

MODELOS NUMÉRICOS DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO PERTENCENTES A SISTEMAS DE PISOS MISTOS DE PEQUENA ALTURA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Fabio Martin Rocha¹ & Jorge Munaíar Neto²

Resumo

Os pisos mistos de baixa altura caracterizam um sistema estrutural em que há a incorporação, parcial ou completa, do perfil metálico (viga de aço) na laje de concreto, promovendo a redução da altura da seção e, conseqüentemente, o aumento da altura útil do pavimento. A incorporação do perfil de aço na laje de concreto garante revestimento contra fogo ao aço, melhorando o desempenho da viga de aço frente às ações do fogo. Com a finalidade de avaliar o desempenho térmico e estrutural desta solução construtiva, foram desenvolvidos modelos numéricos das vigas parcialmente revestidas presentes nesse sistema estrutural. Tendo em vista as funcionalidades do código computacional DIANA, escolhido para a análise numérica, diversos modelos foram construídos procurando atingir a melhor aproximação com os resultados experimentais apresentados na literatura associados ao menor custo computacional possível.

Palavras-chave: Pisos mistos de aço e concreto. Vigas mistas de aço e concreto. Incêndio. Análise térmica. Modelagem numérica.

NUMERICAL MODELLING OF COMPOSITE SLIM FLOOR BEAMS IN FIRE

Abstract

Slim floor frames consists on structural system in which the steel beam is completely or partially inserted in a concrete slab, that is usually used in profiled steel decks systems. The main goal of the slim floor systems is to obtain a minimum height of the composite beam section and, consequently, achieve a higher height of the floor or a lower total height of the building. The partial encasement of the steel beam in the concrete slab provides a thermal protection, improving the behavior of the beam when subjected to fire. In order to evaluate the thermal and structural behavior of the slim floor system, numerical models considering partially encased beams, which can be found in the slim floor structures, were created. In view of the DIANA functions, several models were developed in order to achieve a better approximation, a low computational cost, of some tests results presented in wide world literature.

Keywords: Slim floor. Composite beam. Fire. Thermal analysis. Numerical modeling.

1 INTRODUÇÃO

Segundo WANG (2002), o fogo é um dos fenômenos naturais que quando não controlado de forma adequada pode causar grandes prejuízos, tanto de ordem financeira quanto no referente às vidas humanas. Porém, mais importante que o combate ao fogo em uma estrutura é a prevenção da ocorrência do fenômeno ou, ao menos, a minimização dos danos que ele pode causar.

No que diz respeito às estruturas metálicas, sabe-se que o aço sem revestimento, quando exposto a altas temperaturas, tem suas propriedades mecânicas reduzidas rapidamente. Dessa forma,

¹ Mestre em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, fabio.rocha@usp.br

² Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, jmunaíar@sc.usp.br

é difícil conseguir um bom desempenho para esse tipo de construção quando não é aplicado nenhum tipo de revestimento contra fogo.

Em meados do século XIX, os elementos estruturais formados a partir da associação do aço e do concreto começaram a ser utilizados devido à proteção ao fogo e à corrosão que era proporcionada à estrutura (RAMOS, 2010). Hoje, as estruturas mistas de aço e concreto têm grande importância e reconhecimento, pois constitui um sistema estrutural que consegue aproveitar as vantagens de ambos os materiais de maneira eficiente.



Figura 1 – Sistema de pisos mistos de baixa altura, RAMOS (2010).

Nesse contexto, destacam-se os pisos mistos de aço e concreto de baixa altura, também conhecidos como *slim floor*, conforme ilustra a figura 1. Essa solução construtiva consiste na incorporação de parte do perfil metálico na laje de concreto, aumentando a altura útil do pavimento e diminuindo a altura da viga mista. A incorporação do perfil na laje garante um revestimento parcial da viga metálica, tornando o sistema *slim floor* uma boa solução também no que diz respeito ao projeto de estruturas em situação de incêndio, diminuindo, por exemplo, o consumo de materiais de revestimento contra fogo.

Para a análise mais apurada desses casos, além de ensaios em fornos, são utilizados modelos avançados de cálculo que constituem de análises numéricas que levam em conta o elemento estrutural completo, com todos os seus parâmetros de interesse e possibilitam uma análise mais detalhada desses elementos mistos, no que diz respeito a tensões, deformações e temperaturas simulando, de maneira mais real, as verdadeiras condições de um incêndio.

Como grande parte da seção é constituída de concreto, optou-se por utilizar o pacote computacional DIANA v.9.4.2, pois acredita que o mesmo permite avaliar melhor estruturas que utilizam esse material, em razão de seus complexos modelos constitutivos e de propagação de fraturas e, também sendo possível avaliar a interação desses modelos físicos com a análise térmica e termoestrutural acoplada.

2 METODOLOGIA

Com a finalidade de entender o comportamento estrutural das vigas em um sistema de pavimentos mistos de baixa altura, o presente trabalho contempla estudo essencialmente numérico sobre o tema, sendo realizadas análises em pacotes computacionais baseados no método dos elementos finitos, como é o caso do DIANA.

Um modelo numérico para uma análise termoestrutural acoplada no DIANA é composto basicamente de dois domínios: um deles para a análise térmica (no pacote computacional chamado de fluxo de potencial) e outro para a análise estrutural. Estes dois domínios são sobrepostos, de modo que os resultados provenientes da análise térmica são transferidos como dados para a estrutural. O inverso também pode ser feito se necessário.

Tendo em vista que o trabalho a ser realizado consiste na obtenção do campo térmico e, em seguida, o cálculo de tensões e deformações para as temperaturas encontradas, o modelo deve ser primeiramente construído com elementos finitos para análise térmica, para efetuar a análise de térmica. Em seguida o modelo passa para a análise estrutural, quando todos os elementos finitos de fluxo são transformados em elementos estruturais. Essa transformação é compatível com apenas um pequeno grupo de elementos, restringindo a criação do modelo a ele.

Partindo de procedimento apresentado em RAMOS (2010), o modelo numérico do pavimento misto de aço e concreto, mostrado na figura 2, foi desenvolvido no pacote computacional DIANA utilizando o elemento sólido CHX60, o qual possui 20 nós e interpolação quadrática para deslocamentos, onde cada nó apresenta três graus de liberdade. Já para a compatibilização dos esforços e deslocamentos entre o perfil metálico e o concreto foi utilizado o elemento de interface denominado CQ48I, com 16 nós, próprio para a utilização em dois planos em um modelo tridimensional. Esse elemento também possui interpolação quadrática para deslocamentos.

