

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

FABIO MARTIN ROCHA

**Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes
a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de
incêndio**

São Carlos
2012

FABIO MARTIN ROCHA

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

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Área de concentração: Estruturas Metálicas

Orientador: Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto

Versão Corrigida

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos
2012

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

R672m

Rocha, Fabio Martin.

Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio. / Fabio Martin Rocha ; orientador Jorge Munaiar Neto. São Carlos, 2012.

Dissertação - Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Ciências em Engenharia de Estruturas e Área de Concentração em Estruturas Metálicas)-- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2012.

1. Pisos mistos de aço e concreto. 2. Vigas mistas de aço e concreto. 3. Incêndio. 4. Análise termoestrutural. 5. Modelagem numérica. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **FÁBIO MARTIN ROCHA**

Título da dissertação: "Modelos numéricos de vigas mistas de aço concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio".

Data da defesa: 08/03/2012

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **Jorge Munaiar Neto (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Profª. Drª. **Silvana de Nardin**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Prof. Dr. **Valdir Pignata e Silva**
(Escola Politécnica/USP)

Resultado:

Aprovado

APROVADO

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profª. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Associado **Paulo Cesar Lima Segantine**

*Dedico este trabalho aos meus pais Claudemir e
Márcia, meus irmãos Vitor, Evelyn e Matheus e a
todos os amigos que fiz e mantive nesses anos.*

Agradecimentos

Primeiramente, agradeço a Deus.

Aos meus pais, Claudemir e Márcia, que sempre me apoiaram em todas as etapas da vida. Aos meus irmãos, Evelyn, Vitor e Matheus, por todo o companheirismo nesses anos que passei fora e sempre estando prontos a ajudar.

Aos meus amigos de Lençóis Paulista: Roger, Ana, Maria, Carol, Livian, Letícia, Carla, Maíta, Fabiano, Livinha, Aiesca e Beatriz, que mesmo espalhados pelo mundo ainda conseguimos manter a amizade que já nasceu nos nossos primeiros anos de vida.

Aos meus amigos da graduação, em especial Rodrigo Eiji, Felipe “Garsa”, Vínicius “Chams”, Maíra, Dea e Luiz, pelos anos de estudos e amizade.

Aos colegas do departamento de Engenharia de Estruturas, particularmente os ingressantes no ano de 2010, Aduari, David, Vínicius, Alexandre, Wagner, Arnaldo, Gisele, Larissa, Alessandra, Danieli, Patrícia, Olívia. E também aos colegas da sala 3 do mestrado, a esquina da produção, Ênio e Gabriel pela ajuda nas discussões e descontrações.

Agradeço em especial à Érica Kimura, pela amizade que criamos nesses anos e a sua pronta disposição em ajudar sempre que necessário.

Agradeço também aos demais amigos que fiz nesses anos em São Carlos, em especial, Paulo, Tiago, Bruno, Rafael, Alex, José e Ricardo, que me apresentou toda a turma da “GT”, onde agora já me sinto em casa.

Ao meu orientador, Jorge Munaiar Neto, por todo o apoio, paciência, pela ótima orientação e a amizade que só será fortalecida nos anos que ainda virão.

Aos professores Valdir Pignatta e Silva e Silvana de Nardin, pelas importantes contribuições no exame de qualificação e também no desenvolvimento do trabalho.

Aos demais professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, por ajudar no processo de pós graduação.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, CNPq e à Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo, FAPESP, pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

A todos os professores que fizeram parte da minha formação intelectual e de caráter ao longo da minha vida, pois essa é a profissão que escolhi para a minha vida, por ter visto em mim os efeitos de uma boa educação na formação do indivíduo. Espero fazer a diferença na vida de alguém, assim como vocês fizeram na minha.

*“Dar um passo na direção desejada já é chegar”
(Pe. Fábio de Melo)*

*“Quem vive se buscando nunca para de chegar.”
(Pe. Fábio de Melo)*

RESUMO

ROCHA, F. M. **Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio.** 2012. 267p. Dissertação (mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

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 ao aço contra o fogo, 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 em duas etapas distintas: Na primeira é realizada a análise térmica bidimensional no pacote computacional DIANA para a obtenção dos campos térmicos nas seções transversais das vigas em questão e, a partir daí, considerá-los em um processador de cálculo de momentos plásticos resistentes em todo o intervalo de tempo analisado, sendo então possível avaliar a perda da capacidade portante da seção em função do tempo de exposição ao fogo. A segunda etapa consiste na criação de modelos numéricos tridimensionais em elementos finitos no pacote computacional DIANA, com o qual é possível obter o comportamento estrutural da viga mista de aço e concreto quando exposta ao incêndio padrão, considerando então os efeitos relativos à inclusão do gradiente de temperatura tais como a perda das propriedades mecânicas, a expansão e a interação entre os materiais. Tendo em vista as funcionalidades do código computacional DIANA, diversos modelos foram construídos procurando atingir a melhor aproximação com os resultados experimentais apresentados na literatura associados ao menor custo computacional possível. Dessa forma, foram analisados casos com (1) interação parcial e total entre o aço e o concreto e com (2) diferentes modelos constitutivos para os materiais em questão. Por fim, os resultados obtidos com a análise numérica a partir do DIANA são comparados com os do método dos momentos plásticos, que por sua vez, apresentam um custo computacional bastante reduzido.

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

ABSTRACT

ROCHA, F. M. **Numerical modelling of composite slim floor beams in fire.** 2012. 267p. Thesis (master) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

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. The numerical evaluation procedure was divided in two steps. In the first step, a two-dimensional thermal analysis is carried out using the general finite-element software TNO DIANA to obtain the temperatures gradient in the cross section during the fire exposure time and then, use the data in a computational code developed in FORTRAN which calculates the bearing capacity, over the exposure time, of the slim floor beams by means of the plastic moment capacity method, using the reduction factors associated to the mechanical properties of the materials presented in Eurocode 4. The second step consists in to develop three-dimensional numerical models using the software TNO DIANA and then obtain the complete structural behavior of the beam when subjected to a fire condition. Another aspect related to the loss of mechanical properties was also considered, such as the thermal expansion and the interaction between the steel and the concrete. 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. The cases of partial and complete interaction between the materials were analyzed, as well as the different constitutive models for them, so that the results obtained at the two steps were compared, and an evaluation of the methods was done.

Keywords: Slim floor, Composite beam, Fire, Thermal Analysis, Numerical modeling.

Sumário

1 - INTRODUÇÃO

1.1 Apresentação.....	21
1.2 Objetivo	23
1.3 Justificativa	24
1.4 Metodologia	25
1.5 Organização do Trabalho.....	27

2 - ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

2.1 Introdução	29
2.2 Elementos Mistos	32
2.2.1 Vigas Mistas	32
2.2.1.1 Conectores de Cisalhamento	37
2.2.2 Pilares Mistos.....	40
2.2.3 Lajes Mistas.....	42
2.3 Pisos Mistos de Aço e Concreto de Pequena Altura	45
2.3.1 Histórico.....	46
2.3.2 Pisos Mistos de Pequena Altura em Situação de Incêndio.....	50

3 - CONSIDERAÇÕES SOBRE O INCÊNDIO E AS AÇÕES TÉRMICAS NAS ESTRUTURAS

3.1 Histórico.....	77
3.2 Pesquisas Realizadas Sobre o Tema	81
3.3 Normas	88
3.4 Modelos de Incêndio	90
3.4.1 Modelo de Incêndio Real	90
3.4.2 Modelo de Incêndio Natural.....	92
3.4.3 Modelo de Incêndio-Padrão	96
3.4.3.1 Curva segundo a norma ISO 834:1999.....	96
3.4.3.2 Curva segundo a norma ASTM E 119:1988.....	97

3.4.3.3	Curvas segundo o EUROCODE 1 Part 1.2.....	98
3.5	Mecanismos de Transferência de Calor.....	100
3.5.1	Condução.....	101
3.5.2	Convecção	106
3.5.3	Radiação	106
3.6	Propriedades Físicas dos Materiais de Interesse.....	110
3.6.1	Aço.....	110
3.6.1.1	Propriedades Térmicas	111
3.6.1.2	Propriedades Mecânicas.....	114
3.6.2	Concreto	117
3.6.2.1	Propriedades Térmicas	118
3.6.2.2	Propriedades Mecânicas.....	122

4 - ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA

4.1	Introdução.....	125
4.2	Sobre o código DIANA – Breve abordagem	126
4.3	Sobre o modelo estrutural proposto em RAMOS (2010).....	127
4.4	Modelo Termoestrutural - Considerações.....	136
4.4.1	Pré-processamento	136
4.4.1.1	Definição da geometria	137
4.4.1.2	Definição dos Elementos Finitos.....	140
4.4.1.3	Propriedades dos materiais.....	143
4.4.1.4	Condições de contorno e carregamentos	153
4.4.2	Processamento	155
4.4.3	Pós Processamento	156

5 - VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

5.1	Introdução.....	159
5.2	Modelo Térmico.....	160
5.2.1	Viga Metálica Isolada.....	161
5.2.2	Viga Metálica Revestida	164

5.2.3 Viga Mista de Aço e Concreto Convencional	166
5.2.4 Pilar Metálico com Alvenaria (com compartimentação).....	169
5.2.5 Vigas mistas de aço e concreto no sistema SLIMFLOR®	173
5.2.6 Viga Mista com Laje Embutida na Mesa Superior	181
5.2.7 Viga de concreto – Análise da malha de elementos finitos.....	186
5.3 Modelo Estrutural.....	190
5.3.1 Influência dos modelos constitutivos	190
5.3.2 Influência do passo de carga.....	193
5.3.3 Influência da chapa de apoio.....	195
5.3.4 Estudos com interação total	198
5.4 Sobre o Modelo termoestrutural	202
5.4.1 Modelo estrutural apresentado em RAMOS (2010) para análise em temperatura elevada.....	202
5.4.2 Modelo termoestrutural com armadura na capa de concreto	211
5.4.3 Comparação entre o método dos momentos plásticos resistentes e os modelos em elementos finitos	212
6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	
6.1 Comentários gerais e conclusões	219
6.2 Sugestões para Trabalhos Futuros	224
BIBLIOGRAFIA	227
APÊNDICE A.....	235
APÊNDICE B.....	241
APÊNDICE C.....	249
APÊNDICE D.....	253

Introdução

1.1 Apresentação

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.

Tendo em vista as diversas tragédias e prejuízos causados ao longo dos últimos anos, os projetistas começaram a se preocupar cada vez mais com os efeitos do fogo nas estruturas. Porém, as normas que contemplam o assunto conduzem, nos seus métodos simplificados, a projetos antieconômicos e inflexíveis como consequência, em parte, dos resultados de ensaios nos quais as prescrições normativas são baseadas, que são usualmente ensaios de elementos isolados em fornos.

Por essa razão, a regulamentação internacional tem se desenvolvido no sentido de basear seus procedimentos no desempenho de estruturas expostas a situações reais de incêndio, para que a temperatura crítica não seja a única variável considerada no projeto de

estruturas, e sim uma dentre diversas outras. Mas como a execução de ensaios de estruturas completas em escala real é muito cara e trabalhosa, são utilizados pacotes computacionais para a obtenção de resultados de interesse, desde os campos térmicos de cada um dos elementos da estrutura até a influência do aumento de temperatura no comportamento global da mesma.

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 em função da sua elevada condutividade térmica enquanto material. Dessa forma, é difícil conseguir um bom desempenho para esse tipo de construção quando não é aplicado algum tipo de revestimento contra fogo.

Em meados do século XIX, os elementos estruturais formados a partir da associação dos materiais aço e concreto começaram a ser utilizados devido à proteção ao fogo e à corrosão que o concreto conferia 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. 1 - Sistema de pisos mistos de baixa altura, RAMOS (2010)

Nesse contexto, destacam-se neste trabalho os pisos mistos de aço e concreto de baixa altura, também conhecidos como *slim floor*, conforme ilustra a figura 1.1. Essa solução construtiva consiste na incorporação de parte do perfil metálico na laje de concreto, de modo a aumentar a altura útil do pavimento 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.

Segundo DONG & PRASAD (2009), há pouco material bibliográfico até o presente momento para permitir o entendimento adequado da capacidade resistente ao fogo de estruturas mistas em escala real. Como a proposta de construção com o sistema do tipo “*slim floor*” é relativamente nova, conseqüentemente os dados de resistência ao fogo também são bastante escassos.

Dessa forma, nos itens que seguem serão apresentados os objetivos do trabalho, a justificativa para a escolha do tema de estudo e também a metodologia escolhida para a execução do mesmo, bem como uma breve descrição dos aspectos a serem apresentados em cada capítulo que constitui o presente texto.

1.2 Objetivo

O presente trabalho busca dar continuidade às pesquisas realizadas no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP no que diz respeito às vigas mistas de aço e concreto parcialmente revestidas e aos pisos mistos de baixa altura, nos quais se destacam os trabalhos apresentados em DE NARDIN & EL DEBS (2007), CAVALCANTI (2010) e RAMOS (2010), desta vez incluindo o tema de estruturas em situação de incêndio, visando analisar as possíveis vantagens desses elementos estruturais quando submetidos a elevadas temperaturas.

Mais especificamente, a ideia é desenvolver modelos numéricos via código computacional TNO DIANA, que permitam representar satisfatoriamente o comportamento estrutural, térmico e termoestrutural desse tipo particular de estrutura quando submetido a elevadas temperaturas. Também pretende-se nesse trabalho iniciar o uso do pacote computacional DIANA no âmbito das estruturas em situação de incêndio, de acordo com os métodos de modelagem numérica apresentados em KIRCHHOF (2004) e REGOBELLO (2007) em outros pacotes computacionais, tais como ABAQUS e ANSYS, buscando analisar a sua aplicabilidade para este tipo de análise em quesitos como esforço computacional, facilidade de modelagem e compatibilidade dos resultados já obtidos por outros pesquisadores, avaliando a eficiência do código DIANA como nova tendência para o estudo de estruturas de concreto e mistas de aço e concreto.

1.3 Justificativa

Apesar de o estudo de estruturas mistas aço concreto ser uma área já bastante difundida no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, os pisos mistos de baixa altura começaram a ser estudados há pouco tempo nos trabalhos apresentados em DE NARDIN & EL DEBS (2009) e RAMOS (2010).

Tendo em vista a mudança das propriedades mecânicas dos materiais quando submetidos à ação do fogo, são criados modelos de cálculo capazes de quantificar o aumento de temperatura e avaliar a sua influência no comportamento da estrutura. Tais modelos são divididos entre simplificados e avançados.

Os modelos simplificados de cálculo permitem obter a elevação de temperatura de modo homogêneo, para toda a seção transversal e ao longo do comprimento do elemento de interesse, por meio de simples procedimentos analíticos. Esses modelos, no entanto, são geralmente aplicáveis a um número limitado de casos e pode, eventualmente, conduzir a resultados antieconômicos por considerar temperatura uniforme no elemento em casos em que isso não ocorre. Porém, há de se considerar que os efeitos do gradiente térmico instalado na seção podem ser bastante nocivos à resposta estrutural do elemento e, por isso, devem ser avaliados cuidadosamente, ainda mais no caso das vigas mistas de aço e concreto parcialmente revestidas, encontradas nos pavimentos mistos de baixa altura, nos quais o concreto serve como revestimento, modificando significativamente o campo térmico do elemento.

As normas brasileiras ABNT NBR 14323:1999 “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio” e ABNT NBR 14432:2000 “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações”, atualmente em vigor, apresentam em seu texto métodos simplificados para a obtenção da temperatura do elemento estrutural, porém, não contemplam todas as situações encontradas na prática, de modo que as relações para o fator de massividade (relação entre o perímetro exposto ao fogo e a área da seção transversal) para os casos onde não há o aumento uniforme de temperatura no elemento são aproximações empíricas e seus resultados podem conduzir a um comportamento estrutural equivocado, como é apresentado em REGOBELLO (2007).

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 pontos 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, pois acredita-se que o mesmo permite avaliar melhor estruturas desse 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.

1.4 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, de modo que para isso serão realizadas análises em pacotes computacionais baseados no método dos elementos finitos, como é o caso do código DIANA.

Um modelo numérico para uma análise termoestrutural acoplada no DIANA é composto basicamente de dois domínios: um deles para a análise do fluxo térmico (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 de fluxo, para efetuar a análise de fluxo térmico. 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. O processo de criação dos modelos numéricos é explicado mais a fundo nos capítulos seguintes.

Partindo de procedimento apresentado em RAMOS (2010), o modelo numérico do pavimento misto de aço e concreto mostrado na figura 1.2, 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 denominado CQ48I, com 16 nós, próprio para a utilização em dois planos em um modelo tridimensional. Esse elemento também possui interpolação quadrática para deslocamentos.

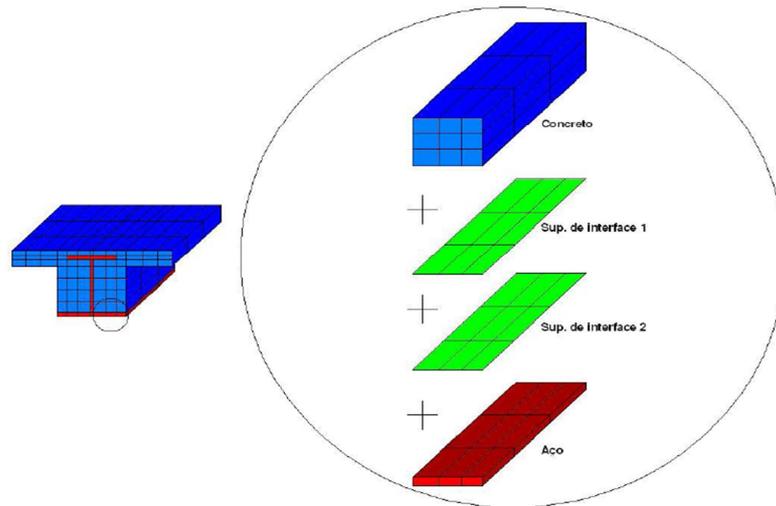


Figura 1. 2 - Modelo Numérico proposto em RAMOS (2010)

A modelagem da estrutura para a análise do campo térmico será realizada com base no trabalho apresentado em RAMOS (2010), utilizando os elementos compatíveis com os utilizados na análise estrutural. 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).

Também serão utilizados elementos finitos de contorno, para a modelagem dos efeitos de transferência de calor do meio para a estrutura utilizando convenientemente os parâmetros de radiação e convecção. O elemento utilizado será o BQ4HT que possui quatro nós e interpolação linear.

A análise numérica será feita em 3 etapas, sendo primeiramente realizada a elaboração e validação do modelo térmico no DIANA, primeiramente em modelos bidimensionais. A segunda etapa será a reprodução e aperfeiçoamento do modelo estrutural apresentado em RAMOS (2010) e, por fim, a última etapa trata do 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.

No modelo estrutural será avaliada a influência dos modelos constitutivos dos materiais e a utilização de elementos apoios rígidos 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, de forma que alguns deles só podem ser usados em temperatura ambiente.

O modelo numérico acoplado termoestrutural será testado e validado para os casos de temperaturas ambiente e elevada, de acordo com os resultados obtidos em RAMOS (2010), MA (2000), DONG & PRASAD (2009) e REGOBELLO (2007). Também será possível o uso dos resultados apresentados em CAVALCANTI (2010) no estudo de vigas parcialmente revestidas, para a validação da técnica de modelagem numérica.

1.5 Organização do Trabalho

No **capítulo 1** é feita a apresentação do trabalho proposto com uma breve abordagem do tema a ser estudado, apresentando os principais objetivos e justificativas da pesquisa, assim como a metodologia empregada para a construção dos modelos numéricos.

No **capítulo 2** são apresentados os aspectos de interesse das estruturas mistas nas diferentes formas em que são encontradas, em seguida é dado ênfase às vigas mistas pertencentes a sistemas de piso misto de pequena altura, contando com o seu histórico e a caracterização do sistema construtivo. Por fim, é realizada a revisão bibliográfica dos principais trabalhos do sistema *Slim Floor* em situação de incêndio, apresentando trabalhos de caráter numérico e experimental.

No **capítulo 3** são expostos todos os parâmetros necessários e aspectos relevantes ao estudo de estruturas em situação de incêndio e que, por sua vez, serão utilizados na análise numérica desenvolvida no trabalho. Aqui são abordadas as curvas de incêndio, formas de transferência de calor, propriedades térmicas e mecânicas dos materiais dependentes da temperatura de acordo com as normas vigentes.

O **capítulo 4** mostra de forma detalhada o processo de criação de um modelo numérico para análise termoestrutural no pacote computacional DIANA. É feita uma

abordagem detalhada do processo, com a explicação dos parâmetros numéricos e sintaxes de comando para o desenvolvimento dos modelos para todos os casos que foram analisados.

No **capítulo 5** são apresentados todos os modelos numéricos desenvolvidos durante o trabalho. Primeiramente são expostos os modelos para as análises exclusivamente térmicas, com enfoque exclusivo na obtenção de campos térmicos e assim, além de validar a estratégia de modelagem para análises térmicas, estudar alguns dos seus parâmetros de interesse. Em seguida, a partir do modelo apresentado em RAMOS (2010), são feitas análises estruturais em temperatura ambiente, nas quais foram avaliadas novas situações que poderiam ser abordadas em temperatura elevada e não constavam no modelo original. Com as conclusões obtidas nas análises anteriores é desenvolvido o modelo termoestrutural que é validado a partir dos ensaios experimentais apresentados em LAWSON et al. (1997). Por fim, é realizada a comparação dos resultados obtidos a partir dos modelos numéricos em elementos finitos com os obtidos pelo método dos momentos plásticos.

Por fim, no **capítulo 6** são expostas as conclusões obtidas ao longo do trabalho bem como as sugestões para trabalhos futuros.

Estruturas mistas de aço e concreto

2.1 Introdução

Segundo QUEIROZ (2010), denomina-se sistema misto de aço e concreto aquele no qual um elemento de aço (um perfil laminado, soldado ou formado a frio) trabalha em conjunto com um elemento de concreto (geralmente armado), formando pilares, vigas, lajes ou ligações mistas. Vale ressaltar que nos primeiros casos do uso de concreto em associação com elementos metálicos, não era considerada a função estrutural do mesmo, servindo apenas como forma de proteção contra a corrosão e o fogo.

Com o crescente uso dos sistemas mistos de aço e concreto, os benefícios estruturais começaram a ser notados, se percebendo que tal associação resultava na melhor utilização de ambos os materiais, de forma que um complementava as deficiências do outro. Segundo MALITE (1993), os primeiros estudos sobre vigas mistas ocorreram por volta de 1914, na Inglaterra, onde foram realizados diversos ensaios em sistemas de pisos mistos de aço e concreto. Em 1930 já era conhecido o método de dimensionamento de estruturas mistas, sendo que nas décadas de 20 e 30 vários edifícios foram construídos nesse sistema, entre

eles, edifícios conhecidos mundialmente como o *EMPIRE STATE BUILDING* (Figura 2.1-a) e o *CHRYSLER BUILDING* (Figura 2.1-b), ambos localizados na cidade de Nova Iorque.

Já no cenário nacional, os primeiros edifícios em estrutura mista de aço e concreto foram construídos mais tardiamente, mais precisamente na década de 50. Em FIGUEIREDO (1998) são listadas obras desse período, citando o *EDIFÍCIO GARAGEM AMÉRICA*, em 1957, com 16 pavimentos e área de mais de 15.000 m² de área, e o Edifício sede do IPERJ, em 1965, com 24 pavimentos. Porém, como citado em MALITE (1993), houve uma estagnação desse tipo de construção na década de 70 e início da década de 80, sendo que os edifícios e pontes ficaram restritos aos sistemas de concreto armado e protendido, mesmo nos casos em que a utilização do concreto não fosse a mais economicamente vantajosa.

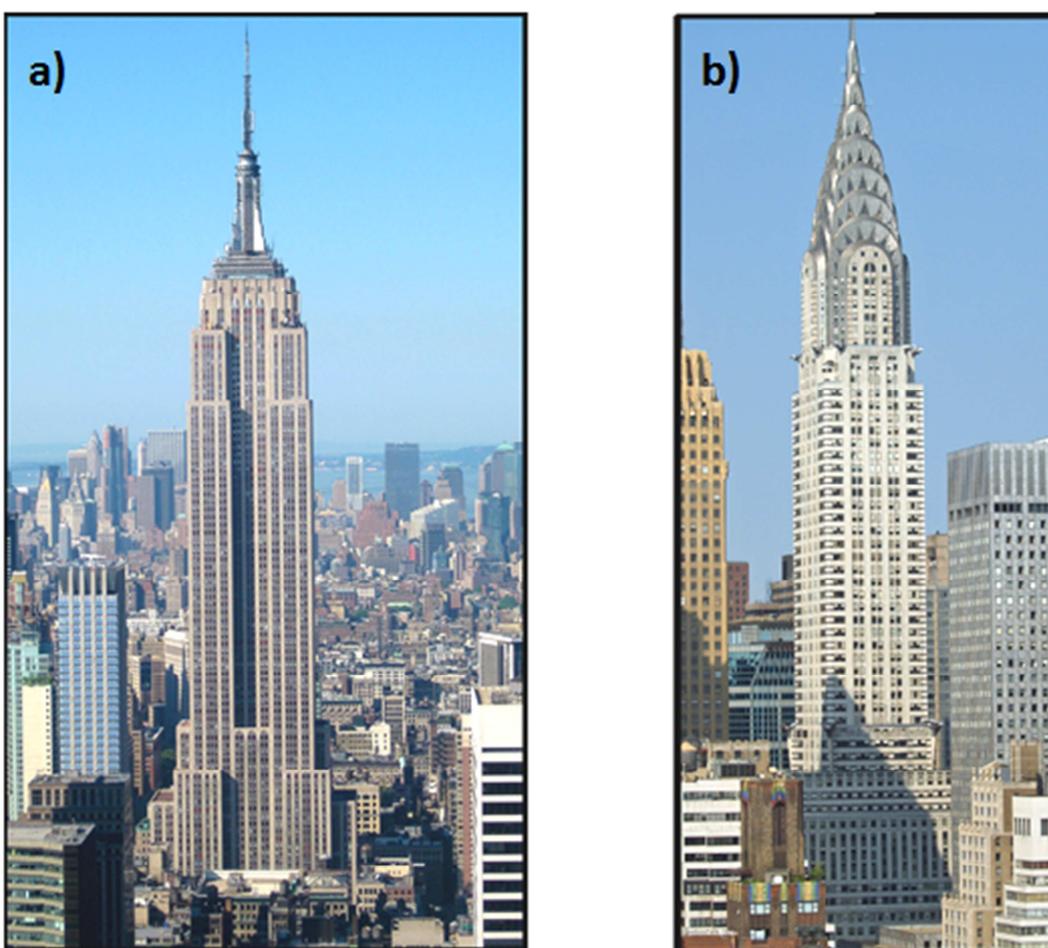


Figura 2. 1 - a) Empire State Building, b) Chrysler Building, FONTE: www.wikipedia.org

Segundo QUEIROZ (2010), a utilização de sistemas mistos amplia consideravelmente a gama de soluções em concreto armado e em aço, representando ganhos significativos na capacidade resistente de pilares e vigas, possibilitando também o uso de novas disposições construtivas, perfis e dimensões da obra.

As vantagens dos sistemas mistos em relação aos sistemas convencionais metálicos ou de concreto armado se dão tanto no referente aos aspectos arquitetônicos quanto econômicos, de forma que os perfis metálicos em associação com a laje de concreto apresentam um ganho de rigidez, podendo suportar vãos ainda maiores com perfis mais leves, diminuindo o consumo total de aço e, conseqüentemente, o custo da obra. O sistema misto também apresenta vantagens quando analisados os processos de montagem. Nos casos em que se utiliza o sistema de laje mista com forma de aço incorporada, é dispensado o uso de formas de madeira e há uma considerável redução nos escoramentos, além de ser um método mais rápido de ser executado, ganhando tempo na obra e antecipando o retorno do capital investido.

Em relação à normatização, a primeira norma brasileira a contemplar o tema foi a ABNT NBR 8800:1986 – “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios”, apresentando método de dimensionamento para vigas mistas. Hoje, sua versão mais recente data de 2008 e apresenta o dimensionamento para lajes, pilares, vigas e ligações mistas. A norma brasileira para perfis formados a frio também contempla o assunto de estruturas mistas, mas remete à anterior para a realização do dimensionamento, salvo algumas condições lá citadas. No contexto internacional, o EUROCODE 4 contempla exclusivamente o assunto de estruturas mistas de aço e concreto.

Basicamente as estruturas mistas são divididas em três diferentes categorias; Vigas, pilares e lajes mistas, conforme mostradas na figura 2.2.

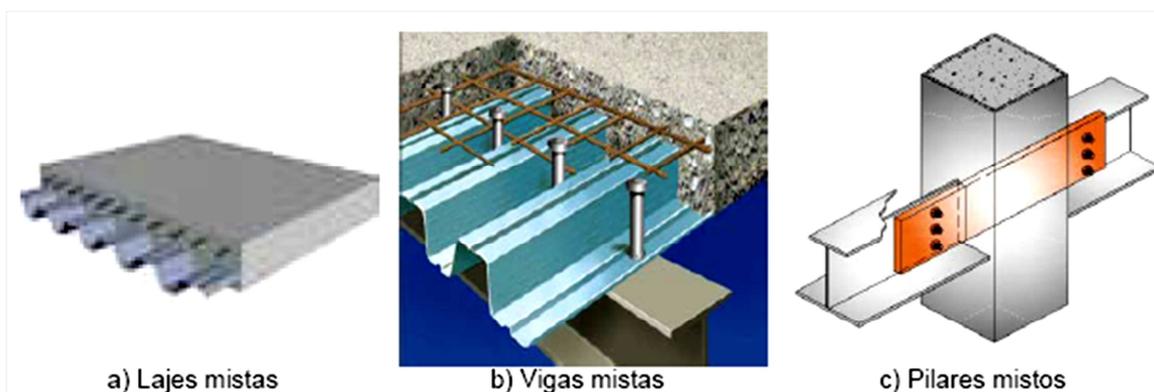


Figura 2. 2 - Tipos de Elementos Estruturais Mistos de Aço e Concreto, CAVALCANTI (2010)

No presente capítulo serão mostrados os principais aspectos referentes ao uso das estruturas mistas de aço e concreto, no que diz respeito principalmente aos diferentes tipos de elementos estruturais, tipologias, vantagens e os principais trabalhos realizados no

Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos para cada uma dessas categorias. Também é feita uma pequena abordagem sobre os conectores de cisalhamento, elemento fundamental para que o aço e o concreto trabalhem em conjunto.

2.2 Elementos Mistos

2.2.1 Vigas Mistas

As vigas mistas de aço e concreto resultam da associação de perfis de aço, soldados, laminados ou formados a frio, com laje de concreto, que também pode ser moldada in loco, pré-moldada ou com forma de aço incorporada. De maneira geral, esta associação apresenta um ganho de rigidez para a viga, aumentando significativamente sua rigidez (momento de inércia à flexão), além de outras vantagens inerentes às estruturas mistas aqui citadas.

Quando é realizada a associação do aço e do concreto em uma viga é importante que haja a interação entre os materiais, desenvolvendo o comportamento misto, de forma que o perfil e a laje se deformem com um elemento único, conforme mostrado na figura 2.3-b. Mas se o comportamento misto não é desenvolvido, figura 2.3-a, o perfil metálico e a laje de concreto se deformam de forma independente, de modo que cada elemento suporta uma parcela da carga separadamente.

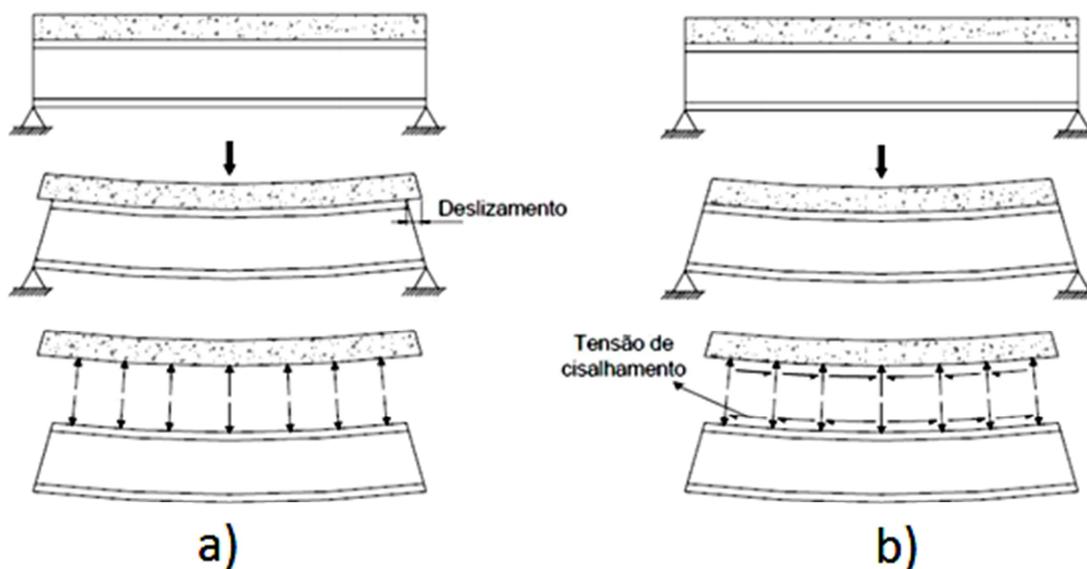


Figura 2. 3 - Interação Nula e Interação Completa (DAVID, 2007)

Em termos de deslocamento, para um carregamento semelhante ao mostrado na figura 2.3-a, enquanto a face inferior da laje de concreto é alongada, a face superior do perfil

metálico é comprimida, gerando um deslocamento relativo entre os pontos de contato da interface. Desse modo, entre as tensões de cisalhamento e verticais que atuam na interface, apenas as forças horizontais são transferidas entre os elementos, caracterizando a interação nula entre os elementos, não havendo restrição à separação do aço e do concreto.

Na figura 2.4 podem ser vistos os diagramas de tensão de uma viga mista para os casos de interação nula, parcial e completa.

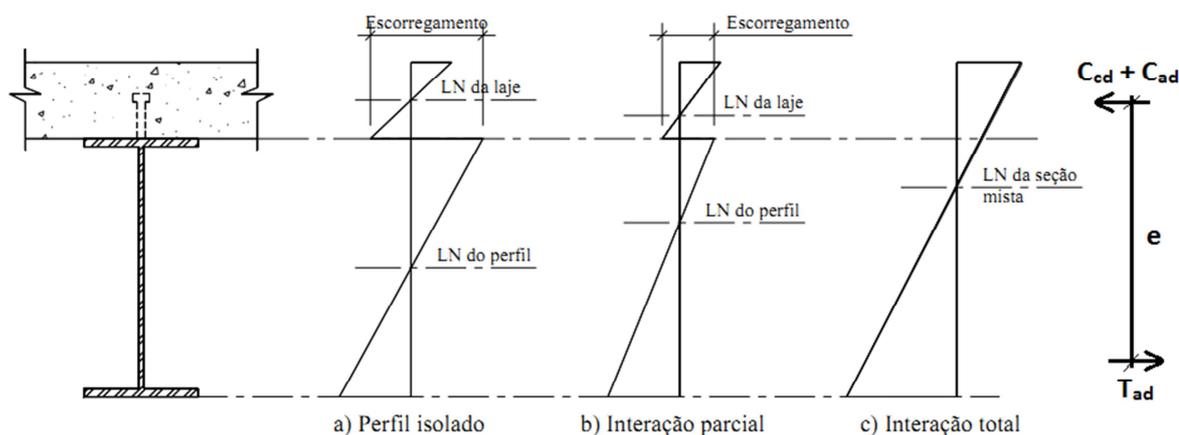


Figura 2. 4 - Diagramas de Deformação para Diferentes tipos de Interação (FABRIZZI, 2007)

No caso de interação completa há o surgimento da linha neutra que divide a seção em uma região tracionada e outra comprimida, de forma que o momento resistente é dado pela equação 2.1, sendo T_{ad} e $C_{cd} + C_{ad}$, respectivamente, as forças resultantes de tração e compressão na seção.

$$M_{res} = T_{ad} \cdot e \quad \text{ou} \quad M_{res} = (C_{cd} + C_{ad}) \cdot e \quad (2.1)$$

Por fim, intermediário aos casos de interação nula e completa, tem-se a interação parcial que ainda apresenta um escorregamento relativo na interface, mas de menor intensidade que no caso de interação nula. Isso ocorre, pois são instauradas tensões de cisalhamento na interface que contêm parte desse deslocamento. Nesse caso, ainda há a formação de duas linhas neutras, mas elas são deslocadas no sentido da linha neutra da viga com comportamento misto completo. Com isso as forças resultantes de tração e compressão lá desenvolvidas, são de menor intensidade que no caso de interação completa. O diagrama de deformações da seção é dado na figura 2.4-b.

Independente do tipo de interação, as vigas mistas podem ser encontradas em diversas tipologias, como mostrado em FABRIZZI (2007) e reproduzido na figura 2.5. De importância no trabalho em questão serão as vigas mistas parcialmente revestidas, como

mostrada na figura 2.6, pois fazem parte de um sistema de piso misto de pequena altura, assunto esse desenvolvido com mais detalhes no capítulo 4. Além do tipo de interação do aço com o concreto, também é importante analisar o tipo de apoio da viga, ressaltando que as vigas mistas podem ser consideradas com esquemas estáticos dos tipos *biapoiados*, *contínuos* ou *semicontínuos*.

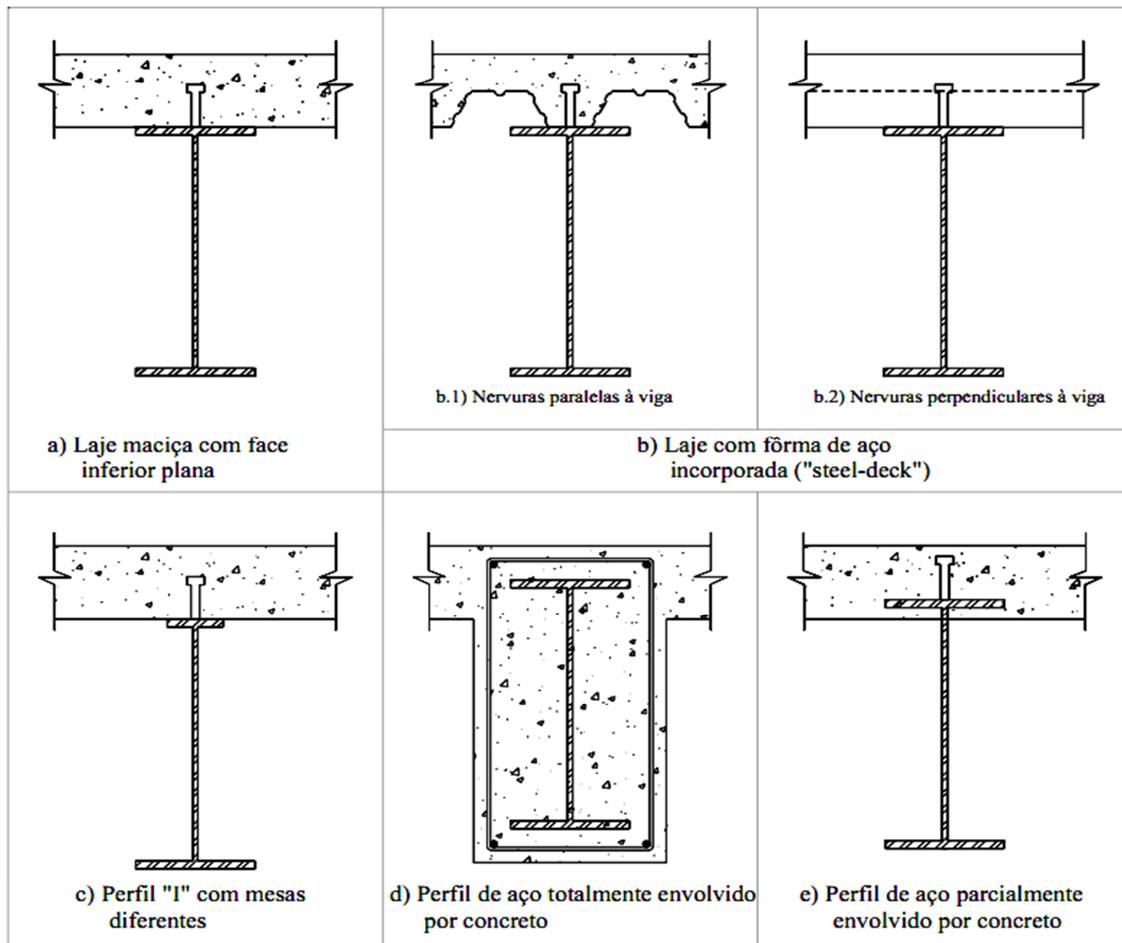


Figura 2. 5 - Diferentes tipos de Vigas Mistas encontradas no mercado, FABRIZZI (2007)



Figura 2. 6 - Sistema de Pisos Mistos de Pequena Altura, RAMOS (2010)

Nas vigas simplesmente apoiadas, onde só há momentos positivos, a linha neutra pode estar localizada em três posições distintas: na laje de concreto, na mesa superior ou na alma do perfil metálico. Os dois primeiros casos são os mais encontrados na prática e os que melhor aproveitam as características dos materiais, deixando a laje completa ou parcialmente comprimida e o perfil metálico tracionado, sendo esses os casos ideais a serem trabalhados.

