trabalhem solidariamente mobilizando uma maior resistência da conexão. No modelo numérico, a modelagem das barras como elemento de viga não é capaz de simular a superfície de contato entre o concreto e a barra. Assim, é possível que a diferença entre os resultados dos modelos numéricos com armadura passante e os modelos experimentais seja causada pela utilização de elementos de viga na modelagem das barras da armadura passante.

A partir da análise dos valores da Tabela 5, observa-se que os modelos numéricos com análise do tipo dinâmica e explícita apresentam, para os modelos sem armadura passante, resultados mais próximos dos experimentais que os modelos numéricos com análise do tipo estática e implícita. Para os modelos com armadura passante os resultados dos modelos numéricos com análise do tipo dinâmica e explícita são mais próximos dos experimentais que os modelos numéricos com análise estática e implícita, para os modelos da série B. O mesmo não se verifica em relação aos ensaios da série C, cujo concreto possuía resistência de quase 50 MPa.



Assim, pode-se concluir que, para a maioria dos modelos, de maneira geral, a análise do tipo dinâmica e explícita apresentou valores mais próximos dos reais que a análise do tipo estática e implícita.

Tabela 5 – Resumo das médias e desvios padrão dos resultados.

modelo	série	(2)/(1)		(3)/(1)		(2)/(1) e (3)/(1)	
		média	desvio	média	desvio	média	desvio
Modelos sem armadura passante	B	0,964	0,039	1,007	0,021	0,985	0,037
	C	1,084	0,026	1,012	0,031	1,048	0,047
	B e C	1,024	0,071	1,009	0,024	1,017	0,052
Modelos com armadura passante	B	0,932	0,077	0,992	0,062	0,962	0,072
	C	0,884	0,037	0,831	0,042	0,857	0,046
	B e C	0,908	0,062	0,911	0,099	0,910	0,080
Modelos com ou sem armadura passante	B	0,948	0,059	0,999	0,044	0,974	0,057
	C	0,984	0,111	0,921	0,103	0,953	0,108
	B e C	0,966	0,088	0,960	0,086	0,963	0,086

- (1) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios experimentais realizados por Veríssimo (2007);
 (2) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios numéricos realizados pela análise estática implícita;
 (3) Capacidades resistentes, em kN, dos ensaios numéricos realizados pela análise dinâmica explícita;

5 CONCLUSÃO

Este trabalho foi realizado com o objetivo de desenvolver um modelo numérico capaz de simular adequadamente o comportamento estrutural do conector *Crestbond*, que constitua uma ferramenta útil para a investigação de aspectos particulares relacionados à conexão.

O modelo numérico desenvolvido foi capaz de representar adequadamente o comportamento não linear do concreto sob confinamento, utilizando o modelo de dano com plasticidade. Os resultados obtidos com esse modelo numérico apresentaram boa correlação com os resultados experimentais. O modelo é capaz de estimar com precisão a resistência e a curva força × deslocamento do conector.

Os modelos numéricos com armadura passante apresentaram resultados conservadores em relação aos modelos experimentais. Atribui-se esta variação ao elemento utilizado para modelar as barras de armadura passante no modelo numérico. Apesar das resistências obtidas numericamente serem inferiores às experimentais, os resultados do modelo numérico ainda podem ser utilizados para estimar a capacidade resistente de conectores.

Em relação ao tipo de análise, a análise do tipo dinâmica e explícita apresentou resultados mais próximos dos experimentais que a análise do tipo estática e implícita.



Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio para o desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

- 1 Veríssimo GS. Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento [tese]. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 2007.
- 2 Leonhardt F; Andrä W; Andrä HP; Harre W. Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (new improved shear connector with high fatigue strength for composite structures). Beton und Stahlbetonbau. 1987; 82(12): 325-331.
- 3 EN1994-1-1: Eurocode 4—Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization (CEN); 2004.
- 4 Studnicka J; Machacek J; Krpata A; Svitakova M. Perforated shear connector for composite steel and concrete beams. In: Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV. Proceedings. Banff, Canada: ASCE, 2000. p. 367-378.
- 5 Oguejiofor, E. C.; Hosain, M. U.: A parametric study of perfobond rib shear connectors, Canadian Journal of Civil Engineering, 21, pp. 614-625, 1994.
- 6 Silva HP. Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo Crestbond [dissertação]. Viçosa, MG: Universidade Federal de Viçosa; 2013.
- 7 Abaqus Theory Manual. Providence, United States: Simulia.; 2012.
- 8 Almeida PHF. Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto [dissertação]. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais; 2012.
- 9 Model Code 2010: final draft. Lausanne, Swiss: Fédération Internationale du Béton (FIB), 2011.
- 10 ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, Brasil, 2008.