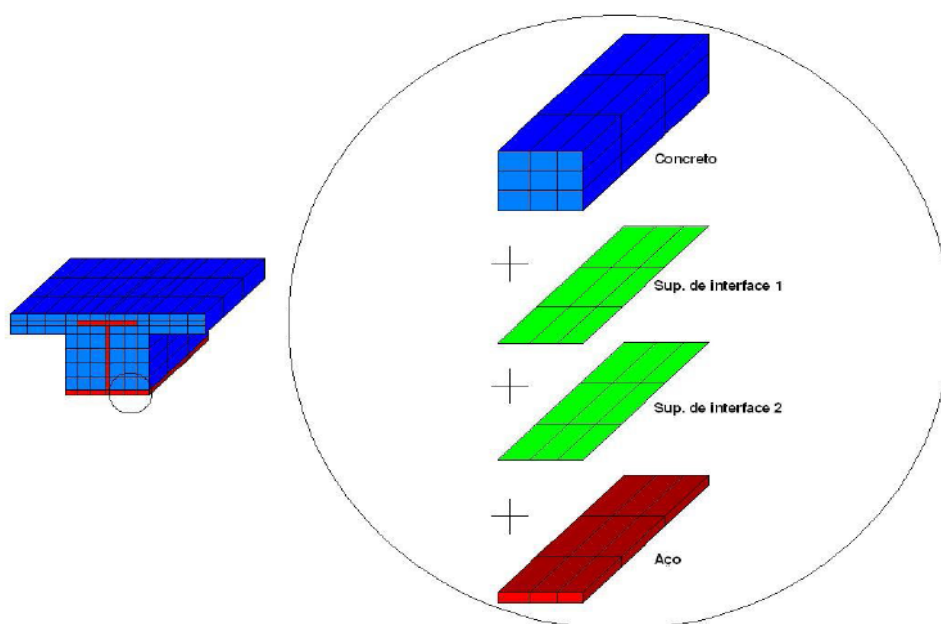


Figura 2 – Modelo Numérico proposto em RAMOS (2010).

A modelagem da estrutura para a análise do campo térmico foi realizada com base no trabalho apresentado em RAMOS (2010), utilizando elementos compatíveis com os utilizados na análise estrutural, mostrados na tabela 1 e na figura 3. Sendo que no modelo térmico os elementos de interface são utilizados para a consideração de uma resistência térmica de interface, citada em trabalhos como NEWMAN (1995).

A análise numérica foi feita em 3 etapas, sendo primeiramente realizada a elaboração e validação do modelo térmico no DIANA, inicialmente em modelos bidimensionais. Na segunda etapa foi reproduzido e aperfeiçoado o modelo estrutural apresentado em RAMOS (2010) e, por fim, na última etapa foi realizado o acoplamento do modelo térmico ao estrutural. Para o modelo térmico, na fase de validação foi avaliado o desempenho dos elementos finitos com interpolação quadrática e linear bem como diferentes graus de refinamento da malha de elementos finitos.

Tabela 1 – Elementos finitos correspondentes para diferentes tipos de análises no DIANA (DIANA - User's manual - Analysis Procedures, 2005)

Domínio da Análise Estrutural e Termoestrutural		Conversão para a Análise de Fluxo			
		Temperatura	Concentração	Água subterrânea	
Estado Plano de Tensões	CT12M	T3HT	T3HT	T3GW	T3HT
	CQ16M	Q4HT	Q4HT	Q4GW	Q4HT
Estado Plano de Deformações	CT12E	T3HT	T3HT	T3GW	T3HT
	CQ16E	Q4HT	Q4HT	Q4GW	Q4HT
	CQ20E	Q4HT	Q4HT	Q4GW	Q4HT
	CQ22E	Q4HT	Q4HT	Q4GW	Q4HT
Axissimetria	CT12A	T3AHT	T3AHT	T3AGW	T3AHT
	CQ16A	Q4AHT	Q4AHT	Q4AGW	Q4AHT
	CQ20A	Q4AHT	Q4AHT	Q4AGW	Q4AHT
	CQ22A	Q4AHT	Q4AHT	Q4AGW	Q4AHT
Sólido	CTE30	TE4HT	TE4HT	TE4GW	TE4HT
	CTP45	TP6HT	TP6HT	TP6GW	TP6HT
	CHX60	HX8HT	HX8HT	HX8GW	HX8HT
	CHX64	HX8HT	HX8HT	HX8GW	HX8HT
Interface	N41F	IPT2H	IPT2H	-	IPT2H
	N61F	IPT2H	IPT2H	-	IPT2H
	CL12I	IL4HT	IL4HT	-	IL4HT
	CT36I	IT6HT	IT6HT	-	IT6HT
	CQ48I	IQ8HT	IQ8HT	-	IQ8HT

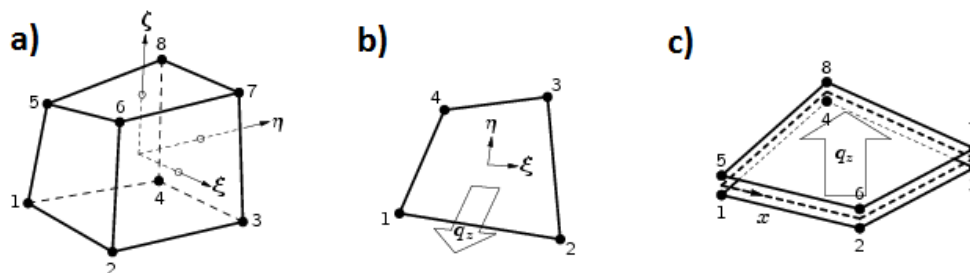


Figura 3 – Elementos finitos utilizados na análise térmica; a) HX8HT, b) BQ4HT, c) IQ8HT.

No modelo estrutural foi avaliada a influência dos modelos constitutivos dos materiais e a utilização de chapas rígidas nos apoios para a solução do problema de concentração de tensões. O conhecimento dos modelos constitutivos presentes no DIANA é importante devido à incompatibilidade de alguns deles com o modelo termoestrutural, só podendo ser usados em temperatura ambiente.

O modelo numérico acoplado termoestrutural foi testado e validado para os casos de temperatura ambiente e elevada, de acordo com os resultados obtidos em RAMOS (2010), DONG & PRASAD (2009) e REGOBELLO (2007).

3 DESENVOLVIMENTO

Uma das dificuldades na execução do trabalho foi a de representar os modelos constitutivos de materiais utilizados em RAMOS (2010) em temperatura elevada, devido às funções disponíveis no DIANA para a análise termoestrutural. Sendo assim, são discutidos alguns pontos importantes na consideração das propriedades térmicas e mecânicas dos materiais de interesse, no que diz respeito à análise termoestrutural acoplada, tendo por base os modelos escolhidos em RAMOS (2010).

3.1 Considerações para a modelagem do aço

Seguindo como referência o modelo numérico proposto e apresentado em RAMOS (2010), o comportamento do aço foi modelado com o critério de plastificação de von Mises e modelo constitutivo elastoplástico linear, com patamar de escoamento em 410 MPa. Porém, o EUROCODE 4 Part 1.2 apresenta um modelo próprio para a relação tensão x deformação do aço em altas temperaturas, conforme apresentado na figura 4, sendo esse caso o escolhido para a representação do aço.