Nos casos de vigas mistas contínuas há o aparecimento de momentos negativos sobre os apoios, resultando na laje tracionada e o perfil metálico comprimido, caso esse crítico devido à baixa resistência à tração do concreto e a suscetibilidade do perfil metálico às instabilidades quando comprimido. Nos sistemas semicontínuos as ligações são consideradas semirrígidas, de forma que, segundo MAIRAL (2010), esse sistema não era muito utilizado no passado devido à falta de conhecimento dos projetistas sobre o comportamento desse tipo de ligação. Dentre as vantagens do sistema contínuo e semicontínuo pode-se citar:

- *A menor relação altura da seção/vão, com consideráveis reduções de peso;*
- *Maior controle da fissuração da superfície superior da laje de concreto junto aos apoios, em função da necessidade de maiores taxas de armadura nessas regiões, melhorando o desempenho de acabamentos rígidos no piso;*
- *Frequência natural mais elevada, sendo menos suscetível a vibrações.*

Em relação às desvantagens, destaca-se:

- *Emprego de ligações mais complexas e onerosas para garantir a continuidade;*
- *Análise estrutural mais trabalhosa, por ratar de sistemas estaticamente indeterminados;*
- *A resistência e rigidez à flexão variam ao longo do vão, devido à fissuração do concreto na região de momento negativo*

Nota-se que as vigas mistas são amplamente difundidas no meio técnico e científico, ressaltando que o Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP possui diversos estudos sobre o assunto. A seguir são comentados alguns dos trabalhos relevantes ao estudo de vigas mistas realizados nos últimos anos. O primeiro trabalho que estudou as estruturas mistas no departamento de engenharia de estruturas foi desenvolvido e apresentado em MALITE (1990), e se concentrou na investigação do comportamento

estrutural de vigas mistas constituídas por perfis metálicos pesados, com ênfase em edifícios. Em seguida, desenvolvido pelo mesmo autor, foram analisadas vigas mistas compostas por perfis formados a frio apresentando aspectos gerais de dimensionamento segundo as normas do AISI e, por fim, mostrados alguns resultados de ensaios em vigas mistas (seção T) e vigas mistas preenchidas (MALITE, 1993).

É destacado também o trabalho apresentado em GUTTIERREZ KLINSKY (1999), cuja contribuição ao estudo de pontes mistas realizou análises numéricas tridimensionais, via Método dos Elementos Finitos pelo pacote computacional ANSYS 5.4, de pontes com vãos de 8 a 26 metros visando o entendimento do comportamento estrutural e da influência de parâmetros como contraventamentos, espessura da laje, vão e posição da carga móvel. Ainda relativo às pontes, em CATAI (2005) além de estudos relativos às ações em pontes, também são apresentadas as principais características de pontes constituídas por vigas mistas, no que diz respeito a tabuleiros, conectores de cisalhamento e ligações, finalizando com a análise teórica dos efeitos de retração e fluência em vigas mistas considerando a interação completa entre o aço e o concreto. Nesse trabalho pode-se verificar que ao longo do tempo há o aumento do deslocamento e a redistribuição de tensões na seção mista.

Em DE NARDIN & EL DEBS (2009) são apresentados estudos numéricos e experimentais sobre vigas parcialmente revestidas, de modo a analisar a melhor posição dos conectores de cisalhamento para o aumento da capacidade resistente, com a finalidade de aplicar os resultados obtidos no estudo de ligações mistas de aço e concreto. Os conectores foram posicionados ora nas mesas, ora nas almas das vigas, como é mostrado na figura 2.7, concluindo-se que quando posicionados na mesa inferior do perfil havia um acréscimo no momento resistente.

Em seguida, em CAVALCANTI (2010), foram investigadas vigas parcialmente revestidas com os mesmos modelos utilizados em DE NARDIN & EL DEBS (2009), porém, analisando a influência da armadura, quando colocada entre as mesas do perfil metálico, na capacidade resistente do elemento estrutural. No trabalho foi utilizado o código computacional TNO DIANA com uma abordagem de modelagem 2D simplificada. Entre os trabalhos mais recentes também se destaca aquele apresentado em MAIRAL (2010), no qual é desenvolvido um estudo teórico e experimental sobre vigas mistas em perfis formados a

frio, focando na ligação mista (ligação viga-pilar) e, conseqüentemente, na resposta estrutural da região de momento fletor negativo.

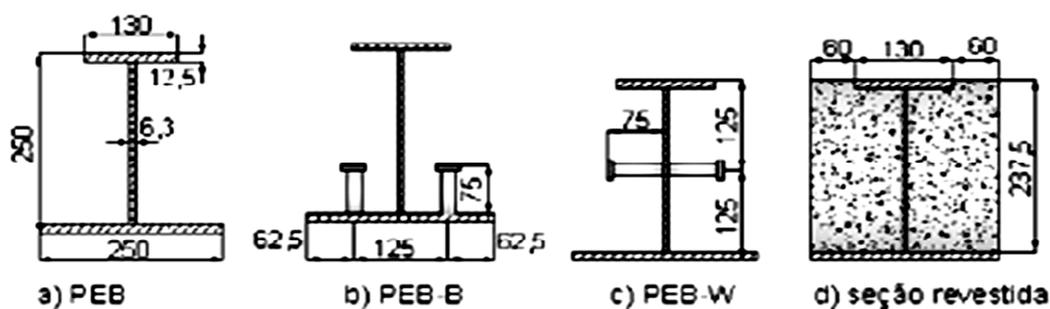


Figura 2. 7 - Vigas parcialmente revestidas ensaiadas em DE NARDIN & EL DEBS (2009)

2.2.1.1 Conectores de Cisalhamento

Como já comentado anteriormente, o comportamento das estruturas mistas é baseado na interação e na ação em conjunto entre o perfil metálico e o concreto armado. Para que isso ocorra, devem ser desenvolvidas forças longitudinais de cisalhamento. Apesar de a aderência natural entre os dois materiais atingir valores bem elevados, não é normalmente levada em conta no cálculo, devido à baixa ductilidade e pouca confiabilidade nesse tipo de conexão (QUEIROZ, 2010). Dessa forma é considerada apenas a interação mecânica entre o aço e o concreto por meio de conectores de cisalhamento, mossas e saliências. No Brasil, as formas mais comuns de conectores de cisalhamento são os do tipo Pino com cabeça ou “Stud Bolt” e perfis U soldados, lembrando ainda que existem muitos outros tipos de conectores, como mostrado na figura 2.8.

Os conectores são classificados de acordo com a ductilidade da ligação, sendo divididos em rígidos e flexíveis. Esse comportamento pode ser observado por meio da relação entre a força no conector e o deslocamento relativo entre o aço e o concreto, que

surge em resposta ao fluxo de cisalhamento longitudinal gerado pela transferência de força entre a laje e o perfil de aço (TRISTÃO, 2002), conforme a figura 2.9.

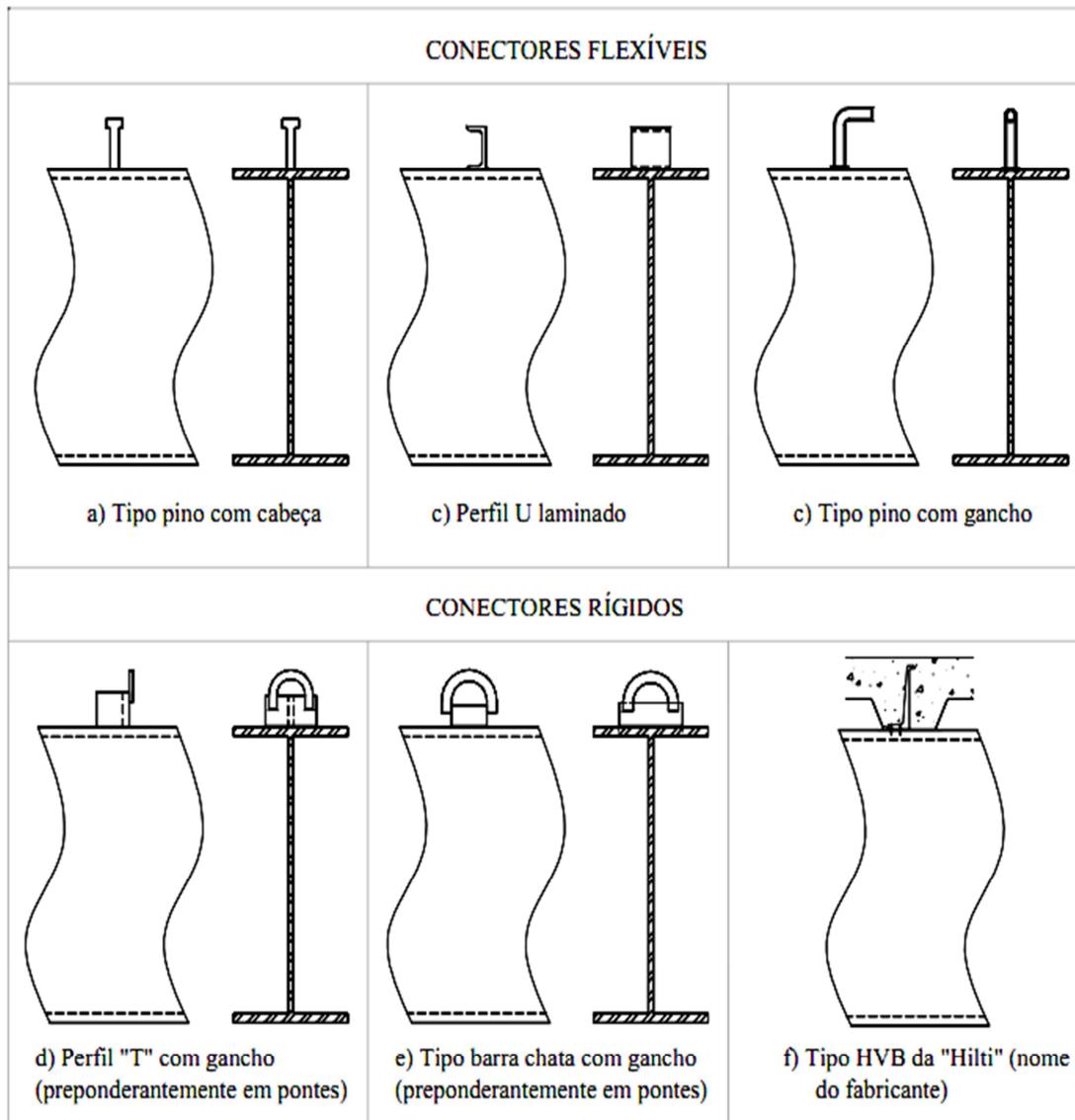


Figura 2. 8 - Tipos de conectores de cisalhamento, FABRIZZI (2007)

A grande vantagem dos conectores de cisalhamento com comportamento dúctil é a redistribuição dos esforços de cisalhamento, pois mesmo após um conector atingir a sua resistência máxima, continua a se deformar até que os conectores vizinhos também atinjam a sua resistência máxima. Dessa forma, os conectores são dimensionados para o fluxo de cisalhamento longitudinal total entre a seção de momento máximo e momento nulo (DE NARDIN ET AL, 2005), sendo possível adotar o mesmo espaçamento entre os conectores para todo o vão considerado. Segundo TRISTÃO (2002), o colapso de uma viga mista devido à ruptura da ligação aço-concreto será do tipo dúctil.

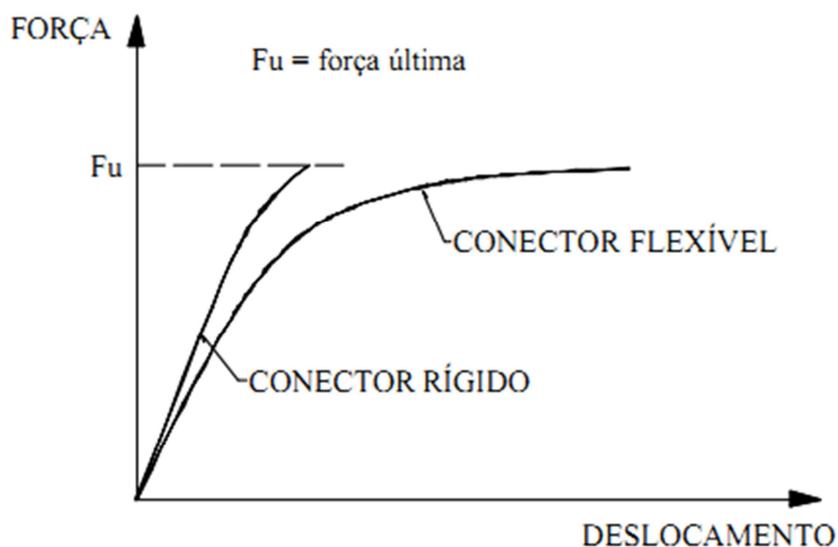


Figura 2. 9 - Relação força-deslocamento para conectores de cisalhamento, ALVA (2000)

Sendo um assunto de grande importância para o desenvolvimento do comportamento misto entre os materiais, alguns estudos já foram realizados sobre conectores de cisalhamento na Escola de Engenharia de São Carlos. Primeiro destaca-se o trabalho apresentado em TRISTÃO (2002), no qual é feita a modelagem numérica no código computacional ANSYS de ensaios do tipo “Push-out”, para a determinação da capacidade resistente de conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça e perfil “U”. Para os testes foram desenvolvidos modelos que diferiam em parâmetros como o número de conectores, a quantidade de armadura do concreto, a espessura e posição da soldagem dos conectores, entre outros. De maneira geral, os resultados foram satisfatórios, reproduzindo bem o comportamento obtido em ensaios experimentais.

O estudo intitulado **“Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga”**, apresentado em KOTINDA (2006), além de apresentar o estado da arte dos elementos mistos, tanto no contexto nacional quanto internacional, criou uma estratégia de modelagem para vigas mistas no programa ANSYS versão 8.0. Nesse trabalho foi concluído que a modelagem dos conectores de cisalhamento não é viável, por elevar demasiadamente o custo computacional. A validação dos modelos desenvolvidos foi feita com base nos ensaios experimentais descritos em CHAPMAN & BALAKRISHNAN (1964).

Por fim, foi desenvolvido em DAVID (2007) um estudo teórico e experimental sobre conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. O estudo dos conectores foi feito por meio de ensaios de cisalhamento direto e, a partir desses resultados, foram desenvolvidos modelos numéricos com fins de análise paramétrica. Com esse trabalho foi possível concluir que se deve adotar um momento fletor resistente inferior ao momento de plastificação total da seção mista e que a posição e taxa de armadura transversal interferem no panorama de fissuração da laje, mas tem pequena influência na resistência da viga mista.

2.2.2 Pilares Mistos

Segundo DE NARDIN (1999), um pilar misto de aço e concreto é um elemento estrutural sujeito a forças predominantes de compressão, no qual a parte metálica da seção é formada por um ou mais perfis em aço estrutural. Os pilares mistos podem ser divididos entre pilares revestidos e preenchidos, dependendo da posição do concreto na seção.

Os primeiros casos de pilares mistos de aço e concreto surgiram a partir do revestimento da seção, completa ou parcialmente, e tinha como função apenas proteger o perfil metálico contra corrosão e incêndio, usando muitas vezes concretos de baixa resistência, e desprezando a resistência adicional que o concreto conferia à seção. Atualmente, o concreto não é necessariamente a melhor alternativa para o revestimento da seção, pois no mercado há materiais próprios para esse uso com custos menores. Mas se a seção mista for adotada, a sua funcionalidade como material de revestimento deve ser levada em conta, sendo uma qualidade adicional do sistema estrutural.

Em relação às seções revestidas, as mesmas podem ser classificadas como total ou parcialmente revestidas, como mostram as figuras 2.10-a e 2.10-b. Os pilares totalmente revestidos são vantajosos por minimizarem ou, muitas vezes, dispensarem medidas adicionais de proteção contra o fogo, além de ser possível ganhar mais resistência na seção por meio de barras de armadura na seção. Porém, sua principal desvantagem está associada à dificuldade de execução do pilar, que ainda necessita de fôrmas de madeira e de cuidados no posicionamento das armaduras e na concretagem. Já os pilares parcialmente revestidos são vantajosos por facilitar a concretagem, a qual pode ser realizada em duas etapas, eliminando o uso de fôrmas, se destacando também o fato de apresentar faces do perfil

metálico expostas, permitindo que as ligações com outros elementos sejam facilitadas, mas em contrapartida, a resistência ao fogo é prejudicada.

As seções mistas preenchidas, figuras 2.10-c e 2.10-d, possuem como principal vantagem a não utilização de fôrmas (ALVA, 2000), além do fato de que, durante o processo construtivo, o perfil tubular pode ser usado elemento resistente às ações construtivas, de lançamento ou bombeamento do concreto, até que este atinja resistência adequada para colaborar na capacidade resistente (DE NARDIN, 1999).

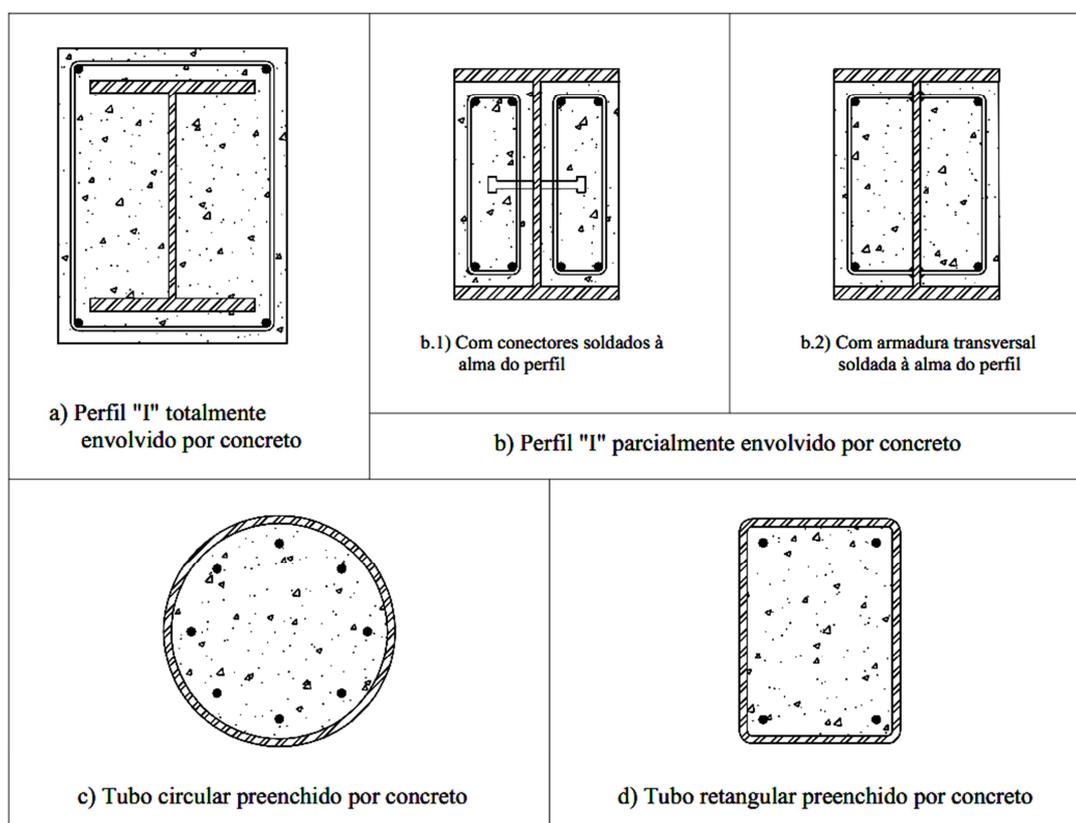


Figura 2. 10 - Pilares Mistos Revestidos e Preenchidos, FABRIZZI (2007)

Nos pilares mistos preenchidos a capacidade resistente do pilar também é influenciada pelo efeito do confinamento do concreto promovido pelo tubo de aço, que pode ser entendido da seguinte forma: como o coeficiente de Poisson do concreto, sob um determinado nível de compressão, é maior que o do aço e o concreto tende a se deformar transversalmente mais que o aço (FABRIZZI, 2007). Dessa forma, o núcleo de concreto, ao tentar se expandir é impedido pelo perfil tubular que responde com pressões laterais de confinamento, responsáveis pelo acréscimo de resistência à compressão uniaxial do concreto (SANTOS, 2009).

Na situação descrita no último parágrafo, o concreto fica sob a ação de esforços triaxiais e o perfil tubular a um esforço de tração tangencial, resultando em dois fenômenos:

- *Aumento da capacidade do concreto à compressão axial devido aos esforços triaxiais;*
- *O perfil de aço não atinge a resistência ao escoamento sob compressão devido ao esforço de tração a que está submetido.*

O efeito do confinamento no concreto não é exclusivo dos pilares preenchidos com seção circular, mas ele é menos pronunciado em outras seções como se pode ver na figura 2.11.

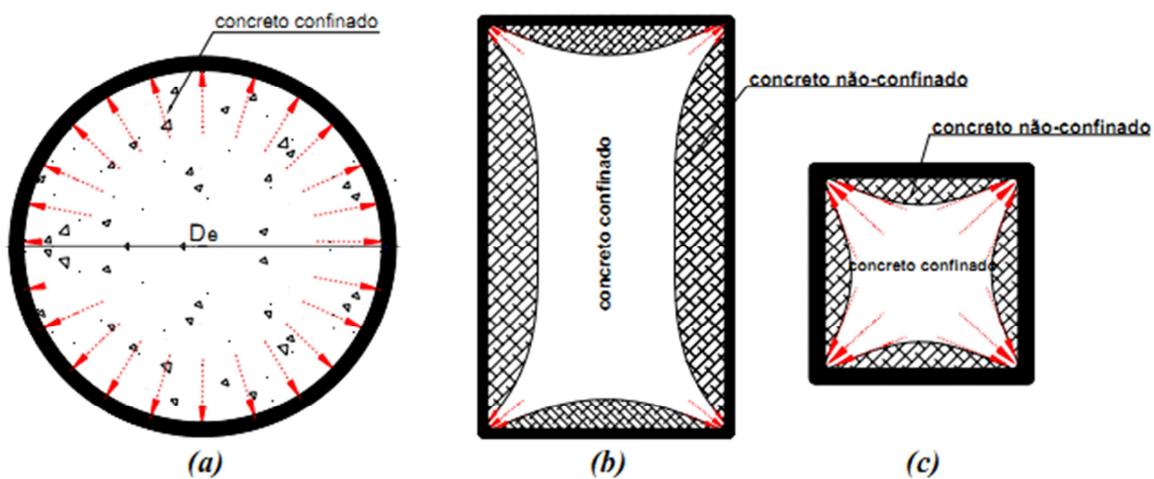


Figura 2. 11 - Confinamento do Concreto em Seções Mistas, DE NARDIN (2003)

Independente do tipo de pilar misto, revestido ou preenchido, é possível citar como vantagens inerentes desse sistema o aumento da capacidade resistente com comportamento dúctil quando comparado a pilares de concreto armado isolado, bem como a boa resistência ao fogo e a contenção do perfil sob os efeitos de instabilidades locais.

2.2.3 Lajes Mistas

Segundo QUEIROZ (2010), as lajes mistas de aço e concreto, também chamadas de lajes com fôrma de aço incorporada, são aquelas em que a fôrma de aço é incorporada ao sistema de sustentação das cargas, funcionando, antes da cura do concreto, como suporte das ações permanentes e sobrecargas de construção e, depois da cura, como parte ou toda a armadura de tração da laje.

Além da forma de aço incorporada, a laje mista pode contar com armadura na região superior para o controle de fissuração e nas regiões de momento negativo. Também poderão ser incorporados conectores de cisalhamento na região da viga metálica para melhorar a transferência dos esforços cisalhantes entre o aço e o concreto, após a cura do mesmo, pois a aderência natural entre o aço e concreto não é suficiente. No caso das fôrmas de aço trapezoidais (figura 2.12-a), são adotadas mossas nas faces, para criar a ancoragem mecânica do concreto aumentando a aderência entre os materiais. Nas formas de aço com cantos reentrantes (figura 2.12-b), é feita a ligação por atrito devido ao confinamento do concreto nas regiões reentrantes.

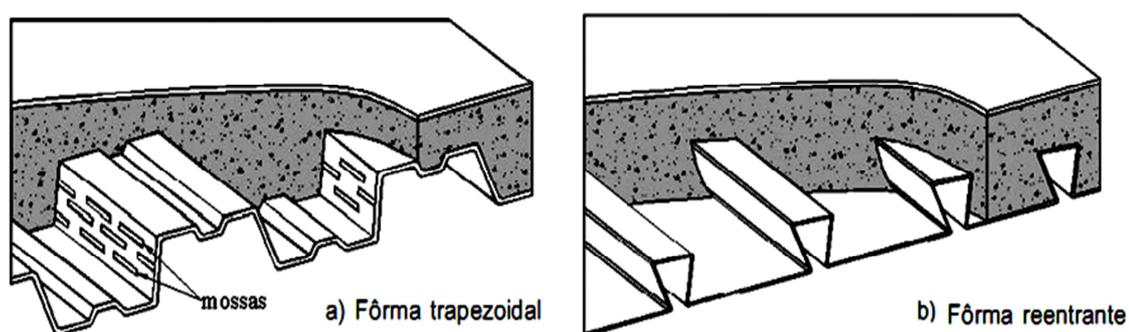


Figura 2. 12 - Tipos de Fôrmas Metálicas para Lajes Mistas, QUEIROZ (2010)

Atualmente, vários sistemas têm sido utilizados no processo de construção de fôrmas para suportar o concreto durante a fase de execução das lajes. Entre esses sistemas, destaca-se o Steel Deck, com várias opções de dimensões e já bastante difundido não só no Brasil, mas também em diversos países, como Estados Unidos e Japão, onde é destacado o seu uso em shoppings centers, hotéis, edifícios residenciais, comerciais ou garagens (ALVA, 2000). No Brasil esse sistema é produzido pelas empresas METFORM e PERFILOR, nas linhas “Steel Deck” e “Polydeck” respectivamente.

Apesar de os fabricantes já apresentarem tabelas que relacionam a carga com o vão máximo suportado pela fôrma de acordo com seu tipo e espessuras adotadas, o cálculo das lajes mistas envolve a análise do sistema nas fases de construção e uso. Na fase de construção, a fôrma deve suportar isoladamente o peso do concreto fresco e a sobrecarga de construção, verificação que deve ser feita utilizando apenas a capacidade resistente da fôrma metálica. O cálculo após a cura do concreto é realizado como a laje sendo um elemento misto, visando transferência de esforços entre os materiais. Em DE NARDIN et al (2005), são citadas as principais vantagens desse sistema estrutural:

- *A fôrma de aço substitui as armaduras de tração da laje, gerando economia de tempo, material e mão de obra, pois os serviços de corte, dobramento e montagem das armaduras são eliminados ou reduzidos;*
- *Elimina a utilização de fôrmas de madeira, que constituem uma parcela significativa do custo total de uma estrutura de concreto;*
- *Reduz sensivelmente a necessidade de escoramentos tornando o canteiro de obras mais organizado, reduzindo o tempo gasto com montagem e desmontagem dos escoramentos e retirada de fôrma;*
- *A fôrma de aço pode servir de plataforma de trabalho nos andares superiores e proteção aos operários em serviço nos andares inferiores;*
- *As fôrmas de aço são leves, de fácil manuseio e instalação;*
- *O uso de fôrmas de aço facilita a execução das diversas instalações e a fixação de forros falsos.*

Além das vantagens citadas anteriormente, as lajes mistas resultam geralmente mais leves se comparadas às lajes convencionais de concreto armado, sendo muitas vezes utilizado concreto de baixa densidade, reduzindo ainda mais o peso próprio. Por se tratar de materiais industrializados, as fôrmas possuem um severo controle de qualidade, garantindo as suas especificações na obra.

No Departamento de Engenharia de Estruturas não há trabalhos específicos no tema de lajes mistas de aço e concreto, mas o sistema é sempre considerado em muitos estudos de vigas mistas por fazer parte de sua composição. Porém, trabalhos como ALVA (2000) e FABRIZZI (2007), que tratam de projetos de estruturas de edifícios em sistemas mistos de aço e concreto, possuem especificações e considerações sobre as vigas mistas. Mas pode ser citado o trabalho apresentado em PIGOZZO (2004), referente a lajes mistas de madeira e concreto e a influência de barras de aço coladas com a função de conectores, com ênfase no uso em tabuleiros de pontes. Com o trabalho foi confirmada a expectativa de um bom desempenho, com os conectores apresentando alta resistência e rigidez, além de um modo de ruptura uniforme.

2.3 Pisos Mistos de Aço e Concreto de Pequena Altura

Os pisos mistos de pequena altura, também denominados *Slim floor*, se diferenciam dos sistemas mistos convencionais devido à incorporação total ou parcial da viga metálica na laje de concreto que, por sua vez, pode ser executada por meio de sistemas mistos com fôrma de aço incorporada ou elementos pré-moldados de concreto. Os sistemas de pisos mistos convencionais e de baixa altura são apresentados nas figuras 2.13-a e 2.13-b.

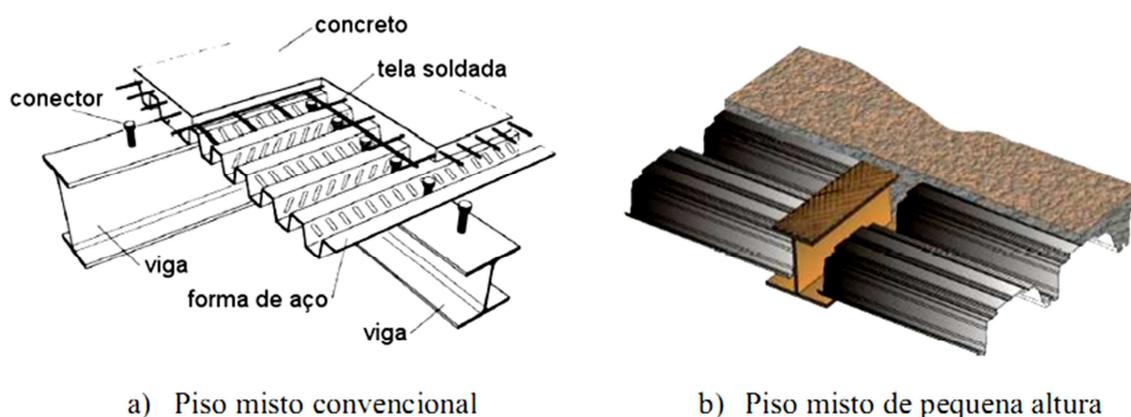


Figura 2. 13 - Sistemas de Pisos Mistos de aço e concreto, RAMOS (2010)

A utilização desse tipo de sistema estrutural possui algumas vantagens além das já citadas para os sistemas mistos convencionais, nos quais a laje é situada sobre a mesa superior do perfil metálico. Segundo MA & MÄKELÄINEN (2000), MÄKELÄINEN & MA (2000) e DE NARDIN & EL DEBS (2005) as principais características dos sistemas de pisos mistos de pequena altura são:

a-) *Devido à incorporação de parte da laje no perfil metálico é possível obter uma menor altura da seção da viga mista de aço e concreto, resultando em ganhos no pé direito do pavimento ou na redução da altura total do edifício;*

b-) *Boa resistência às ações do fogo inerente a essa solução construtiva, de forma que em alguns casos o sistema suporta 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão sem nenhum tipo de revestimento;*

c-) *Os pisos mistos podem ser projetados usando diversos tipos de vigas metálicas, que podem ser soldadas e laminadas. Algumas tipologias das vigas são mostradas nos tópicos a seguir.*

Apesar das vantagens descritas acima, é importante lembrar que as seções das vigas dos pisos mistos de baixa altura possuem um maior volume de concreto que irá aumentar o peso próprio do elemento estrutural, além de outras questões como a perda no momento

de inércia, devido à altura reduzida, sendo necessários perfis metálicos mais pesados em alguns casos.

2.3.1 Histórico

Apesar de considerar que as primeiras estruturas mistas de aço e concreto datam do século XIX, em BAILEY (1999) é mencionado que a primeira forma de construção em *Slim floor* data da última década do século XVIII, em que as vigas de ferro sustentavam um arco composto de tijolos comprimidos, como pode ser visto na figura 2.14-a, cujo sistema recebeu o nome de “Jack-Arch Floor”. Em BUSSEL (1997) apud BAILEY (1999), é citada outra forma de construção no sistema *slim floor* ainda no século XIX, chamada de “filler joist” ou “joist-concrete” (figura 2.14-b), o qual, numa tradução literal, poderia ser chamado de sistema preenchido, em que a grelha, formada pelos elementos metálicos, era toda preenchida com concreto, ficando embutida na laje deste piso.

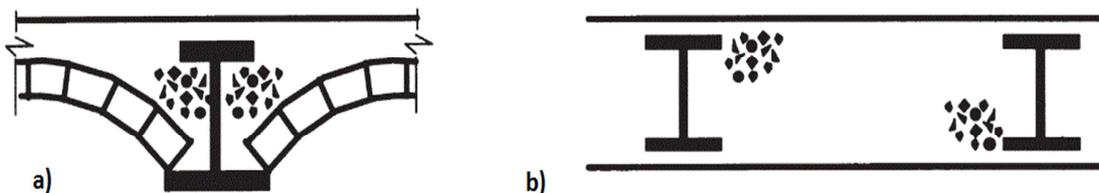


Figura 2. 14 - Construções em *Slim floor* nos tipo: a) Jack arch b) Filler joist, BAILEY (1999)

Segundo RAMOS (2010), na década de 70 os pesquisadores do *Swedish Institute of Steel Construction* desenvolveram um método para reduzir a altura dos pisos mistos existentes, justamente posicionando os elementos da laje na mesa inferior da viga e, segundo PAES (2003), a partir daí os princípios e vantagens do sistema misto com viga embutida na laje foram difundidos na comunidade técnica internacional. Dessa forma, as primeiras vigas projetadas para esse sistema estrutural foram lançadas no mercado, tornando mais populares na década de 80, principalmente nos países nórdicos (Noruega, Finlândia, Dinamarca, Suécia e Islândia) devido às “Hat Beams”. Segundo LAWSON et al (1997), a utilização dessas vigas na Suécia aumentou cerca de 80% o uso de estruturas metálicas no período. As “Hat Beams” possuíam diferentes tipologias, sendo as mais usuais formadas pela união, por meio de soldas, de chapas ou perfis T de forma que a seção adquirisse o aspecto das figuras a seguir, com um núcleo rígido em forma de caixa e abas laterais para apoio dos elementos da laje (Figuras 2.15-a, b e c).

Ainda referente à tipologia das Hat Beams, na Escandinávia foi desenvolvido um tipo de seção que ficou muito popular na época, denominada “Thor Beam” (Figura 2.15-d), a qual consistia de dois perfis do tipo U soldados a uma chapa plana. Em adição, cantoneiras eram soldadas às mesas do perfil agindo como conectores de cisalhamento. Por fim, também eram soldadas chapas menores na mesa superior dos perfis U. Além da Thor Beam, destacam-se as Hava e Delta Beam.

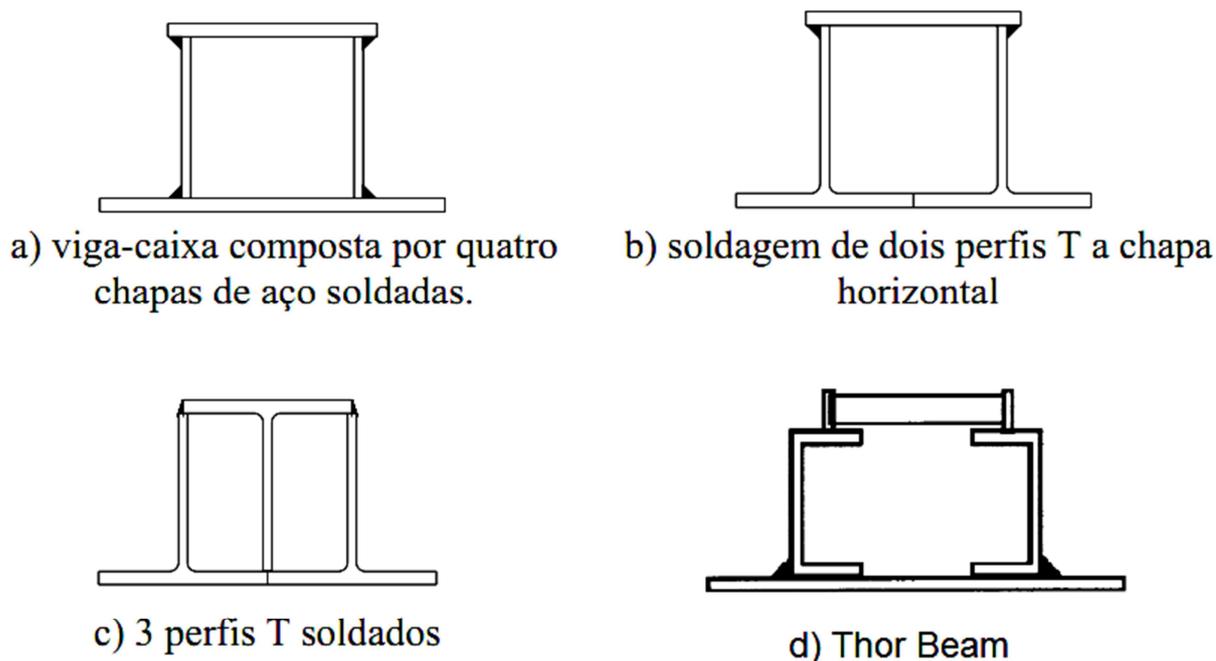


Figura 2. 15 - Tipologias das Hat Beam, DE NARDIN & EL DEBS (2005) e BAILEY (1999)

É descrito em MA & MÄKELÄINEN (2000) que desde a década de 80, a engenharia de segurança contra incêndio se desenvolveu rapidamente, especialmente na Europa, onde as construções eram projetadas com uma significativa parcela de proteção ao fogo. Dessa forma, durante os anos 90, diversos estudos foram realizados no campo das estruturas submetidas às ações térmicas, estudos esses que serão descritos com mais detalhes no capítulo 3.

Levando em conta a inerente proteção contra ações térmicas e corrosivas dos elementos metálicos nos sistemas *Slim floor*, bem como os novos estudos e a crescente preocupação da área de estruturas submetidas a elevadas temperaturas, a correlação entre esses assuntos foi natural e acabou por impulsionar o desenvolvimento de sistemas e elementos inovadores para vigas e lajes, difundindo ainda mais o *Slim floor* no meio técnico mundial.

O sistema estrutural em questão não ficou restrito à utilização apenas nos países nórdicos, sendo que segundo BAILEY (1999) e MÄKELÄINEN & MA(2000) em 1991 foi desenvolvido pela *British Steel Plc*, em conjunto com a *Steel Construction Institute*, a viga tipo SLIMFLOR® (figura 2.16), formada por um perfil do tipo “*Universal Column*” soldada a uma chapa metálica na mesa inferior da viga, servindo como ponto de apoio para a forma de aço ou para as placas pré-moldadas de concreto para o piso misto. Devido à necessidade de apenas duas linhas de solda na mesa inferior do perfil, esse tipo de viga foi considerado mais simples, de fácil execução e mais econômica que as demais disponíveis no mercado.

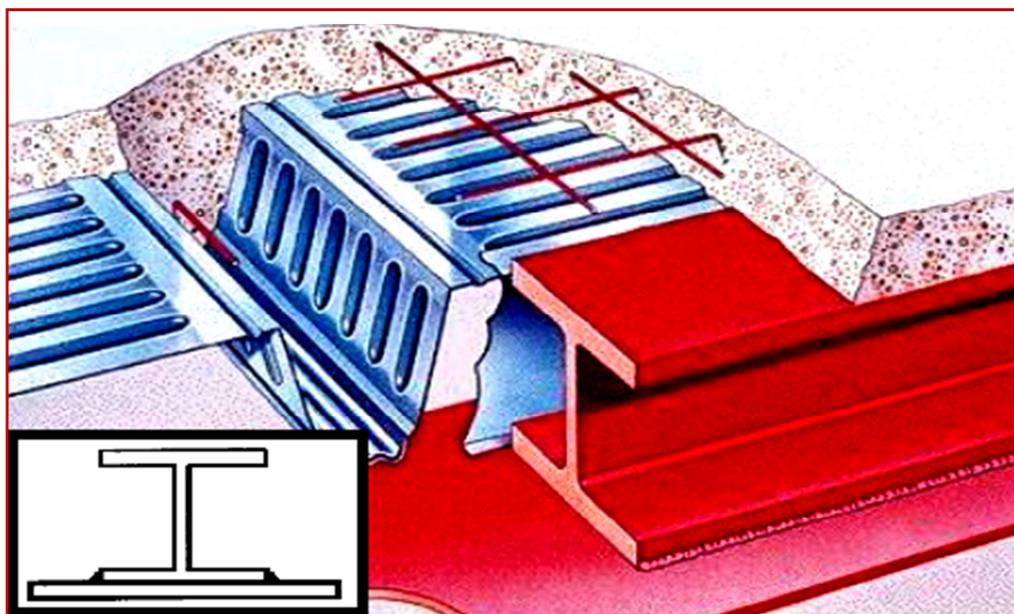


Figura 2. 16 - Sistema de pisos mistos de baixa altura SLIMFLOR®, RAMOS (2010)

Por outro lado, também é ressaltado em BAILEY (1999) que, em termos da relação resistência/peso, as vigas do tipo “*Thor Beam*”, fig 2.15-d, apresentam melhor desempenho que as do tipo SLIMFLOR®. Esse sistema construtivo foi patenteado pela *British Steel* e chamou a atenção de arquitetos e engenheiros, inclusive de outras partes da Europa além do Reino Unido e Países Nórdicos (MULLET, 1998).

Por fim, estendendo o conceito utilizado nas vigas SLIMFLOR® descritas anteriormente, bem como com o avanço da tecnologia de fabricação dos perfis laminados, foi introduzido no mercado britânico em 1997 os perfis laminados assimétricos (*Asymmetric Slimflor Beam – ASB*), mostrados na figura 2.17-a, desenvolvidos especificamente para o uso de lajes mistas com forma de aço incorporada. São executadas no processo de laminação ranhuras na mesa superior do perfil, com a finalidade de aumentar a aderência na interface

resultando em uma maior interação entre os materiais (BAILEY, 1999) e dispensando o uso de conectores de cisalhamento na região.

Ainda seguindo o conceito desenvolvido nas ASB, a British Steel (atual Tata Steel Europe) cria e patenteia o sistema Slimdek, o qual também possui abas assimétricas e laje mista moldada no local. Porém, a diferença nesse sistema se dá nas fôrmas de aço para a confecção das lajes, que são bem mais altas que as utilizadas nas lajes mistas de sistemas de pisos mistos convencionais (PAES, 2003; RAMOS, 2010).