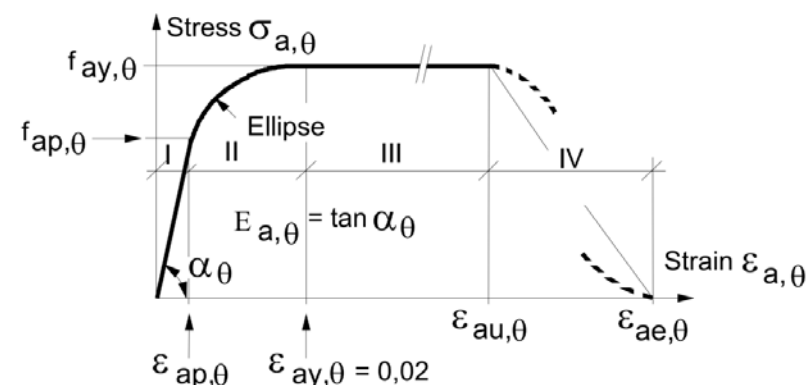


Figura 4 – Modelo constitutivo do aço apresentado no EUROCODE 4 Part 1.2, EN 1994-1-2:2005.

Nos pacotes computacionais como ANSYS e ABAQUS, a solução encontrada para representar o modelo constitutivo do EUROCODE é a adoção de uma relação tensão x deformação multilinear, a partir da discretização de diversos pontos da curva. Na interface de pré-processamento do DIANA, chamado iDIANA, a dificuldade encontrada para a representação dessa relação se deveu a impossibilidade de criar um modelo constitutivo multi-linear dependente da temperatura, sendo que este mesmo aspecto também foi um problema para a definição dos modelos constitutivos do concreto, para a tração e compressão dentro dos modelos de fissuração *total-strain*, modelos esses que usam os parâmetros da mecânica da fratura para caracterizar o comportamento do concreto.

Em relação ao aço, foram testadas duas soluções para o problema. A primeira solução consistiu em usar o diagrama elasto-plástico perfeito em função da temperatura, adotando os fatores de redução do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) e da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) apresentados no EUROCODE 4 Part 1.2. Já a segunda solução consistiu da adoção de um modelo constitutivo com encruamento, em que era possível especificar a tensão no material relativa a cada nível de deformação plástica, também em função da temperatura. Nos dois casos foi escolhido o critério de von Mises, e ambos foram testados para verificar qual se adequava melhor ao caso das vigas mistas.

A entrada de dados do modelo elasto-plástico é bastante simples, de forma que só é necessário especificar os valores para os módulos de elasticidade e da resistência ao escoamento para os níveis de temperatura desejados. Já em relação ao modelo com encruamento, a entrada de dados se dá a partir das deformações plásticas equivalentes representadas pelo parâmetro kappa, obtido como mostram as figuras 5 – a) e 5 – b), bem como pela Equação (1).

$$\kappa_{\theta} = \varepsilon_{\theta} - \sigma_{\theta} / E_{a,\theta} \quad (1)$$

Na Equação (1), valem:

- κ_{θ} a deformação plástica na temperatura θ
- ε_{θ} a deformação total na temperatura θ
- σ_{θ} a tensão do material na temperatura θ
- $E_{a,\theta}$ o módulo de elasticidade do aço na temperatura θ

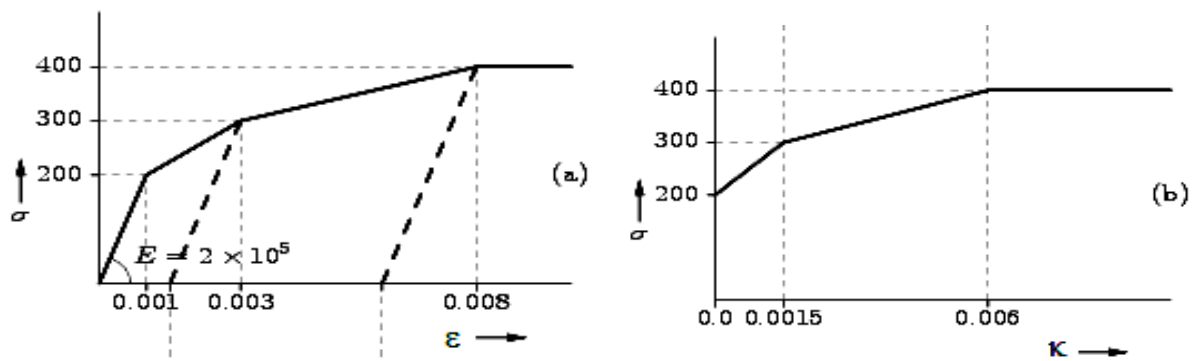


Figura 5 – Obtenção das deformações plásticas equivalentes a partir de um diagrama tensão x deformação, DIANA (2005).

3.2 Considerações para a modelagem do concreto

Para a representação do comportamento do concreto no DIANA, o modelo apresentado em RAMOS (2010) utilizou o modelo *total-strain* com fissuras fixas, nele a propagação de fissuras só ocorre de maneira vertical ou horizontal, sendo que a sua direção só muda quando a inclinação apresenta valores superiores à 90° adotando o comportamento parabólico para o concreto comprimido e o exponencial para o tracionado. A partir daí, foram buscadas as melhores condições que pudessem representar esse mesmo comportamento, só que em temperatura elevada.

O EUROCODE 4 part 1.2 possui considerações próprias no que diz respeito aos modelos constitutivos, tanto para o concreto comprimido quanto tracionado e, da mesma forma como identificado no caso do aço, para o concreto é impossível criar um modelo constitutivo multilinear em função da temperatura.

Sendo assim, optou-se por utilizar os mesmos modelos constitutivos que RAMOS (2010), mas dessa vez, em função da temperatura adotando os fatores de redução das resistências à tração e à compressão conforme EUROCODE 4 Part 1.2, e os fatores de redução do módulo de elasticidade apresentados na NBR 14323:1999. Partindo dessa escolha, ainda foram necessárias algumas considerações adicionais em função das limitações desses modelos quando associado à elevação de temperatura. Para o caso do concreto tracionado não houve problemas na representação, de forma que o modelo exponencial, mostrado na figura 6 – a), se mostrou compatível com as propriedades dependentes da temperatura. Também foi testado o modelo elastoplástico perfeito, apresentado na figura 6 – b).

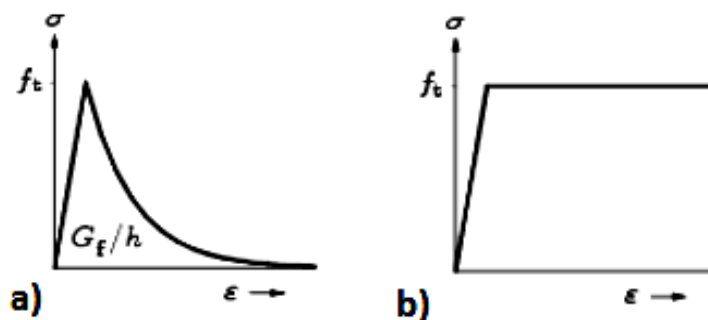


Figura 6 – Modelos constitutivos adotados para o concreto tracionado, DIANA (2005).

Para descrever o comportamento do material à compressão, dentro dos modelos total strain, o DIANA também disponibiliza diversas relações constitutivas, como é mostrado figura 7. Como no modelo à temperatura ambiente foi utilizada a relação constitutiva parabólica (figura 7 – g), é desejável que o modelo em temperatura elevada também possuísse o mesmo modelo. Porém, a entrada de

dados do DIANA não possibilita que a energia de fraturamento à compressão seja dada em função da temperatura, sendo adotado o valor à temperatura ambiente. A princípio, essa consideração não resultaria numa representação totalmente correta do concreto comprimido em situação de incêndio, de forma que a energia de fratura também iria variar em função da temperatura.

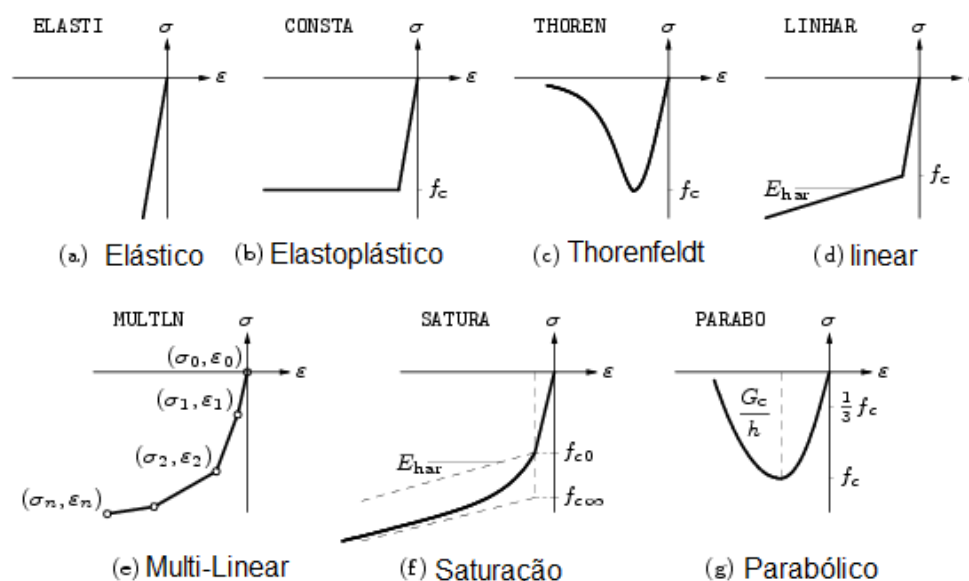


Figura 7 – Modelos constitutivos disponíveis no DIANA para o concreto comprimido, DIANA (2005).

Dessa forma, além da relação constitutiva parabólica com energia de fraturamento constante (G_c), foram testadas mais duas representações: modelo de Thorenfeldt e o elastoplástico perfeito mostrados nas figuras 7 – c) e b), respectivamente.

O modelo de Thorenfeldt foi escolhido pois, na sua entrada de dados não é necessário especificar a energia de fraturamento à compressão, sendo todo o comportamento da curva dependente apenas da resistência à compressão e do módulo de elasticidade. Analisando a formulação do método, foi observado que, devido às baixas resistências à compressão do concreto quando em temperaturas acima de 900°C, obtidas em função dos fatores de redução inferiores a 0,08, a região do softening do material se tornava bastante disforme atingindo uma configuração não representativa. Sendo assim, para as temperaturas acima de 900°C o fator de redução foi adotado igual a 0,15, ou seja, o valor para a temperatura de 800°C. Esse problema seria reduzido para concretos de alta resistência, nos quais não são encontradas resistências tão baixas quando em temperaturas elevadas.

O último modelo considerado na análise termomecânica do concreto foi o elastoplástico perfeito, escolhido por apresentar uma formulação mais simples e, por sua vez, com menor custo computacional e avaliar se essa escolha causaria perdas significativas de precisão em termos de resultados.

3.3 Sobre a interface entre o aço e o concreto

Apesar de não ser exatamente uma propriedade do material, a resistência térmica da interface também é tratada pelo iDIANA como uma. Em relação ao modelo térmico, segundo apresentado em NEWMAN (1995) e em MÄKELÄINEN & MA (2000), é adotada a resistência térmica igual a 50 W/m²K para a região de contato entre o aço e concreto. Já para as propriedades mecânicas, foram escolhidos os módulos de rigidez normal e transversal da interface (D_{11} e D_{22}) iguais a 0,1 e 0,01 N/mm³, respectivamente, após diversos testes abrangendo valores que variavam de 10^{-10} a 10^{10} , realizados em RAMOS (2010). Tais módulos são definidos pela relação entre a tensão normal ou cisalhante e o seu

respectivo deslocamento relativo, ou seja, esses valores representam uma condição interação parcial na qual pouco esforço é transmitido pela interface.

3.4 Condições de contorno e carregamentos

Para o modelo térmico, as condições de contorno são definidas como regiões nas quais pode haver perda ou ganho de calor para o meio externo, de forma que, caso não seja adotada nenhuma dessas situações, a superfície em questão é definida como *adiabática*.

No caso de interesse, a face inferior da viga parcialmente revestida está em contato com os gases aquecidos por uma fonte de calor, enquanto que sua face superior está em contato com o meio “sem” chamas que possui temperatura constante e igual a 20°. Dessa forma, de acordo com as prescrições normativas, a face exposta ao fogo trocará calor devido aos efeitos de convecção e radiação, enquanto que a face não exposta só será susceptível à convecção.

Do mesmo modo que as propriedades da interface foram consideradas como um tipo de material pelo iDIANA, as superfícies em contato com o fogo e com o meio também serão tratadas da mesma forma. Para a região exposta ao fogo foi considerado o coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) igual a 25 W/m°C e emissividade igual a 0,5. Já na outra superfície é adotado somente o coeficiente α_c , igual a 9 W/m°C.

Em relação à elevação de temperatura do meio em chamas, foi considerado o incêndio padrão da ISO 834:1999, enquanto que no meio sem contato com o fogo foi considerada temperatura constante de 20°C.

Já para o modelo estrutural, as condições de contorno adotadas são as que resultam em uma viga isostática simplesmente apoiada, com um apoio fixo e outro móvel. A representação dos apoios é feita a partir da restrição dos deslocamentos, na face inferior da extremidade do perfil metálico, nas direções X, Y e Z para o apoio fixo e nas direções X, Y para o apoio móvel, sendo Z o eixo longitudinal da viga.

4 RESULTADOS

4.1 Modelo térmico

Com a estratégia de modelagem concluída, a sua validação foi feita por meio de diversos trabalhos de caráter numérico e experimental. Na fase da análise térmica para a obtenção dos campos térmicos, foram utilizados basicamente os trabalhos apresentados em REGOBELLO (2007), LAWSON ET AL. (1997) e DONG & PRASAD (2009), que constavam desde casos simples de vigas metálicas com a ação do fogo em todas as faces até os casos de interesse no trabalho, de vigas mistas com a consideração da resistência térmica de interface resultando em campos térmicos não uniformes.

4.2 Modelo estrutural

Estando o modelo térmico devidamente validado, partiu-se para a reprodução dos modelos em temperatura ambiente proposto em RAMOS (2010), mas dessa vez já considerando os outros modelos constitutivos para o aço e para o concreto, comentados na seção anterior, resultando nas três combinações descritas na tabela 2.