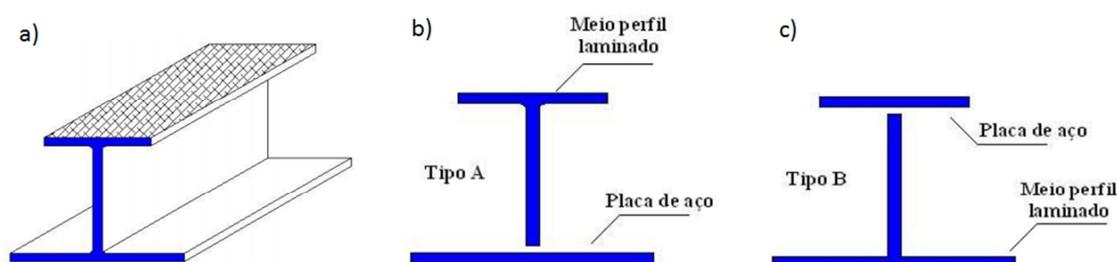


Figura 2. 17 - Tipologias de vigas assimétricas a) ASB b) IFB tipo 1 c) IFB tipo 2, RAMOS (2010)

Usualmente, as vigas de borda nos sistemas *slim floor* são diferenciadas, pois segundo De Nardin & El Debs (2005) são mais susceptíveis aos efeitos de torção, sendo compostas por perfis tubulares retangulares soldados a uma chapa de aço na sua face inferior, recebendo o nome de Rectangular Hollow Section Slimflor Beam (RHSFB). Como destaque, também é citado em Paes (2003) o desenvolvimento de um sistema de piso misto de pequena altura pela companhia siderurgia luxemburguesa ARBED, hoje integrante do grupo Arcelor-Mittal. Esse sistema se utiliza de vigas denominadas Integrated Floor Beam (IFB), mostradas na figura 2.17-b e 2.17-c, em conjunto com lajes pré-moldadas compostas por painéis alveolares em concreto protendido.

Por fim, RAMOS (2010) destaca um sistema desenvolvido pela empresa brasileira CODEME S.A., constituído por vigas metálicas de 200 mm a 250 mm de altura e laje mista formada por chapas nervuradas convencionais de 75 mm de altura com o concreto moldado *in loco*. Nesse sistema, a fôrma da laje se apóia diretamente sobre a mesa inferior do perfil metálico, sendo o concreto lançado até o nível da mesa superior do perfil. Nesse sistema também são utilizadas vigas secundárias dispostas a cada 2000 mm a 3000 mm devido à baixa altura das chapas utilizadas. Na figura 2.18 é mostrada uma planta padrão desse sistema construtivo, sendo B1 as vigas principais e B2 as secundárias.

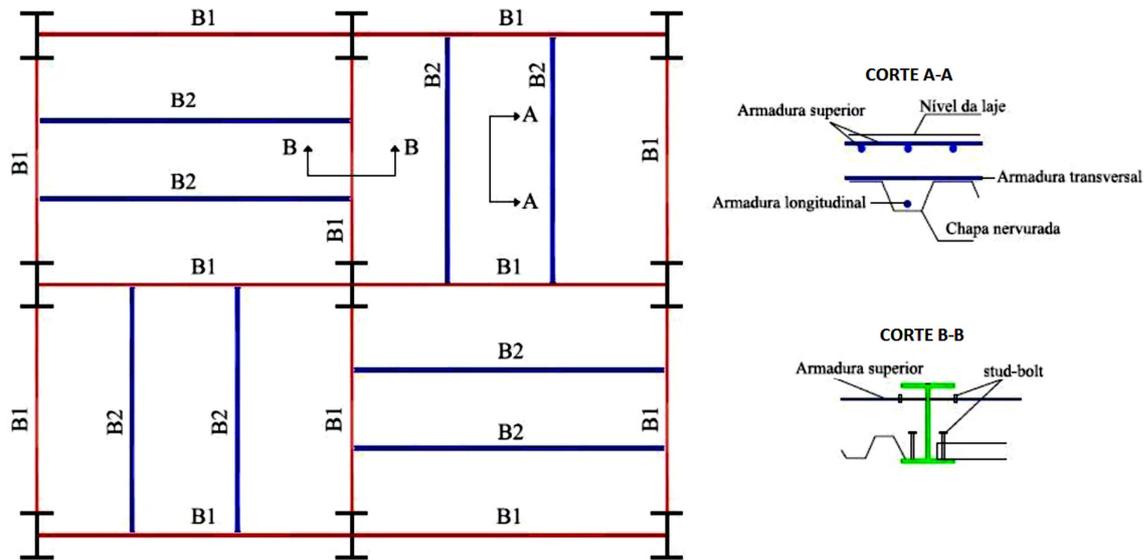


Figura 2. 18 - Sistema de *Slim floor* desenvolvido pela CODEME, RAMOS (2010)

2.3.2 Pisos Mistos de Pequena Altura em Situação de Incêndio

Nesta seção serão apresentadas algumas pesquisas desenvolvidas ao longo dos anos no que diz respeito aos pisos mistos de baixa altura em situação de incêndio. Os trabalhos apresentados no que segue, tanto de caráter numérico quanto experimental, levam em consideração diversas tipologias de vigas e lajes desenvolvidas ao longo dos anos.

- **Newman, G. M. (1995) – Fire Resistance of *Slim floor* Beams**

Este artigo se concentra no estudo do sistema de pisos mistos do tipo SLIMFLOR® (Figura 2.16), ou seja, aquele formado a partir da união soldada de um perfil do tipo “Universal Column” a uma chapa metálica, sendo estudados dois casos de lajes para o sistema: lajes pré-moldadas de concreto e mistas com fôrma de aço incorporada, de modo que apenas os resultados para a laje pré-moldada são apresentados no artigo. A seção transversal é analisada como mostra a figura 2.19.

De maneira geral, sabe-se que a resistência ao fogo das vigas do sistema SLIMFLOR® é satisfatória, alcançando 60 minutos de resistência sem nenhum tipo de revestimento contra o fogo, em alguns casos. Mas, para a análise mais detalhada desse tipo de seção foram realizados ensaios com seis seções transversais diferentes todas com chapas das vigas com espessura de 15 mm, 200 mm mais largas que as mesas inferiores dos perfis metálicos e com soldas de 8 mm, variando apenas a geometria da fôrma e o tipo de preenchimento da laje.

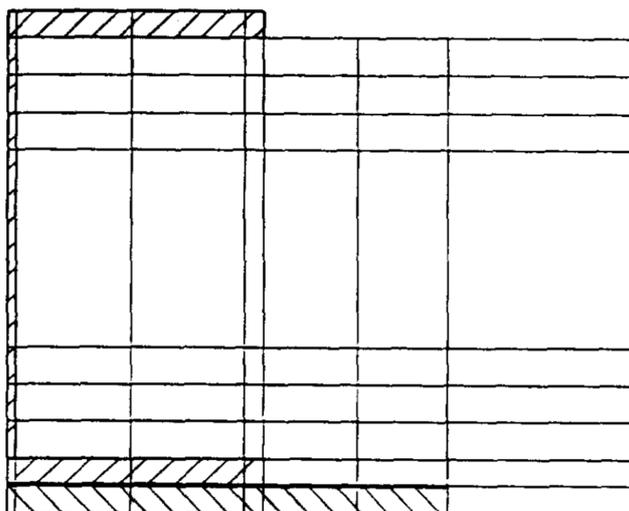


Figura 2. 19 - Divisão da seção em células para a análise térmica, NEWMAN (1995)

Foi possível observar, a partir dos resultados obtidos, que sempre houve uma diferença de temperatura considerável entre a chapa de aço e a mesa inferior do perfil, sendo esse fato associado à resistência térmica da interface e uma das razões dos sistemas SLIMFLOR[®], sem nenhum tipo de revestimento contra fogo, apresentar bom desempenho em situação de incêndio. A resistência da interface foi levada em conta na modelagem numérica que, por sua vez, pode ser considerada constante em função da temperatura.

No mesmo trabalho também foi estudado o comportamento da chapa de aço e da solda, concluindo que não houve nenhum tipo de deslocamento transversal e falhas na região da solda durante os ensaios. Induzindo a falha na solda, por meio do aumento das cargas que causavam flexão transversal e da diminuição das cargas que causavam flexão longitudinal em dois dos ensaios, houve, em apenas um dos casos, falha na solda que ocorreu com cargas bem superiores às encontradas na prática e com temperaturas se aproximando de 900°C. Dessa forma, conclui-se que para a solução da laje em concreto pré-moldado, as soldas podem ser de 8 mm mas, quando é utilizada fôrma de aço incorporada, há uma redução nas cargas da solda devido à transferência das forças de cisalhamento sendo possível reduzir essa espessura. Apenas quando é necessária resistência de 90 minutos, o comportamento da solda pode ser crítico.

Comparando esses resultados com os obtidos em um sistema de piso misto convencional, nota-se que neste o colapso ocorre quando a mesa inferior do perfil está com temperatura próxima de 600°C e para as vigas no sistema *Slim floor* o mesmo ocorria, na maioria dos casos, com temperaturas superiores aos 700°C e com maior tempo de exposição

ao fogo, devido ao revestimento de concreto que, por sua vez, rouba calor do perfil metálico.

Além do estudo experimental, foi realizada também a análise numérica com o código TFIRE, desenvolvido pelo SCI para análise térmica bidimensional a partir do método das diferenças finitas. Como comentado anteriormente, foi modelada a resistência térmica da interface por meio do coeficiente K_i , sendo utilizados os valores de $K_i=200 \text{ W/m}^2\text{°C}$ nas zonas de contato entre aço e aço (Perfil e chapa de aço) e $K_i=50 \text{ W/m}^2\text{°C}$ nas interfaces entre o aço e o concreto. O modelo de saída de dados apresentado pelo TFIRE é ilustrado na figura 2.20, sendo as temperaturas apresentadas em °C e, dentro dos parênteses, a taxa de aquecimento em °C/min.

TIME	30-0	RTIME	1-89	AVE INC	6-46	FIRE	842
25	(0)	23	(0)	22	(0)	22	(0)
27	(1)	23	(0)	21	(0)	21	(0)
31	(1)	23	(0)	21	(0)	20	(0)
36	(1)	24	(0)	21	(0)	21	(0)
57	(2)	31	(1)	24	(0)	23	(0)
141	(6)	77	(3)	64	(3)	57	(3)
180	(7)	100	(0)	101	(0)	94	(5)
234	(10)	211	(11)	219	(12)	195	(9)
288	(12)	318	(13)	340	(14)	345	(13)
		231	(8)	242	(7)	611	(14)
511	(13)	513	(14)	533	(14)	562	(13)
		605	(13)	649	(12)		
GROUP 1	569	GROUP 2	329	MOM=403	LR=0-97	YBAR	242

Figura 2. 20 - Campo térmico obtido pelo TFIRE após 60 minutos de exposição, NEWMAN (1995)

Os resultados numéricos para o campo térmico se mostraram compatíveis com os medidos no ensaio. A diferença mais significativa se deu na temperatura das mesas inferiores, que se mostraram não tão próximas dos valores experimentais quanto às demais partes da seção, provavelmente devido a problemas na modelagem da resistência da interface, porém essa diferença não era tão grande de forma que fosse preocupante.

A capacidade resistente das vigas foi calculada por meio do método dos momentos plásticos nos mesmos intervalos de tempo em que foram calculados os campos térmicos. O autor afirma que esse método pode ser usado para vigas com efeito misto ou não. No cálculo é desconsiderado todo concreto abaixo da mesa superior do perfil, de modo que a

linha neutra plástica (LNP) está sempre acima ou muito próxima desta região e, com isso, o concreto localizado abaixo da LNP estará tracionado. Também é considerado que todo o concreto acima da mesa superior mantém sua resistência total, pois assume que está com temperatura inferior a 100°C. O mesmo é considerado para a região superior da alma, sendo encontradas temperaturas inferiores a 350°C.

Dessa forma, o momento plástico resistente calculado com o auxílio do TFIRE é comparado com os valores obtidos experimentalmente, em que se nota que os resultados estão sempre próximos, com uma margem de diferença da ordem de 10%. Por meio dessas análises o autor conclui que o método de cálculo a partir do momento resistente pode ser utilizado, mas aconselha a utilização de um fator de correção de 1,1, que não foi utilizado neste trabalho.

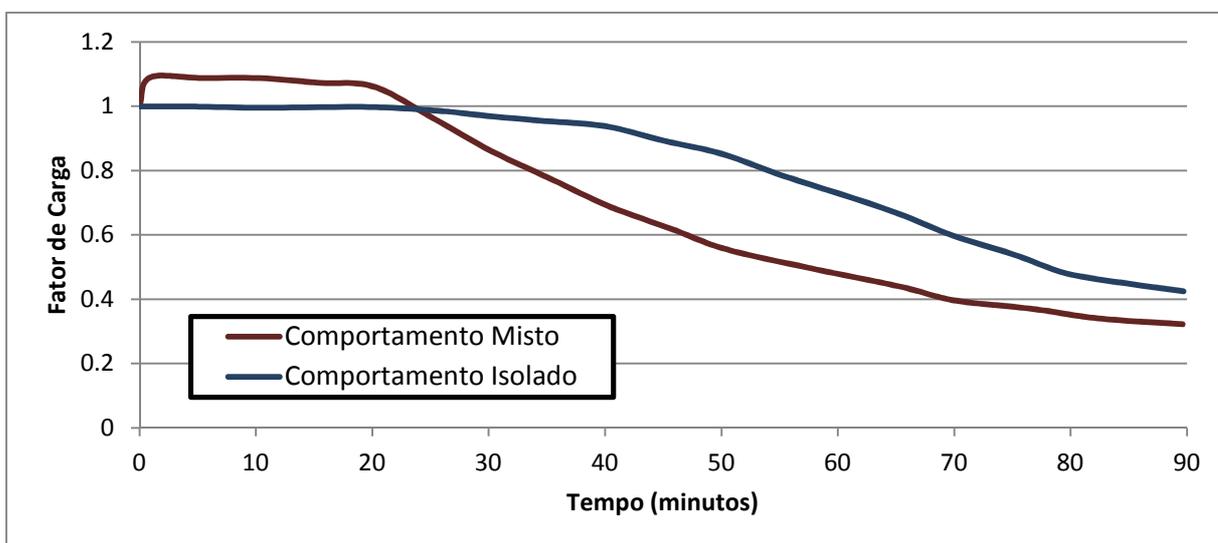


Figura 2. 21 - Perda de resistência de vigas SLIMFLOR com e sem comportamento misto, NEWMAN (1995)

Por fim, é dado destaque a diferença de comportamento entre as seções com e sem o comportamento conjunto entre o aço e o concreto nos sistemas do tipo SLIMFLOR®. Nota-se que as vigas sem comportamento misto apresentam um desempenho melhor frente ao fogo que as demais. Isso ocorre porque, nesses casos, a seção que inicialmente é assimétrica (situação desfavorável quando se considera a LNP e o momento resistente plástico), ao se prosseguir com o aquecimento, a mesa inferior vai perdendo a sua capacidade resistente, e a seção vai se tornando mais simétrica e mais eficiente.

O contrário ocorre na seção com comportamento misto, que inicialmente é simétrica devido à laje de concreto e, enquanto o aumento de temperatura vai se desenvolvendo, a mesa inferior perde gradativamente sua resistência, tornando a seção mais assimétrica e

menos eficiente. Esse comportamento pode ser visto no gráfico de fator de carga pelo tempo de exposição ao fogo para os dois sistemas mostrado na figura 2.21, sendo o fator de carga a relação entre os momentos resistentes em temperatura elevada e em temperatura ambiente.

- **Bailey, C. G. (1999) – The Behaviour of Asymmetric Slim floor Steel Beams in Fire**

O trabalho aborda investigação numérica dos pisos mistos de baixa altura formados a partir de vigas laminadas assimétricas. Para isso um código computacional já desenvolvido é complementado para que possa representar também o comportamento em situação de incêndio. A partir de modelos de vigas simplesmente apoiadas e de pórticos bidimensionais, foi investigada a aplicabilidade do código e a influência de fatores como a adoção de ligações semirrígidas entre a viga e o pilar, bem como as diferenças, em termos de capacidade resistente, de analisar a viga isolada ou como parte de uma estrutura maior.

As vigas mistas assimétricas foram incluídas no modelo por meio de um elemento finito unidimensional com dois nós e 7 graus de liberdade por nó (Figura 2.22–a). Nas vigas é considerada somente a mesa inferior totalmente exposta ao fogo enquanto que o restante da seção é revestida pelo concreto.

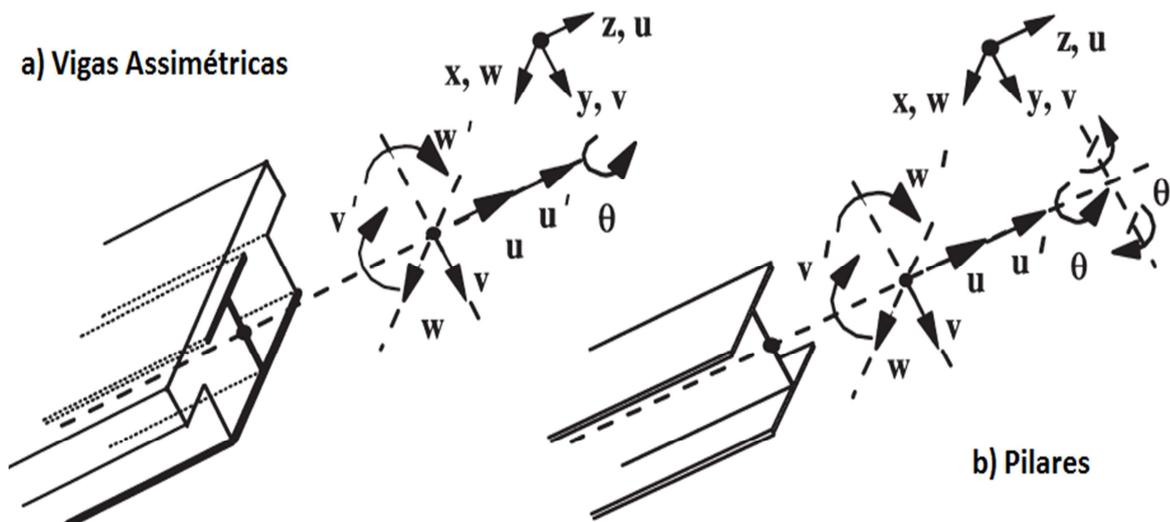


Figura 2. 22 - Elementos finitos criados para as vigas e pilares do modelo, BAILEY (1999)

Já para a obtenção do campo térmico, a seção transversal foi dividida em vários segmentos com a finalidade de representar, de forma satisfatória, os efeitos localizados, principalmente na zona em contato com o fogo.

Na estratégia de modelagem, são adotadas as seguintes simplificações:

- *Interação total entre o aço e o concreto*
- *Largura efetiva da laje equivalente a $v\tilde{a}o/8$*
- *Armadura modelada por meio de uma camada de aço com área equivalente*

No que diz respeito aos modelos constitutivos dos materiais, para o aço foi utilizada a representação de Ramberg-Osgood, enquanto que para o concreto se usou o modelo do EC4 Part 1.2, considerando a resistência à tração igual a 10% da resistência à compressão. Para a expansão térmica foram utilizados os valores do Eurocode.

Para as seções puramente metálicas, que é o caso dos pilares, foi utilizado um elemento finito de dois nós com 8 graus de liberdade (Figura 2.22-b), um a mais que os elementos de viga para representar os efeitos de empenamento. Nesses casos a seção transversal foi dividida em elementos com tamanhos parecidos. Ligações semirrígidas com comportamento não linear foram incluídas por meio de elementos de mola de dois nós com comprimento zero e 8 graus de liberdade por nó. O método de resolução das equações não lineares escolhido foi o de Newton-Raphson.

Para analisar a eficiência do modelo foram realizados dois ensaios conforme a BS 476 Part 20, sendo um deles ilustrado na figura 2.23.

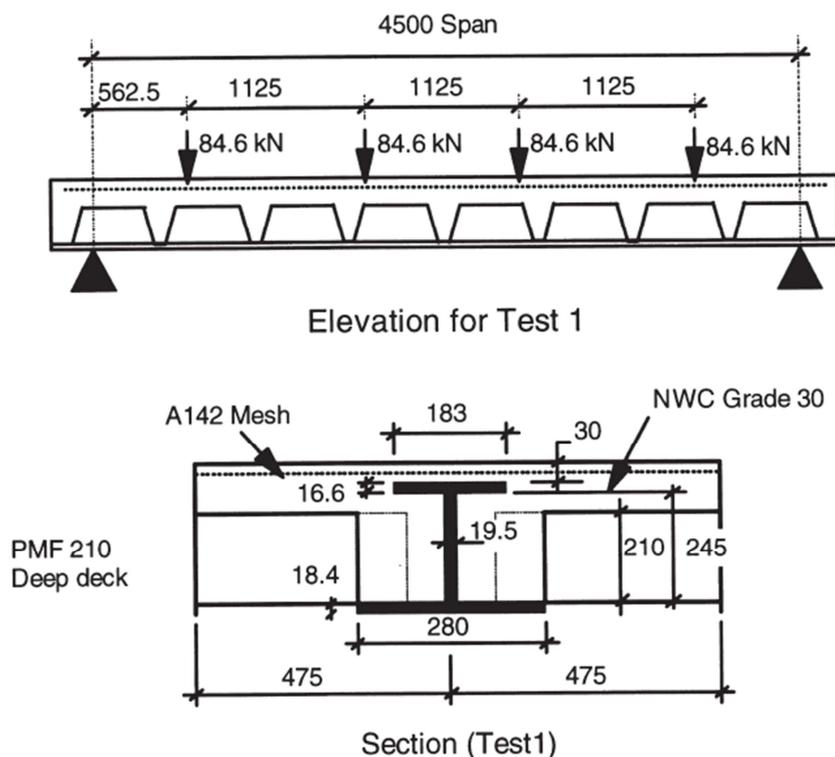


Figura 2. 23 - Carregamento e seção transversal de um dos ensaios realizados, BAILEY (1999)

No modelo numérico as propriedades dos materiais foram as mesmas obtidas nos ensaios. A seção de concreto no modelo numérico foi dividida em 120 segmentos iguais, valor obtido por meio de um estudo de convergência. Nos testes foi possível notar que, independente do número de segmentos adotados, o comportamento encontrado era o mesmo até 580°C, no qual os deslocamentos são governados predominantemente pela curvatura e alongamento térmico, sendo que acima dessa temperatura os efeitos da fissuração do concreto começam a influenciar no modelo. Na figura 2.24 é apresentada a comparação entre os resultados numéricos e experimentais, mostrando uma boa conformidade nos resultados.

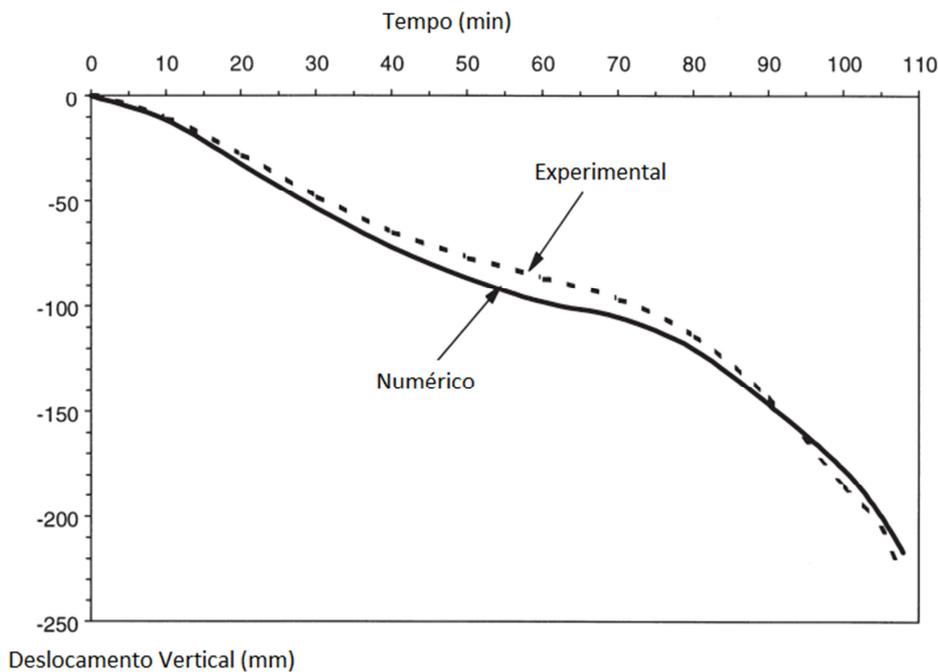


Figura 2. 24 - Comparação entre os resultados numéricos e experimentais, BAILEY (1999)

Nos ensaios em Cardington foi observado que as vigas internas de um compartimento incendiado sofrem instabilidade em locais próximos às ligações, havendo uma redução na transferência de momento da viga para o pilar. A partir daí, procurou-se avaliar a influência do tipo de ligação na capacidade resistente da viga em situação de incêndio.

Mais especificamente no caso das conexões usadas em vigas assimétricas em pavimentos mistos de baixa altura, por estarem completamente revestidas pelo concreto, apresentam temperaturas mais baixas que a viga e mantém toda a sua resistência durante o fogo. Também é esperado que a instabilidade local não aconteça, pois a força axial estará

distribuída no revestimento de concreto, além da restrição ao deslocamento que o revestimento propicia aos elementos do perfil metálico.

Esse efeito nas ligações revestidas foi analisado por meio da modelagem de vigas nas situações simplesmente apoiadas e com ligações semirrígidas, sendo que em ambos os casos foi considerado carregamento distribuído atuando sobre a viga resultando em um momento de 470 kN.m no meio do vão. O ensaio prosseguiu até o instante em que a viga atingiu o deslocamento limite de 300 mm, relativo ao vão/20. O que se nota é o aumento da temperatura limite de 697°C para 798°C quando adotadas as conexões semirrígidas, como mostrado na figura 2.25.

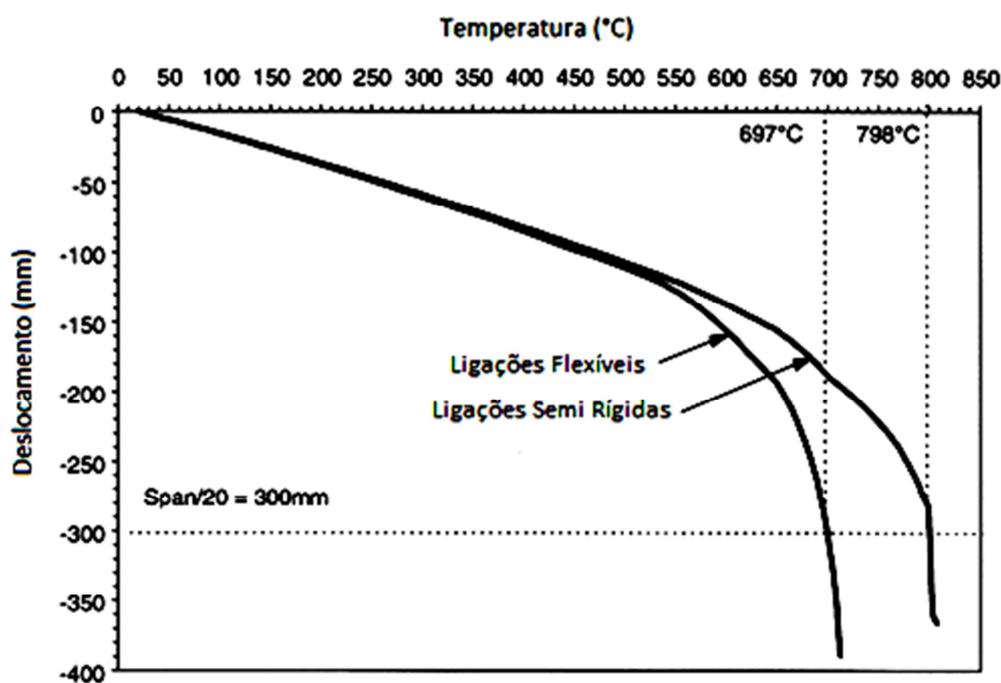


Figura 2. 25 - Deslocamento vertical em função da temperatura da mesa inferior para as conexões simples e semirrígidas, BAILEY (1999)

Esse ganho de temperatura pode apresentar um ganho ainda maior em função do tempo de resistência ao fogo, onde o TRRF pode passar de 60 para 90 minutos. Além disso, para casos onde há furos nas almas das vigas e não super dimensionadas, a perda de TRRF (da ordem de 30 minutos) é compensada pela adoção das ligações semirrígidas.

Porém, vale lembrar que a hipótese básica a ser considerada nessas análises é que toda a estrutura que envolve essa viga possa suportar o momento que é transferido através das ligações. O trabalho também foi importante por apresentar um estudo preliminar do comportamento da estrutura para a futura execução de um ensaio em escala real. Para isso, foi utilizado um pórtico da estrutura que se pretendia ensaiar, mostrado na figura 2.26,

considerando os pilares parcialmente revestidos de forma que sua taxa de aquecimento fosse igual à metade da taxa da mesa inferior da viga.

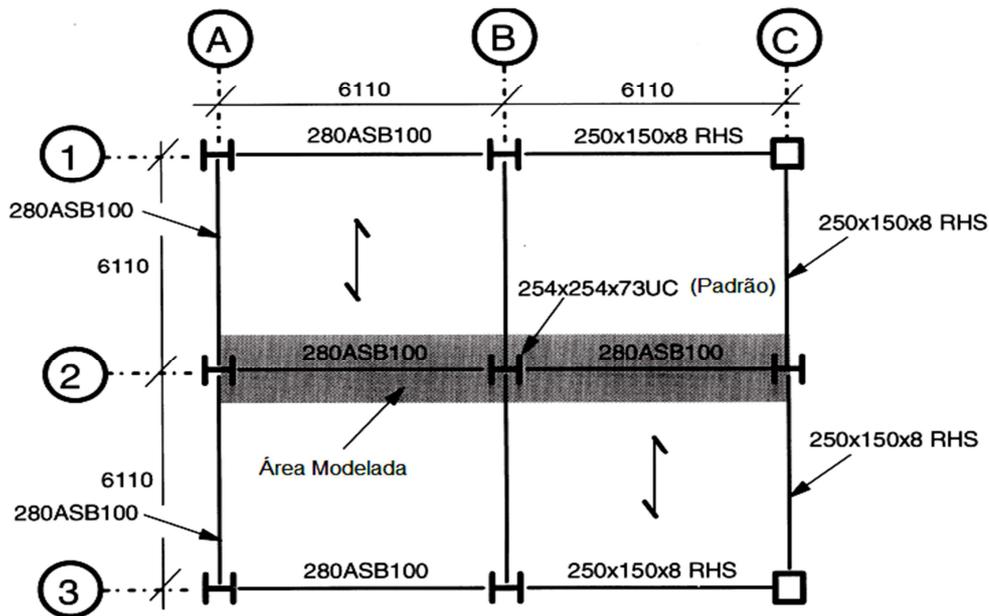


Figura 2. 26 - Planta da estrutura a ser analisada com ênfase no pórtico modelado, BAILEY (1999)

Também foram estudados os casos de ligações rotuladas e semirrígidas, sendo as temperaturas encontradas nas mesas inferiores das vigas no instante em que era atingido o deslocamento limite ($v\grave{a}o/300$), resultaram em 780 e 990°C respectivamente. Foi observado que no caso de ligações semirrígidas os pilares foram capazes de suportar os momentos distribuídos. Por fim, nota-se que a falha da estrutura deve ocorrer preferencialmente devido ao deslocamento excessivo das vigas e não à instabilidade no pilar. De forma que, o colapso da estrutura será atingido quando considerada a taxa de aquecimento do pilar inferior à até 60% da taxa de aquecimento da viga.

Apesar de o elemento finito representar uma viga tridimensional, o modelo adotado só possuía duas dimensões não sendo possível analisar os efeitos de membrana que a laje poderia proporcionar.

- **Mäkeläinen, P. & Ma, Z. (2000) – Fire Resistance of Composite *Slim floor Beams***

Nesse trabalho buscou-se analisar a resistência ao fogo de um novo tipo de viga assimétrica constituída como mostrado na figura 2.27. O estudo consistiu de análise numérica do perfil por meio do código TACS-FIR, desenvolvido pelo “Laboratory of Steel Structures at Helsinki University of Technology”, que tem por base o método das diferenças

finitas. No código são realizadas análises bidimensionais para a obtenção dos campos térmicos a partir da Lei de Fourier.

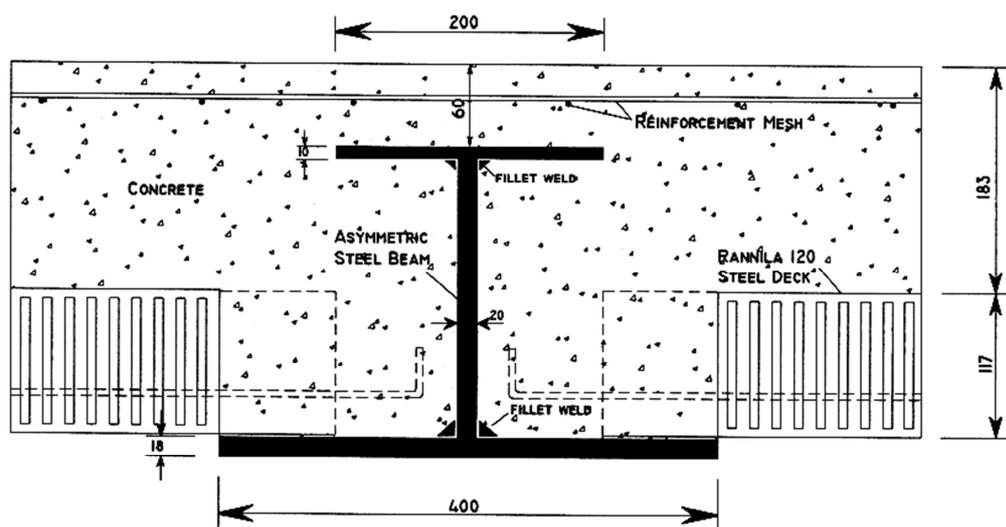


Figura 2. 27 - Seção transversal de viga assimétrica soldada estudada, MÄKELÄINEN & MA (2000)

As considerações utilizadas para a formulação do modelo térmico foram:

- Propriedades térmicas do aço e do concreto adotadas de acordo com o EUROCODE 4, parte 1.2 (1993);
- Emissividades resultantes para as regiões metálicas e da laje de concreto foram de 0,6 e 0,3 respectivamente, sendo o valor do concreto adotado segundo SCHLEICH (1984);
- Fatores de convecção de 25 e 8 W/m²K para as faces expostas e não expostas ao fogo, respectivamente;
- Resistência da interface entre o concreto e o aço foi considerada de 50 W/m²K.

A validação do modelo foi realizada a partir dos resultados de dois ensaios de vigas do tipo SLIMFLOR[®] desenvolvidos pelo SCI, apresentados em LAWSON ET AL. (1997), e também em alguns pilares e outros tipos de vigas mistas. Nesses modelos verifica-se uma grande variação da temperatura, da ordem de 200°C, entre o fim e o meio da mesa inferior do perfil metálico, assim como na alma, apresentando gradiente térmico bastante acentuado. Isso ocorre devido ao revestimento oferecido pelo concreto, sendo que a maior parte da alma apresenta temperaturas inferiores a 400°C e, dessa forma, conserva boa parte de sua resistência. Por fim, no topo do piso de concreto as temperaturas são inferiores a 50°C garantindo o critério de isolamento no piso superior. Essas temperaturas foram

calculadas para o tempo de 60 minutos de exposição à curva de incêndio padrão ISO. O mesmo padrão dos campos térmicos foi observado em NEWMAN (1995).

Também foi analisado o aquecimento segundo as curvas de incêndio natural, apresentadas no anexo B do Eurocode 1 Part 1.2, com parâmetros que caracterizavam uma situação crítica de incêndio. Outras curvas de incêndio natural são mostradas na figura 2.28.

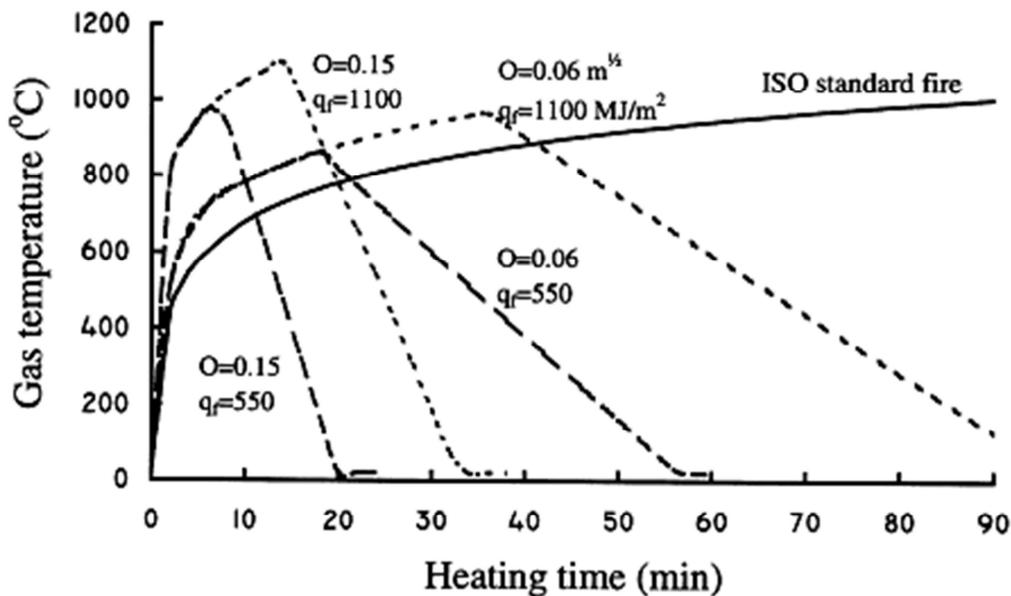


Figura 2. 28 - Comparação do incêndio natural com o incêndio padrão, MÄKELÄINEN (2000)

Para analisar a capacidade resistente estrutural da viga em temperaturas elevadas foi utilizado o método dos momentos plásticos, de forma semelhante à apresentada em NEWMAN (1995), a partir de uma formulação específica que, por sua vez, será apresentada de forma mais detalhada no capítulo 4, pois constitui uma das etapas da análise termoestrutural do trabalho, em conjunto com os modelos numéricos desenvolvidos no DIANA.

É importante lembrar que no cálculo dos momentos resistentes à temperatura ambiente não se utilizam os coeficientes de segurança, pois o incêndio é considerado como uma ação acidental. Mas para o valor de referência do fator de carga à temperatura ambiente os fatores de segurança devem ser utilizados. Com o modelo pronto e validado, foram realizadas análises paramétricas, estudando: *a influência na resistência ao fogo do tipo de concreto, da armadura, da proteção contra incêndio da mesa inferior e também da consideração da continuidade da viga usando o método das rótulas.*

- **Influência do tipo de concreto** – Os concretos leves por apresentarem menor inércia térmica não são tão eficientes como revestimento térmico quanto os concretos

normais e, dessa forma, apresentam momentos resistentes levemente inferiores aos concretos normais, como pode ser visto na figura 2.29.

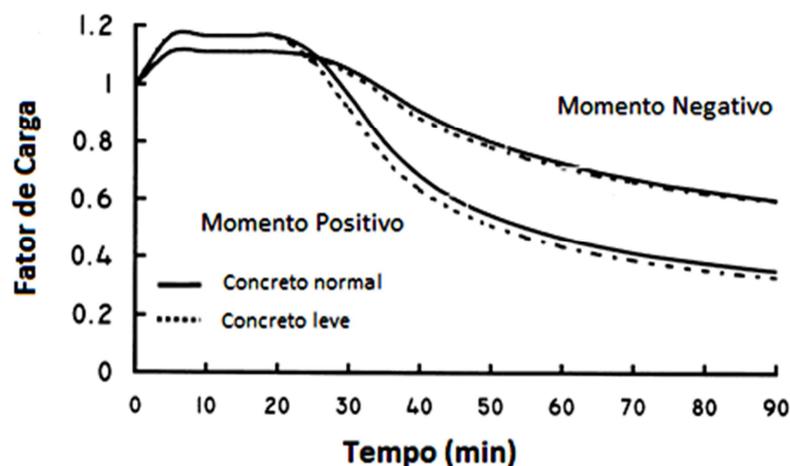


Figura 2. 29 - Influência do tipo de concreto nos fatores de carga das vigas mistas de aço e concreto, MÄKELÄINEN & MA (2000)

- Influência de reforço na armadura e do uso de revestimento contra fogo** – A taxa de armadura da seção transversal não tem grande significância na capacidade resistente da viga, sendo que um aumento considerável na taxa de armadura resultou num ganho de apenas 0,5% no momento resistente. Já o uso de revestimento contra fogo na mesa inferior do perfil tem grande influência na capacidade resistente da seção em temperaturas elevadas, de modo que foi obtido o fator de carga de 0,98 (praticamente capacidade total da seção) após os 60 minutos de exposição. Para 90 minutos o fator de carga ainda é elevado, sendo da ordem de 0,67. Esses resultados são mostrados na figura 2.30.

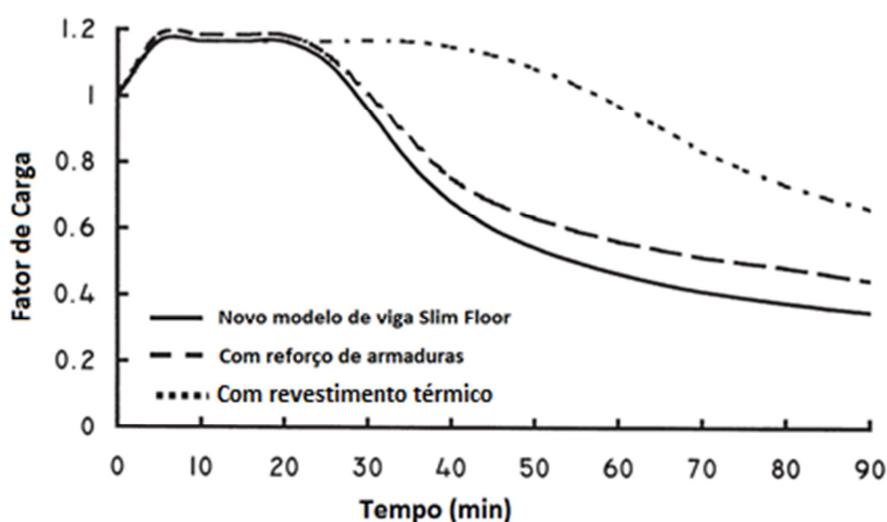


Figura 2. 30 - Influência do reforço com armaduras e da proteção com pintura nos fatores de carga das vigas sob momento positivo, MÄKELÄINEN & MA (2000)

• **Análise da Estrutura considerando a formação de rótulas plásticas em vigas Contínuas** – No caso das vigas contínuas a resistência à flexão depende tanto das regiões de momentos positivos (M_+) quanto das de momentos negativos (M_-), como mostram as expressões que seguem:

- Vãos Internos $\rightarrow M_{res} = M_+ + M_-$.
- Vãos Externos $\rightarrow M_{res} = M_+ + 0,45M_-$.