Tabela 2 – Combinação dos modelos constitutivos nos casos analisados

	<i>Concreto Comprimido</i>	<i>Concreto Tensionado</i>	<i>Aço</i>
Caso 1	Elastoplástico perfeito	Elastoplástico perfeito	Elastoplástico perfeito
Caso 2	Parabólico	Exponencial	Elastoplástico perfeito
Caso 3	Thorenfeldt	Exponencial	Elastoplástico perfeito

No modelo, o carregamento mecânico foi aplicado por meio de pressão nas superfícies próximas aos atuadores hidráulicos do ensaio, sendo que a aplicação de todo ele resultaria em um momento no meio do vão de 1400 kN.m. Dessa forma, a análise não linear estrutural prosseguiu por meio do carregamento da viga com passos de carga igual a 5% do valor total, ou 70 kN.m, até o ponto em que o modelo não convergia ou apresentava deslocamentos excessivos.

Na figura 8 são mostradas as curvas de momento por deslocamento no meio do vão para os três casos analisados.

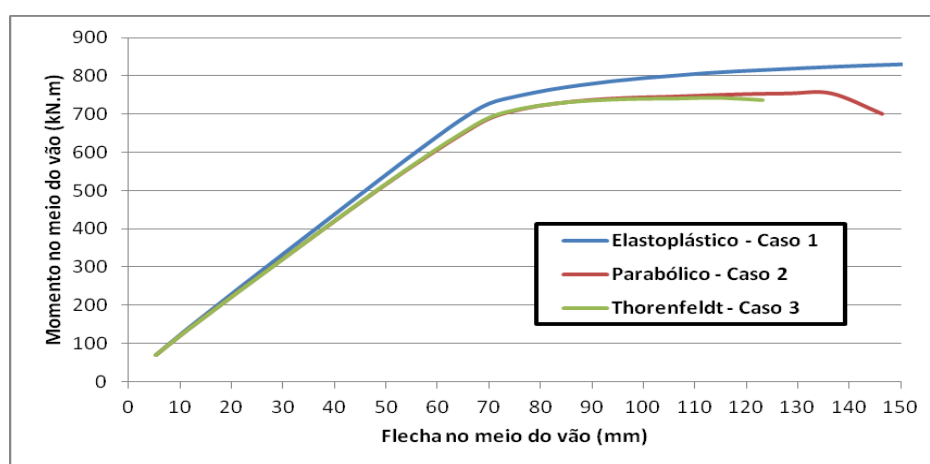


Figura 8 – Comportamento estrutural para diferentes combinações de modelos constitutivos.

Pode-se observar que o comportamento na fase elástica é bem semelhante para todos os casos, sendo o caso 1 com rigidez um pouco mais evidente. Após o trecho de comportamento linear, os casos 2 e 3 seguem a mesma tendência, de forma que a análise com o modelo de parabólico conseguiu atingir um nível maior de carregamento, chegando mais próximo aos resultados obtidos em RAMOS (2010), como pode ser visto na tabela 3. A análise com o modelo elastoplástico perfeito não apresentou problemas de convergência, sendo os resultados para a flecha aqui apresentados limitados à 150 mm, limite esse obtido nos trabalhos experimentais.

Na tabela 3 é mostrado o resumo dos resultados obtidos nessa etapa em comparação com os resultados obtidos em RAMOS (2010), PAES (2003) e LAWSON et al. (1997) nos pacotes computacionais DIANA, ANSYS e por meio de ensaios. Pode-se notar que, mesmo com o uso do modelo parabólico para o concreto (caso 2) que é o mesmo utilizado em RAMOS (2010), não foi obtido o mesmo resultado relativo aos 150 mm esperados. Isso ocorre, pois nos casos analisados o carregamento não foi aplicado por meio de controle de deslocamento, mas mesmo assim, os resultados do caso 2 foram os que mais se aproximaram dos valores experimentais e do ANSYS, lembrando também que foi o modelo mais estável e com menor custo computacional. Lembrando que em RAMOS (2010) o modelo para análise estrutural em temperatura ambiente foi devidamente validado por outros resultados experimentais.

Tabela 3 – Comparação dos resultados obtidos nessa etapa

	<i>Caso 1</i>	<i>Caso 2</i>	<i>Caso 3</i>	<i>RAMOS</i> (2010)	<i>PAES</i> (2003)	<i>LAWSON ET AL.</i> (1997)
Flecha (mm)	150	146,3	123,2	150	150	150
Momento Máximo (kN.m)	831,3	753,1	742,4	720	784	790

4.3 Modelo termoestrutural

Com a estratégia de modelagem para análises térmicas validada e os parâmetros estruturais definidos, prossegue-se com a análise termoestrutural das vigas mistas parcialmente revestidas. Nessa etapa serão utilizados os resultados de dois ensaios em temperatura elevada apresentados em LAWSON ET AL. (1997) para a validação do modelo, ensaios esses que possuem geometria da seção bem parecida daquela analisada em RAMOS (2010), mas com vão menor de 4,5m.

São realizados ensaios de flexão em duas vigas biapoiadas formadas com protótipos dos perfis laminados assimétricos 280 ASB 100 e 300 ASB 153. No primeiro ensaio, foi utilizada fôrma metálica incorporada para a laje com altura igual a 210 mm e, no segundo caso, foi utilizada fôrma metálica com 225 mm de altura. Em ambos os casos foi usado o aço S355 com resistência ao escoamento igual a 355 MPa e concreto C30 com resistência à compressão igual a 30 MPa. Foram utilizados os valores nominais para a resistência do aço e do concreto na modelagem, pois em LAWSON ET AL. (1997) não havia informações mais precisas sobre a caracterização dos materiais. Nas figuras 9 – a) e 9 – b) são mostradas as configurações do carregamento estrutural e do vão analisado.

O ensaio foi executado considerando a ação térmica como transiente, efetuando primeiro o carregamento mecânico da viga e, em seguida, o aumento de temperatura. O aquecimento se desenvolveu até que fossem alcançados os critérios de parada especificados da BS476: Part 20. No primeiro ensaio, o aquecimento parou após 107 minutos quando foi atingido o deslocamento limite da viga igual a 225 mm, no caso, vão/20. O segundo ensaio prosseguiu até os 75 minutos, quando foi atingida a taxa de deslocamento limite, que não é especificada em LAWSON ET AL. (1997), mas pode-se estimar da ordem de 15 mm/min.

Os modelos numéricos foram construídos para os três casos apresentados na tabela 3, de forma a procurar qual deles se adequava melhor aos resultados experimentais. A única alteração em relação ao que foi apresentado na tabela 3, é que nos casos 2 e 3 o modelo constitutivo utilizado para o aço em temperatura elevada segue a proposta do EUROCODE 4 Part 1.2. Por fim, é ressaltado que todos os modelos utilizaram elementos de interface com os parâmetros lineares de rigidez normal e transversal para simular a interação parcial entre o aço e o concreto.

Na etapa térmica, os campos térmicos foram calculados a cada 10s para os primeiros 10 minutos de exposição e, em seguida, calculado a cada minuto até completar 2 horas de exposição. Aqui foi utilizada a tolerância de 10^{-4} para a convergência dos resultados. Na etapa estrutural, foi realizado o carregamento mecânico até o nível de carga especificado na figura 9 e, por fim, o carregamento térmico é aplicado em todos os intervalos de tempo considerados na etapa inicial até a obtenção de deformações excessivas, acusado pelo DIANA, ou até a aplicação do último campo térmico calculado. Nessas duas etapas foi utilizada a norma em energia com tolerância de 2%.