Esses momentos resistentes devem ser comparados com o momento aplicado considerando uma viga simplesmente apoiada. Dessa forma, podem ser encontrados fatores de carga iguais a 0,52 e 0,58 nos vãos internos e externos, respectivamente, após 60 minutos de exposição ao fogo. Mais detalhes da análise de vigas contínuas são dados em MA & MÄKELÄINEN (2000), próximo artigo a ser comentado nessa seção.

Por fim, é realizada a análise de cada região do perfil na composição da capacidade resistente da seção. Nas regiões de momento positivo, após 60 minutos de exposição ao incêndio ISO, a contribuição da mesa inferior do perfil diminui de 59% para 26%, enquanto que a região da alma abaixo da LNP aumenta de 14% para 55%. A contribuição da mesa superior é muito pequena, pois a LNP se encontra bastante próxima em ambas as situações. Já a laje de concreto apresenta temperaturas muito baixas, de modo que pode ser considerada com resistência total em ambos os casos, resultando numa contribuição da ordem de 20%.

Nas regiões de momento negativo, a laje de concreto está toda tracionada e sua resistência é desconsiderada. Desse modo, as zonas tracionadas do perfil contribuem com 92% de sua resistência quando à temperatura ambiente. Porém, com o aumento de temperatura, as zonas comprimidas da seção passam a contribuir com 42% da resistência, em oposição a 58% das zonas tracionadas. Isso ocorre devido à mudança significativa da posição da LNP após a grande perda de resistência da mesa inferior do perfil. Como se pode notar a posição da LNP é um fator determinante no momento resistente da seção, e também da parcela contribuinte de cada elemento, dessa forma, na figura 2.31 é ilustrada a mudança da posição da LNP no decorrer do aquecimento, para as regiões de momento negativo e positivo.

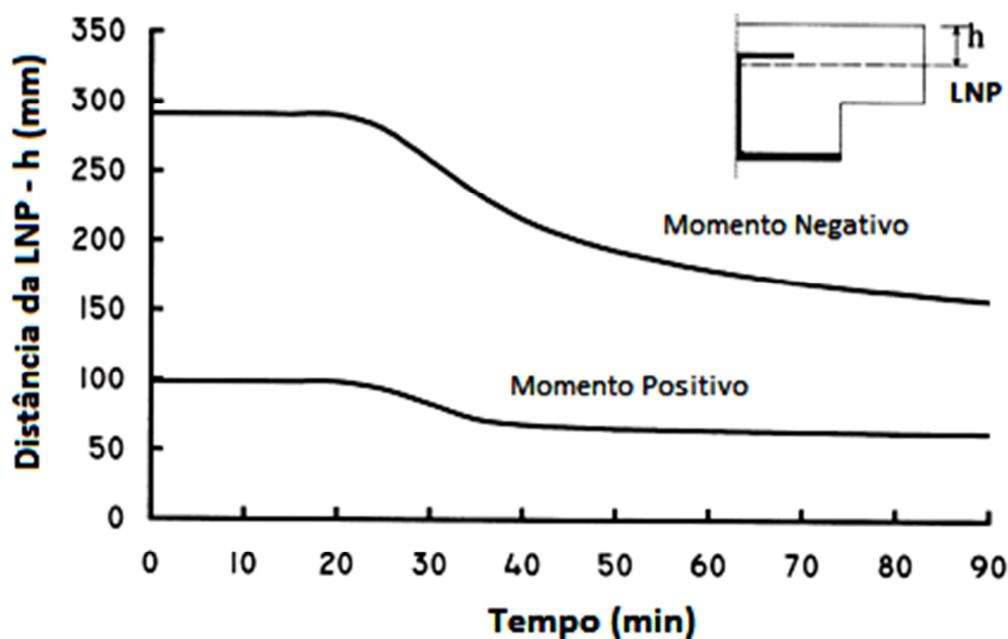


Figura 2. 31 - Mudança da LNP com o decorrer do aquecimento, MÄKELÄINEN (2000)

Já para os casos de aquecimento segundo as curvas de incêndio natural, deve ser levado em conta as regiões de temperatura ascendente e descendente e, conseqüentemente, a irreversibilidade das propriedades mecânicas dos materiais com o resfriamento. No concreto, a resistência é determinada de acordo com a temperatura máxima atingida pelo material, ou seja, não há recuperação de resistência no resfriamento. Já para o aço, a sua resistência se baseia na temperatura atual do material, resultando na recuperação das suas propriedades iniciais após o resfriamento.

Analisando a influência dos parâmetros que definem um incêndio natural, se observa que o aumento da carga de incêndio resulta no colapso mais rápido da viga, mas, de maneira geral, as vigas dos pavimentos mistos de pequena altura podem ser utilizadas sem proteção ao fogo para cargas de incêndio inferiores a 1100 MJ/m^2 , sendo que quando a carga de incêndio é da ordem de 1375 MJ/m^2 o menor fator de carga obtido resulta igual a 0,43 na região de momento positivo.

Dessas análises foram obtidas as seguintes conclusões:

- *Um TRRF de 60 minutos pode ser obtido para vigas simplesmente apoiadas sem nenhum tipo de revestimento contra fogo para fatores de carga inferiores a 0,47.*
- *Se devidamente dimensionada uma ligação resistente a momento, uma viga componente de um sistema do tipo slim floor também pode atingir até 60 minutos de resistência ao fogo sem nenhum tipo de revestimento.*

- A capacidade resistente da viga é dominada principalmente pela parte inferior da alma do perfil, enquanto a mesa inferior perde sua resistência.
- Quando a viga é considerada sob os efeitos de um incêndio natural, não é necessário nenhum revestimento contra fogo quando a carga de incêndio é inferior a 1100 MJ/m².

- **Ma, Z. & Mäkeläinen, P. (2000) – Behavior of Composite *Slim floor* Structures in Fire**

O presente trabalho é dividido em três etapas: a primeira se refere ao estudo da resistência ao fogo de vigas isoladas, a segunda trata da análise de pórticos planos com ligações semirrígidas, com a finalidade de avaliar o efeito da continuidade da viga e da interação entre os elementos do pórtico e, por fim, a última etapa consiste da análise de uma estrutura tridimensional no sistema *slim floor*. Assim como em MAKELAINEN & MA (2000), também foi utilizado o código TACS-FIR com as mesmas condições de contorno para a obtenção dos campos térmicos da seção. Porém, neste artigo foi realizada a análise numérica avançada por meio do código computacional ABAQUS nas situações já apresentadas.

Primeiro, para os modelos de vigas mistas isoladas foram utilizados, com fins de validação, os resultados obtidos nos ensaios de vigas laminadas do tipo ASB (Asymmetric Slimfloor Beam) apresentados em LAWSON ET AL. (1997) e já comentados anteriormente. De maneira geral, os ensaios consistiram de dois perfis diferentes de vigas do tipo ASB (280 ASB e 300 ASB), submetidos a fatores de carga da ordem de 0,4 e aquecidos até que se atingisse o critério de falha especificado pela BS 5950. Dessa forma, a falha nos ensaios que possuíam carregamentos diferentes ocorreu quando foi atingido o deslocamento de vão/20 após 107 minutos e vão/30 após 75 minutos para os perfis 280 ASB e 300 ASB, respectivamente. Porém, na viga 300 ASB a taxa máxima de deslocamento foi atingida antes da flecha máxima (vão/20) ocorrer. Esses resultados foram comparados ao modelo numérico desenvolvido obtendo resposta bastante compatível com os valores experimentais, como pode ser visto na figura 2.32-a.

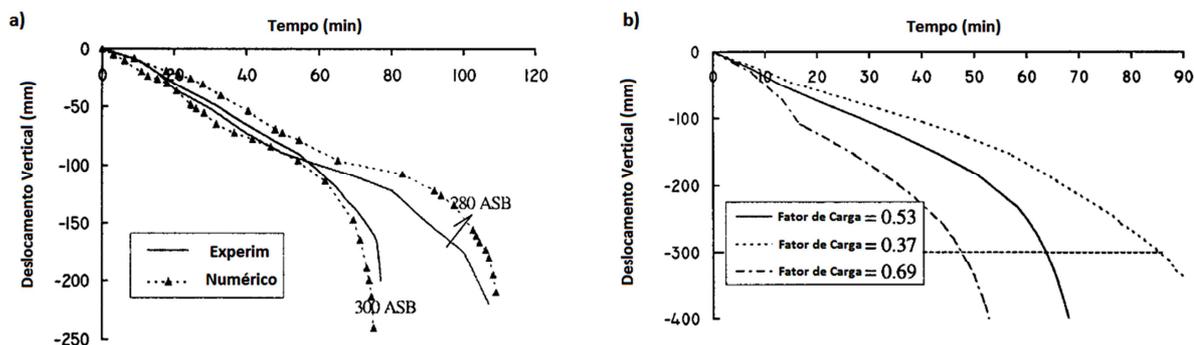


Figura 2.32 - Gráficos de deslocamento vertical em função do tempo de exposição ao fogo para as vigas do tipo, a) ASB e b) Assimétricas Soldadas, MA & MÄKELÄINEN (2000)

De maneira geral o comportamento estrutural obtido pelo modelo numérico representou bem os resultados experimentais, porém, o autor observa também que os valores obtidos por meio das normas vigentes na época levam a resultados conservativos.

Também foram analisadas as vigas Finlandesas soldadas, estudadas em MÄKELÄINEN & MA (2000), porém com a fôrma de aço para laje mista de altura maior. O carregamento aplicado consistia de quatro forças concentradas de modo a obter um fator de carga igual a 0,53. Outros fatores de carga foram analisados e observou-se que para valor igual a 0,53, aos 60 minutos de exposição ao fogo, ainda não havia atingido o critério de falha. Para um fator de carga igual a 0,69 a estrutura atingiu o deslocamento máximo de $v_{\text{vão}}/20$ no tempo de 47 minutos. Esses resultados são mostrados na figura 2.32-b.

A partir das análises também foi possível entender o comportamento de vigas com restrições axiais. Para a consideração desses efeitos foram utilizadas molas na representação da ligação com os pilares, assumindo que a ligação era completamente protegida contra o fogo, não havendo aumento de temperatura.

Dessa forma, observou-se que após 60 minutos de exposição, a viga com maior restrição axial apresentou deslocamento maior no meio do vão, mas, depois disso, os deslocamentos se tornaram mais estáveis. Esse comportamento estrutural é causado pelo efeito secundário P-Delta e a ação catenária em grandes deslocamentos, sendo descrito da seguinte forma: *durante as primeiras etapas de aquecimento ocorre um significativo esforço axial de compressão devido à rápida expansão térmica da viga, de forma que, quanto mais rígida a restrição axial maior o esforço gerado. Enquanto isso há o encurvamento da viga, causado pelo desenvolvimento do gradiente de temperatura na sua seção, aumentando*

ainda mais o deslocamento vertical. No entanto, com o aumento do deslocamento vertical a ação catenária começa a fazer efeito levando à estabilização dos deslocamentos.

Na análise do pórtico, mostrado na figura 2.33, foi possível estudar a interação mecânica entre os elementos que o compõem.

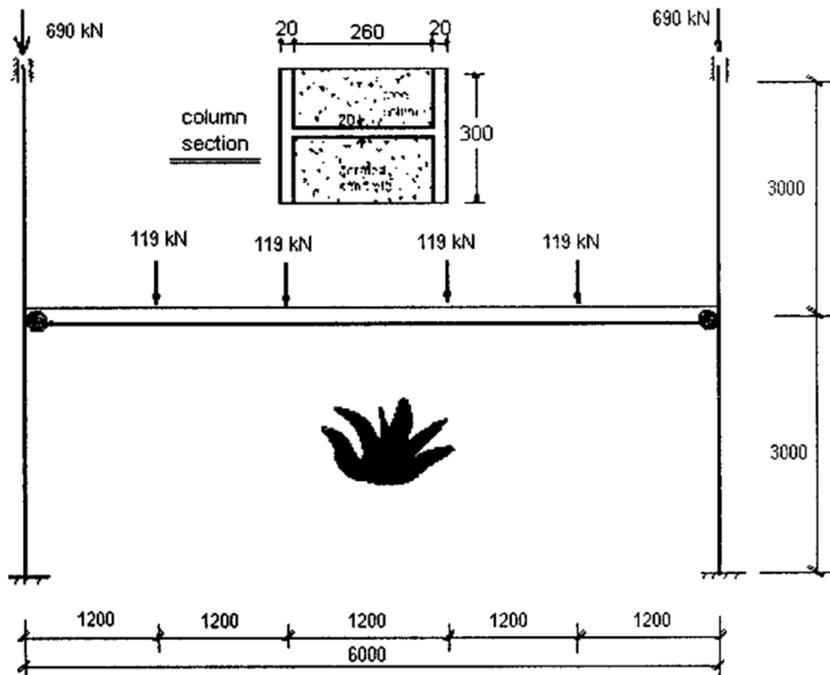


Figura 2. 33 - Pórtico analisado, MA & MÄKELÄINEN (2000)

Nesse modelo foram consideradas também armaduras de reforço antifissuras, sendo os pilares do pórtico preenchidos entre as mesas com blocos de concreto, sem fins estruturais. Foram analisadas três situações: Ligação entre a viga e o pilar rotulada, semirrígida e rígida, com rigidezes rotacionais de 600 e 2000 kN.m/rad, respectivamente. Quando comparado com a viga isolada simplesmente apoiada, o pórtico rotulado é mais estável frente ao incêndio, apresentando deslocamentos maiores na fase inicial de aquecimento e, em seguida, deslocamentos mais estáveis devido à ação de catenária. Nos casos em que há rigidez à rotação, se observa que os deslocamentos verticais na viga se tornam menores quanto maior for a rigidez da ligação.

Na verdade, a ligação semirrígida atua no sentido de diminuir o fator de carga que pode ser aplicado na viga, como apresentado em BAILEY (1999). Dessa forma, é proposto que ao se analisar uma viga simplesmente apoiada com um fator de carga modificado, obtido pela equação 2.1, obtém-se o mesmo efeito de analisar a viga pertencente ao pórtico com as devidas restrições nas ligações. O fator de carga modificado (R) nada mais é que uma

simplificação para a consideração dos efeitos de diferentes situações de ligação entre a viga e o pilar.

$$R = \frac{M_{iso}}{M_+ + \min(M_-, M_{lig})} \quad (2.1)$$

Na equação 2.1, valem:

- M_{iso} – Momento da viga isostática;
- M_+ - Momento plástico da seção de momento positivo;
- M_- - Momento plástico da seção de momento negativo;
- M_{lig} – Mínimo valor do momento de plastificação da ligação.

Para uma viga pertencente a um pórtico qualquer, o momento de plastificação da ligação é tomado como a média dos momentos à esquerda e à direita, conforme a equação 2.2.

$$M_{lig} = \frac{1}{2} (M_{lig,esq} + M_{lig,dir}) \quad (2.2)$$

Utilizando as equações 2.1 e 2.2 em vigas simplesmente apoiadas e comparando com resultados de vigas que estejam incluídas em pórticos rígidos ou semi-rígidos é possível observar que a equação representa de maneira satisfatória o comportamento da rigidez da ligação. Esse método proporciona uma maneira fácil de calcular a resistência ao fogo da viga quando há restrições rotacionais nas ligações.

Outro ponto importante no trabalho em questão foi o estudo da redistribuição de momentos e variação da força axial em função do aquecimento do pórtico bidimensional. Sabe-se que a rigidez de uma estrutura diminui conforme o incêndio se desenvolve. Na maioria dos casos, o fogo é limitado a uma dentre as diversas salas ou andares de um edifício, de forma que a degradação de suas propriedades mecânicas ocorre somente de forma localizada e, por essa razão, muda a relação original entre as rigidezes das vigas e dos pilares do compartimento em chamas resultando na redistribuição dos momentos nesses elementos.

No pórtico em questão, nos primeiros 15 minutos de exposição ao fogo, os momentos crescem consideravelmente, para só em seguida começarem a reduzir atingindo valores bem menores que aqueles observados à temperatura ambiente, ou até mesmo mudando de sentido, como pode ser visto na figura 2.34-a. Em relação aos esforços axiais na viga, é notado o mesmo comportamento, sendo a rápida expansão térmica causadora do

acréscimo dos esforços axiais até o tempo de 15 minutos. Essa expansão é neutralizada gradativamente devido à diminuição da rigidez axial da viga e também devido à ação catenária. Essa situação é mostrada na figura 2.34-b.

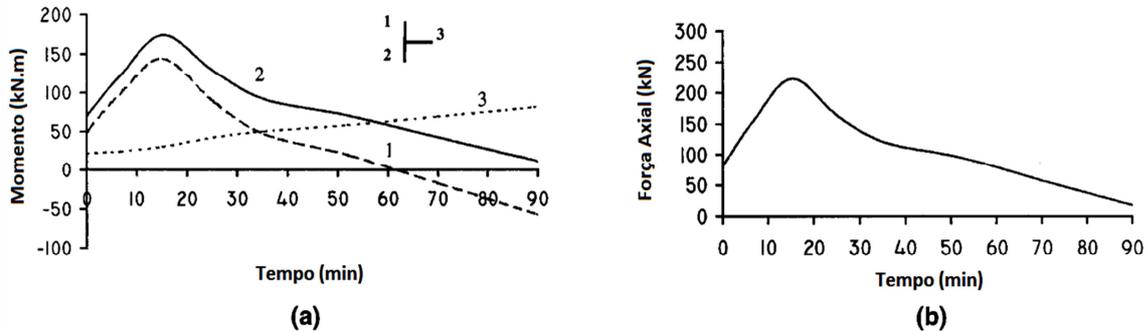


Figura 2. 34 - a) Variação de momento da viga e dos pilares; b) Variação da força axial na viga, MA & MÄKELÄINEN (2000)

Desse modo, pode-se associar a mudança dos momentos na extremidade da viga a três fatores: a variação da força axial na viga; a curvatura da viga durante o aquecimento, uma vez que devido à sua continuidade essa deflexão é transportada até a ligação, onde será contida gerando um esforço adicional nessa região; e a variação da relação entre as rigidezes dos elementos estruturais, já mencionada anteriormente. Apesar de essas restrições serem de alguma forma vantajosas para a estrutura, os esforços gerados pela expansão térmica da viga são prejudiciais à estabilidade dos pilares. O efeito P-Delta pode reduzir a capacidade resistente do pilar ao fogo, especialmente nos de borda.

Por fim, é analisada a resposta estrutural de um pavimento tridimensional com ligações viga-pilar rotuladas. A carga aplicada consiste de um carregamento distribuído igual a 2,5 kN/m² na laje mista que resulta em um fator de carga igual a 0,15 na mesma, sendo que tal carregamento é aplicado na viga a partir de 4 cargas concentradas, resultando em um fator de carga, para a viga, igual a 0,69.

A partir do modelo numérico obteve-se máxima deflexão na laje igual a 318 mm e na viga central igual a 302 mm. O piso manteve a estabilidade após 90 minutos de exposição ao aquecimento segundo a curva ISO e mostra que os deslocamentos relativos máximos entre a viga e a laje são pequenos, concluindo que a viga na estrutura tridimensional apresenta um desempenho bem melhor que a viga isolada. Assim, quando aplicado o fator de carga modificado e analisada a viga isolada, é obtido um comportamento bem próximo da análise da estrutura completa.

Também é levado em consideração no modelo tridimensional que, as mesas inferiores das vigas de borda estão protegidas pelas paredes e fechamento do edifício. Quando as vigas estão protegidas não há degradação das propriedades físicas, garantindo maior restrição à laje de concreto. Na análise desse caso, o deslocamento vertical máximo na estrutura resultou igual a 230 mm, ou seja, 88 mm menor se comparado às vigas de borda quando foram deixadas desprotegidas, observando assim que a proteção das vigas de borda também afeta a estabilidade das outras vigas expostas ao fogo. Esse ganho de estabilidade da estrutura está associado à possibilidade da laje poder desenvolver o efeito de membrana na tração, não sendo possível no caso das vigas desprotegidas, pois as mesmas não possuíam resistência suficiente para tal.

- **Schaumann, P. & Hothan, S. (2002) – Fire Design of a New *Slim floor* Beam System Using FEM-Analysis**

O trabalho em questão consiste da análise numérica de um novo tipo de viga para sistemas de pisos mistos de baixa altura; a viga consiste de um perfil “Hat Beam” formado pela união soldada de uma chapa de aço plana a um perfil U, como mostra a figura 2.35. Na análise foi utilizado o pacote computacional ABAQUS para a obtenção dos campos térmicos e, a partir daí, planilhas eletrônicas para o cálculo dos momentos plásticos resistentes da seção. O trabalho também avaliou a influência de considerar a troca de calor por radiação dentro da cavidade da seção.

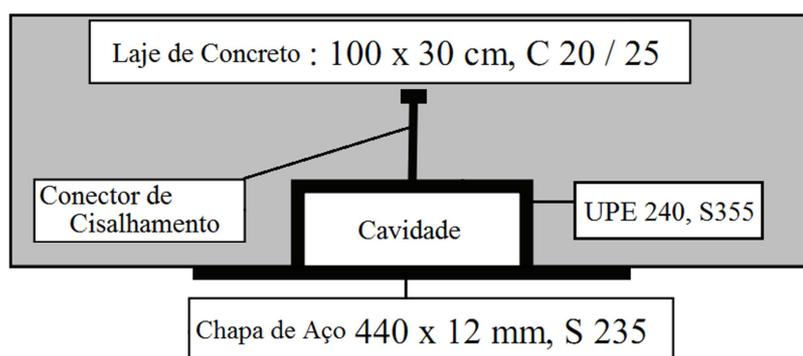


Figura 2. 35 - Seção da viga analisada, SCHAUMANN & HOTHAN (2002)

Os campos térmicos foram obtidos em campo bidimensional, sendo a seção transversal modelada a partir de elementos sólidos de 4 nós com o uso da simetria da seção, para reduzir o custo computacional. Dessa forma, na direção normal ao eixo de simetria não há transferência de calor e são definidas condições de contorno adiabáticas nas bordas

verticais do modelo. É desconsiderada a transferência de calor por radiação na face superior da laje, pois a perda de calor nessa região possui pouca influência, sendo possível considerar essa como uma superfície adiabática, tendo apenas a face inferior da viga exposta ao fogo.

No que diz respeito à transferência de calor por radiação no interior da cavidade do perfil, pode-se notar que há a influência tanto do valor da emissividade quanto do fator de visada. Como está sendo utilizado apenas o modelo com metade da seção, o eixo de simetria funciona como um espelho para a radiação. O próprio ABAQUS faz a análise do fator de visada e controla a quantidade de calor que sai e chega em cada superfície. Supondo as superfícies internas da cavidade divididas em 20 elementos finitos, os fatores de visada são escritos na forma de uma matriz 20 x 20, onde cada elemento a_{ij} , relaciona a quantidade de calor que sai do elemento i e chega ao elemento j .

Em um sistema conservativo, onde não há perda de calor, todo calor que sai de um elemento atingirá outro independente do sentido que será lançado. Desse modo, é possível controlar a precisão do sistema a partir de verificações simples como, por exemplo, a soma de todos os elementos de uma linha deverá ser igual a 1 sendo que, por definição, o fator de visada está sempre entre 0 e a unidade. Conseqüentemente, a soma de todos os elementos da matriz deverá resultar no número de divisões que a superfície em questão foi dividida, nesse caso igual a 20. Outra consideração importante sobre a matriz dos fatores de visada é que ela deve ser simétrica.

Nota-se então que a consideração da radiação na cavidade afeta o campo térmico do perfil metálico de maneira localizada, pois a temperatura do concreto não sofre grande variação de temperatura. Já na mesa superior, para uma exposição ao fogo de 30 minutos, no caso em que é considerada a radiação interna, a temperatura é aproximadamente o dobro de quando não era levada em conta, e essa relação é ainda maior com o desenvolvimento do incêndio. As temperaturas máximas obtidas na mesa inferior do perfil metálico são menores para o caso em que se considera a radiação na cavidade, pois parte desse calor é transferido para as demais superfícies internas. Porém, essa diferença não é muito grande, sendo da ordem de 100°C para o tempo de exposição de 120 minutos.

Pode-se observar, na figura 2.36, a diferença entre os momentos resistentes da seção para as duas hipóteses de troca de calor na cavidade para diversos tempos de exposição.

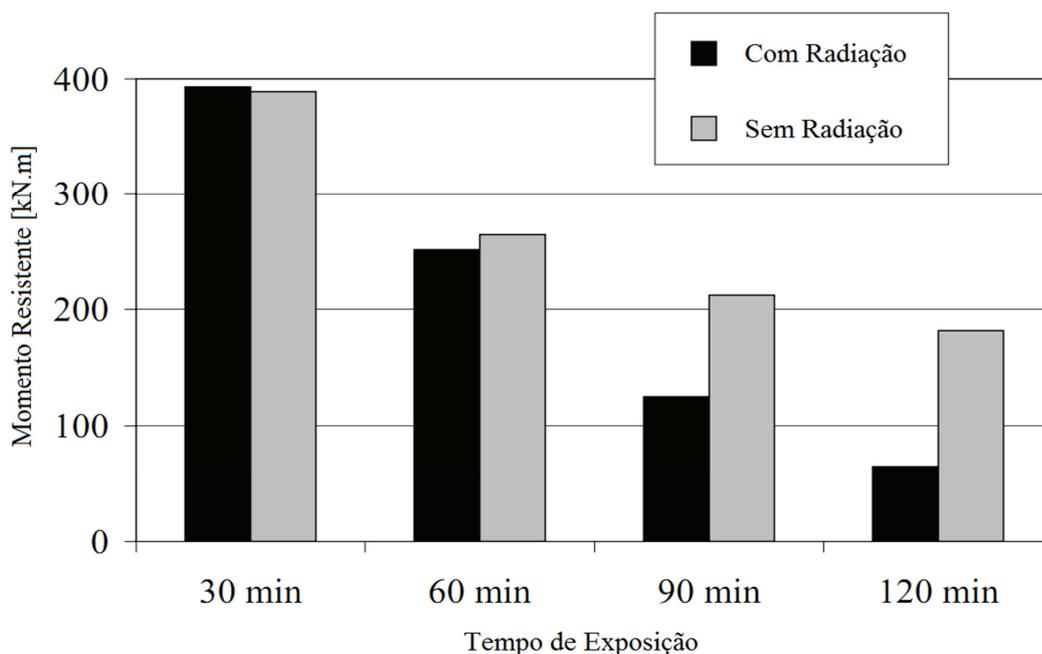


Figura 2. 36 - Comparação entre os momentos de plastificação nos casos em que se considera ou não a radiação de calor dentro do perfil, SCHAUMANN & HOTHAN (2002)

Analisando o caso para 30 minutos de exposição ao fogo, a consideração da radiação se torna benéfica pois, a pequena diferença entre os momentos de plastificação se dá devido à menor temperatura da mesa inferior no caso com radiação e, conseqüentemente, à menor degradação de suas propriedades físicas. Tal situação muda drasticamente quando são atingidos 90 minutos de exposição e a mesa inferior atinge temperaturas elevadas, nas duas situações, perdendo a sua resistência e restando à mesa superior a maior parcela na formação do momento resistente. Dessa forma, quando é considerada a radiação no interior da seção, a mesa superior estará com uma temperatura bastante elevada e resistência diminuída, resultando em valores baixos para o momento resistente. Esse efeito é acentuado para o tempo de exposição de 120 minutos.

Por fim, foi estudada a influência do tipo de aço na composição do perfil. Várias composições de perfis foram construídas com diferentes tipos de aço para o perfil U e para a chapa, e conclui-se que ao utilizar um aço mais resistente para o perfil do que para a chapa a seção mostrou melhor comportamento frente ao fogo. Isso ocorre, pois a chapa estará com temperaturas mais elevadas que o perfil, devido ao contato direto com o fogo e à resistência térmica da interface, resultando numa grande penalização da sua resistência, independente da resistência característica do material. Por essa razão é melhor investir na resistência do

perfil U, que estará com temperaturas menores e poderá contribuir mais para a resistência da seção, principalmente em tempos de exposição mais elevados.

- **Dong, Y. & Prasad, K. (2009) – Behavior of Full-Scale Frames with *Slim floor Slab* Construction Under Exposure in a Fire Resistance Furnace**

Este artigo, de caráter experimental, relata os ensaios de duas estruturas mistas em tamanho real com o sistema estrutural de pisos mistos de baixa altura e viga parcialmente revestida. No primeiro ensaio as ligações da viga com a coluna foram revestidas por uma manta de fibra de silicato de alumínio refratária, enquanto que no segundo ensaio, além das conexões, os pilares também foram revestidos contra o incêndio; o pórtico e viga ensaiada são mostrados na figura 2.37.

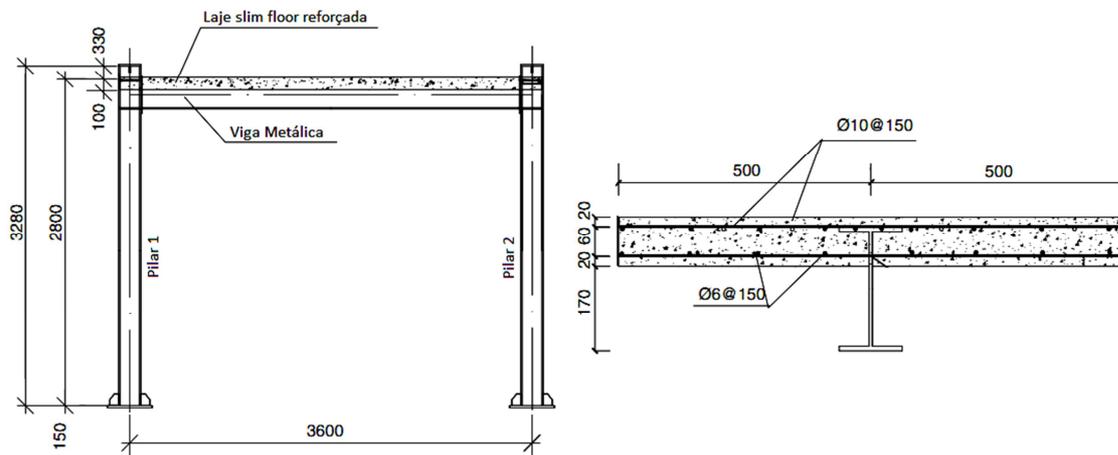


Figura 2. 37 - Esquema dos Ensaios 3 e 4, DONG & PRASAD (2009)

Previamente à realização dos ensaios em *slim floor*, foram realizados dois ensaios no sistema de piso misto comum, com a laje sobre a mesa superior do perfil metálico, sendo também um com as ligações revestidas e o outro com as ligações e pilares revestidos contra o fogo. Em todos os ensaios realizados, as ligações entre a viga e o pilar foram projetadas de forma que todo o esforço entre os elementos fosse transferido. A estabilidade fora do plano do pórtico era garantida por meio de tubos metálicos vazados, não proporcionando nenhum tipo de travamento adicional ao pórtico.

Foram realizados então quatro ensaios distintos, correlacionados dois a dois. Para facilitar o entendimento ao longo do texto, os ensaios referentes aos pórticos de sistemas mistos convencionais sem e com a proteção nos pilares serão chamados de ensaios 1 e 2,

enquanto que os de sistemas mistos de baixa altura, enfatizados no artigo em questão, sem e com a proteção nos pilares serão numerados de 3 e 4, respectivamente.

É importante lembrar que, devido à diferença entre os momentos de inércia das vigas mistas comuns e parcialmente revestidas, a capacidade à flexão do caso convencional pode ser até 85% maior. Mas o que se pretende analisar é a resistência frente ao fogo, que consiste em aplicar um determinado fator de carga na estrutura e verificar o tempo que ela resiste até a sua falha.

● **Análise de resultados para o ensaio 3 (pórtico em *slim floor* com os pilares desprotegidos)**

O aquecimento foi programado para se comportar segundo a curva de incêndio padrão apresentada na ISO 834 e prosseguiu até à falha da estrutura, sendo a aquisição de dados feita até o resfriamento total da estrutura. Nesse ensaio a falha ocorreu por formação de uma rótula plástica no pilar após 73 minutos do início do aquecimento, com temperatura média no forno igual a 848°C. Em comparação, o ensaio 1 (sistema misto convencional sem proteção nos pilares) apresentou falha da estrutura, também por formação de rótula plástica no pilar, após 61min de exposição e temperatura média no forno de 813°C.

Os ensaios 1 e 3 apresentam comportamentos bem distintos devido à diferença do desenvolvimento dos campos térmicos e o gradiente de temperatura formado nas seções, que no caso do *Slim floor*, após 73 minutos de aquecimento, apresentou diferença de temperatura entre a mesa superior e inferior da ordem de 600°C; já no ensaio 1 essa diferença de temperatura era de apenas 221°C.

Em relação aos deslocamentos horizontais nos pilares da estrutura, tanto no topo quanto em meia altura nota-se que, conforme a viga mista vai expandindo, os pilares são deslocados de maneira linear para sentidos opostos e com mesma intensidade. Esse comportamento se desenvolve até a temperatura de 450°C, quando então os deslocamentos se tornam não lineares e assimétricos, em razão principalmente da degradação térmica do material. O fato da instabilidade se desenvolver em apenas um dos pilares ocorre devido às imperfeições geométricas do mesmo. Na fase de resfriamento, o comportamento ainda é assimétrico e resulta em deslocamentos residuais de 16,6 e 16,7mm em cada um dos pilares. Os deslocamentos dos pilares são mostrados na figura 2.38.

No que diz respeito ao deslocamento vertical, nota-se o encurvamento do piso devido à perda de rigidez da estrutura e à expansão térmica da viga segundo o gradiente de temperaturas e as restrições axiais. Também se observa a não linearidade após os 450°C e a mudança brusca no comportamento da viga quando houve a instabilidade do pilar. No final do ensaio foi encontrado deslocamento residual de 18,7mm. Por meio da análise visual da estrutura após o ensaio, foi observado que a instabilidade ocorreu nas proximidades da ligação e que no ensaio 1 houveram fissuras diagonais próximas à ligação da viga com o pilar, fato esse que não ocorre nos pavimentos mistos de baixa altura.

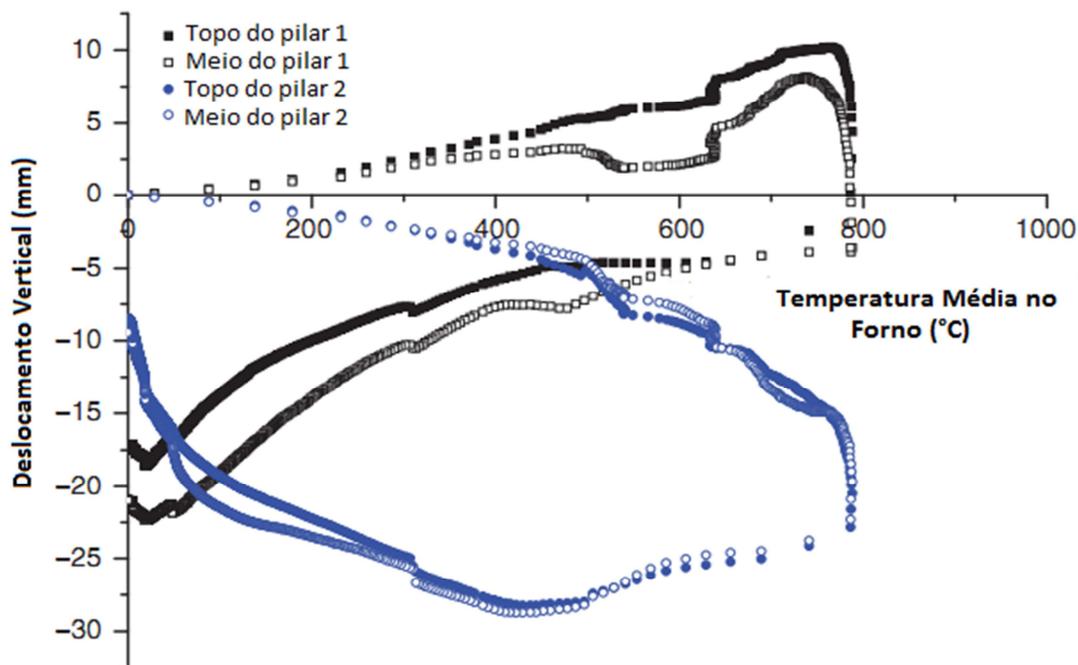


Figura 2. 38 - Deslocamentos horizontais dos pilares 1 e 2 em função da temperatura média do forno para o ensaio 3, DONG & PRASAD (2009)

Os diferentes panoramas de fissuração são explicados pelo modo como a carga é transferida da laje para a viga pela ação mista. Nos ensaios em sistemas mistos convencionais foram utilizados conectores de cisalhamento do tipo Stud Bolt, enquanto que nos pisos mistos de pequena altura a viga estava inserida na laje de concreto e soldada a ela haviam barras de reforço. Dessa forma, nos sistemas convencionais os esforços estão concentrados em uma pequena região ao redor dos conectores resultando nas fissuras diagonais.

Já nos sistemas em *slim floor*, a viga inserida no concreto resulta na melhor distribuição dos esforços ao longo da espessura, no melhor aproveitamento do comportamento misto dos materiais e na distribuição mais uniforme das cargas em toda

espessura da laje, resultando em fissuras horizontais e em maior quantidade que no caso convencional.

● **Análise de resultados para o ensaio 4 (pórtico em *slim floor* com os pilares protegidos)**

A partir dos ensaios 2 e 4, foi constatado que quando os pilares estão devidamente protegidos, a falha irá ocorrer por problemas na viga mista. O ensaio 4 foi conduzido até 89 minutos após a ignição, quando apresentou instabilidade local na viga e atingiu a temperatura média dos gases no interior do forno igual a 1026°C. No ensaio 2, o tempo de desligamento do forno foi de 88 minutos após a ignição, mas com temperatura de 868°C.

No artigo, o autor só realizou as comparações em função dos tempos de exposição ao fogo da estrutura concluindo que a resistência ao fogo do sistema *slim floor* é pelo menos tão boa quanto a de um sistema misto convencional; Porém, apesar de apresentar o mesmo tempo para a falha da estrutura, a temperatura dos gases no forno no sistema *slim floor* está mais elevada, havendo então uma diferença na taxa de aquecimento da estrutura, dessa forma, questionando a conclusão do autor.

De maneira geral, os deslocamentos horizontais nos pilares foram bem menores que no ensaio 3, sendo que em temperaturas abaixo de 480°C se comportam de forma linear. Acima dessa temperatura o comportamento se torna fortemente não linear e assimétrico devido ao encurvamento da viga mista e à degradação das propriedades térmicas do material. Quando comparado ao ensaio 3, com os pilares desprotegidos, a principal diferença nos deslocamentos verticais da viga se deu no intervalo de 7 a 27 minutos, no qual houve um pequeno retrocesso, devido à ação da restrição axial na viga oferecida pelos pilares que, por sua vez, estavam mais rígidos, como pode ser visto na figura 2.39.

O deslocamento vertical da viga atingiu o seu máximo na fase de resfriamento, com o valor de 28,9mm e bem após o desligamento do forno. Ao fim do ensaio o deslocamento residual encontrado foi de 11,1mm, ou seja, quase 1/3 do seu valor máximo. Os resultados desse ensaio indicam que os pilares apresentam comportamento simétrico tanto no aquecimento quanto no resfriamento, sendo os deslocamentos durante a fase de aquecimento desenvolvidos para o exterior do pórtico; porém, após o resfriamento, o deslocamento residual resultou nos pilares curvados para o interior do pórtico.

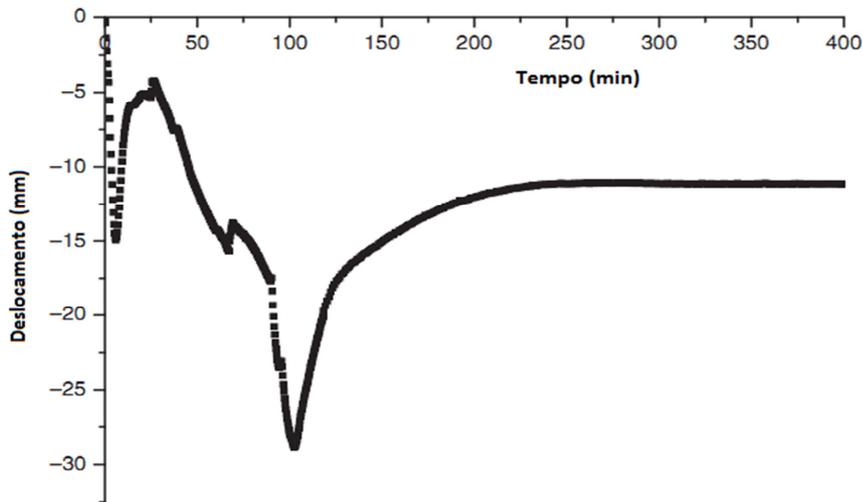


Figura 2. 39 - Deslocamento vertical das vigas mistas no ensaio 4, DONG & PRASAD (2009)

Como dito anteriormente, a capacidade a flexão de uma estrutura formada por um sistema misto convencional é de até 85% se comparada a dos sistemas *slim floor*, podendo assumir que o seu comportamento frente às ações térmicas também fosse melhor. Porém, a resistência térmica dos sistemas de pisos mistos de pequena altura é tão satisfatória quanto a dos sistemas convencionais devido à proteção térmica que o sistema oferece às vigas metálicas.

Considerações sobre o incêndio e as ações térmicas nas estruturas

3.1 Histórico

O fogo descontrolado é uma força destrutiva que causa que pode resultar em grandes prejuízos financeiros e, principalmente, humanos. Infelizmente, praticamente todas as estruturas estão sujeitas aos incêndios (BUCHANAN, 2002), sendo que, eventualmente, ele poderá ocorrer, restando como opção a extinção do fogo o mais rápido possível de modo a minimizar os seus danos. Para isso, são desenvolvidas proteções do tipo passivas e ativas, que tem como objetivo principal a contenção do incêndio possibilitando de forma segura a desocupação dos ambientes que compõe uma dada edificação de interesse.

Porém, apesar de o fogo ser um assunto de extrema importância e estar sempre presente em nossas vidas, a preocupação em projetar estruturas resistentes à ação de um incêndio é recente, principalmente no contexto brasileiro. Os estudos sobre o tema só tiveram início após o acontecimento de eventos dessa natureza que resultaram em grandes perdas.

Os incêndios são registrados durante toda a história, sempre com consequências desastrosas. Um dos primeiros casos de interesse registrado foi o grande incêndio de Roma,

ocorrido no ano de 64 d.C. ilustrado na figura 3.1, muito famoso pela maneira (teóricamente) de como foi iniciado, em que se relata que o Imperador Nero planejou o incêndio na cidade, para que fosse construída uma nova Roma, ainda mais majestosa. Mas a versão mais aceita é de um acidente proveniente do fogo utilizado nas casas, o qual se alastrou por toda a cidade devido às estruturas de madeira típicas na época.



Figura 3. 1- Ilustração do grande incêndio de Roma em 64 d.C Fonte: www.sobreroma.com

Apesar dos diversos incêndios ocorridos desde a antiguidade, a preocupação em estudar métodos para prevenir ou amenizar os efeitos de um incêndio só foi despertada após o grande incêndio de Londres, em 1666, o qual destruiu, além do centro da cidade, mais de 13.200 casas, 87 igrejas, a Catedral de Saint Paul e a maior parte das construções das autoridades. Cita-se ainda como acidente de interesse da antiguidade a catástrofe em Lisboa, no ano de 1755, ilustrado na figura 3.2, cuja ação conjunta de um terremoto seguido de um maremoto abalou a cidade gerando inúmeros focos de incêndio, deixando mais de dez mil vítimas fatais.



Figura 3. 2 - Ilustração do terremoto e maremoto em Lisboa no ano de 1755 Fonte: commentetrepersan.blogspot.com

Recentemente, destaca-se o caso do desastre na usina de Fukushima Daiichi, localizada na costa leste do Japão, o qual se deu após um terremoto de 8,9 graus na escala Richter, resultando em um tsunami que atingiu o Japão no dia 11 de Março de 2011, causando, além de inúmeras mortes e destruição, um dos maiores incidentes nucleares da história mostrado na figura 3.3.



Figura 3.3 - Incêndio na usina nuclear de Fukushima, Japão Fonte: odia.terra.com.br

Após os abalos, ocorreram explosões na usina resultando em problemas no sistema de refrigeração, de modo que o incêndio persistiu por vários dias com ocorrência de novas explosões que dificultaram os trabalhos de contenção da radioatividade na região, resultando em um isolamento de 20 km da área afetada. Os terremotos e tsunamis que atingiram o Japão, segundo a última apuração policial, deixaram mais de 14.000 mortos e 13.300 feridos e um prejuízo direto avaliado em 306,2 bilhões de dólares. Apesar das diferenças entre as áreas e o povoamento das regiões afetadas pelos incidentes descritos, é possível observar que a evolução das tecnologias de minimização de danos para terremotos e incêndios foram de grande auxílio, diminuindo consideravelmente o número de vítimas e a perda de patrimônio.

A maior parte dos incêndios não ocorre somente por meio de grandes catástrofes. Segundo HALL (2003) apud FERNANDES (2006), o maior número de casos de incêndio ocorrem em residências com poucos pavimentos, mas ainda assim são registradas mais de dez mil ocorrências de incêndio em grandes edifícios por ano só nos Estados Unidos.

Já no âmbito nacional, alguns incêndios têm destaque no Século XX e, segundo REGOBELLO (2007), foram esses que impulsionaram a sociedade na busca por soluções voltadas à prevenção de incêndios e minimização dos seus danos. Mais especificamente é citado em REGOBELLO (2007) que até a década de 70, quando foram registrados os acidentes nos *EDIFÍCIOS ANDRAUS* e *JOELMA*, ambos na cidade de São Paulo, bem como no prédio da Caixa Econômica do Rio de Janeiro, não havia nenhum tipo de regulamentação de segurança contra incêndio, fato esse que dificultava significativamente o trabalho dos bombeiros. No caso do incêndio do *EDIFÍCIO ANDRAUS*, mostrado na figura 3.4^a, ocorrido no ano de 1972 foram registradas 16 mortes e, segundo KIMURA (2009), foi constatado que não havia nenhum tipo de sistema de segurança, tais como chuveiros automáticos, sinalização de saídas de emergência e alarmes de detecção automática, dificultando a desocupação do edifício.

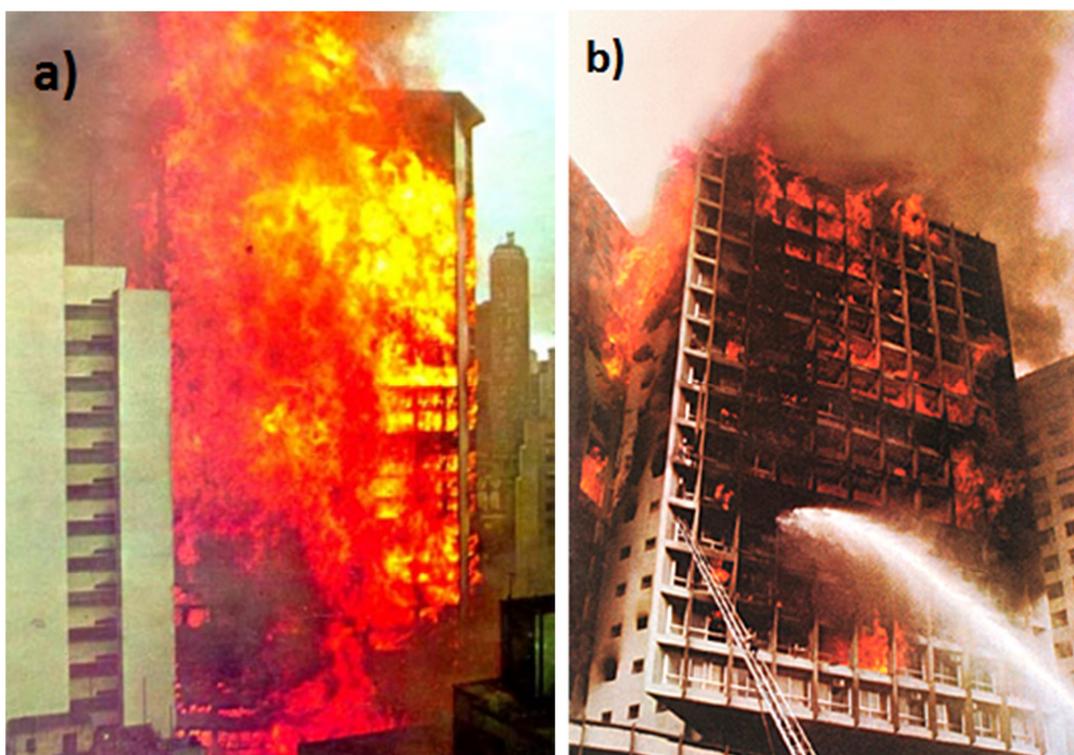


Figura 3. 4 - Incêndios nos Edifícios: (a) ANDRAUS em SP no ano de 1972, KIMURA (2009) e
(b) Edifício JOELMA em SP no ano de 1974 Fonte: www.jblog.com.br

De destaque no Brasil tem-se também o incêndio no *EDIFÍCIO JOELMA*, mostrado na figura 3.4b, o qual destruiu quatorze dos seus vinte e cinco andares, além de seis pavimentos de subsolo. Porém, ainda mais crítico que no caso anterior, a escada central de formato triangular localizada no centro dos pavimentos e a impossibilidade de pouso do helicóptero,

devido ao telhado ser formado por placas de amianto, dificultaram ainda mais o processo de desocupação e, dessa forma, o incidente resultou em mais de 180 vítimas.

Esses incidentes impulsionaram a criação, em tempo recorde, de um decreto sobre proteção contra incêndio e, a partir daí, outras regulamentações foram criadas, sendo basicamente adaptações de legislações estrangeiras (FERREIRA, CORREIA e AZEVEDO, 2006). Nos anos seguintes foram desenvolvidas as primeiras normas sobre segurança em situação de incêndio, sendo de destaque a “ABNT NBR 5672 – Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo”, a qual foi cancelada em 2001 por apresentar prescrições que inviabilizavam economicamente a execução de obras de concreto (REGOBELLO, 2007).

Nos itens que se seguem são mostradas pesquisas realizadas sobre o tema no Departamento de Engenharia de Estruturas e outros casos de interesse, bem como alguns conceitos que dizem respeito ao método de análise de um incêndio em estruturas como, por exemplo, curvas de aumento de temperatura dos gases do ambiente em chamas, mecanismos de transferência de calor, bem como os efeitos do aumento de temperatura nas propriedades físicas dos materiais.

3.2 Pesquisas Realizadas Sobre o Tema

O estudo de segurança contra incêndio é um campo do conhecimento multidisciplinar e de expansão extremamente rápida, e requer a integração de vários campos da ciência e da engenharia, segundo BUCHANAN (2002). Apesar de ser uma área de estudo relativamente nova, vários trabalhos já foram desenvolvidos no tema, sendo aqui apresentados alguns dos principais, com ênfase nos trabalhos realizados no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da USP.

No contexto mundial tem destaque alguns ensaios em estruturas completas em escala real, os quais permitiram obter conclusões importantes sobre o comportamento da estrutura como um todo quando submetida a elevadas temperaturas. Apesar de não ser exatamente um ensaio planejado, um primeiro exemplo que pode ser citado é a experiência em BROADGATE, a qual trouxe algumas informações sobre o comportamento de um edifício misto de aço e concreto sem nenhum tipo de revestimento contra o fogo. O que ocorreu, de

fato, foi um acidente em um edifício de quatorze pavimentos, ainda em fase de construção na cidade de Londres, em 1990.

O fogo durou mais de quatro horas e atingiu temperaturas superiores a 1000°C em grande parte do incêndio. A estrutura, que não tinha as suas vigas e pilares protegidos, suportou o período de elevação de temperatura de modo que os pilares mais pesados não sofreram danos, enquanto que os mais leves obtiveram deformações da ordem de 100 mm, como mostrado na figura 3.5. Após o incidente, a estrutura foi reparada em 30 dias com o custo de apenas 4% do total calculado se a mesma tivesse entrado em colapso, WANG (2002).



Figura 3. 5 - e Vigas deformadas após o incidente em Broadgate Fonte: 911.research.wtc7.net

Além das informações obtidas pelo estudo do evento, o incêndio em Broadgate foi importante para alertar da necessidade de realizar testes com estruturas em tamanho real, e impulsionou a realização dos ensaios como aquele realizado no BRE (Building Research Establishment), em Cardington na Inglaterra, como mostrado nas figuras 3.6 (a) e (b).

Esses ensaios consistiram na construção de edificações de madeira, de concreto e mista de aço e concreto. Essa última possuía 8 pavimentos, em escala real, no interior de um hangar, com a finalidade de investigar o desempenho das estruturas sob o efeito de um incêndio real, bem como fornecer informações experimentais qualitativas para a validação dos vários modelos numéricos publicados por outros autores (KIMURA, 2009). Nesse edifício foram realizados 8 diferentes ensaios, sendo seis deles em compartimentos isolados e mais duas séries de ensaios em pilares, realizados para avaliar os efeitos das restrições axiais no comportamento das mesmas (WANG, 2002).

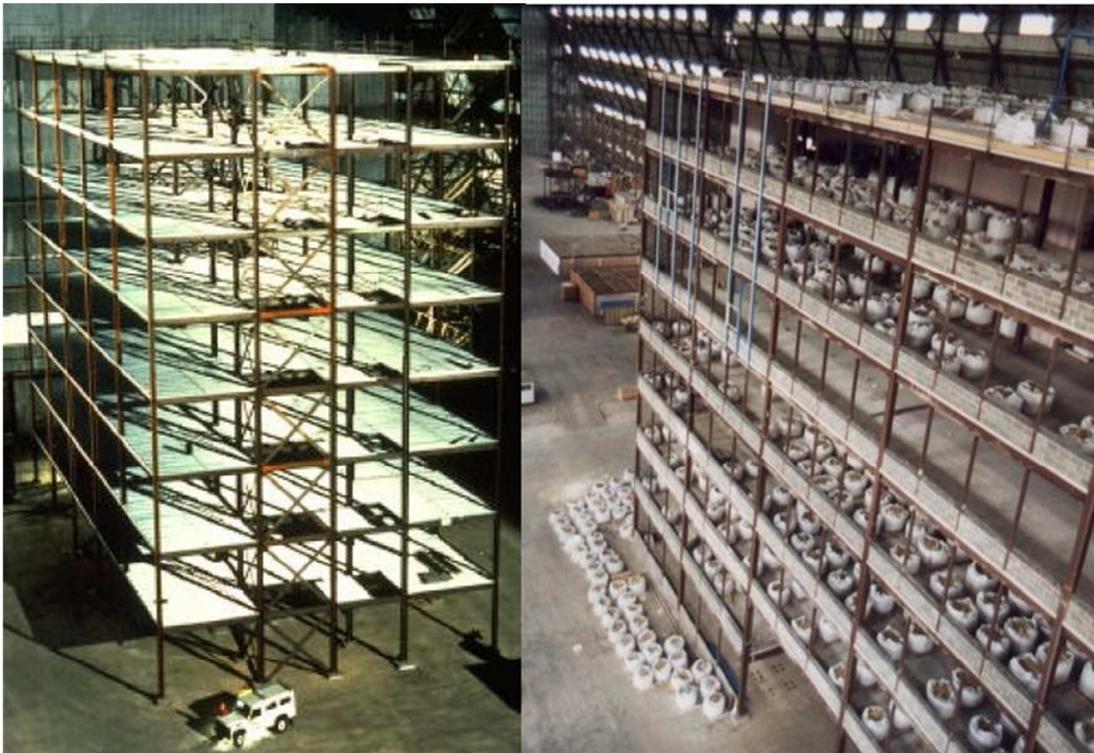


Figura 3. 6 - Ensaio em edifício em escala real realizados em Cardington, Reino Unido. a) Edifício Montado b) Aplicação das cargas estáticas Fonte: 911.research.wtc7.net

Apesar dos casos apresentados no último parágrafo, os estudos experimentais em situação de incêndio constam, em sua grande maioria, de ensaios em elementos isolados em fornos submetidos a situações de incêndios padronizados. Esse é um dos grandes temas de discussão na comunidade especializada, pois a criação de métodos de cálculo baseados nesses ensaios resultam em dimensionamentos a favor da segurança, por não levarem em conta o comportamento em conjunto dos diversos elementos estruturais que compõem uma estrutura.

Os ensaios em fornos, apesar de mais simples, ainda são caros e demandam tempo (WANG, 2002), razão pela qual em muitas ocasiões são construídos modelos numéricos pois, uma vez validados, é possível retirar informações de todo elemento, tais como campos térmicos, deslocamentos e tensões. Para a construção do modelo numérico são utilizados, geralmente, pacotes computacionais específicos para estruturas em situação de incêndio, citando-se o ADAPTIC, o SAFIR e o VULCAN. Pacotes computacionais mais gerais baseados no método dos elementos finitos, tais como ANSYS, ABAQUS e DIANA também permitem a análise de fluxo de calor para a obtenção de campos térmicos, possibilitando também a análise acoplada termoestrutural.

No Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, desde os primeiros trabalhos de estruturas em situação de incêndio até os desenvolvidos atualmente, são todos de caráter numérico devido aos motivos já descritos no último parágrafo, realidade essa que será mudada devido à aquisição de um forno, que será descrito mais adiante.

O primeiro trabalho realizado no Departamento de Engenharia de Estruturas é apresentado em KIRCHHOF (2004), no qual se estudou o comportamento estrutural das vigas mistas, tanto à temperatura ambiente quanto em temperatura elevada. Um dos desafios do trabalho foi a transferência de esforços entre a laje de concreto e a viga metálica sendo que, primeiramente foram modelados os conectores de cisalhamento, chegando-se à conclusão da não viabilidade da modelagem desses elementos devido ao elevado refinamento da malha de elementos finitos e elevado esforço computacional nesta região. Por fim, foi adotada a interação total entre a laje e o perfil de aço, cujo modelo foi desenvolvido no pacote computacional ABAQUS que utiliza o método dos elementos finitos. Para o desenvolvimento do modelo numérico foram feitos testes com diversos elementos finitos, dos tipos sólido e casca, a fim de encontrar a melhor combinação para a convergência do modelo. Após a sua validação, resultados obtidos com o modelo mostraram que o cálculo apresentado na ABNT NBR 14323:1999 leva a um dimensionamento a favor da segurança.

Em seguida, foi finalizado o trabalho apresentado em MENDES (2004), também em nível de mestrado, onde foi realizado um estudo teórico sobre perfis de aço formados a frio submetidos a elevadas temperaturas. A motivação desse trabalho partiu da falta de um método simplificado de cálculo na ABNT NBR 14323:1999 no que diz respeito ao dimensionamento de elementos estruturais constituídos por perfis formados a frio. Desse modo foi proposto, ao final do trabalho, um método ainda que preliminar para o dimensionamento de perfis formados a frio segundo a ABNT NBR 14762:2001 em elevadas temperaturas.

O trabalho também analisou o tipo de revestimento mais apropriado para os perfis formados a frio, pois a argamassa projetada, um dos revestimentos contra fogo mais utilizado no Brasil, não se aplica a esse tipo de perfil. Por fim, foi verificado que as placas de gesso acartonado, de lã de rocha ou os painéis de silicato autoclavados são boas opções para

o revestimento contra fogo apresentando, além de preços intermediários à argamassa projetada e à tinta intumescente, desempenho satisfatório para esse tipo de aplicação.

Outro trabalho de interesse é o apresentado em REGOBELLO (2007), que consistiu em investigações em contexto numérico, utilizando o pacote computacional ANSYS versão 9.0, de seções metálicas e mistas de aço e concreto em situação de incêndio, no que diz respeito à obtenção do campo térmico e para análise termoestrutural acoplada, confrontando os resultados numéricos com os obtidos por meio do método simplificado apresentado pela ABNT NBR 14323:1999, atualmente em processo de revisão.

Na última referência foram consideradas situações em que não há aquecimento uniforme da seção, sendo esses os casos que mais se aproximam das situações reais de incêndio como, por exemplo, aquele apresentado na figura 3.8, no qual a alvenaria isola uma região do perfil gerando um campo térmico não uniforme na seção. Para todos os casos analisados foram desenvolvidas curvas de elevação das temperaturas mínimas, médias e máximas, conforme figura 3.7, as quais foram comparadas com os valores obtidos pela ABNT NBR 14432:1999. Por fim, em REGOBELLO (2007) se conclui que o modelo numérico desenvolvido representa bem os casos contemplados na norma, mas para os demais há diferenças significativas nos resultados.

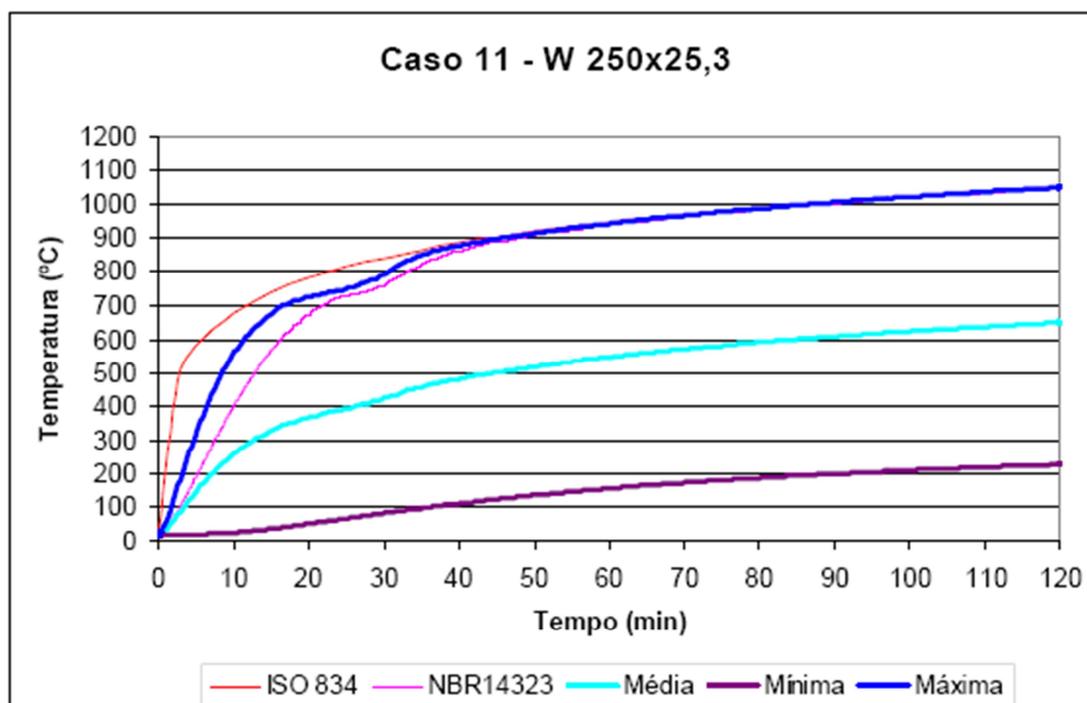


Figura 3. 7 - Variação das temperaturas em relação ao tempo exposto ao fogo, REGOBELLO (2007)

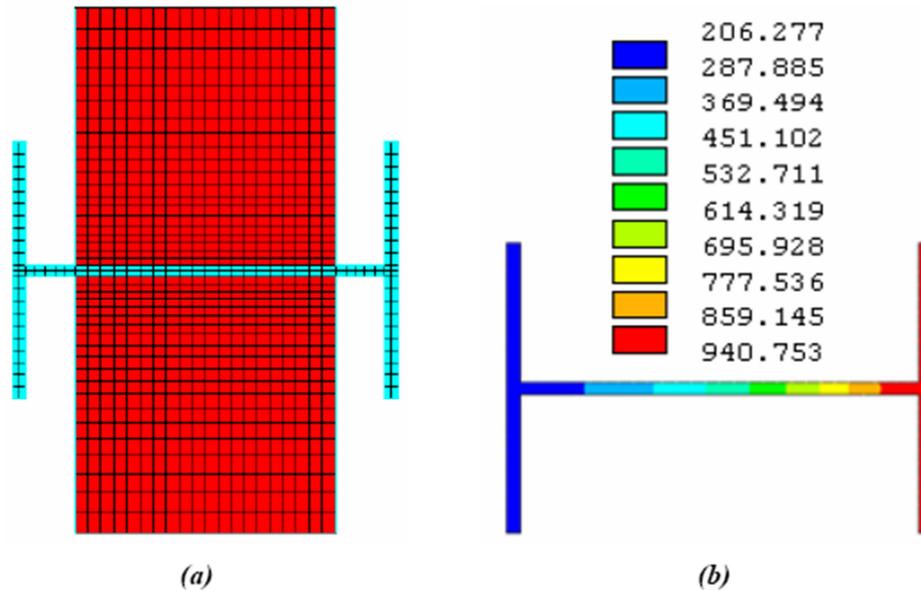


Figura 3. 8 - Malha de elementos finitos e campo térmico de um perfil metálico, REGOBELLO (2007)

Já em SANTOS (2009) foram desenvolvidos modelos numéricos para pilares mistos curtos de seção circular preenchida, a fim de avaliar a baixa taxa de aquecimento dos pilares devido ao preenchimento de concreto e os efeitos que esse fenômeno causa no dimensionamento do pilar. Também foi estudada a temperatura na qual os efeitos do confinamento no concreto não são mais pronunciados e deixam de contribuir para a capacidade resistente do elemento estrutural como um todo.

Também foi realizada uma análise paramétrica, com o modelo mostrado na figura 3.9 devidamente validado, avaliando a influência do diâmetro da seção e da resistência à compressão. Notou-se que o diâmetro é de grande influência na capacidade resistente do pilar em altas temperaturas, porém não se pode dizer o mesmo com relação à resistência à compressão do concreto, que apresentou baixa influência nos resultados. Uma das importantes constatações desse trabalho mostra que por meio das curvas de redução de força resistente para diferentes níveis de carregamento, foi possível observar uma considerável redução da força resistente do pilar para tempos reduzidos de exposição ao fogo.

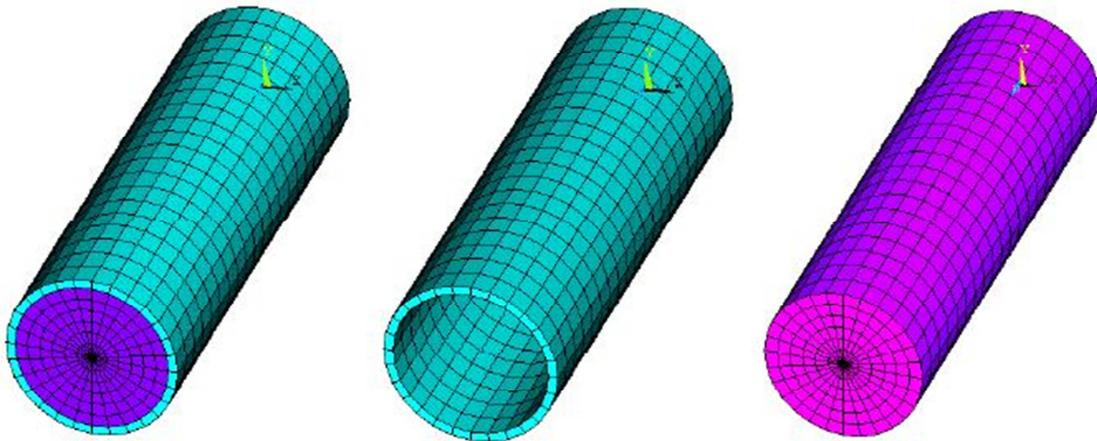


Figura 3. 9 - Modelos tridimensionais em elementos finitos para colunas metálicas preenchidas com concreto, SANTOS (2009)

Outro trabalho de destaque está apresentado em KIMURA (2009), no qual são estudados pilares metálicos em elevadas temperaturas. Os estudos seguiram a mesma proposta de análise numérica desenvolvida em REGOBELLO (2007) com o ANSYS versão 9.0 e, a partir de comparações com valores normativos, foi observada uma não conformidade em alguns casos de interesse, apresentando diferenças significativas nos campos térmicos e no comportamento estrutural como um todo.

Por fim, destaca-se o trabalho apresentado em DORR (2010), no qual também são analisados pilares em situação de incêndio, mas dessa vez com enfoque nas restrições axiais e seus efeitos após o aumento de temperatura, bem como as consequentes expansões do material. Para analisar a influência dessas restrições foi realizada uma análise paramétrica, com o modelo devidamente validado, contemplando casos de restrição completa, parcial e extremidade livre. Na elaboração dos modelos numéricos foram testados elementos finitos do tipo SOLID e SHELL no perfil metálico, e apesar de ambos se mostrarem adequados para análises térmicas, estruturais e termoestruturais, foi escolhido o elemento do tipo SHELL por apresentar menor esforço computacional.

Já para a modelagem das restrições axiais foi utilizado o elemento finito de treliça LINK10, que consiste de um elemento de barra, uniaxial, com dois nós, que trabalha exclusivamente à tração (como um cabo) ou à compressão (na forma de uma escora), sendo utilizada a última opção. Com isso, o grau de restrição proporcionado pelo elemento de treliça é dado em função de propriedades como área, módulo de elasticidade e comprimento do pilar analisado. Usando essa técnica, o autor obteve o comportamento

estrutural esperado, de forma que a adoção de restrições axiais no modelo numérico o torna mais coerente com o funcionamento mecânico das estruturas em serviço.

Por fim, em novembro de 2006 foi encaminhado à FAPESP um Projeto Temático intitulado **SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**, sob processo no. **2006/06742-5**, aprovado em julho deste mesmo ano e atualmente em andamento e aborda os materiais aço, concreto, madeira e mistos. Dentro desse projeto temático foi adquirido um forno, apresentado na figura 3.10, para a realização de ensaios em temperaturas elevadas, cujos resultados que serão obtidos com esse novo equipamento resultarão de grande significância para o assunto de estruturas em incêndio, pois até o presente momento os trabalhos desenvolvidos no Brasil eram, em sua grande maioria, de caráter numérico e teórico.



Figura 3. 10 - - Forno adquirido pelo Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP

3.3 Normas

Apesar de ser um assunto relativamente recente, o estudo da segurança de estruturas em situação de incêndio já possui diversas normas que apresentam desde modelos simplificados de cálculo para a verificação da capacidade resistente dos elementos estruturais até as considerações que devem ser feitas para a elaboração de modelos

numéricos mais complexos. Nesta seção serão apresentadas as principais normas vigentes no assunto, tanto no cenário nacional quanto internacional.

No âmbito internacional, antes do lançamento da versão final do EUROCODE, em 2005, as principais normatizações de segurança contra incêndio eram a norma britânica BS 5950 Part 8 e o EUROCODE 3 Part 1.2, no que diz respeito ao material aço. Para o concreto e estruturas mistas de aço e concreto, as prescrições são encontradas nos EUROCODES 2 e 4, respectivamente. A seguir são citadas as principais diferenças da BS 5950 e do EUROCODE 3 (estruturas metálicas) e suas limitações, como apresentado em WANG (2002).

O EUROCODE 3 Part 1.2, assim como o 2 e 4, faz parte de um grupo de normas para o cálculo de estruturas em situação de incêndio de acordo com o material desejado. Já no EUROCODE 1 part 1.2, que também trata de incêndio, é apresentado o método para calcular as relações de elevação de temperatura pelo tempo de exposição ao fogo de modelos mais reais de incêndio, dessa forma, dando mais subsídios para o cálculo estrutural em temperaturas elevadas que outras normatizações como, por exemplo, a BS 5950 que é limitada para os casos descritos a seguir.

- *É contemplado apenas os casos de incêndio-padrão;*
- *Não é considerada a continuidade estrutural e as interações que ocorrem em um edifício completo. Isso implica que as cargas e condições de contorno de um elemento estrutural permanecem inalteradas durante o incêndio;*
- *Só é aplicado a perfis laminados, entretanto, há autores que já fizeram adaptações para a utilização da norma em perfis formados a frio.*

Outra diferença do EUROCODE é que nele são feitas algumas considerações no que diz respeito à continuidade estrutural de pilares. No caso do aço, apresentado no EC3, é permitida uma redução da esbeltez do pilar se algumas exigências forem atendidas. Porém, em 2005 com a revisão dos EUROCODES, o mesmo acabou por substituir a BS 5950 part 8, de modo que a British Standard Institution se tornou a responsável pela tradução oficial em inglês dos EUROCODES.

Já no Brasil são basicamente três normas vigentes para o dimensionamento e verificação de estruturas em situação de incêndio. Primeiramente foi publicada a ABNT NBR 14323:1999 intitulada “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio” onde são apresentados os critérios gerais que regem o dimensionamento de

estruturas metálicas e mistas em temperatura elevada, apresentando propriedades térmicas de interesse, coeficientes de redução das propriedades mecânicas e um método para obter a elevação de temperatura nos elementos estruturais em questão.

De forma complementar à ABNT NBR 14323:1999, também foi publicada na época a ABNT NBR 14432:2001 “Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos e edificações – Procedimento”, na qual são determinados os tempos que cada tipo de estrutura deve suportar para que haja a devida desocupação do edifício, além das prescrições para a minimização dos danos às estruturas próximas e execução segura das operações de combate ao incêndio deflagrado. No campo das estruturas de concreto foi publicada a ABNT NBR 15200:2004 “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio”, que pode ser aplicada para estruturas projetadas de acordo com as ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 9062:2006.

Nas seções que seguem são apresentados os conceitos relevantes e de interesse para o correto entendimento do trabalho aqui apresentado e que constam nas normas aqui já comentadas.

3.4 Modelos de Incêndio

3.4.1 Modelo de Incêndio Real

São várias as situações do nosso cotidiano que constituem potencial risco para o início de um incêndio como, por exemplo, um curto-circuito em aparelhos domésticos, acidentes na cozinha, entre outros. Porém, o incêndio só será deflagrado e continuará a existir enquanto houver três fatores: uma fonte de calor, o comburente (ar) e material que sirva de combustível, como mostrado no triângulo da combustão da figura 3.11.



Figura 3. 11 - Triângulo da Combustão Fonte: 16brigadadeincendio.blogspot.com

Após o início do evento, o incêndio pode se comportar de diversas maneiras, podendo ser brusco e de curta duração com rápido aumento e queda de temperatura, ou mais brando e de longa duração, no qual as temperaturas demoram mais a aumentar. Esse comportamento depende, basicamente, da quantidade de ar (comburente) que entra no compartimento em fogo e da carga de incêndio disponível (combustível) para entrar em combustão.

Um incêndio pode ser representado por uma curva que relaciona a elevação da temperatura dos gases do ambiente em chamas (que envolvem os elementos estruturais) com o tempo. Independentemente da quantidade de combustível e comburente de um determinado incêndio, o seu comportamento real segue a curva apresentada na figura 3.12.

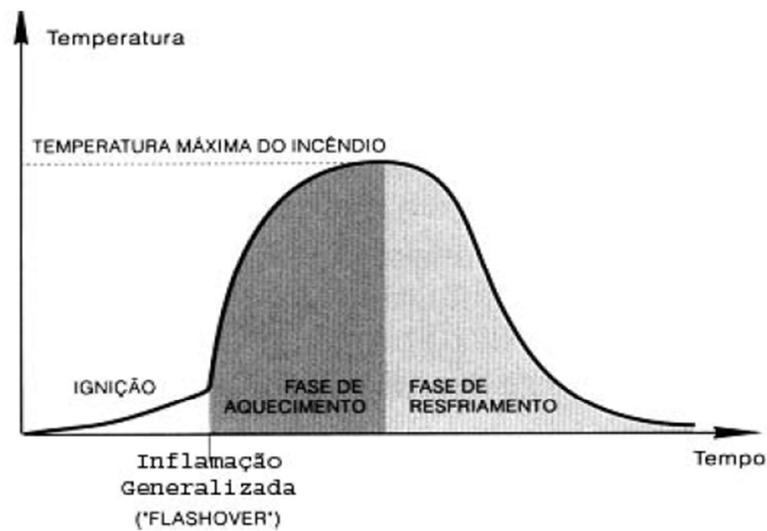


Figura 3. 12 - Curva de Incêndio Real, SILVA (2001)

É possível notar que a curva apresentada na última figura é dividida em três etapas distintas: **ignição**, **aquecimento** e **resfriamento**. Segundo SILVA (2001), a fase de ignição representa o início da combustão e apresenta baixas temperaturas, considerando o incêndio de baixas proporções nessa etapa, sem riscos à estrutura, e poderá ser evitado nesta fase se houver medidas eficientes para detectar e extinguir o foco (detectores de calor e fumaça, chuveiros automáticos, brigadas de incêndio), desobrigando a verificação de segurança de incêndio. Essa primeira fase tem efeito localizado e de baixa taxa de aumento de temperatura.

Porém, após a ignição pode ocorrer a inflamação generalizada ou flashover, em que há o aumento brusco de temperatura quando o fogo toma conta de todo o compartimento. Segundo DRYSDALE (1998), esse aumento brusco em uma sala de estar comum pode durar

de 15 a 30 segundos, diferentemente de um galpão que, dependendo do combustível encontrado, pode ser prolongado por mais tempo. Se o flashover não for evitado, o incêndio se torna de grandes proporções e o dimensionamento da estrutura deverá ser feito de acordo com as prescrições de segurança contra incêndio. O aumento de temperatura prossegue até que boa parte da carga de incêndio seja consumida, atingindo o pico de temperatura e dando início à fase de resfriamento, que se prolonga até à exaustão total do combustível.

De acordo com KIMURA (2009), com base em outras referências no assunto, apesar de representativa, a curva de um incêndio real é de difícil determinação, pois há vários parâmetros associados, como a disposição das aberturas, quantidade de cargas combustíveis, fator de ventilação, que são de grande variabilidade a depender do tipo de edificação. Desse modo, a representação de um incêndio acaba sendo simplificada na forma de uma curva de Temperatura x Tempo por meio dos modelos de incêndio natural e padrão.

3.4.2 – Modelo de Incêndio Natural

Além da curva de incêndio real, também pode ser utilizada a curva de incêndio natural, no qual a fase de ignição é ignorada, devido à sua baixa significância perante a fase pós flashover, e a fase de resfriamento, por simplificação, passa a ser aproximada por uma reta, como mostra a figura 3.13.

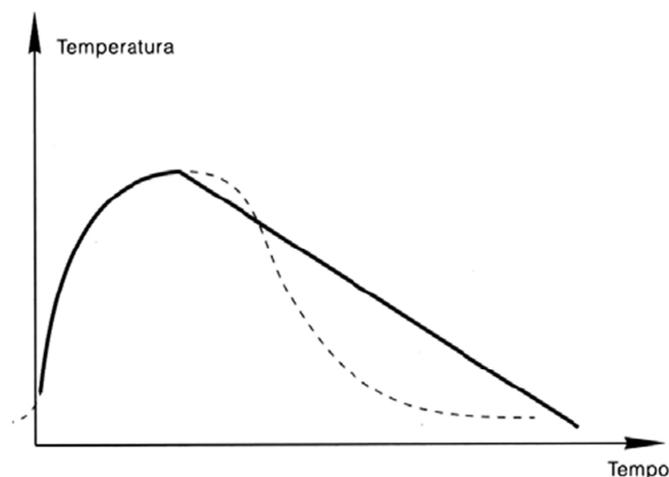


Figura 3. 13 - Modelo de Incêndio Natural, SILVA (2001)

Segundo SILVA (2001), denomina-se incêndio natural aquele em que se admite que a temperatura dos gases respeite as curvas temperatura x tempo naturais, construídas a partir

de ensaios (ou modelos matemáticos aferidos por ensaios) de incêndios que simulam a real situação de um compartimento em chamas. Basicamente, são três os fatores que influenciam no comportamento dos incêndios naturais: **a carga de incêndio, o grau de ventilação e as características térmicas do material componente da vedação.**

O método para o cálculo das relações temperatura x tempo de um incêndio natural é apresentado no EUROCODE 1 part 1.2 e pode ser realizado por meio de método simplificado ou de método avançado.

O método avançado consiste em análises computacionais complexas baseadas na dinâmica dos fluídos e deve levar em conta as características dos gases envolvidos, a troca de massa e de energia. A modelagem pode ser feita a partir de modelos de uma ou duas zonas, sendo que no primeiro caso é assumido que a temperatura tem distribuição uniforme e dependente do tempo em todo o compartimento. No segundo se considera o compartimento dividido em duas camadas, sendo que cada uma delas possui a sua própria distribuição de temperatura uniforme e dependente do tempo com espessuras que variam com a evolução do incêndio.

Devido à complexidade dos métodos avançados, é utilizado o método simplificado, no qual as relações de temperatura x tempo são definidas em função somente de parâmetros como a densidade da carga de incêndio e o fator de ventilação do compartimento. O cálculo é baseado em curvas parametrizadas, apresentadas no anexo A do EUROCODE 1 Part 1.2, “*Parametric Temperature-time curves*” e só pode ser utilizado quando o compartimento em questão possuir menos de 500 m² de área de piso, sem aberturas no teto e altura máxima de 4 metros. Tal equacionamento é mostrado a seguir, juntamente com as suas principais considerações. O cálculo se baseia na equação 3.1, que apresenta a temperatura dos gases em função do tempo.

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (3.1)$$

Na equação 3.1, valem:

θ_g é a temperatura dos gases no compartimento em chamas em °C;

$t^* = t \cdot \Gamma$, sendo t o tempo em horas; (3.2)

Na equação 3.2, o parâmetro Γ , equação 3.3, é adimensional e chamado de fator de correção do tempo, o qual é dependente do fator de abertura (O) e da absorção térmica (b) do compartimento, dado pela equação 3.4.

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{\left(0,04/1160\right)^2} \quad (3.3)$$

Na equação 3.3, valem:

$$b = \sqrt{\rho c \lambda} \left[J/m^2 s^{1/2} K \right], \text{ limitado no intervalo de } 100 \leq b \leq 2200 \quad (3.4)$$

$$O = \frac{A_v \sqrt{h_{eq}}}{A_t} \left[m^{1/2} \right], \text{ também limitado a } 0,02 \leq O \leq 0,20; \quad (3.5)$$

Nas equações já apresentadas são utilizados parâmetros dos materiais de vedação do compartimento como densidade, calor específico, condutividade térmica e dimensões das aberturas em questão, tais parâmetros são descritos a seguir:

- **ρ [kg/m³]** – Densidade do material de revestimento do compartimento;
- **c [J/kgK]** – Calor específico do material de revestimento do compartimento;
- **λ [W/mK]** – Condutividade Térmica do material de revestimento do compartimento;
- **A_v [m²]** – Área total de aberturas verticais nas paredes;
- **h_{eq} [m]** – Média ponderada das alturas das aberturas nas paredes;
- **A_t [m²]** – Área total do compartimento (Paredes, teto e piso, incluindo as aberturas).

É importante ressaltar que, no caso do cálculo do fator de correção do tempo resultar na unidade ($\Gamma=1$), a equação 3.1 se aproxima das curvas de incêndio-padrão, que serão descritas a seguir. Para o cálculo do parâmetro b (absorção térmica), as propriedades físicas e térmicas do material de revestimento devem ser tomadas com seus valores à temperatura ambiente.

Ainda em relação à absorção térmica da superfície do compartimento (b), o Anexo A do EUROCODE 1 Part 1.2, também traz o método de cálculo para os casos em que a superfície é composta por várias camadas levando em consideração suas espessuras e respectivas propriedades físicas e térmicas. Para considerar um compartimento composto de diferentes materiais de revestimento é utilizada a equação 3.6.

$$b = \frac{[\sum(b_j A_j)]}{(A_t - A_v)} \quad (3.6)$$

Na equação 3.6, valem:

- A_j [m^2] – Área do superfície j do compartimento, sem incluir as aberturas;
- b_j [$J/m^2s^{1/2}K$] – Propriedade térmica da superfície j do compartimento, que pode ser composta por uma ou várias camadas.

Nas curvas temperatura x tempo é importante determinar o tempo (t^*) em que é atingida a temperatura máxima (θ_{max}). Esse tempo é definido na equação 3.7. É importante na determinação da curva temperatura x tempo o ponto de temperatura máxima (θ_{max}), que ocorre no ponto em que o tempo (t^*) atinge o seu valor máximo, definido pela equação 3.7.

$$t_{max}^* = t_{max} \cdot \Gamma$$

$$t_{max} = \max[0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}/O; t_{lim}] \quad (3.7)$$

Na equação 3.7, valem:

- $q_{t,d}$ é o valor de cálculo da densidade da carga de incêndio relacionada à toda área da superfície A_t do compartimento, sendo que $q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f/A_t$ [MJ/m^2] (3.8). Deverá ser obedecido os seguintes limites: $50 \leq q_{t,d} \leq 1000$ [MJ/m^2].
- $q_{f,d}$ é o valor de projeto da densidade da carga de incêndio relacionada com a área do piso, tomado do anexo E desta mesma norma.
- t_{lim} é a tempo limite para o incêndio, e possui os valores de 25, 20 ou 15 minutos se o incêndio possuir baixa, média ou alta taxa crescimento.