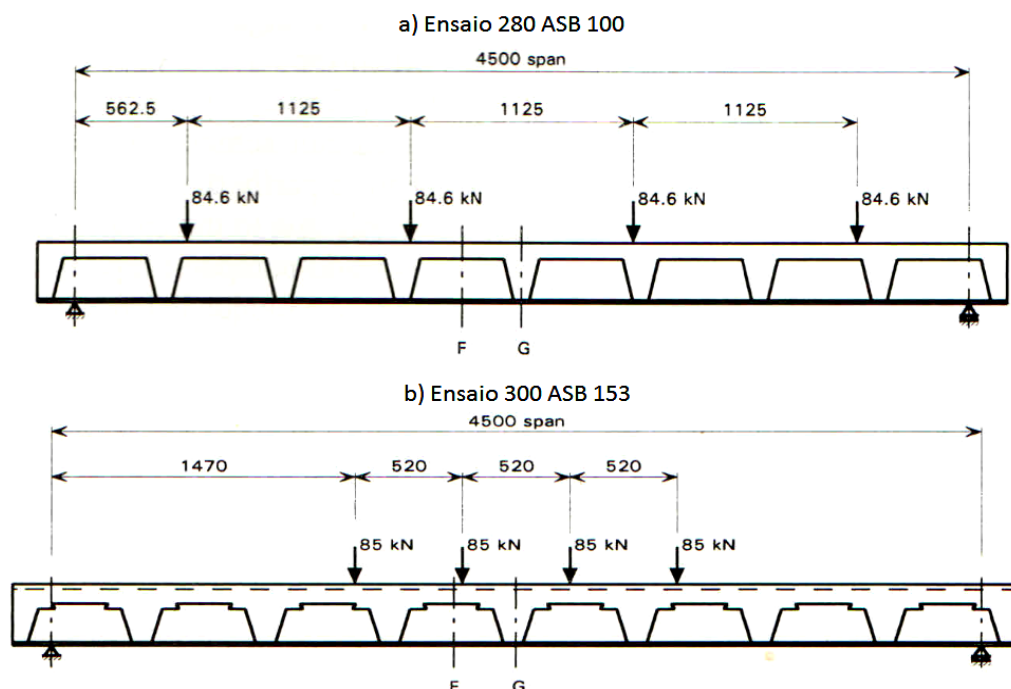


Figura 9 – Ensaios em temperatura elevada realizados em LAWSON et al. (1997) para os perfis: (a) 280 ASB 100 e (b) 300 ASB 153, LAWSON et al. (1997).

Feitas todas as considerações necessárias, os dois ensaios foram reproduzidos numericamente e comparados com os valores de referência. Devido ao uso de elementos sólidos para a modelagem do concreto o processamento foi bastante custoso computacionalmente, demorando cerca de um dia para a execução de uma análise termoestructural completa. Nesse caso não foram utilizados os eixos de simetria do elemento, pois em RAMOS (2010) essa abordagem não apresentou resultados satisfatórios, sendo relatados diversos erros de convergência no modelo numérico. Nas figuras 10, 11 e 12 são apresentadas as curvas referentes aos resultados numéricos e experimentais de deslocamento no meio do vão pelo tempo de exposição ao fogo, para os ensaios com as seções 280 ASB 100 e 300 ASB 153, sendo esse deslocamento referente apenas a etapa da análise térmica.

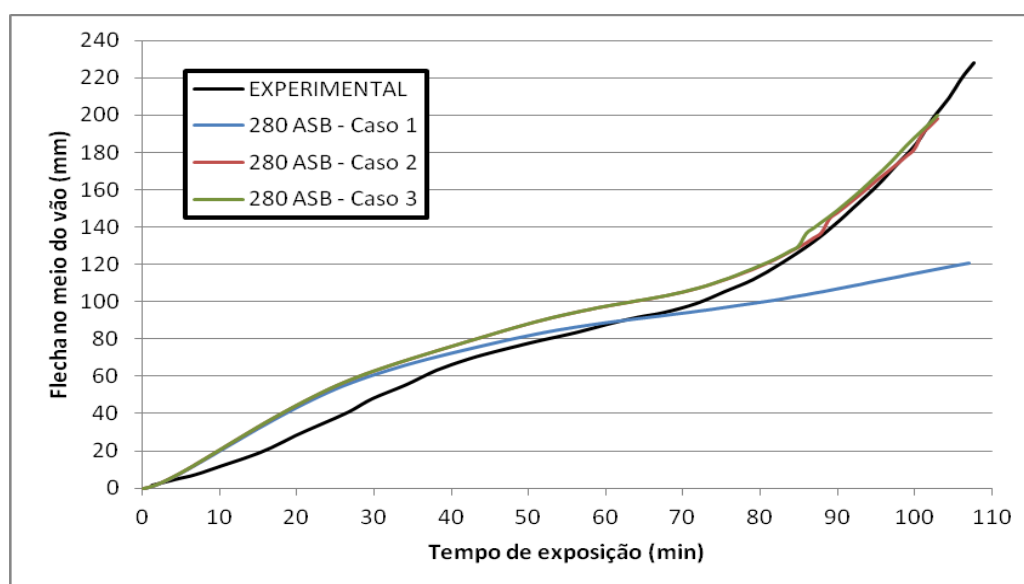


Figura 10 – Comparação dos deslocamentos no meio do vão para os 3 casos analisados do ensaio com a viga 280 ASB 100.

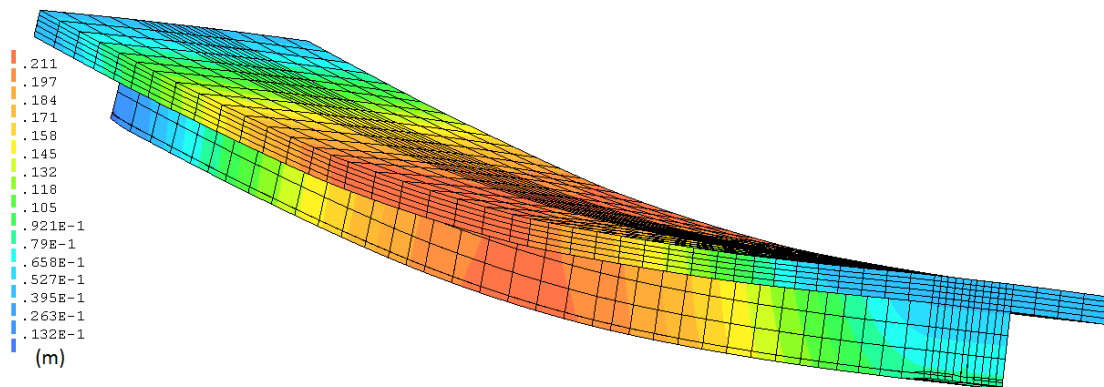


Figura 11 – Configuração deformada da viga 280 ASB 100 após os 103 minutos de exposição ao fogo.