Se o tempo máximo adotado for o tempo limite, deve se alterar o cálculo do fator de correção do tempo (Γ) para o uso na equação 3.1, onde t^* é obtido por meio da equação 3.9.

$$t^* = t \cdot \Gamma_{lim} \quad (3.9)$$

$$\Gamma_{lim} = \frac{\left(O_{lim}/b\right)^2}{\left(0,04/1160\right)^2} \quad (3.10)$$

$$O_{lim} = 0,1 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}/t_{lim} \quad (3.11)$$

Por fim, estabelecido o ponto limite da curva ascendente de temperatura, o trecho descendente é aproximado por uma reta, que deve obedecer ao seguinte equacionamento:

$$\theta_g = \theta_{max} - 625(t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{para} \quad t_{max}^* \leq 0,5$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250(3 - t_{max}^*)(t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{para } 0,5 \leq t_{max}^* \leq 2 \quad (3.12)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250(t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad \text{para } t_{max}^* \geq 2$$

Sendo $x = 1,0$ se $t_{max} > t_{lim}$, ou $x = t_{lim} \cdot \Gamma / t_{Max}^*$ se $t_{max} = t_{lim}$

3.4.3 Modelo de Incêndio-Padrão

Tendo em vista o grande número de parâmetros envolvidos no cálculo das relações de temperatura x tempo de um incêndio natural, bem como visando simplificação e padronização do incêndio para a execução de ensaios e análises numéricas, são desenvolvidas e propostas curvas denominadas incêndio-padrão. Essas curvas só apresentam o trecho ascendente, não considerando a redução de temperatura após o pico e não dependem das características do ambiente e da carga de incêndio.

Em VELARDE (2008) se ressalta que os modelos foram criados com o propósito de representar o incêndio de maneira aproximada e simples, mas que não representa o incêndio real, ou seja, todo resultado obtido com esses modelos deve ser analisado com critério. Ainda, segundo BUCHANAN (2002), essas curvas foram criadas para a padronização dos ensaios em elementos estruturais, sendo que as prescrições mais utilizadas para esses casos são as apresentadas na ASTM E119:1988 e na ISO 834:1999 que, por sua vez, constituem a base de diversas normas em outros países. Além das curvas apresentadas nas duas normas aqui citadas, também serão apresentadas as prescrições do EUROCODE 1 para esse tipo de incêndio.

3.4.3.1 Curva segundo a norma ISO 834:1999

A curva de aumento da temperatura dos gases em um incêndio segundo a norma ISO 834:1999 “Fire-resistance tests – Elements of building construction” é representada por uma equação logarítmica, conforme equação 3.13, e só é dependente do tempo de exposição ao fogo e da temperatura inicial, que é comumente adotada com o valor de 20°C.

$$\theta_g = 20 + 345 \log(8t + 1) \quad (3.13)$$

Na equação 3.13, θ_g é a temperatura do ambiente em chamas (em °C) e t é o tempo de exposição ao incêndio (em minutos). No que segue é representado o comportamento da curva descrita pela última equação, conforme figura 3.14, em conjunto com a sua relação de

pontos na tabela 3.1, ressaltando que a curva apresentada na equação 3.13 também é adotada pelas normas brasileiras de segurança contra incêndio.

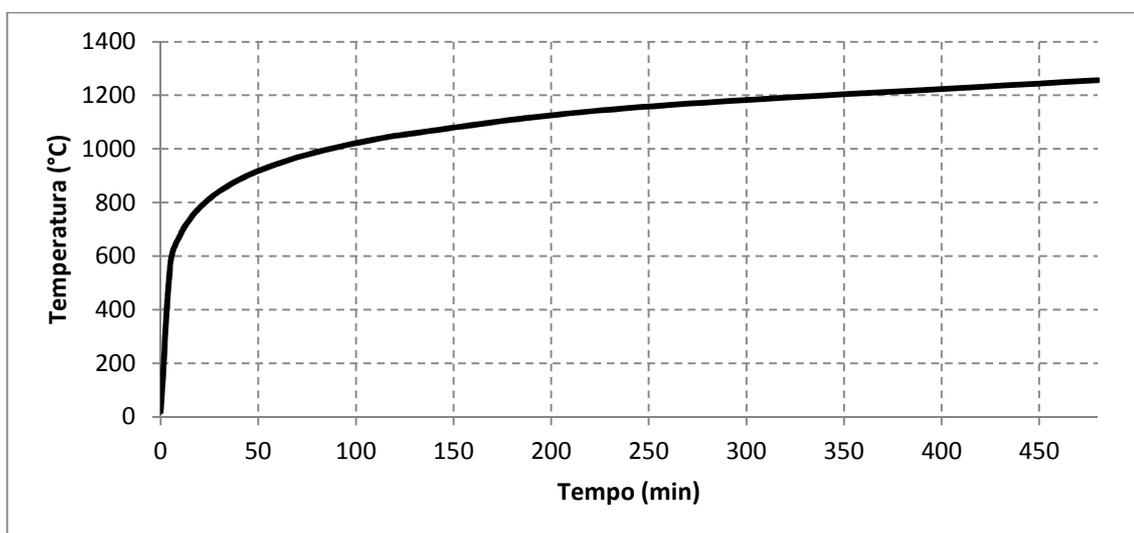


Figura 3. 14 - Curva de Incêndio Padrão segundo a ISO 834:1999.

Tabela 3. 1 – Temperaturas dos gases no ambiente em chamas em função do tempo segundo a ISO 834:1999

Tempo [min]	θ_g [°C]	Tempo [min]	θ_g [°C]
0	20	80	988
10	678	90	1006
20	781	100	1022
30	842	110	1036
40	885	120	1049
50	918	240	1153
60	945	480	1257
70	968		

3.4.3.2 Curva segundo a norma ASTM E 119:1988

A norma americana ASTM E119 (1988) – “*Standard test methods for fire tests of building construction and materials*”, desenvolvida pela *American Specification of Testing and Materials*, fornece os valores apresentados na tabela 3.2, relacionando a duração do incêndio com a temperatura do ambiente em chamas, resultando na curva apresentada na figura 3.15.

Tabela 3. 2 - Temperaturas dos gases no ambiente em chamas em função do tempo segundo a ASTM E119

Tempo [min]	θ_g [°C]	Tempo [min]	θ_g [°C]
0	20	80	963
10	704	90	978
20	795	100	991
30	843	110	1001
40	878	120	1010
50	905	240	1093
60	927	480	1260
70	946		

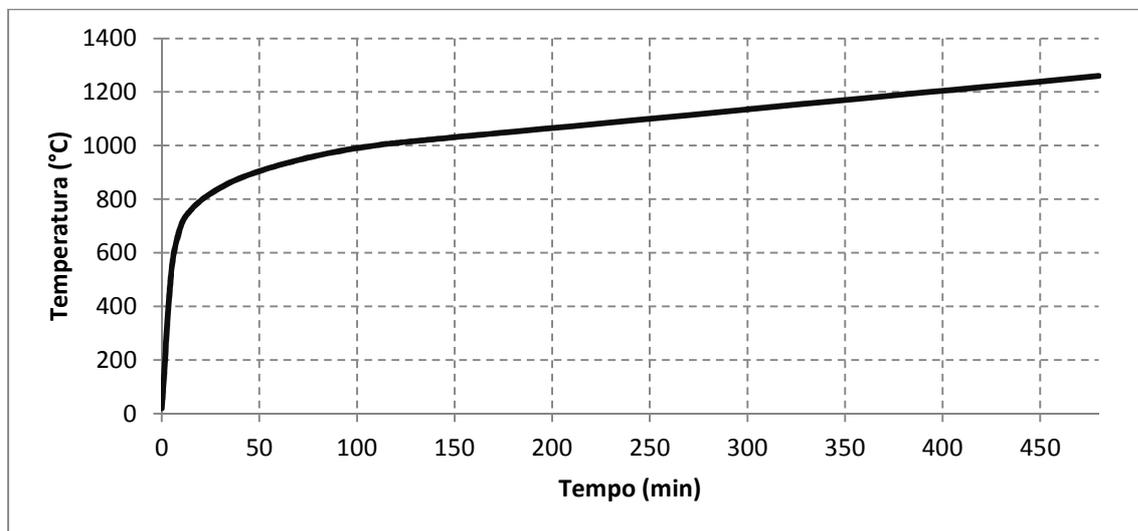


Figura 3. 15 - Curva de Incêndio Padrão segundo a ASTM E119

3.4.3.3 Curvas segundo o EUROCODE 1 Part 1.2

Além do equacionamento apresentado no item 3.4.2 para incêndios naturais, o EUROCODE apresenta ainda três outras curvas de incêndio, sendo elas:

a-) Curva de temperatura x tempo-padrão, cujo equacionamento é o mesmo apresentado para a ISO 834:1999 (equação 3.13). Esta curva é destinada a incêndios onde o combustível é formado predominantemente por materiais celulósicos.

b-) Curva para incêndios externos, de forma que a relação temperatura x tempo, mostrada na equação 3.14 e na figura 3,16, é designada para o lado externo de paredes divisórias que, por sua vez, podem estar expostas ao fogo em diferentes partes da fachada.

$$\theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \tag{3.14}$$

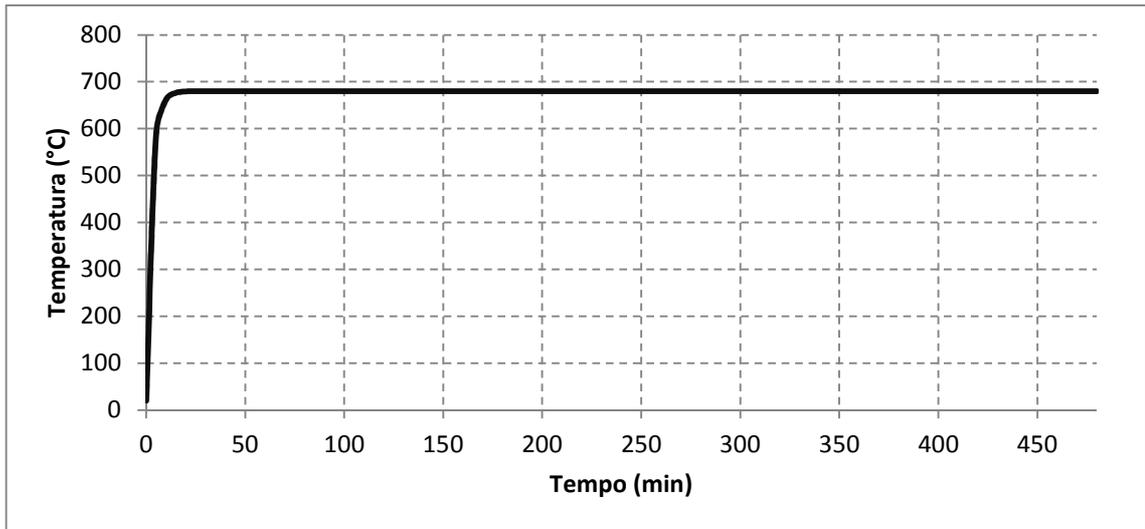


Figura 3. 16 - Curva para Incêndio Externo segundo o EUROCODE 1 Part 1-2

Por fim é apresentada a equação para a elevação de temperatura em incêndios cujo combustível é formado predominantemente por hidrocarbonetos. A temperatura dos gases no interior do compartimento (θ_g) é dada pela equação 3.15 e pela figura 3.17, com o tempo dado em minutos:

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (3.15)$$

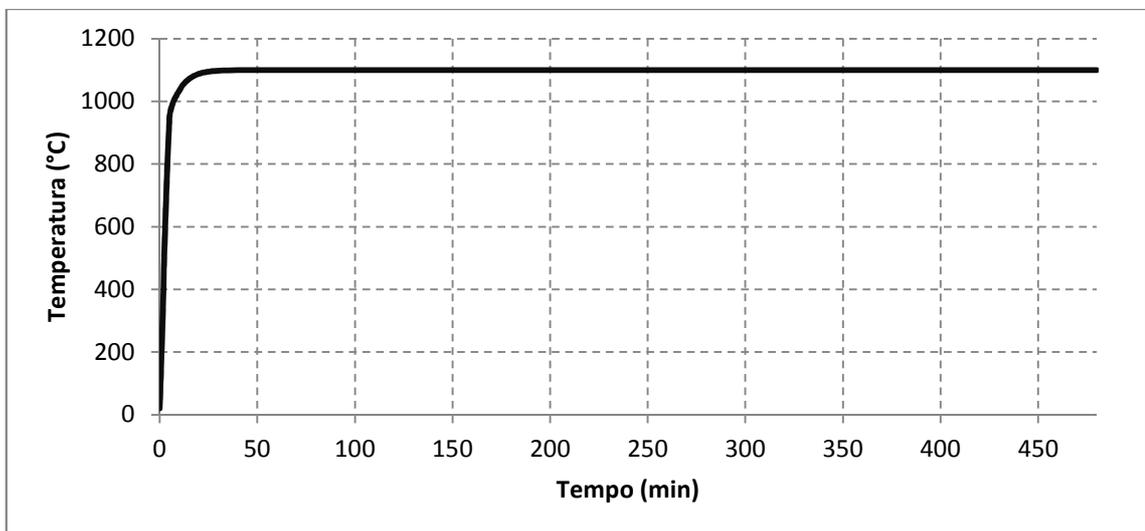


Figura 3. 17 - Curva de Incêndio Padrão para combustíveis formados predominantemente por hidrocarbonetos, segundo o EUROCODE 1 Part 1-2

Na figura 3.18 são comparadas as curvas de incêndio-padrão para elementos internos apresentadas até o momento.

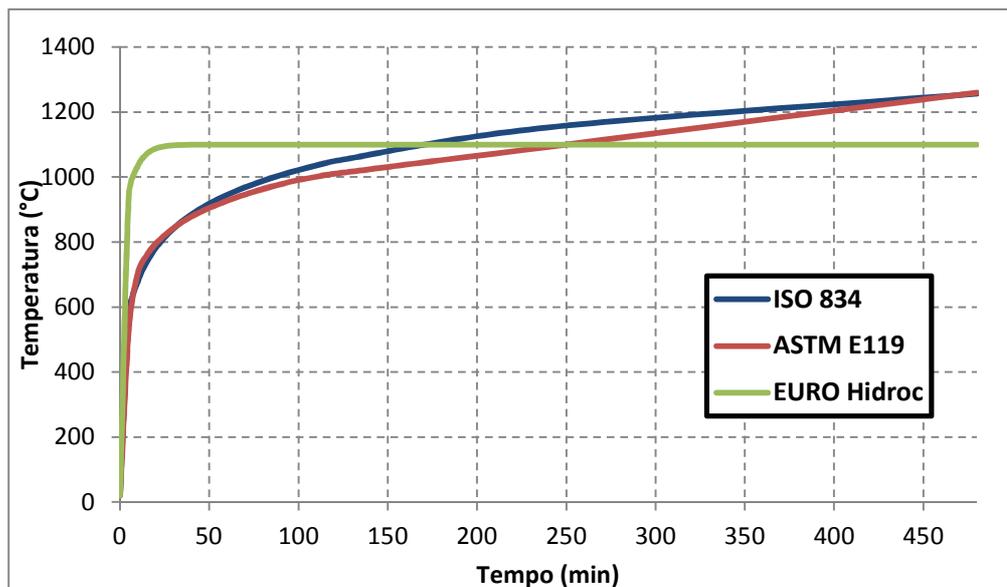


Figura 3. 18 - Curvas de Incêndio Padrão dos Principais Códigos Normativos

3.5 Mecanismos de Transferência de Calor

É importante lembrar que para todas as curvas referentes aos modelos de incêndio descritos nos itens 3.4.1, 3.4.2 e 3.4.3, com relação aos incêndios real, natural e padrão, respectivamente, o aumento da temperatura se refere aos gases do ambiente em chamas que envolvem os elementos estruturais, e não a temperatura nos elementos em análise. A quantidade de calor presente nesses gases, e que provoca o aumento de temperatura dos mesmos, é proveniente de diversos parâmetros associados às leis de transferência de calor.

O entendimento desses modos de transferência é fundamental para a modelagem de uma dada estrutura em situação de incêndio. Na seção que se segue serão apresentados os três mecanismos básicos de transferência de calor, no caso, *condução*, *convecção* e *radiação*, e que podem ocorrer separadamente ou em conjunto. Porém, segundo DRYSDALE (1999), apesar de os três modos de transferência contribuírem no incêndio, nota-se que, usualmente um modo predomina sobre o outro em cada estágio de um incêndio.

Segundo WANG (2002), exceto em casos simples, não é possível encontrar uma solução analítica para um problema de transferência de calor. Sendo assim, em aplicações de segurança contra incêndio, os problemas são usualmente resolvidos por meio de ensaios e análises numéricas que dispensam a obtenção de soluções analíticas.

3.5.1 Condução

A condução é o mecanismo de transferência de calor através de materiais sólidos, segundo BUCHANAN (2002). Em materiais que são bons condutores, o calor é transferido pelas interações envolvendo elétrons livres, de modo que, na maioria dos casos, materiais que são bons condutores de eletricidade também são bons condutores de calor. Já os materiais que não são bons condutores, a transferência de calor é realizada por meio de vibrações mecânicas das moléculas envolvidas. Em materiais que atuam como isolante térmico, a falta de elétrons livres faz com que o calor seja transferido pelas suas moléculas por vibrações mecânicas, processo esse menos eficiente (DRYSDALE, 1999). A condução do calor é um importante fator na ignição de superfícies sólidas e na resistência ao fogo de barreiras e elementos estruturais.

Sendo a condução um modo de transferência de calor relacionado ao sólido, as suas propriedades mecânicas e térmicas é que irão influenciar na taxa de aquecimento e na direção do fluxo de calor, sendo elas: *densidade* (ρ), *calor específico* (c_a) e *condutividade térmica* (λ). A densidade representa a quantidade de massa do material por unidade de volume, usualmente adotada em kg/m^3 ; o calor específico, a quantidade de calor necessária para que uma unidade de massa aumente a sua temperatura em um grau, em $\text{J/kg}^\circ\text{C}$; e a condutividade térmica representa a taxa de transferência de calor através de uma unidade de espessura, quando há uma diferença unitária de temperatura, em $\text{W/m}^\circ\text{C}$.

A partir dessas três grandezas básicas, são derivadas outras propriedades que facilitam a compreensão do comportamento do fluxo de calor no material, uma delas é a difusividade térmica, dada pela equação 3.16:

$$\alpha = \frac{\lambda}{\rho \cdot c_p} \quad [\text{m}^2/\text{s}] \quad (3.16)$$

A velocidade de aquecimento de um determinado material sob influência de um fluxo térmico é dada basicamente, pela sua inércia térmica, obtida por meio do produto das propriedades apresentadas na equação 3.16, ou seja, $\lambda\rho c_p$. Materiais com baixa inércia térmica aumentam de temperatura rapidamente, entrando em ignição mais rapidamente. O efeito da inércia térmica para diferentes materiais pode ser visto na figura 3.19:

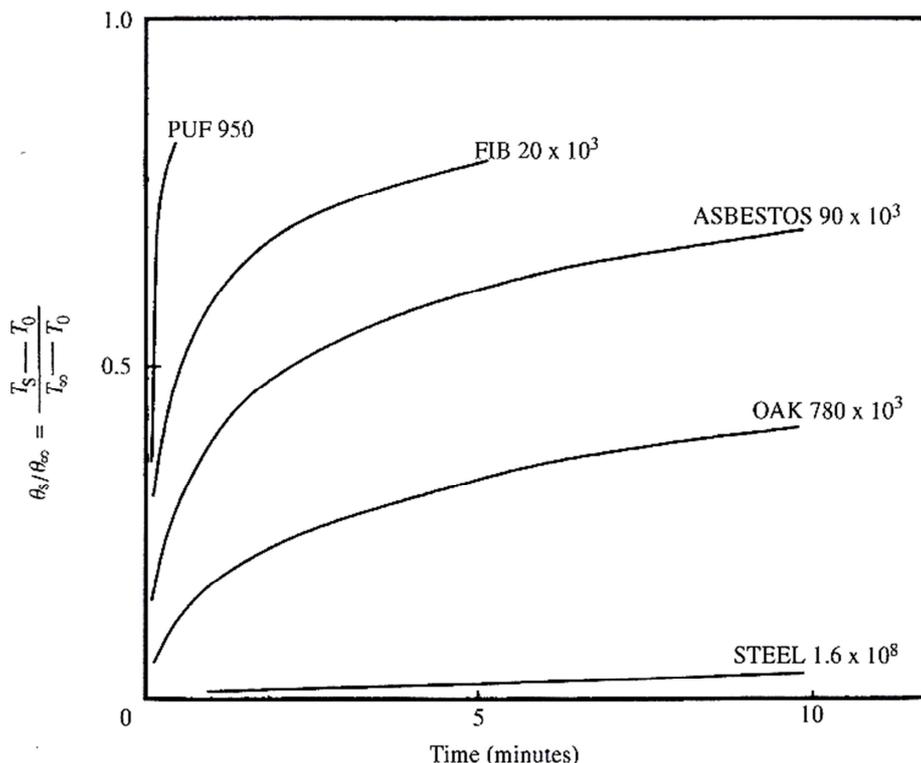


Figura 3. 19 - Efeito da Inércia Térmica na taxa de aumento de temperatura na superfície de um sólido semi infinito. Sendo FIB = Placa de revestimento com fibras; PUF = Espuma de Poliuretano/ ASBESTOS e OAK= Diferentes espécies de madeira; STEEL= Aço

O pacote computacional DIANA, no qual serão realizadas as análises numéricas propostas no presente trabalho utiliza outra propriedade térmica não muito comentada na literatura, mas que tem o seu significado equivalente ao calor específico. Nesse caso, é apresentada a *capacitância*, que é dada pelo produto do calor específico pela densidade do material. Dessa forma, ao invés de representar a quantidade em calor necessária para a elevação de um grau em uma unidade de massa do material, ele diz respeito à elevação de temperatura em relação à unidade de volume.

Os problemas de condução podem ser divididos em duas categorias: *transientes e estacionários*. Os problemas relacionados à deflagração de incêndios são transientes, ou seja, são dependentes do tempo, diferente dos casos estacionários como, por exemplo, a análise de revestimentos térmicos em edifícios. Para exemplificar os efeitos de condução em uma situação estacionária, considera-se uma parede plana e infinita, com espessura L e as temperaturas em suas superfícies T1 e T2, sendo que T1>T2. Esse simples modelo trata de um caso unidimensional e parte da equação de Fourier descrita pela equação 3.17.

$$\dot{q}_x'' = -\lambda \frac{dT}{dx} \quad (3.17)$$

Integrando a equação 3.17 em toda a espessura da parede, resulta a equação 3.18.

$$\dot{q}_x'' \int_0^L dx = -\lambda \int_{T_1}^{T_2} dT \quad (3.18)$$

Nesse caso foi assumido que a condutividade térmica não é função da temperatura e, por essa razão, pode ser retirada da integral, caso contrário ela deveria ser integrada junto com dT. Resolvendo a equação 3.18 obtém-se a equação 3.19.

$$\dot{q}_x'' = \frac{\lambda}{L} (T_1 - T_2) \quad (3.19)$$

A partir da equação 3.19 nota-se que o fluxo de calor ocorrerá da face com maior temperatura para a de menor temperatura. O mesmo procedimento pode ser aplicado para o caso em que a parede é constituída de várias camadas, cada uma com diferentes propriedades mecânicas e térmicas, como mostra a figura 3.20.

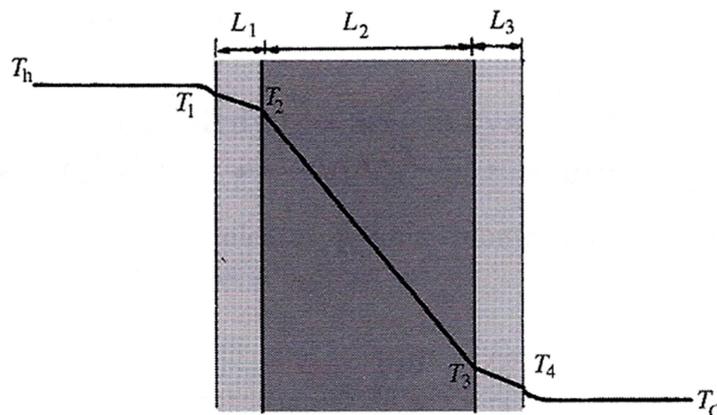


Figura 3. 20 - Parede Infinita e Plana composta por várias camadas, DRYSDALE (1999)

Para exemplificar esse caso é considerada uma parede infinita, plana e composta por três camadas com propriedades mecânicas e térmicas distintas e conhecidas. Também são conhecidas as temperaturas nas faces das camadas externas (T_h e T_c) e o coeficiente de transferência de calor devido a um dado mecanismo de troca de calor com o meio ambiente (h_h e h_c). Desse modo, desenvolve-se a equação 3.19 para cada uma das camadas, tendo em vista a temperatura em cada uma das interfaces. Sabe-se que o fluxo de calor que passa através da parede será o mesmo para todas as camadas, obtendo o seguinte desenvolvimento.

$$\dot{q}_x'' = h_h(T_h - T_1) = \frac{\lambda_1}{L_1}(T_1 - T_2) = \frac{\lambda_2}{L_2}(T_2 - T_3) = \frac{\lambda_3}{L_3}(T_3 - T_4) = h_c(T_4 - T_c) \quad (3.20)$$

Da última equação, resultam as seguintes relações apresentadas em 3.21.

$$\begin{aligned} T_h - T_1 &= \dot{q}_x''/h_h \\ T_1 - T_2 &= \dot{q}_x''L_1/\lambda_1 \\ T_2 - T_3 &= \dot{q}_x''L_2/\lambda_2 \\ T_3 - T_4 &= \dot{q}_x''L_3/\lambda_3 \\ T_4 - T_c &= \dot{q}_x''/h_c \end{aligned} \quad (3.21)$$

As equações 3.21, quando somadas, geram a resposta do fluxo de calor na parede em função de todos os parâmetros conhecidos do problema, como mostra a equação 3.22.

$$\dot{q}_x'' = \frac{T_h - T_c}{\frac{1}{h_h} + \frac{L_1}{\lambda_1} + \frac{L_2}{\lambda_2} + \frac{L_3}{\lambda_3} + \frac{1}{h_c}} \quad (3.22)$$

Em DRYSDALE (1999), é apresentada a correlação dessa equação com a corrente elétrica, sendo o fluxo térmico representado pela corrente elétrica, as temperaturas pela voltagem e as condutividades térmicas pelos comprimentos e resistências, conforme esquematiza a figura 3.21.

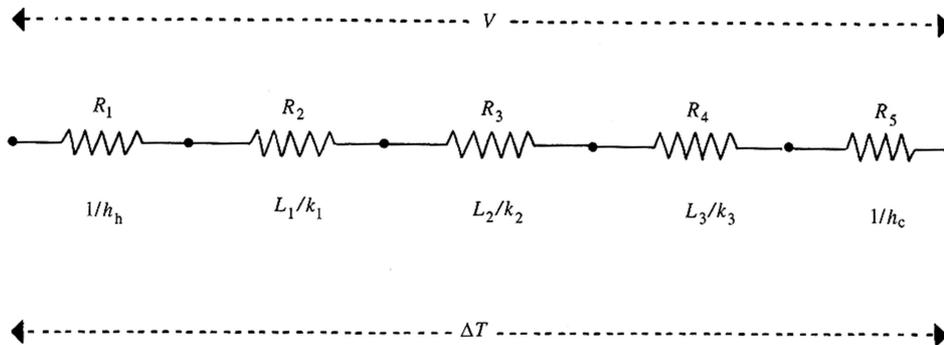


Figura 3. 21 - entre a resistência térmica e elétrica, DRYSDALE (1999)

Os casos apresentados até agora dizem respeito a um fluxo unidimensional em um meio também unidimensional. Porém, os casos de interesse ocorrem em meios tridimensionais em regime transiente, nos quais o fluxo térmico pode seguir para todos os lados e variam com o tempo. O equacionamento é bastante semelhante ao já demonstrado, mas parte do princípio de um fluxo térmico na direção x atravessando um volume infinitesimal, como mostra a figura 3.22.

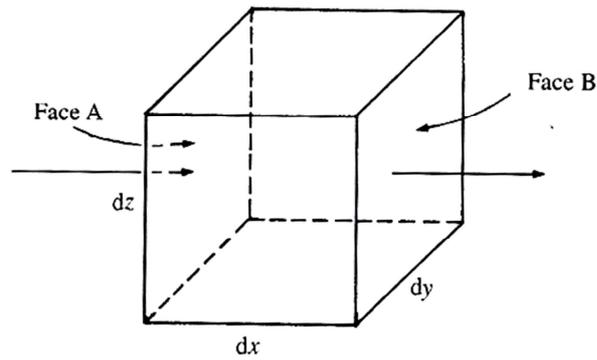


Figura 3. 22 - Sólido Infinitesimal de Referência sob um Fluxo Térmico Unidimensional, DRYSDALE (1999)

Partindo novamente da Lei de Fourier, desta vez em função da área da superfície que recebe o fluxo térmico tem-se, para essa face e a oposta (que libera o fluxo), as seguintes equações:

$$\dot{q}_x'' dS = -\lambda \frac{\partial T}{\partial x} dydz \quad (3.23)$$

$$\dot{q}_{x+dx}'' dS = -\lambda \left(\frac{\partial T}{\partial x} + \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} dx \right) dydz \quad (3.24)$$

Subtraindo a equação 3.24 da 3.23, é obtido o termo $\rho c \frac{\partial c}{\partial t} dx dy dz$ da equação 3.25 que, por sua vez, representa a quantidade de calor armazenada no volume.

$$\lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \right) dx dy dz = \rho c \frac{\partial c}{\partial t} dx dy dz - \dot{Q}''' dx dy dz \quad (3.25)$$

Já o fator \dot{Q}''' da equação 3.25 representa a taxa de perda de calor por unidade de volume durante o processo e é bastante utilizado para o estudo de explosões, sendo que nos casos de interesse desse trabalho, tal fator é considerado igual a zero. Dessa forma, levando em consideração a definição de difusividade, definida na equação 3.16, e assumindo \dot{Q}''' igual a zero, é obtida a expressão 3.26 para um fluxo unidimensional em um volume:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.26)$$

De forma análoga é possível obter a expressão para a equação de fluxo para todas as direções, mostrada na expressão 3.27.

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = \nabla^2 T = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3.27)$$

3.5.2 Convecção

Segundo BUCHANAN (2002), a convecção é a transferência de calor dada por meio do movimento de fluídos que, por sua vez, podem ser gasosos ou líquidos. Esse tipo de transferência é de suma importância na disseminação da chama e também no transporte de fumaça e gases quentes para níveis superiores ou mesmo para fora do compartimento em chamas.

Basicamente, divide-se a convecção em *forçada e natural*, sendo relativas ao modo de movimentação do fluído. A *convecção natural* surge do aquecimento de uma porção de um fluído que, ao se aquecer, diminui a densidade e ocupa a posição de um fluído menos denso e com temperatura mais baixa. Por sua vez, essa porção se aquecerá gerando um ciclo que movimenta o fluído em questão. Já a *convecção forçada* se dá por meio de um movimento qualquer do fluído como, por exemplo, um ventilador ou uma janela aberta.

De modo geral, o fluxo de calor associado à convecção é tomado como diretamente proporcional à diferença de temperatura entre os materiais envolvidos, conforme equação 3.28.

$$\dot{q}_x'' = \alpha_c (T_{corpo} - T_{meio}) \quad (3.28)$$

O parâmetro α_c , da equação 3.28, chamado de coeficiente de transferência de calor por convecção ou coeficiente de película leva em consideração diversos fatores relativos ao fluído em movimento e à superfície de contato, mas simplificada é sugerido, segundo o EUROCODE 1 Part 1.2, que a adoção desse coeficiente seja feita em função da superfície considerada, sendo que é utilizado o valor de 25 W/m²°C e 9 W/m²°C para as superfícies que estão com e sem o contato com fogo, respectivamente.

3.5.3 Radiação

Segundo DRYSDALE (1999), a radiação térmica envolve a transferência de calor por meio de ondas eletromagnéticas situadas entre os comprimentos de onda variando de 0,4 a 100 µm, intervalo esse que inclui a luz visível e grande parte dos raios infravermelhos. O espectro de ondas eletromagnéticas é mostrado na figura 3.23. Não é necessário um meio sólido, líquido ou gasoso para que ocorra a radiação, podendo ocorrer no vácuo ou até em meio transparentes. Esse mecanismo atua na transferência de calor das chamas para as

superfícies combustíveis, da fumaça quente para os elementos do edifício e de um edifício em chamas para outro adjacente. (BUCHANAN, 2002).

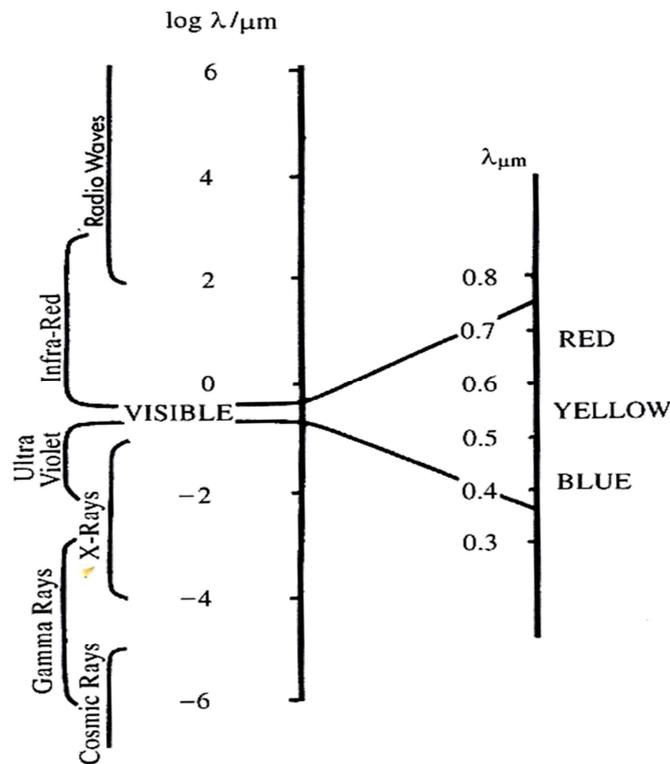


Figura 3. 23 - Espectro de Ondas Eletromagnéticas, DRYDALE (1999)

Enquanto um corpo é aquecido e sua temperatura aumenta, parte desse calor pode ser perdido por convecção (se imerso em um fluido como o ar) e radiação, sendo as suas parcelas dependentes do valor da emissividade (parâmetro relacionado à radiação que será descrito a seguir) e do coeficiente de transferência de calor por convecção. Estudos mostram que a convecção predomina quando o corpo apresenta temperaturas mais baixas, próximas a 150 e 200°C. Mas, para temperaturas superiores a 400°C, a radiação se torna predominante, de forma que acima de 550°C o corpo já emite suficiente radiação no espectro de ondas visíveis podendo ser observado um brilho avermelhado sobre o mesmo.

Para a obtenção do fluxo de calor por radiação, \dot{q}'' (W/m²), parte-se de um conceito básico da teoria quântica que diz que a radiação eletromagnética ocorre de forma descontínua, sendo emitida em parcelas discretas chamadas de “quanta” que, por sua vez, é função dos comprimentos de onda das ondas envolvidas. A partir da integração da “quanta” no intervalo de comprimentos de onda desejado (no caso, de zero a infinito) e após algumas simplificações é obtido o total de radiação emitida por unidade de área em um corpo negro,

mostrado na equação 3.29, sendo σ a constante de Stefan-Boltzmann que equivale ao valor igual a $5,67 \times 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2\text{K}^4)$ e T a temperatura absoluta do corpo em Kelvin:

$$E = \sigma T^4 \quad (3.29)$$

Segundo WANG (2002), toda radiação que atinge um corpo pode ser absorvida, refletida ou transmitida. Esses três fatores são basicamente função da temperatura, do comprimento de onda e das propriedades da superfície do corpo atingido pela radiação.

Um caso extremo é de um corpo em que toda a radiação térmica é absorvida, sem apresentar parcelas de reflexão ou transmissão, tal corpo é chamado de “corpo negro” ou “emissor perfeito”, pois da mesma forma que absorve toda a energia que chega, ele também é capaz de emití-la. Nenhum corpo real é capaz de emitir ou absorver radiação como um corpo negro. Para isso, inclui-se um novo parâmetro, chamado emissividade (ϵ), que é definido como a razão entre a energia que seria emitida de uma superfície real e de um corpo negro, ou seja, mostra a eficiência da superfície como emissora. A emissividade assume valores de zero a um, sendo a unidade relativa ao caso de um corpo negro. Nos casos utilizados nos cálculos de segurança de estruturas em situação de incêndio é adotado o conceito de corpo cinzento, no qual a emissividade possui valor diferente de 1. A quantidade de radiação emitida para uma superfície desse tipo é dada da seguinte forma:

$$E = \epsilon \sigma T^4 \quad (3.30)$$

Vale lembrar que todas as expressões mostradas nessa seção estão associadas à emissão de radiação por um único corpo, sendo que na área de estruturas em situação de incêndio é importante descobrir o fluxo térmico devido à radiação que ocorre de um corpo para o outro, como por exemplo, a troca de calor entre a fumaça aquecida e o elemento estrutural, que pode ser aproximado por duas superfícies paralelas e infinitas de um corpo cinzento.

Partindo das superfícies paralelas e tendo em vista que pela Lei de Kirchhoff a emissão de um corpo cinzento é igual à sua absorção, obtém-se a equação 3.31 para a quantidade de calor trocado por unidade de área.

$$E = \epsilon_r \sigma (T_1^4 - T_2^4) \quad (3.31)$$

O parâmetro ε_r é a emissividade resultante entre as duas superfícies em questão, dada pela equação 3.32, em que T_1 , T_2 , ε_1 e ε_2 são as temperaturas e emissividades das superfícies 1 e 2, respectivamente.

$$\varepsilon_r = \frac{1}{1/\varepsilon_1 + 1/\varepsilon_2 - 1} \quad (3.32)$$

Porém, nem todos os casos tratam de superfícies paralelas, de forma que a quantidade de calor absorvido ou refletido dependerá da posição relativa das superfícies que emitem e recebem calor. Para isso, é utilizado o fator de visada, φ , que pode ser entendido como uma medida de quanto o emissor é visto pela superfície receptora. Numa situação geral, mostrada na figura 3.24, o fator de configuração para a radiação incidente em um ponto da superfície 2, a uma distância r da superfície emissora de área A_1 é:

$$\varphi = \int^{A_1} \frac{\cos \alpha_1 \cos \alpha_2}{\pi r^2} dA_1 \quad (3.33)$$

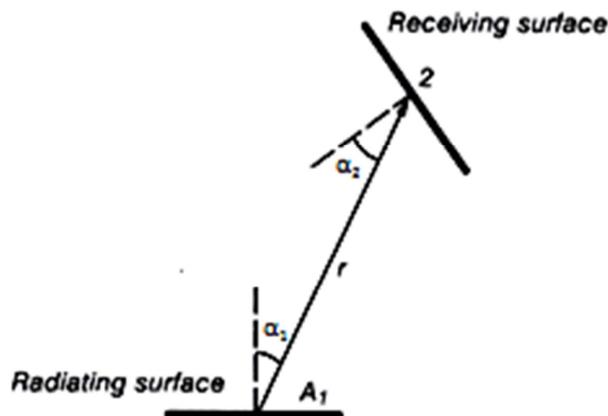


Figura 3. 24 - Radiação de uma superfície para outra, BUCHANAN (2002)

Com esses parâmetros definidos, o fluxo de calor devido à radiação de duas superfícies pode escrito de forma geral por meio da equação 3.34.

$$\dot{q}'' = \varphi \varepsilon_r \sigma (T_1^4 - T_2^4) \quad (3.34)$$

No exemplo de transferência de calor por condução em uma parede que possui as suas faces com temperaturas diferentes, figura 3.21, pode-se observar que o inverso da resistência térmica, ou coeficiente de condução, é dado pela razão entre a condutividade térmica e a espessura da parede, como visto na equação 3.19. No caso da radiação, é

possível fazer uma comparação semelhante, tornando a equação do fluxo térmico da seguinte forma:

$$\dot{q}'' = h_r(T_2 - T_1) \quad (3.35)$$

Onde o coeficiente de transferência de calor por radiação h_r é dado por:

$$h_r = \varepsilon_r \sigma (T_2^2 + T_1^2)(T_2 + T_1) \quad (3.36)$$

Essa mesma comparação pode ser feita para o caso da convecção, onde o parâmetro h_c seria representado pelo já definido parâmetro α_c .

Nos casos em que esteja atuando tanto a radiação quanto a convecção, o fluxo térmico do meio para a superfície de contato é dado pela soma das parcelas radiativas e convectivas, como mostram as equações 3.37 e 3.38.

$$\dot{q}'' = [h_r + h_c](T_2 - T_1) \quad (3.37)$$

$$\dot{q}'' = [\varepsilon_r \sigma (T_2^2 + T_1^2)(T_2 + T_1) + \alpha_c](T_2 - T_1) \quad (3.38)$$

3.6 Propriedades Físicas dos Materiais de Interesse

A seguir são apresentadas as principais propriedades físicas que foram utilizadas nas análises termoestruturais do presente trabalho, de acordo com as prescrições das normas brasileiras e dos EUROCODES de interesse. Em KIMURA (2009) é ressaltado que as propriedades térmicas e mecânicas descritas nas normas brasileiras só são aplicáveis para os tipos de aço descritos na ABNT NBR 8800:2008 e na ABNT NBR 14762:2010. O mesmo vale para o concreto, no qual só poderá ser aplicada a norma ABNT NBR 15200:2004 se os cálculos estruturais estiverem de acordo com a ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 7187, para concretos armado e protendido, respectivamente.

3.6.1 Aço

As propriedades mecânicas e térmicas do aço, em função da temperatura, são encontradas nas normas específicas do material aço, como é o caso do EUROCODE 3 Part 1.2, e também nas normas que contemplam materiais mistos de aço e concreto, como é o caso do EUROCODE 4 Part 1.2 e da ABNT NBR 14323:1999. Ao longo dessa seção serão relatadas as semelhanças e diferenças no que concerne às considerações sobre as propriedades físicas do aço.

3.6.1.1 Propriedades Térmicas

3.6.1.1.1 Condutividade Térmica

A condutividade térmica é a capacidade do material em conduzir calor. A variação da condutividade térmica com a temperatura (expressa em W/m°C) pode ser dada por meio da equação 3.38, nos intervalos de temperatura descritos nas equações 3.38. Estes valores estão de acordo tanto com a ABNT NBR 14323:1999 quanto com o EUROCODE 4. Porém, os itens 5.1.2 da norma brasileira e 3.3.1(9) do EUROCODE 4 Part 1.2 trazem um valor simplificado para a condutividade térmica, assumindo $\lambda_a=45$ W/m°C, independente da temperatura do material. A variação da condutividade térmica do aço pode ser visto em forma gráfica na figura 3.25.

$$\lambda_a = 54 - \frac{\theta_a}{30}; \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C} \quad (3.38)$$

$$\lambda_a = 27,3; \quad \theta_a \geq 800^\circ\text{C}$$

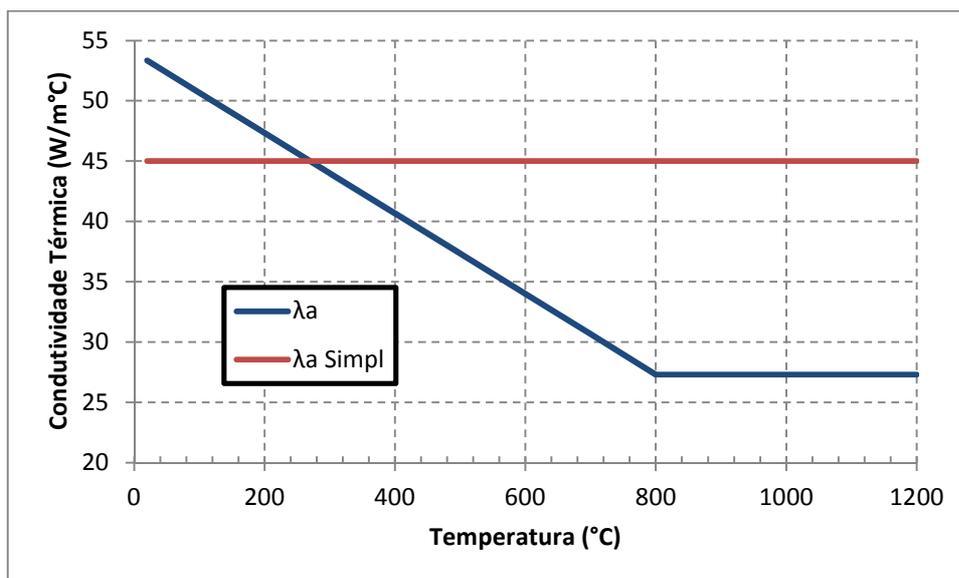


Figura 3. 25 - Condutividade Térmica do Aço

3.6.1.1.2 Calor Específico e Capacitância

O calor específico é definido como a quantidade de calor necessária para elevar de um grau a temperatura de uma unidade de massa de um material. A capacitância possui o mesmo significado, mas relativo ao aumento de temperatura em uma unidade de volume. A variação do calor específico do aço em função da temperatura do material, é dado na expressão 3.39, com c_a em J/kg°C.

$$\begin{aligned}
 c_a &= 425 + 0,773\theta_a - \frac{1,69}{10^3}\theta_a^2 + \frac{2,22}{10^6}\theta_a^3; & 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C} \\
 c_a &= 666 - \frac{13002}{\theta_a - 738}; & 600^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 735^\circ\text{C} \\
 c_a &= 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}; & 735^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 900^\circ\text{C} \\
 c_a &= 650; & 900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{3.39}$$

Novamente, as normas citadas ABNT NBR 14323:1999 e o EUROCODE 4 Part 1.2, apresentam uma simplificação de valores, tomando o calor específico com o valor constante de $c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$, independente da temperatura do aço. Tais valores são utilizados para a obtenção da capacitância ($C_{p,a}$) do material, dada em $\text{J/m}^3\text{C}$, que é obtida pela expressão 3.40, assumindo a densidade do aço com o valor de 7850 kg/m^3 .

$$C_{p,a} = \rho \cdot c_a = 7850 \cdot c_a \tag{3.40}$$

Nas figuras 3.26 e 3.27, pode ser vista de forma gráfica a variação do calor específico e da capacitância em função da temperatura.

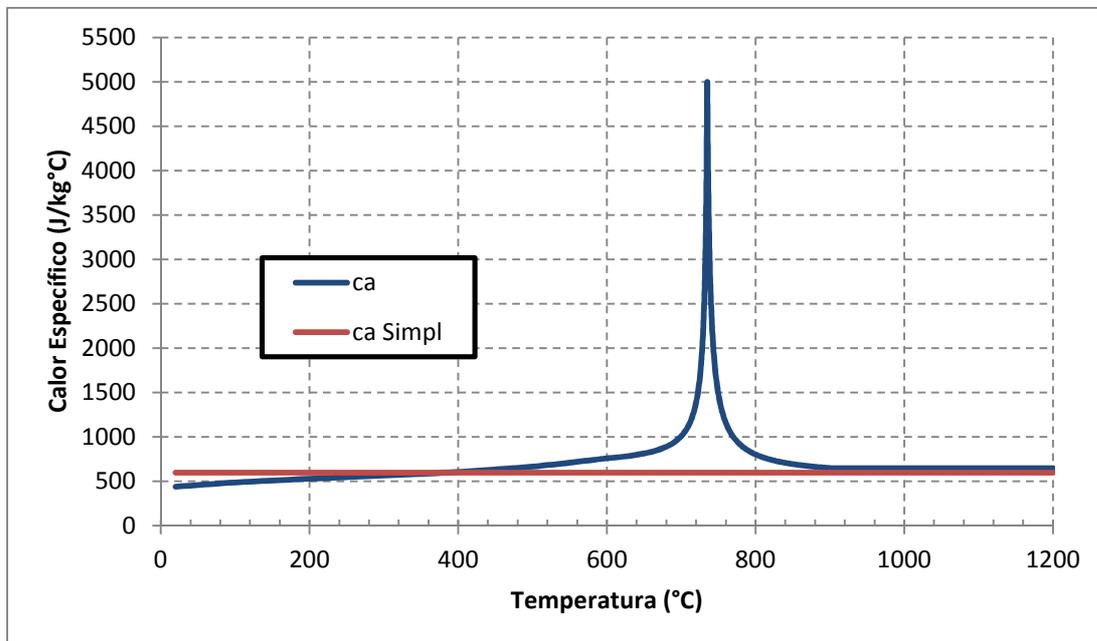


Figura 3. 26 - Calor Específico do Aço

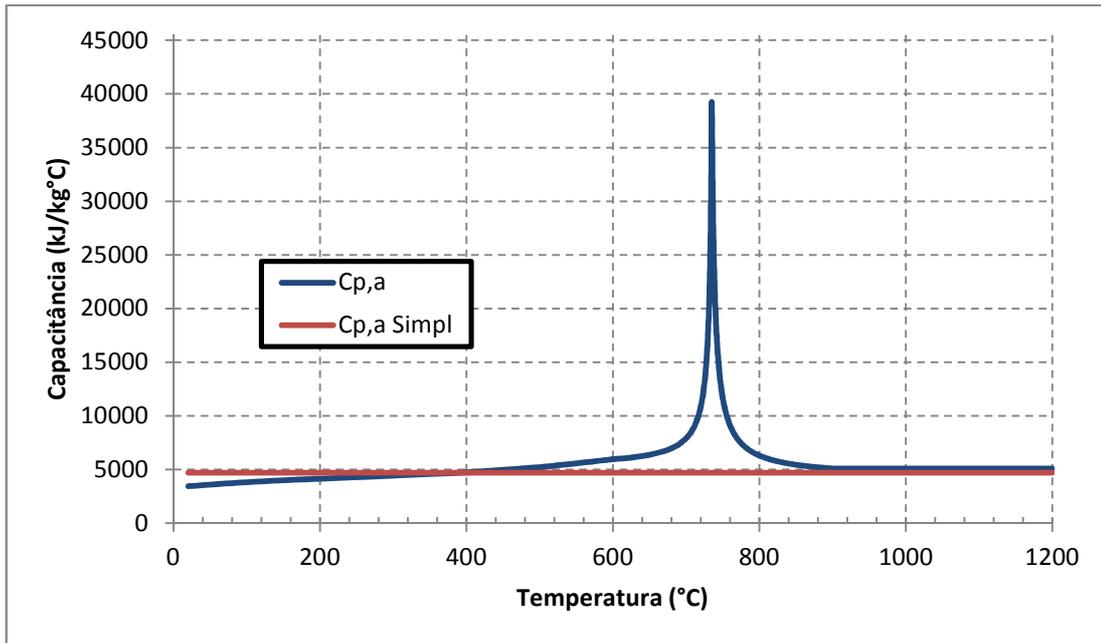


Figura 3. 27 - Capacitância do Aço

3.6.1.1.3 Alongamento Térmico

Devido ao aumento de temperatura durante um incêndio os materiais podem sofrer expansões significativas, introduzindo tensões que podem ser nocivas à estrutura. Estas expansões são quantificadas pelo alongamento térmico que também é função da temperatura do material.

Assumindo uma barra unidimensional com comprimento l , que sofre uma expansão de intensidade Δl , o alongamento é dado pela relação entre essas duas grandezas de acordo com a seguinte configuração:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta l}{l} &= 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4}; & 20^\circ C \leq \theta_a \leq 750^\circ C \\ \frac{\Delta l}{l} &= 1,1 \times 10^{-2}; & 750^\circ C \leq \theta_a \leq 860^\circ C \quad (3.41) \\ \frac{\Delta l}{l} &= 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3}; & 860^\circ C \leq \theta_a \leq 1200^\circ C \end{aligned}$$

Também, por simplificação, as normas apresentam uma relação linear para a propriedade, mas que ainda é função da temperatura do material:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (3.42)$$

Na figura 3.28 é possível observar o comportamento do alongamento térmico em função da temperatura, sendo esta uma grandeza adimensional.

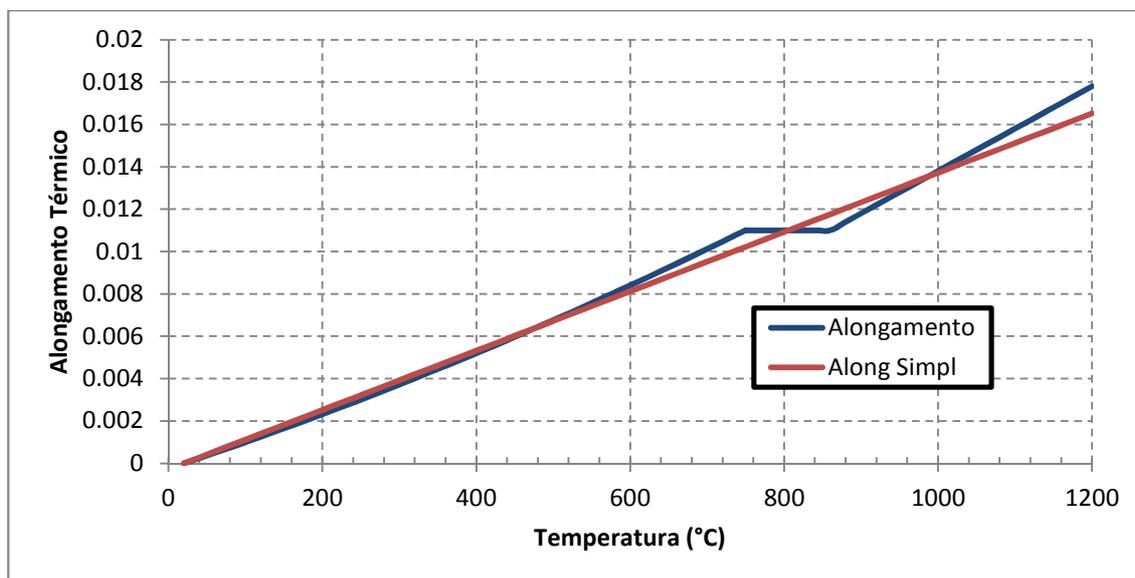


Figura 3. 28 - Alongamento Térmico do Aço

3.6.1.2 Propriedades Mecânicas

Além das propriedades térmicas do aço, também é importante o conhecimento da relação constitutiva do material e como ela se comporta com o aumento da temperatura. De maneira geral, sabe-se que tanto a resistência ao escoamento quanto o módulo de elasticidade são penalizados com o aumento de temperatura, mas a quantificação dessa redução é dada por coeficientes de redução específicos para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade.

A norma brasileira ABNT NBR 14323:1999 apresenta os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade para os perfis de aço laminados e também para os aços trefilados. Vale Lembrar novamente que as propriedades descritas na ABNT NBR 14323:1999 são aplicáveis somente para os perfis compatíveis com a ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010, caso contrário, deverão ser feitos ensaios para a determinação das propriedades do material em questão.

Já o EUROCODE 4 Part 1.2 traz os mesmos coeficientes de redução dos aços laminados encontrados na norma brasileira ($k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$), mas adiciona fatores de redução relativos ao limite de proporcionalidade ($k_{p,\theta}$) e à tensão última para os casos nos quais se consideram os efeitos de Strain Hardening que ocorre quando algum tipo de instabilidade local é prevenido, devido à ação do concreto da estrutura mista; mas só deve ser

considerado se a análise a ser feita for baseada em modelos avançados de cálculo e se provado que tais instabilidades não irão ocorrer.

Na figura 3.29 é apresentado o modelo constitutivo adotado pelo EUROCODE 4 Part 1.2 para os perfis de aço laminados em uma determinada temperatura θ e cuja taxa de aquecimento esteja entre 2 e 50 °C/min.

Sendo as variáveis apresentadas relativas à:

- $f_{ay,\theta}$ - Resistência ao escoamento
- $f_{ap,\theta}$ - Limite de proporcionalidade
- $E_{a,\theta}$ - Inclinação do trecho elástico, Módulo de Elasticidade na fase elástica
- $\varepsilon_{ap,\theta}$ - Deformação relativa ao limite de proporcionalidade
- $\varepsilon_{ay,\theta}$ - Deformação de escoamento
- $\varepsilon_{au,\theta}$ - Deformação limitante para a resistência ao escoamento
- $\varepsilon_{ae,\theta}$ - Deformação última

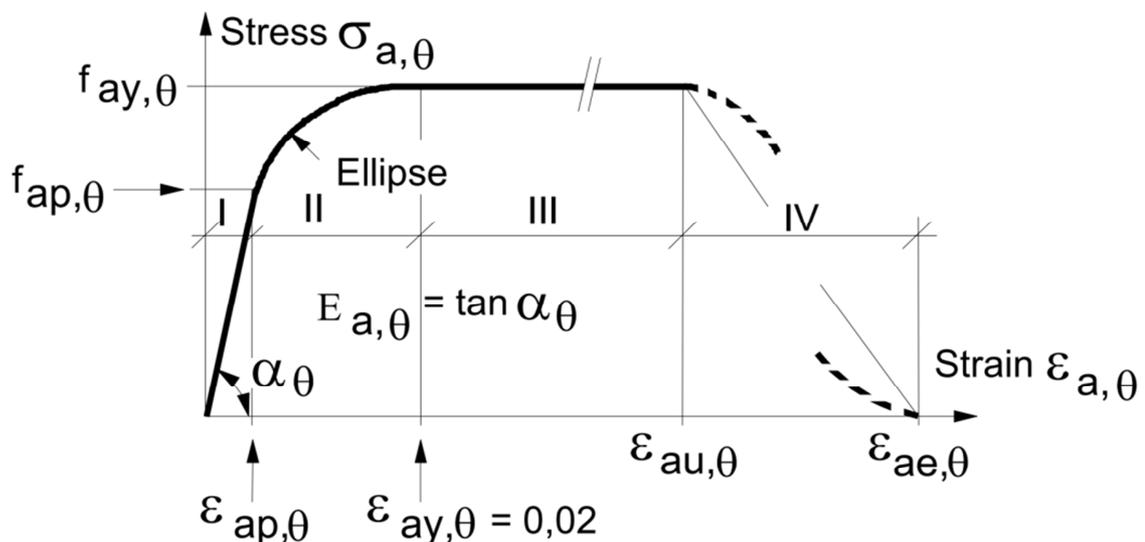


Figura 3. 29 - Modelo constitutivo do aço apresentado no EUROCODE 4 Part 1.2, EN 1994-1-2:2005

Os pontos de interesse do modelo constitutivo são encontrados a partir das expressões apresentadas na tabela 3.3, e de fatores de redução para a resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$), limite de proporcionalidade ($k_{p,\theta}$) e módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) conforme a tabela 3.4, figura 3.30 e equações 3.43, 3.44, 3.45 e 3.46.

Tabela 3. 3 - Parâmetros Referentes ao Modelo Constitutivo do Aço, EN 1994-1-2:2005

	Tensão	Módulo de Elasticidade
$\varepsilon < \varepsilon_{ap,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{ap,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{ay,\theta}$	$f_{ap,\theta} - c + (b/a) \left[a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon)}{a \left[a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{ay,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0
$\varepsilon_{au,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{ae,\theta}$	$f_{ay,\theta} \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{au,\theta}) / (\varepsilon_{ae,\theta} - \varepsilon_{au,\theta}) \right]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{ae,\theta}$	0,00	-
Parâmetros	$\varepsilon_{ap,\theta} = f_{ap,\theta} / E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{ay,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{au,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{at,\theta} = 0,20$	
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	

Nas equações em questão, f_y e E_a são, respectivamente, a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade à temperatura igual a 20°C.

• $k_{y,\theta} = f_{ay,\theta} / f_y$ (3.43)

• $k_{p,\theta} = f_{ap,\theta} / f_y$ (3.44)

• $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$ (3.45)

• $k_{u,\theta} = f_{au,\theta} / f_{ay}$ (3.46)

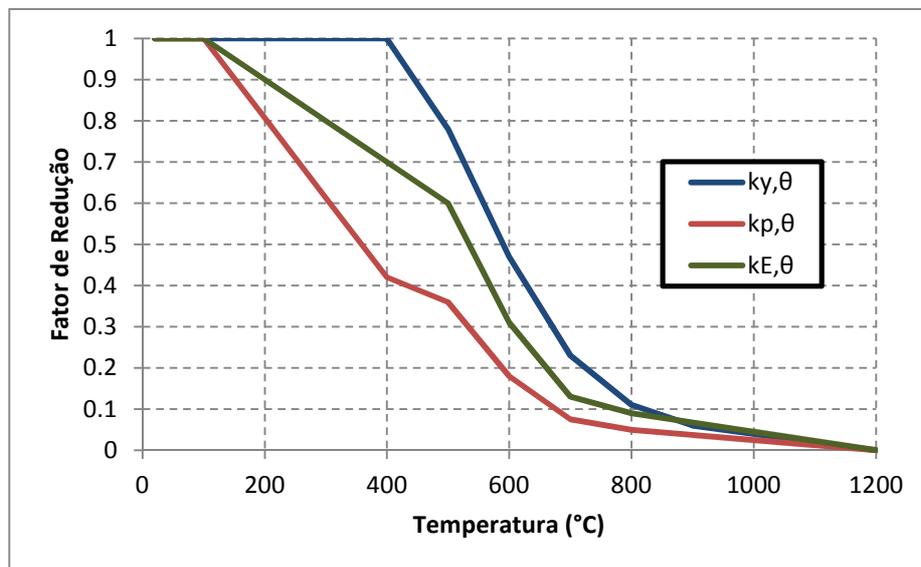


Figura 3. 30 - Fatores de Redução para o modelo constitutivo do aço em função da temperatura

Tabela 3. 4 - Fatores de Redução para o Aço em temperaturas elevadas, EN 1994-1-2:2005

<i>Temperatura (T_a)</i>	$k_{y,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{u,\theta}$
20°C	1	1	1	1,25
100°C	1	1	1	1,25
200°C	1	0.807	0.9	1,25
300°C	1	0.613	0.8	1,25
400°C	1	0.42	0.7	1
500°C	0.78	0.36	0.6	0,78
600°C	0.47	0.18	0.31	0,47
700°C	0.23	0.075	0.13	0,23
800°C	0.11	0.05	0.09	0,11
900°C	0.06	0.0375	0.0675	0,06
1000°C	0.04	0.025	0.045	0,04
1100°C	0.02	0.0125	0.0225	0,02
1200°C	0	0	0	0

3.6.2 Concreto

De forma semelhante ao aço, tanto as propriedades mecânicas quanto térmicas do concreto podem ser encontradas no EUROCODE 2 Part 1.2, quando forem analisadas estruturas exclusivamente de concreto. Porém, como as propriedades físicas de interesse estão relacionadas ao concreto presente em uma estrutura mista de aço e concreto, serão utilizados os dados apresentados na ABNT NBR 14323:1999 e no EUROCODE 4 Part 1.2. De maneira geral as considerações e equacionamentos apresentados nas normas brasileiras e estrangeiras são bastante semelhantes, inclusive em relação às normas específicas de concreto ou de estruturas mistas, sendo feitas apenas simplificações e adaptações entre elas.

3.6.2.1 Propriedades Térmicas

3.6.2.1.1 Condutividade Térmica

Concreto de Densidade Normal

Assim como no caso do aço, a condutividade térmica do concreto é dada em W/m°C, sendo definida no EUROCODE 4 Part 1.2 por uma envoltória cujos limites superior e o inferior são apresentados na figura 3.31 e nas equações 3.47 e 3.48.

Limite superior

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta_c/100) + 0,0107(\theta_c/100)^2; \quad 20^\circ C \leq \theta_c \leq 1200^\circ C \quad (3.47)$$

Limite inferior

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta_c/100) + 0,0057(\theta_c/100)^2; \quad 20^\circ C \leq \theta_c \leq 1200^\circ C \quad (3.48)$$

O EN 1994-1-2:2005 recomenda o uso da equação do limite superior, pois foi obtida por meio de ensaios em elementos estruturais mistos de aço e concreto. Tal recomendação é também adotada pela ABNT NBR 14323:1999, que só apresenta essa equação e sugere $\lambda_c = 1,6$ W/m°C para os métodos simplificados.

Concretos Leves

A condutividade térmica para os concretos leves, segundo o EUROCODE 4 Part 1.2, é apresentado segundo a equação 3.49.

$$\lambda_c = 1,0 - (\theta_c/1600); \quad 20^\circ C \leq \theta_c \leq 800^\circ C \quad (3.49)$$

$$\lambda_c = 0,5; \quad \theta_c \geq 800^\circ C$$

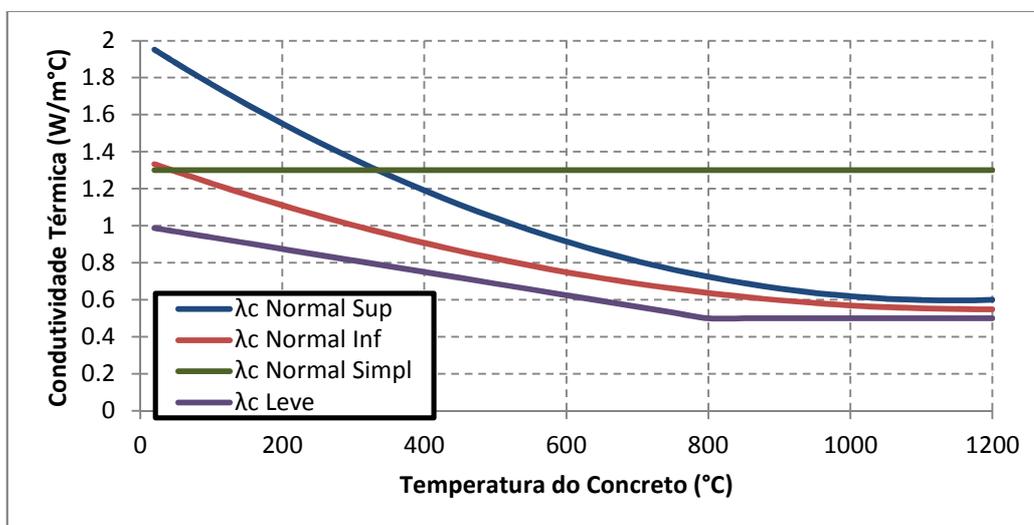


Figura 3. 31 - Condutividades Térmicas para os Concretos normais e leves

3.6.2.1.2 Calor Específico e Capacitância

Concreto de Densidade Normal

O calor específico para o concreto de densidade normal seco (umidade $u=0\%$) é dado tanto pelo EUROCODE 2 Part 1.2 quanto pelo EUROCODE 4 Part 1.2 segundo a equação 3.50. A ABNT NBR 14323:1999 apresenta uma equação simplificada para o calor específico mas, de maneira geral, apresenta valores bem semelhantes aos descritos nos EUROCODES.

$$\begin{aligned}
 c_c &= 900; & 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100^\circ\text{C} \\
 c_c &= 900 + (\theta_c - 100); & 100^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \\
 c_c &= 1000 + (\theta_c - 200)/2; & 200^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\
 c_c &= 1100; & 400^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{3.50}$$

O concreto é um material higroscópico e, por isso, apresenta água no seu interior, de modo que para avaliar precisamente as temperaturas, seria preciso modelos que levassem em conta também a transferência de massa, devido à evaporação da água (WANG, 2002).

Sendo esse um processo de difícil execução, é adotada uma simplificação na qual é somada, no calor específico, a energia necessária para a evaporação da água no concreto. Esse pico é posicionado na temperatura de 100°C e se prossegue até os 115°C , seguido de um decaimento linear até os valores apresentados na equação 3.50 na temperatura de 200°C .

O EUROCODE 4 Part 1.2 apresenta os seguintes valores do pico ($c_{c,pico}$) no calor específico de acordo com a quantidade de água presente no concreto:

- $c_{c,pico} = 2020 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ para concretos com 3,0% de umidade em função do peso
- $c_{c,pico} = 5600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ para concretos com 10,0% de umidade em função do peso

Para os casos em que não é apresentada a quantidade de água no concreto, é recomendado, a favor da segurança, não utilizar valores maiores que 4%. De forma simplificada, as normas recomendam a adoção de $c_c=1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$, sem dependência da temperatura. A capacitância, como apresentado na equação 3.40, é função da densidade do material e, nesse caso, também varia com a temperatura.

No EUROCODE 4 part 1.2 é adotado o mesmo equacionamento da NBR 15200:2004 e do EUROCODE 2 Part 1.2, apresentado nas equações 3.51, quando as análises a serem

desenvolvidas tem por finalidade a resposta térmica da estrutura. A equação 3.52 mostra a representação simplificada da densidade.

$$\rho = \rho_{20^{\circ}\text{C}}; \quad 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 115^{\circ}\text{C}$$

$$\rho = \rho_{20^{\circ}\text{C}}[1 - 0,02(\theta_c - 115)/85]; \quad 115^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 200^{\circ}\text{C} \quad (3.51)$$

$$\rho = \rho_{20^{\circ}\text{C}}[0,98 - 0,03(\theta_c - 200)/200]; \quad 200^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 400^{\circ}\text{C}$$

$$\rho = \rho_{20^{\circ}\text{C}}[0,95 - 0,07(\theta_c - 400)/800]; \quad 400^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C}$$

$$\rho = 2354 - 23,47\left(\frac{\theta_c}{100}\right) \quad (3.52)$$

Ainda de maneira mais simplificada, é possível adotar o valor constante $\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$. As figuras 3.32 e 3.33 apresentam graficamente o comportamento do calor específico e da capacitância para concretos com densidade de 2300 kg/m^3 aos 20°C e variáveis com a temperatura, com umidades de 0, 1,5 e 3%.

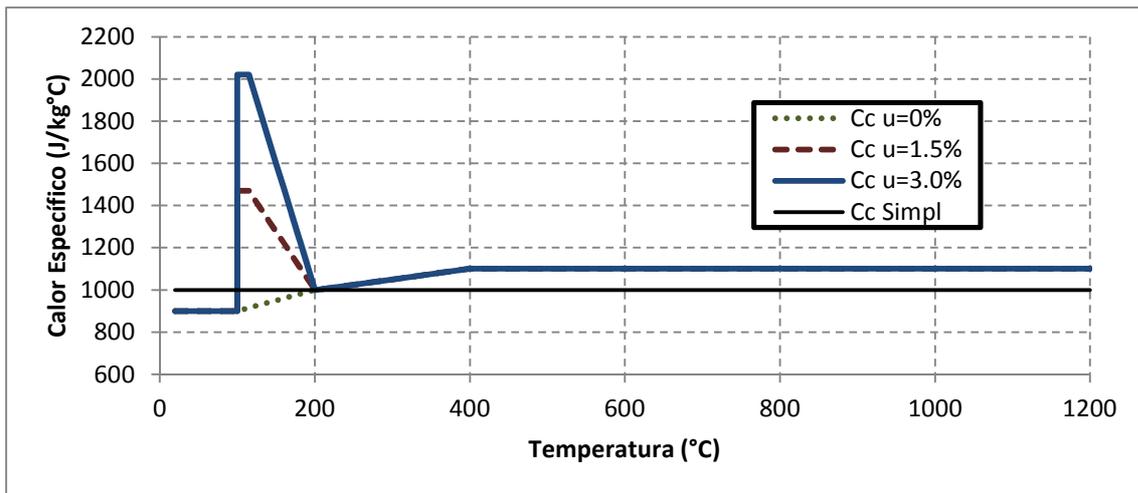


Figura 3.32 -- Calor Específico de concretos com densidade normal e umidades de 0, 1,5 e 3,0%

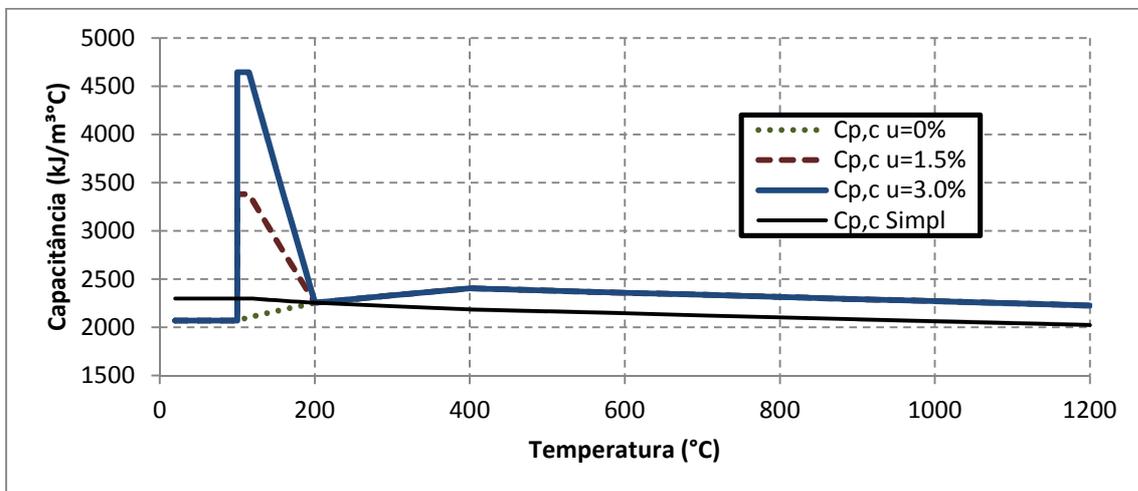


Figura 3.33 - Capacitância de concretos com densidade normal e umidades de 0, 1,5 e 3,0%

Concretos Leves

Para os concretos leves, o EUROCODE 4 adota calor específico constante igual a $c_c=840 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ e, para os casos que haja falta de dados do problema, a máxima umidade em peso deve ser de 5%. Em relação à densidade, um concreto é considerado leve quando apresenta valores de ρ na faixa de 1600 a 2000 kg/m^3 .

3.6.2.1.3 Alongamento Térmico

Concreto de Densidade Normal

O alongamento térmico relativo à expansão do concreto com o aumento da temperatura é dado pelo EUROCODE 2 Part 1.2 de duas maneiras distintas, uma para concretos formados por agregados silicosos e outra por agregados calcários. Já o EUROCODE 4 part 1.2 apresenta a equação de concreto com agregados silicosos como sendo o relativo aos concretos com densidade normal, e remete ao EUROCODE 2 para o caso de concretos com agregados silicosos. Os valores apresentados são relativos a um comprimento de referência a 20°C .

Agregados Silicosos

$$\begin{aligned} \frac{\Delta l}{l} &= -1,8 \times 10^{-4} + \frac{9}{10^6} \theta_c + \frac{2,3}{10^{11}} \theta_c^3; & 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \\ \frac{\Delta l}{l} &= 14 \times 10^{-3}; & 700^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (3.53)$$

Agregados Calcáreos

$$\begin{aligned} \frac{\Delta l}{l} &= \frac{-1,2}{10^4} + \frac{6}{10^6} \theta_c + \frac{1,4}{10^{11}} \theta_c^3; & 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 805^\circ\text{C} \\ \frac{\Delta l}{l} &= 12 \times 10^{-3}; & 700^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (3.54)$$

De maneira simplificada as normas adotam a equação 3.55 para o alongamento em qualquer temperatura. Na figura 3.34 pode ser visto graficamente o comportamento do alongamento térmico com o aumento de temperatura.

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \times 10^{-3} (\theta_c - 20) \quad (3.55)$$

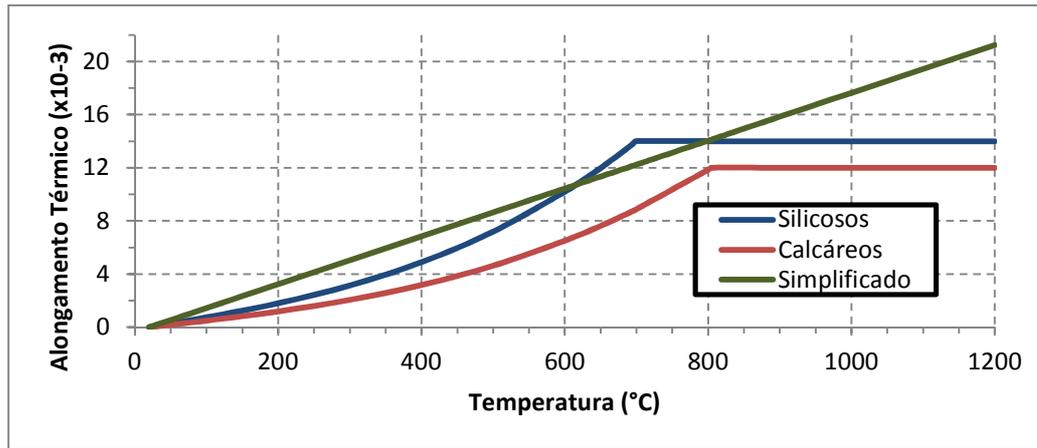


Figura 3. 34 - Alongamento Térmico Para diferentes tipos de concreto

Concretos Leves

Tanto o EUROCODE 4 Part 1.2 quanto a NBR 14323:1999 sugerem a relação linear 3.56 para o alongamento térmico dos concretos leves.

$$\frac{\Delta l}{l} = 8 \times 10^{-6}(\theta_c - 20) \quad (3.56)$$

3.6.2.2 Propriedades Mecânicas

O modelo constitutivo do concreto segundo o EUROCODE 4 Part 1.2, também é dividido para os casos de concretos normais e leves, de forma que as relações lá apresentadas só podem ser utilizadas em situações que as taxas de aquecimento estejam entre 2 e 50 °C/min. Para os demais casos, deverá ser comprovada a confiabilidade do uso de tais parâmetros. De forma semelhante ao aço, é dada a relação constitutiva em função de parâmetros em temperaturas elevadas que, por sua vez, se relacionam com parâmetros em temperatura ambiente por meio de coeficientes de redução.

3.6.2.2.1 Concreto Comprimido

A relação constitutiva para o concreto comprimido é mostrada na figura 3.35 e tem como parâmetros a resistência à compressão ($f_{c,\theta}$) e a deformação correspondente ($\varepsilon_{cu,\theta}$). Os coeficientes de redução para a resistência à compressão são apresentados para os concretos de densidade normal e leve na tabela 3.5, assim como a deformação relativa a tal tensão, nesse caso, somente para os concretos normais. As deformações $\varepsilon_{cu,\theta}$ para os concretos leves devem ser obtidas por meio de ensaios.

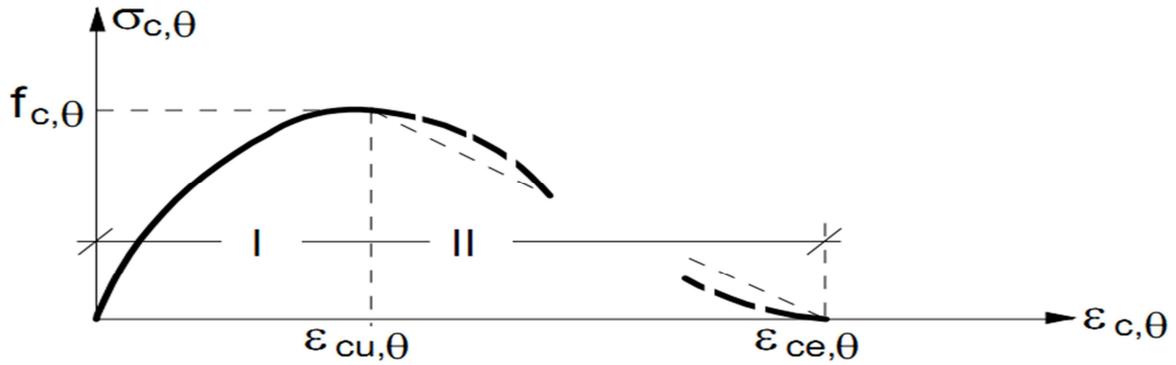


Figura 3. 35 - Modelo Constitutivo do Concreto, EN 1994-1-2:2005

Pode-se notar que o modelo apresenta dois ramos: um ascendente e outro descendente. A tensão no ramo ascendente é definida pela equação 3.57 e no descendente o EUROCODE remete ao seu anexo B, onde são mostradas diferentes configurações para esse trecho, assim como os valores da deformação $\epsilon_{ce,\theta}$ de acordo com a temperatura do concreto. A ABNT NBR 15200:2004 sugere que seja utilizada uma relação linear decrescente do ponto máximo ($f_{c,\theta}$) até a deformação $\epsilon_{ce,\theta}$, apresentada também na tabela 3.5.

$$\sigma(\epsilon) = \frac{3\epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta} \left[2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right]} \quad (3.57)$$

Tabela 3. 5 - Fatores de Redução e Deformações de Interesse relativos ao modelo constitutivo do concreto de densidade normal e leve formado por agregados Calcáreos em altas temperaturas, EN 1994-1-2:2005

Temperatura (°C)	Agregados Calcáreos			Agregados Silicosos		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{cu,\theta}$	$\epsilon_{ce,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{cu,\theta}$	$\epsilon_{ce,\theta}$
20	1	0.0025	0.02	1	0.0025	0.02
100	1	0.004	0.0225	1	0.004	0.0225
200	0.97	0.0055	0.025	0.95	0.0055	0.025
300	0.91	0.007	0.0275	0.85	0.007	0.0275
400	0.85	0.01	0.03	0.75	0.01	0.03
500	0.74	0.015	0.0325	0.6	0.015	0.0325
600	0.6	0.025	0.035	0.45	0.025	0.035
700	0.43	0.025	0.0375	0.3	0.025	0.0375
800	0.27	0.025	0.04	0.15	0.025	0.04
900	0.15	0.025	0.0425	0.08	0.025	0.0425
1000	0.06	0.025	0.045	0.04	0.025	0.045
1100	0.02	0.025	0.0475	0.01	0.025	0.0475
1200	0	-	-	0	-	-

O modelo apresentado é relativo aos concretos com agregados silicosos, sendo que o mesmo pode ser aplicado conservativamente para o caso de agregados calcários. Mas se houver necessidade de uma abordagem mais precisa, é sugerido o uso do EUROCODE 2 Part 1.2, onde também são apresentados os valores da tabela 3.5.

No que diz respeito ao concreto tracionado, as normas aqui citadas sugerem que conservativamente seja desconsiderado, ou seja, com sua resistência igual a zero. Mas também apresenta a equação 3.58 para os casos em que ele deva ser levado em consideração. Como pode ser visto na equação 3.59, a resistência à tração do concreto só é considerada até a temperatura de 600°C, ponto esse em que o $k_{c,t}$ se torna igual a zero.

$$f_{ck,t} = k_{c,t} f_{ck} \quad (3.58)$$

$$k_{c,t} = 1,0; \quad 20^{\circ}C \leq \theta_c \leq 100^{\circ}C$$

$$k_{c,t} = 1,0 - 1,0 (\theta_c - 100)/500; \quad 100^{\circ}C \leq \theta_c \leq 600^{\circ}C \quad (3.59)$$

Aspectos da modelagem numérica

4.1 Introdução

A análise numérica deve representar coerentemente um modelo físico, porém, não é possível inserir todos os parâmetros e imprecisões presentes dos modelos experimentais. Dessa forma, são adotadas certas simplificações com a finalidade de reduzir o esforço computacional, sem comprometer a precisão dos resultados e a representação física do caso analisado.

Tendo em vista os modelos constitutivos, presentes no DIANA, mais precisos para a representação do concreto, tal código computacional se mostrou, durante as análises aqui realizadas, uma ferramenta numérica bastante adequada para a modelagem de estruturas de concreto e mistas de aço e concreto. Outro interesse nesse mesmo pacote computacional diz respeito ao pouco conhecimento com relação ao seu desempenho no contexto das análises térmicas e termoestruturais, de forma que nesse trabalho procurou-se avaliar a sua aplicabilidade nesses tipos de análises.

Dessa forma, o presente capítulo apresenta o processo detalhado da estratégia numérica adotada com vistas à modelagem de vigas mistas de aço e concreto assim como a explicação dos principais parâmetros e considerações utilizadas.

4.2 Sobre o código DIANA – Breve abordagem

Como dito anteriormente, o código computacional DIANA é um pacote que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) e possui um vasto campo de aplicação, sendo utilizado também na engenharia mecânica, biomecânica, geotécnica, entre outras. Porém, o diferencial deste código para os demais, também baseados no MEF, é o fato de este ter sido totalmente desenvolvido por engenheiros civis e, por isso, trata-se de ferramenta adequada para os materiais aplicados na construção civil, inclusive para a simulação do concreto, considerando seus fenômenos complexos como fissuração, plasticidade, fluência, retração, cura, efeitos de temperatura e instabilidade, entre outros (RAMOS, 2010).