Analisando os três casos de combinações dos modelos constitutivos analisados, pode-se observar que os modelos parabólico e de Thorenfeldt conseguiram representar bem o comportamento estrutural da viga frente ao fogo, apresentando deslocamentos pouco superiores aos resultados experimentais, dessa forma, estando a favor da segurança. Já o modelo elastoplástico linear representou bem o comportamento no trecho inicial até próximo dos 30 minutos de exposição e, a partir daí, se distanciou dos outros resultados.

Nos **casos 2 e 3** a análise prosseguiu até os 103 minutos, quando foi acusada deformação no aço superior ao limite estabelecido no modelo constitutivo, apresentando deslocamento no meio do vão igual a 200 mm nos dois casos, 12% menor que o resultado experimental. Já no **caso 1**, não houve problemas na análise sendo desenvolvida até 107 minutos, tempo máximo do ensaio, onde apresentou deslocamento de 121 mm, bem inferior ao valor experimental esperado.

Na figura 11 é apresentada a configuração deformada da viga para os 103 minutos de exposição, em que se pode notar que, apesar do deslocamento considerado para o fim do experimento tenha sido o da viga metálica, as extremidades da laje de concreto são as regiões que apresentam maiores deslocamentos no modelo.

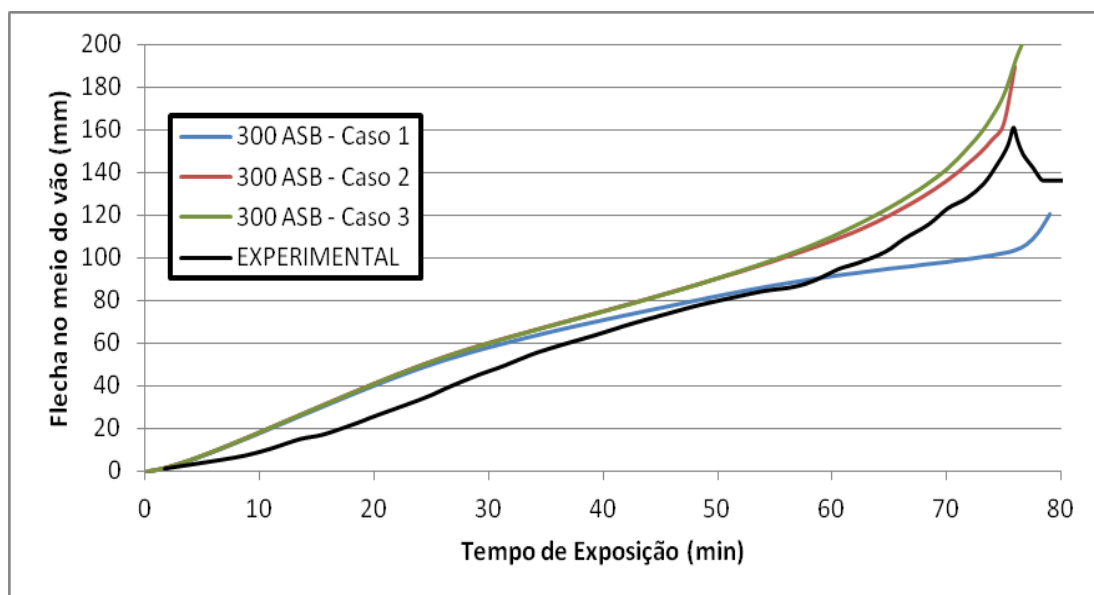


Figura 12 – Comparação dos deslocamentos no meio do vão para os 3 casos analisados do ensaio com a viga 300 ASB 153.

Por meio da figura 12 pode-se constatar também uma boa aproximação dos resultados experimentais para os modelos numéricos das vigas com o perfil 300 ASB 153. Da mesma forma que no ensaio anterior, os **casos 2 e 3** foram os que representaram melhor os resultados experimentais, obtendo flecha no meio do vão, após 75 minutos de exposição, iguais a 163 mm e 177 mm, respectivamente, resultando 9% maior que o resultado experimental.

Como comentado anteriormente, o ensaio foi interrompido devido à taxa de deslocamento excessivo alcançada, no caso, da ordem de 15 mm/min. Nos modelos numéricos para os **casos 2 e 3** também foram obtidas taxas de deslocamento superiores ao valor especificado no ensaio. Já para o **caso 1**, com o modelo elastoplástico, foi obtido comportamento similar aos demais, sendo que após os 30 minutos de exposição suas trajetórias se distanciaram, resultando em um deslocamento aos 75 minutos de exposição igual a 102 mm, menor que o valor experimental esperado.

De forma geral, pode-se concluir que os modelos numéricos se aproximaram de forma satisfatória dos resultados experimentais para os dois casos, principalmente para o **caso 2**, em que se utiliza o modelo parabólico para o concreto comprimido e com o parâmetro de energia de fratura à compressão constante em função da temperatura. As temperaturas no concreto comprimido, aos 107 minutos de exposição ao fogo, para o caso 280 ASB 100, variaram de 900 a 400°C entre as faces expostas e não expostas ao fogo. Dessa forma, os modelos constitutivos para o concreto comprimido foram avaliados também em conjunto com as temperaturas elevadas eficientemente, tendo em vista que aos 400°C o concreto já perdeu 25% da sua resistência à compressão. A seguir, são mostrados alguns resultados específicos para o modelo 280 ASB 100 com o modelo parabólico, tais como tensões, deformações, panoramas de fissuração e deslocamentos relativos.

Durante o aquecimento da viga, o aço e o concreto vão perdendo as suas resistências iniciais, resultando na redistribuição dos esforços. No caso do perfil metálico à temperatura ambiente, a maior parte do esforço aplicado é resistido pela mesa inferior, mas, conforme se desenvolve o aquecimento, essa região perde resistência mais rapidamente, sendo os esforços lá aplicados distribuídos gradativamente para a alma do perfil, a qual não possui temperatura tão elevada devido ao revestimento de concreto. Essa situação pode ser verificada na figura 13, pela cor verde da mesa inferior do perfil, representando a pouca tensão lá concentrada, enquanto que a alma tracionada e a mesa superior comprimida estão com a maior parte do carregamento.

Para verificar a ocorrência do deslocamento relativo entre os materiais na região do contato entre o aço e o concreto, foram tomados os deslocamentos nas direções X, Y e Z, na extremidade da região de contato da mesa inferior do perfil metálico com o concreto de revestimento. Como se pode observar a partir da figura 14, os deslocamentos resultantes do aço e do concreto são governados pelos da direção Z, longitudinal ao eixo da viga, de forma que os demais possuem ordem de grande bastante inferior sendo, em sua maioria, menores que 1 mm.

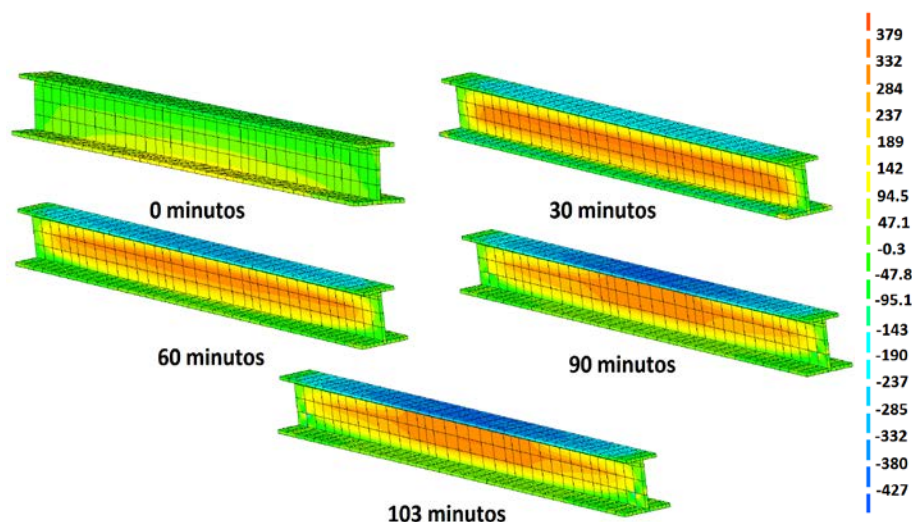


Figura 13 – Distribuição de tensões na viga 280 ASB 100 ao longo do tempo [MPa].

Mas mesmo assim, os deslocamentos relativos resultam com baixa intensidade, como pode ser visto na figura 15, que mostra a diferença entre o deslocamento em Z do aço e do concreto no mesmo ponto.

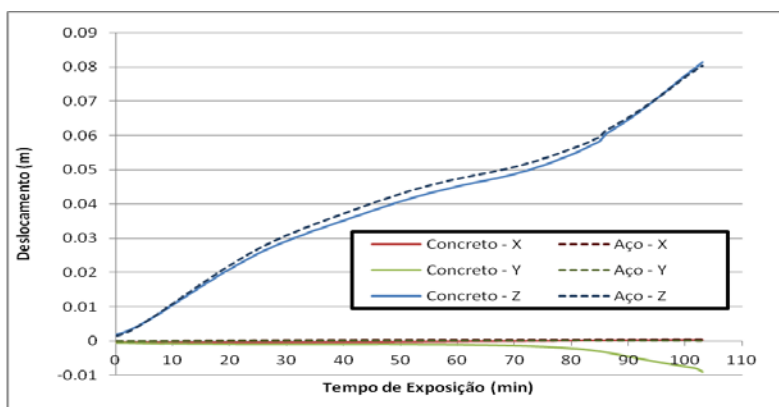


Figura 14 – Deslocamentos na extremidade da mesa inferior para as direções X, Y e Z para o aço e o concreto.

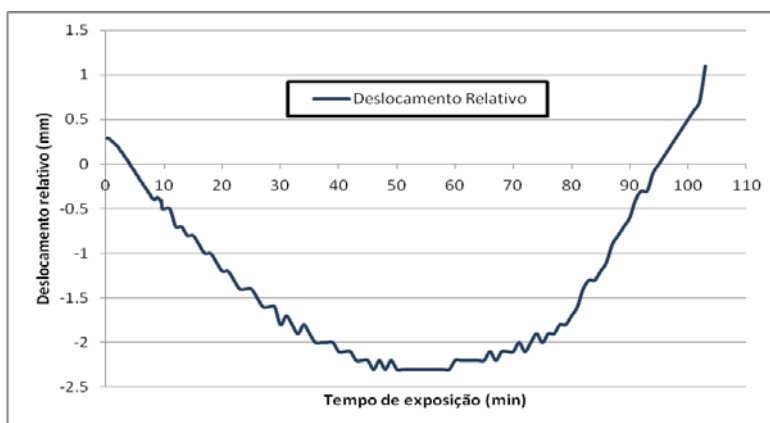


Figura 15 – Deslocamento relativo na direção longitudinal na extremidade da mesa inferior.

Com relação à figura 15, ao fim do carregamento mecânico e início da exposição ao fogo, o deslocamento relativo possui intensidade igual a 0,29 mm, o qual vai diminuindo até inverter de direção e atingir o seu maior valor absoluto igual a 2,3 mm, próximo aos 60 minutos de exposição. A partir daí, os deslocamentos voltam a diminuir e mudam de sentido atingindo o valor 1,1 mm aos 103 minutos de exposição, tempo do fim do ensaio.

5 CONCLUSÃO

A partir dos modelos desenvolvidos pode-se concluir que o DIANA, apesar das considerações feitas no âmbito dos modelos constitutivos, conseguiu representar bem o comportamento das vigas mistas de aço e concreto pertencentes aos sistemas de pisos de baixa altura em situação de incêndio. De forma que, mesmo considerando parâmetros constantes em função da temperatura, como a energia de fratura do concreto na compressão, o modelo se mostrou compatível com o esperado. Além disso, foi possível considerar situações de interação parcial entre o aço e o concreto, captando deslocamentos relativos na interface dos materiais.

Desse modo, foi constatada que esse elemento estrutural possui uma inerente boa resistência às ações do fogo, suportando por 107 minutos as ações do fogo para o fator de carga de 0,36 no caso do ensaio com o perfil 280 ASB e 75 minutos com fator de carga de 0,43, para a viga com o perfil 300

ASB. O modelo pode ser estendido para uma possível análise paramétrica, mas os resultados devem ser analisados com cautela, pois a falta de resultados experimentais pode limitar a representatividade do modelo para vãos e seções parecidas às ensaiadas em LAWSON ET AL. (1997).

6 AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, Departamento de Engenharia de Estruturas – SET/EESC/USP.

7 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323**: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento. Rio de Janeiro, 2002.

DIANA. **Finite Element Analysis: Users Manual release 9** – Element Library. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 662p. 2005.

DONG, Y.; PRASAD, K. Behavior of full-scale frames with slim floor slab construction under exposure in a fire resistance furnace, **Journal of fire protection engineering**, v.19, n.3, p. 197-220, 2009.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1**: Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules – Structural Fire Design. Brussels, 2005.

INTERNATIONAL STANDARD. **ISO 834-1**: Fire-resistance tests – Elements of building construct – Part 1: General requirements. Switzerland, 1999.

LAWSON, R. M.; MULLET, D. L.; RACKHAM, J. W. (1997). **Design of asymmetric “Slimflor” beams using deep composite decking**, Berkshire: Steel Construction Institute, SCI P-175, 1997. 106p.

MÄKELÄINEN, P.; MA, Z. Fire resistance of composite slim floor beams. **Journal of constructional steel research**, n.54, p.345-363, 2000.

NEWMAN, G. M. Fire resistance of slim floor beams. **Journal of constructional steel research**, n.33, p.87-100, 1995.

PAES, J. L. R. **Aportaciones al análisis del comportamiento estructural de sistemas de forjados mixtos tipo “Slim floor”**. 2003. 356p. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia da Construção, Universidade Politécnica da Catalunha, Barcelona. 2003.

RAMOS, A.L. **Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura**. 2010. 120p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

REGOBELLO, R. **Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio**. 2007. 254p. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

WANG, Y. C. **Steel and Composite Structures - Behaviour and Design for Fire Safety**. Spon Press, London. 2002.