Diversos tipos de análise podem ser feitas com o DIANA, dentre as quais se destacam: *Análise linear estática*; *Não linear física* com diversos modelos pré definidos de materiais; *dinâmica* para casos de análises transientes e de interação de fluidos com a estrutura; *Estabilidade de Euler* possibilitando obter desde os modos de flambagem da estrutura até os deslocamentos pós flambagem; *Fásica*, que possibilita avaliar os efeitos durante toda a construção de modo a determinar quais são os estágios críticos do processo; e por fim, as análises de *fluxo térmico e termoestrutural*, com as quais é possível descobrir a variação de temperatura e as consequências em elementos estruturais no que se refere às tensões e deformações.

O código DIANA apresenta um módulo para cada tipo de análise descrita anteriormente, e, para cada módulo, são apresentadas funções específicas em todas as fases do processamento. O módulo **termoestrutural** consiste, na verdade, da junção de dois outros módulos: o **estrutural não linear** e o de **fluxo térmico**. Vale destacar que cada módulo possui o seu conjunto próprio de elementos finitos, carregamentos e propriedades dos materiais, sendo o modelo final resultado da sobreposição dos dois casos.

Porém, mesmo como parte de domínios diferentes, todos os dados devem ser considerados em apenas um modelo, pois em análises termoestruturais acopladas o código DIANA irá automaticamente converter os resultados da análise térmica em dados para a análise estrutural. Porém, o modelo térmico deve ser formado por elementos linearmente interpolados, enquanto que no modelo estrutural os elementos devem ser quadraticamente interpolados, sendo o próprio DIANA responsável pela conversão dos elementos de acordo com a tabela 4.1. Dessa forma, o modelo térmico a ser desenvolvido deve ser compatível

com o modelo estrutural apresentado em RAMOS (2010), desenvolvido no DIANA, por meio da tabela 4.1 para o tipo de análise desejada, nesse caso a termoestrutural acoplada.

Tabela 4. 1 - Elementos finitos correspondentes para diferentes tipos de análises no DIANA (DIANA - User's manual - Analysis Procedures, 2005)

Flow–stress domain		Conversion to flow analysis			
		heat	concen.	groundwater	
pl. stress	CT12M	T3HT	T3HT	T3GW	T3HT
	CQ16M	Q4HT	Q4HT	Q4GW	Q4HT
pl. strain	CT12E	T3HT	T3HT	T3GW	T3HT
	CQ16E	Q4HT	Q4HT	Q4GW	Q4HT
	CQ20E	Q4HT	Q4HT	Q4GW	Q4HT
	CQ22E	Q4HT	Q4HT	Q4GW	Q4HT
axisymm.	CT12A	T3AHT	T3AHT	T3AGW	T3AHT
	CQ16A	Q4AHT	Q4AHT	Q4AGW	Q4AHT
	CQ20A	Q4AHT	Q4AHT	Q4AGW	Q4AHT
	CQ22A	Q4AHT	Q4AHT	Q4AGW	Q4AHT
solid	CTE30	TE4HT	TE4HT	TE4GW	TE4HT
	CTP45	TP6HT	TP6HT	TP6GW	TP6HT
	CHX60	HX8HT	HX8HT	HX8GW	HX8HT
	CHX64	HX8HT	HX8HT	HX8GW	HX8HT
interface	N4IF	IPT2H	IPT2H	-	IPT2H
	N6IF	IPT2H	IPT2H	-	IPT2H
	CL12I	IL4HT	IL4HT	-	IL4HT
	CT36I	IT6HT	IT6HT	-	IT6HT
	CQ48I	IQ8HT	IQ8HT	-	IQ8HT

4.3 Sobre o modelo estrutural proposto em RAMOS (2010)

Neste item são apresentadas as principais considerações feitas em RAMOS (2010) para o desenvolvimento do modelo numérico estrutural com o uso do pacote computacional DIANA, nas fases de pré e processamento. Os modelos desenvolvidos em RAMOS (2010) e em PAES (2003) seguiram os protótipos ensaiados pelo Steel Construction Institute (SCI) (LAWSON ET AL., 1997), sendo que estes tinham o objetivo de determinar o momento fletor resistente da viga mista e a tensão última de aderência na interface entre o aço e o concreto. Para isso, foi utilizada uma viga *slim floor* com o perfil 280 ASB 100, com laje moldada *in loco* e largura efetiva da laje de 1000 mm, que correspondia a aproximadamente um oitavo do vão analisado. O esquema do modelo é mostrado na figura 4.1.

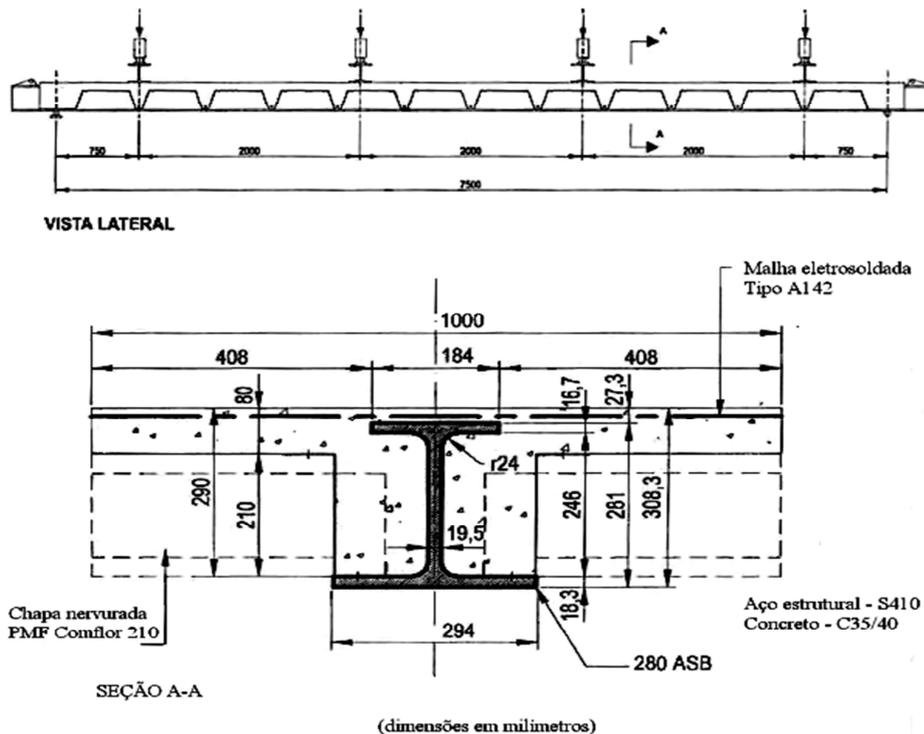


Figura 4. 1 – Geometria do modelo experimental para a viga *slim floor* com perfil assimétrico 280 ASB, LAWSON et al. (1997)

Nos ensaios, a flecha e o momento fletor máximo foram encontradas no meio vão com intensidades iguais a 150 mm e 790 kN.m, respectivamente. Nesse modelo, o carregamento da viga era composto por quatro cargas concentradas, conforme esquematiza a mesma figura 4.1. Em PAES (2003), também foi utilizado o modelo experimental descrito anteriormente como base para o desenvolvimento de seu modelo numérico, dessa vez com o código computacional ANSYS, apresentado na figura 4.2. Nos trabalhos apresentados em PAES (2003) e RAMOS (2010), não foram modeladas as nervuras das fôrmas de aço, sendo que, nos modelos numéricos, a região situada entre as mesas do perfil metálico está completamente preenchida de concreto em todo o comprimento da viga.

Foram utilizados elementos hexaédricos de oito nós, com três graus de liberdade por nó, referentes aos deslocamentos, e para a interface foram utilizados elementos de mola. Nesse caso, foi utilizada a simetria no meio do vão como estratégia para reduzir o número de elementos finitos. As cargas foram aplicadas de maneira distribuída em pequenas áreas como forma de simular os carregamentos concentrados sem gerar concentração de tensões nessa região. Para o concreto foi utilizado o modelo constitutivo que considera o critério de falha baseado na superfície de fluência de Drucker-Prager combinada com a superfície de

falha de Willam & Warnke (1975). Já para o aço foi considerado um modelo constitutivo elastoplástico perfeito com resistência ao escoamento de 410 MPa.

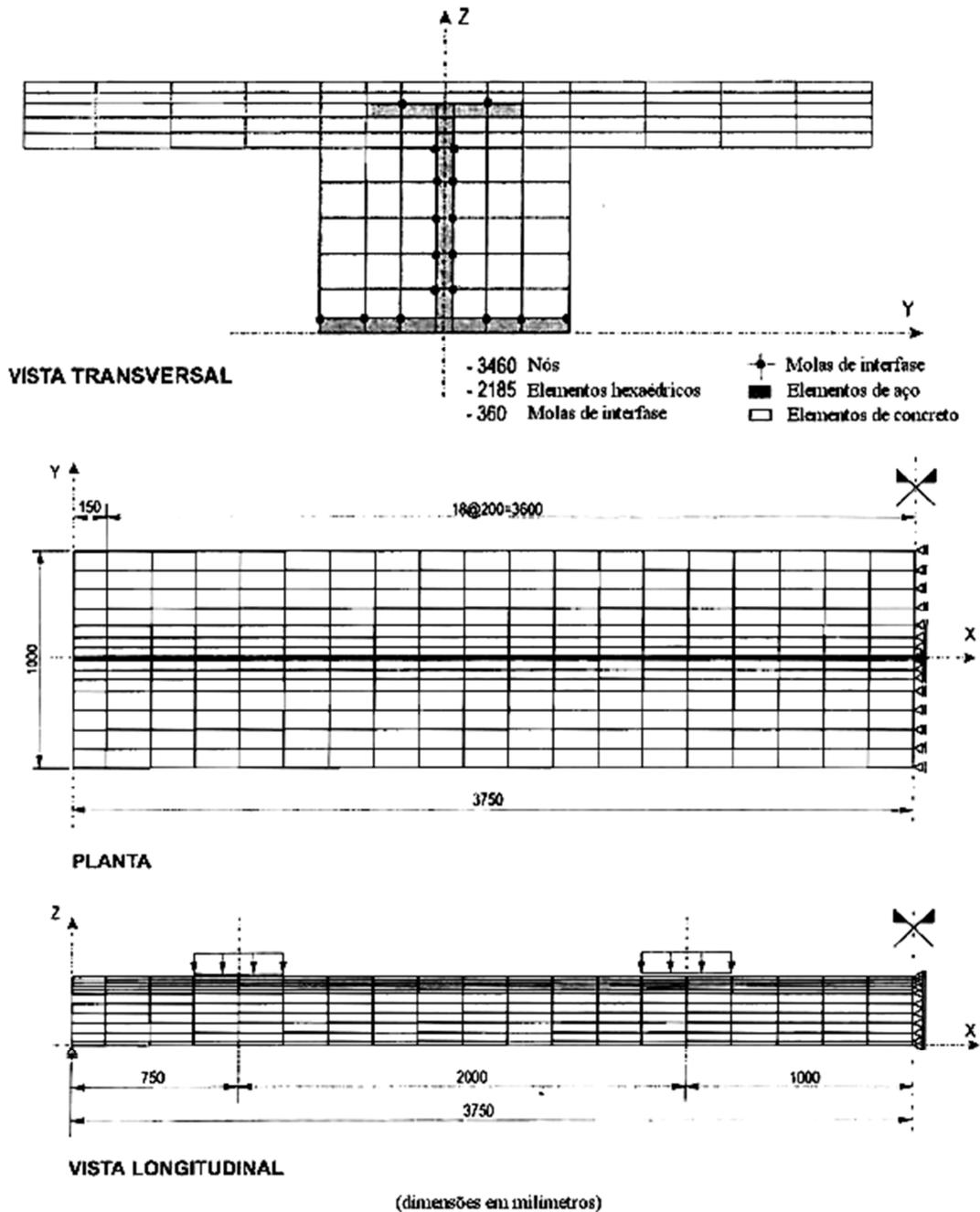


Figura 4. 2 - Modelo de elementos finitos no pacote computacional ANSYS proposto em PAES (2003)

Já para o modelo apresentado em RAMOS (2010), no DIANA se tomou por base algumas considerações apresentadas em PAES (2003), resultando no modelo visto na figura 4.3. A primeira diferença entre os modelos de PAES (2003) e RAMOS (2010), diz respeito à dificuldade de considerar a simetria do modelo, devido a problemas com a convergência.

Dessa forma, o modelo implementado no DIANA foi completo, com um apoio fixo em uma extremidade e móvel na outra (Viga isostática).

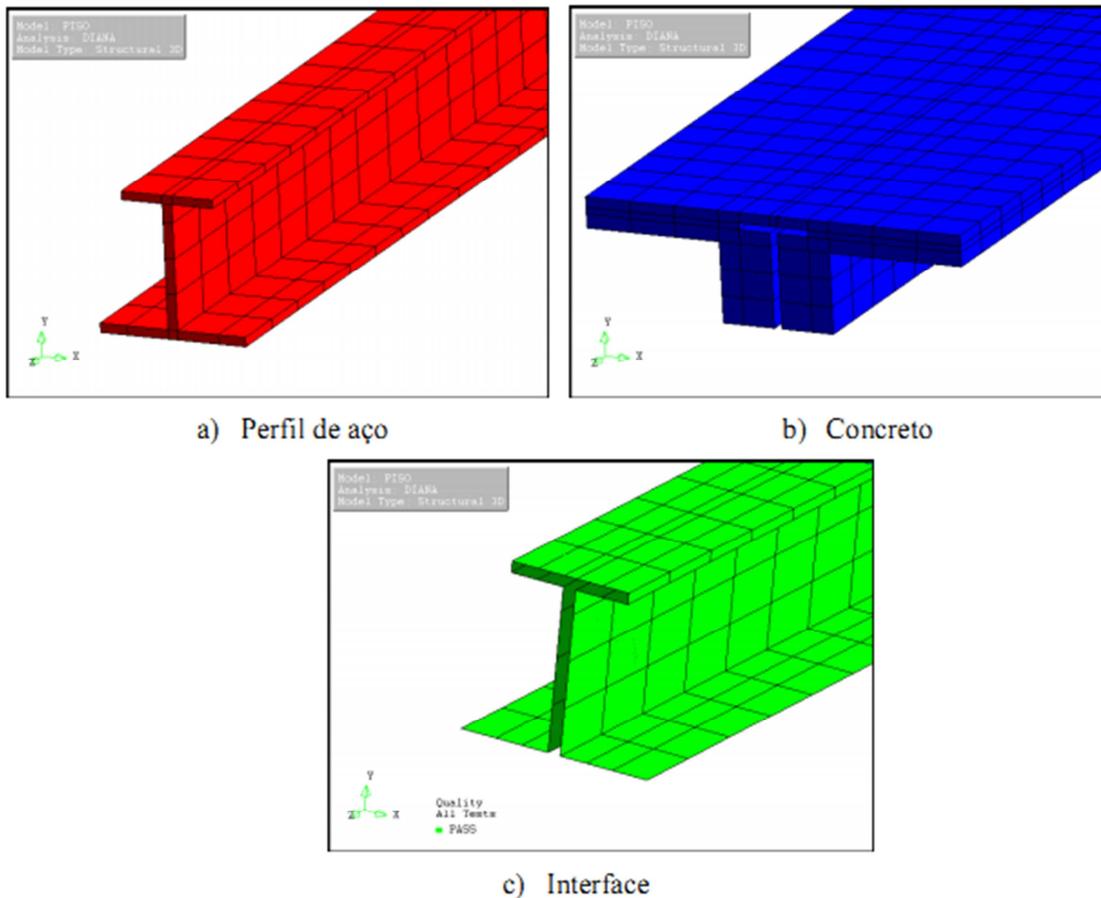


Figura 4. 3 – Malha de elementos finitos do modelo numérico proposto em RAMOS (2010)

Para a aplicação das cargas tentou-se utilizar chapas metálicas com rigidezes elevadas de modo a distribuir a carga em sentido transversal, porém, como é necessário igualar os deslocamentos para os nós coincidentes, a chapa não permitia a livre deformação do concreto. Dessa forma, as cargas foram aplicadas por carregamentos distribuídos em quatro pequenas áreas, da mesma forma que em PAES (2003), simulando as condições reais de uma carga concentrada e evitando problemas de convergência no modelo de elementos finitos.

O elemento finito utilizado para a modelagem do perfil de aço e do concreto foi o elemento HE20 CHX60, que possui 20 nós e interpolação quadrática para os deslocamentos. Já para a interface foi utilizado o elemento IS88 CQ48I o qual possui 16 nós e interpolação quadrática, mostrados na figura 4.4.

Já em relação à malha de elementos finitos, foram testadas várias configurações, tratando de casos menos ou mais simplificados, sendo que ao final do processo a malha

escolhida resultou com 4.176 elementos e 19.201 nós. Apesar de malhas mais refinadas terem sido testadas, a melhoria dos resultados em relação ao esforço computacional associado não se mostrou vantajosa.

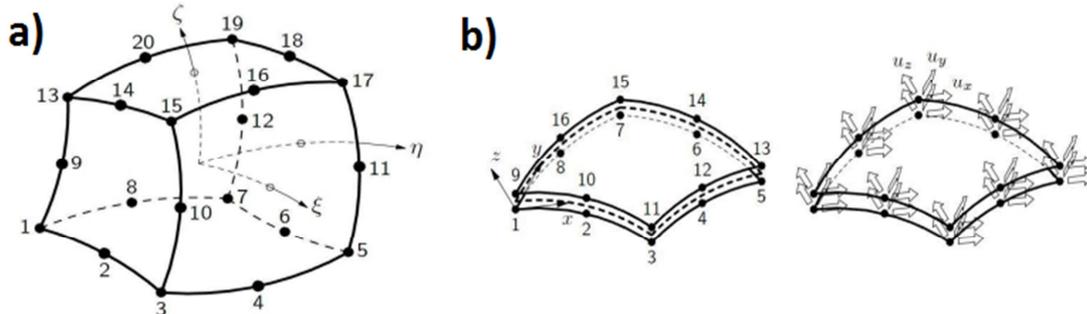


Figura 4. 4 - Elementos finitos utilizados, a) CHX60; b) CQ48I, RAMOS (2010)

No que diz respeito aos modelos constitutivos, o código DIANA disponibiliza diversos casos já pré-definidos para o concreto. Para análise de esforços associados à compressão são utilizados, geralmente, critérios de resistência com base na teoria da plasticidade, tais como *Rankine*, *von Mises*, *Tresca*, *Mohr-Coloumb* e *Drucker-Prager*. Para análise de esforços associados à tração são utilizados modelos que consideram a fissuração do concreto que são divididos, essencialmente, em: *os modelos de fissuração distribuída e os de fissuração discreta*. Vale destacar que ao se considerar fissuração discreta, apesar de proporcionar um modelo mais real, a cada panorama de fissuração é gerada uma nova malha de elementos finitos elevando demasiadamente o custo computacional da análise, razão pela qual em RAMOS (2010) se fez a adoção dos modelos de fissuração distribuída.

Porém, esses modelos são dependentes de propriedades da mecânica da fratura, tais como a energia de fraturamento na tração e na compressão (G_f e G_c), coeficiente de retenção de cisalhamento (β) e largura de banda de fissuras, além das resistências à tração e à compressão. Para a energia de fraturamento à tração usa-se a equação 4.1, função da resistência do concreto e do diâmetro máximo do agregado utilizado. Já a energia à compressão foi adotada como 50 vezes o seu correspondente a tração. Essa é uma consideração feita em FARIAS (2008) e também é apresentada no próprio manual do DIANA.

$$G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \left[N \cdot \frac{mm}{mm^2} \right] \quad (4.1)$$

Na equação 4.1, f_{cm0} é igual a 10 MPa e f_{cm} é dada pela equação 4.2. O valor de G_{f0} se refere ao valor básico da energia de fraturamento, o qual varia em função do diâmetro máximo adotado para o agregado do concreto, conforme tabela 4.2.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 [N/mm^2] \quad (4.2)$$

Tabela 4. 2 - G_{F0} em função do diâmetro máximo do agregado

$d_{m\acute{a}x}$ (mm)	G_{F0} (N.mm/mm ²)
8	0,025
16	0,030
32	0,058

Outro importante parâmetro a ser considerado é a largura de banda de fissura (h), a qual indica uma dimensão representativa dos elementos da malha e tem a função de caracterizar o aparecimento da fissura e do efeito de dano irreversível em um elemento finito. Esse valor pode ser dado pelo usuário ou calculado pelo DIANA a partir da equação 4.3, sendo adotada esta última no presente trabalho, em que V_e é o volume do elemento finito em questão.

$$h = \sqrt[3]{V_e} \quad (4.3)$$

No presente trabalho não foram utilizados os modelos incrementais, tais como o *multi-directional fixed crack model*, de modo que se optou por utilizar o modelo *total strain* que possui duas variações: o *rotating crack model* e o *fixed crack model*. O primeiro permite que a fissura mude de direção enquanto se propaga de acordo com a direção principal de deformação e o *fixed crack model*, que só permite que a fissura mude de direção quando apresentar uma rotação de 90°. Ambos foram considerados na etapa de validação, sendo que foram testados diversos valores para o coeficiente de retenção de cisalhamento (β), sendo eles 0,01, 0,35, 0,70 e 0,99; essa estratégia foi adotada devido à falta de trabalhos que abordassem a influência desse coeficiente para pisos mistos de pequena altura ou vigas mistas sujeitas à flexão.

Em BARROS (2009) e em SOUZA (2006) são apresentadas comparações de resultados da influência do parâmetro coeficiente de retenção de cisalhamento (β). Em SOUZA (2006) não foi encontrada diferença nos resultados variando β de 0,001 até 0,99, no caso de blocos

sobre duas estacas. Já em BARROS (2009) conclui-se que valores de β próximos a zero apresentam resultados diferentes dos reais, levando à ruptura com valores menores que os esperados. Dessa forma, em RAMOS (2010) foi constatado, a partir dos testes lá realizados, que seus resultados são mais coerentes com as observações feitas em BARROS (2009) que diz que o comportamento do modelo se aproximava mais do real com valores de β próximos da unidade. Em suma, o modelo que representou melhor a situação real foi aquele com o método de fissuras fixas e $\beta=0,99$.

Com todos esses parâmetros definidos é possível determinar o trabalho inelástico do material, que indica a quantidade de energia a ser dissipada em um elemento da malha para que haja o aparecimento de uma fissura. Na figura 4.5 é mostrada a janela de definição dos parâmetros do modelo constitutivo do concreto. Para o aço, o modelo constitutivo adotado foi o elastoplástico perfeito, com critério de plastificação de von mises.

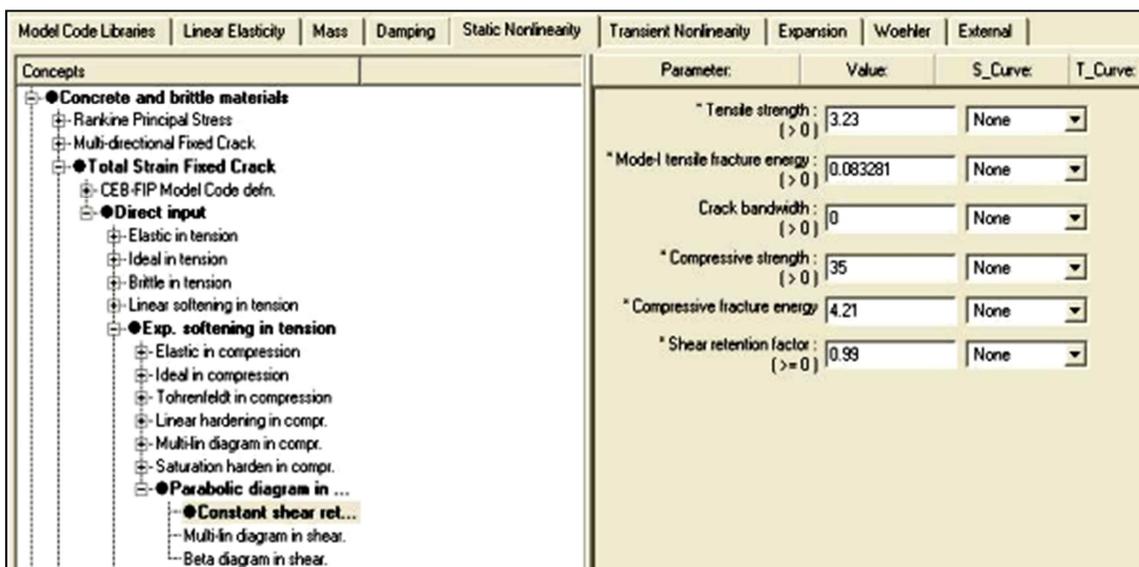


Figura 4. 5 - Definição dos parâmetros não lineares através do *Property Manager* no iDIANA, RAMOS (2010)

Como última fase da validação, foram testadas várias formas de considerar a interface entre o aço e o concreto, sendo que o problema encontrado foi a falta de informações na literatura sobre esses parâmetros. Dessa forma, fez-se a adoção de valores constantes para os módulos de rigidez normal e transversal da interface, D_{11} e D_{22} , respectivamente, resultando assim em um modelo linear para essa região. Como significado, tais parâmetros mostram as relações entre a tração normal e o deslocamento na direção do descolamento dos dois materiais, no caso do módulo de rigidez normal e, de forma análoga, para o módulo de rigidez tangencial. Na primeira bateria de testes foram considerados

valores para os módulos que variassem da ordem de 10^{-5} até 10^{10} , sendo que em cada teste foi considerado o mesmo valor para o parâmetro normal e tangencial.

Vale lembrar que há duas regiões da interface com considerações diferentes das adotadas nos testes. A interface da face inferior da mesa superior possui rigidez bem baixa devido à falta de aderência por dificuldades quando da concretagem, enquanto a interface da face superior da mesma mesa possui rigidez superior às demais, adotadas na ordem de 10^{11} , pois nessa região são criadas ranhuras no processo de fabricação que aumentam a aderência entre o aço e o concreto, situação essa que dispensa o uso de conectores de cisalhamento. Essas regiões são mostradas na figura 4.6.

Para as demais regiões da interface, onde será considerada a interação parcial entre o aço e o concreto, foram utilizados os seguintes valores de rigidez: 0,00001; 0,0001; 0,001; 0,01; 0,1; 1; 10; 100; 1000; 10000; 100000; 1000000. Os comportamentos encontrados foram os mais diversos, sendo que para menores valores de D_{11} e D_{22} notou-se a presença de descontinuidade no início do trecho linear, enquanto que para valores mais elevados, a descontinuidade se dava mais no final deste mesmo trecho. Porém, para os valores 0,1 e 0,01 a descontinuidade quase não era pronunciada e para a unidade o problema não apresentava convergência.

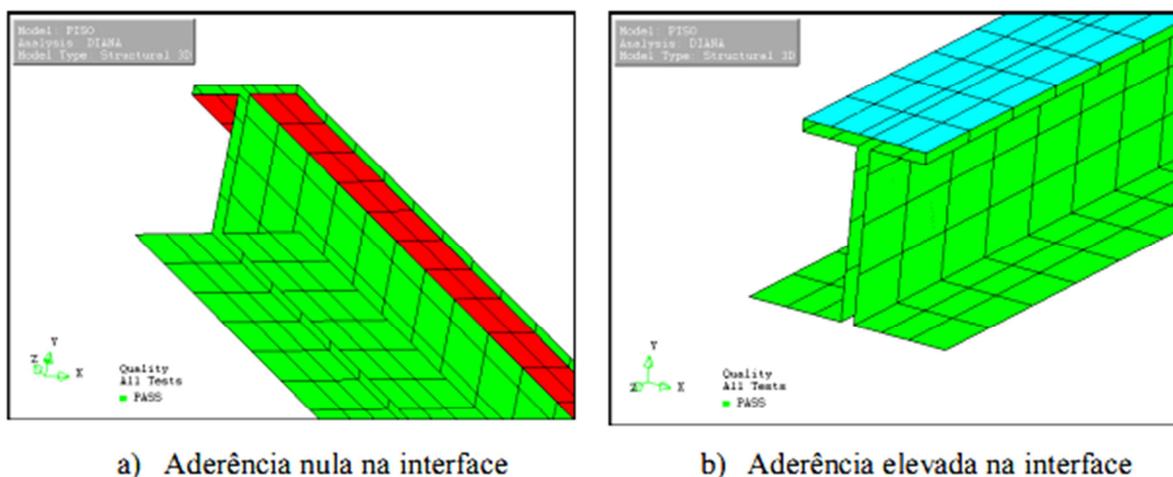


Figura 4.6 - Regiões da interface com aderências diferenciadas, RAMOS (2010)

Com valores da ordem de 10^5 e 10^6 , o resultado encontrado não era coerente. Por fim, comparando não somente as descontinuidades, mas também os valores do momento fletor máximo de ruptura e o seu respectivo deslocamento, conclui-se que os valores de D_{11} e D_{22} que simulavam melhor as condições de interface para esse modelo eram da ordem de 0,1 e 0,01 N/m³.

Sendo assim, foi testada a combinação desses diferentes valores para os módulos normais e tangenciais, sendo que $D_{11} = 0,1 \text{ N/mm}^3$ e $D_{22} = 0,01 \text{ N/mm}^3$ foram os valores que melhor se adequaram aos problemas em análise e serão utilizados em todas as análises estruturais e termoestruturais do trabalho. Nas figuras 4.7 e 4.8 podem ser vistas as curvas de momento fletor pela flecha no meio do vão para algumas das combinações dos valores de D_{11} e D_{22} .

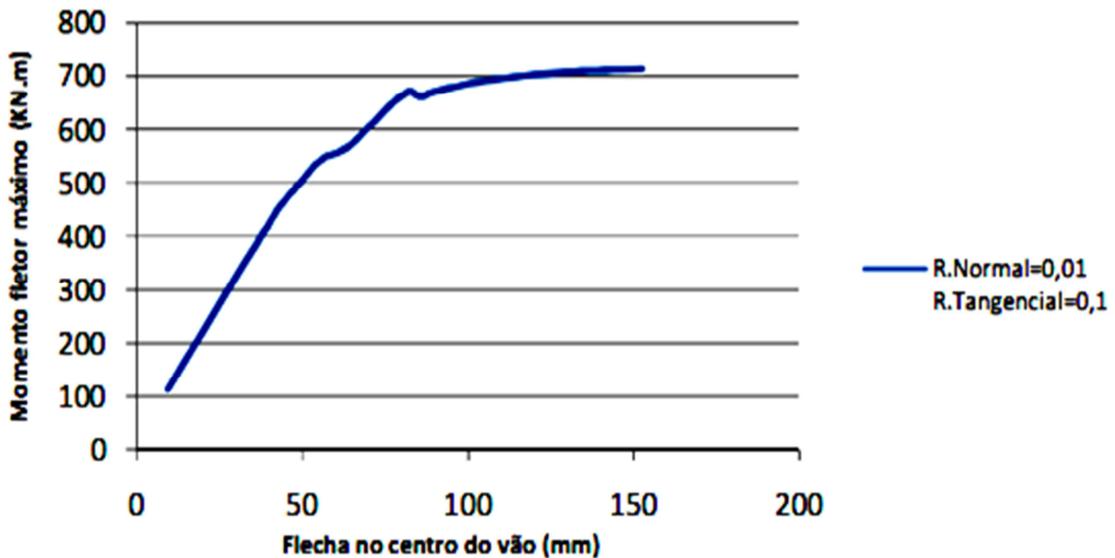


Figura 4. 7 - Combinação entre os valores de D_{11} e D_{22} , RAMOS (2010)

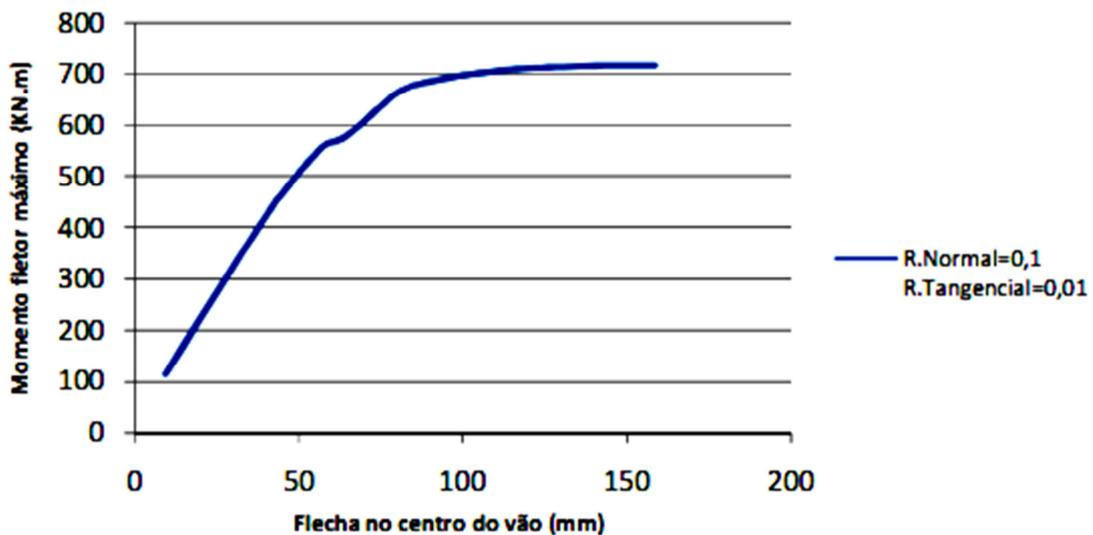


Figura 4. 8 - Combinação entre os valores de D_{11} e D_{22} , RAMOS (2010)

Por fim, em relação aos métodos de resolução das equações não lineares do sistema, os métodos de rigidez linear e secante apresentaram o mesmo comportamento, porém, o segundo necessita de mais iterações para a convergência e apresenta uma flecha menor que a esperada para a carga de ruptura encontrada. Também foram testados os métodos de

Newton-Raphson regular e modificado, sendo que ao final de todos os testes optou-se por utilizar o método de *Newton-Raphson Regular*.

Já no que diz respeito ao critério de convergência dos métodos iterativos, notou-se que quando é utilizada a norma em deslocamento não se obtém convergência para nenhum valor de tolerância. Já pela norma em energia, a tolerância de 1% não apresentou convergência, e usando as tolerâncias de 2% e 3% o comportamento encontrado foi praticamente igual. Por fim, foi escolhido o caso com menor tolerância, ou seja, 2%.

4.4 Modelo Termoestrutural - Considerações

A seguir são demonstradas todas as etapas necessárias para a criação do modelo termoestrutural tridimensional a partir da geometria e das considerações propostas em RAMOS (2010), detalhadamente apresentadas na seção 4.3.

4.4.1 Pré-processamento

O pré-processamento de um modelo consiste na definição de todos os parâmetros necessários para a execução da análise desejada como, por exemplo, geometria, elementos finitos, propriedades mecânicas e térmicas dos materiais, condições de contorno e carregamentos. O pacote computacional DIANA já possui pré e pós processadores próprios, no caso, o iDIANA, que apresenta todas as funções necessárias para a criação do modelo passo a passo. Além do iDIANA, também encontra-se disponível no mercado outros pré e pós processadores compatíveis com a entrada de dados do processador DIANA, sendo o MIDAS um exemplo.

A interface gráfica do iDIANA, conforme ilustrado na figura 4.9, é composta da linha de comandos na zona inferior (Zona A), da área de visualização do modelo (Zona B), de um resumo das entidades e propriedades do modelo (Zona C), com número de nós, elementos e carregamentos aplicados e, por fim, do lado esquerdo (Zona D) todos os comandos disponíveis no iDIANA para a criação do modelo.

Além da criação passo a passo pela árvore de comandos (zona D) ou mesmo pela digitação dos comandos (zona A), o iDIANA possui a opção de ler arquivos *batch*, sendo estes arquivos de texto que contenham todos os comandos necessários para a criação do modelo previamente definidos pelo usuário. Apesar de trabalhoso, o desenvolvimento dos scripts

possibilita maior velocidade para a criação de novos modelos, principalmente quando da intenção de realizar análises paramétricas.

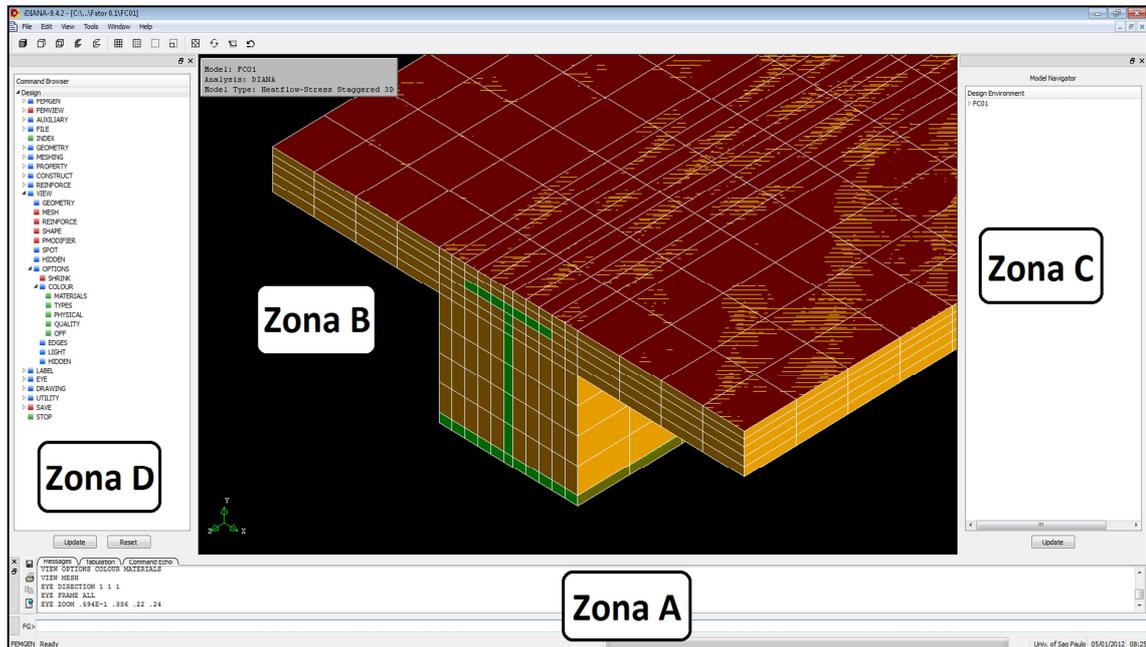


Figura 4.9 - Interface de trabalho do iDIANA

No presente trabalho foi utilizada uma planilha eletrônica devido a sua fácil programação, de forma que apenas apresentando os parâmetros relativos a dimensões e tipos de carregamentos utilizados, o script é automaticamente gerado e fica disponível para ser lido pelo iDIANA. Além de planilhas eletrônicas, podem ser utilizadas linguagens de programação como FORTRAN ou C para a criação de programas que gerem arquivos *batch*.

Anteriormente à tela mostrada na figura 4.9, ao iniciar o iDIANA é apresentada a janela para a escolha do nome, tipo e unidades do modelo. O modelo consiste do tipo “Heatflow-stress Staggered 3D”, sendo utilizadas as unidades do Sistema Internacional (SI) e temperaturas com unidades em °C. Todas as informações aqui descritas podem ser utilizadas também para modelos em duas dimensões.

4.4.1.1 Definição da geometria

A geometria é criada de forma hierárquica, ou seja, são criados primeiro os pontos, para depois a criação das linhas, superfícies e volumes. A geometria é criada de acordo com a seção transversal apresentada na figura 4.1.

A criação dos pontos de interesse da seção deve levar em conta todo o processo de modelagem, pensando em como serão criadas as superfícies de interface, a divisão da malha

de elementos finitos e métodos para facilitar a aplicação de cargas e condições de contorno. A primeira consideração a ser feita na definição das linhas diz respeito ao método escolhido para a geração da malha pelo DIANA.

Basicamente a malha pode ser gerada adotando um tamanho fixo para o elemento ou adotando divisões nas linhas que compõem o modelo. Como padrão, o iDIANA adota quatro divisões para uma linha gerada, de modo que quando executado o comando de geração da malha, denominado “*MESH GENERATE ALL*”, a mesma é criada efetuando a compatibilização dessas divisões pré estabelecidas e, dependendo do grau de complexidade do modelo, a malha resulta disforme com as dimensões dos elementos finitos muito diferentes entre si.

Para eliminar o tipo de problema descrito no parágrafo anterior, se faz a criação de toda a malha de forma manual adotando um grau maior de refinamento não só dos elementos finitos, como das linhas e nós que formam a geometria. Tal refinamento é realizado no sentido de criar pontos para todas as intersecções das linhas da seção, e também as intersecções das linhas reais com esses prolongamentos. Só deverão ser criados os pontos referentes às intersecções de dois prolongamentos se os mesmos estiverem localizados dentro da seção transversal.

Dessa forma, garante-se que linhas paralelas de mesmo comprimento venham a possuir o mesmo número de divisões que podem ser definidas como o usuário desejar. Longitudinalmente a viga é dividida em várias seções, tendo em vista os pontos de aplicação do carregamento mecânico que, nesse caso, é distribuído num comprimento de 400 mm em toda a largura efetiva da laje.

Outra consideração a ser feita na criação da geometria do modelo diz respeito às superfícies de interface entre o aço e o concreto. Os elementos de interface, no caso de modelos tridimensionais, funcionam como um elemento sólido com uma das suas dimensões nula. Dessa forma, define-se uma superfície em contato com o aço e outra em contato com concreto, para então definir as linhas relativas à espessura, que deverão ter comprimento nulo e apenas uma divisão na malha de elementos finitos. O processo para a criação dos elementos de interface se dá por meio das seguintes etapas:

a-) Criação das superfícies do aço e do concreto na região da interface ($S_{aço}$ e S_{conc});

b-) Em seguida, tais superfícies são copiadas dando origem a duas outras sobrepostas ($S_{i-aço}$ e S_{i-conc});

c-) Por fim, é feita a delimitação do elemento finito a partir das linhas da espessura do elemento (L_{E1} e L_{E2}).

Porém, tal elemento não está conectado às superfícies em questão e, para isso, os pares de superfícies ($S_{aço}$, $S_{i-aço}$ e S_{conc} , S_{i-conc}) deverão ser unidos novamente por meio do comando MERGE, estabelecendo-se assim a criação de um elemento de interface. Ao fim dessas etapas a geometria obtida é mostrada na figura 4.10.

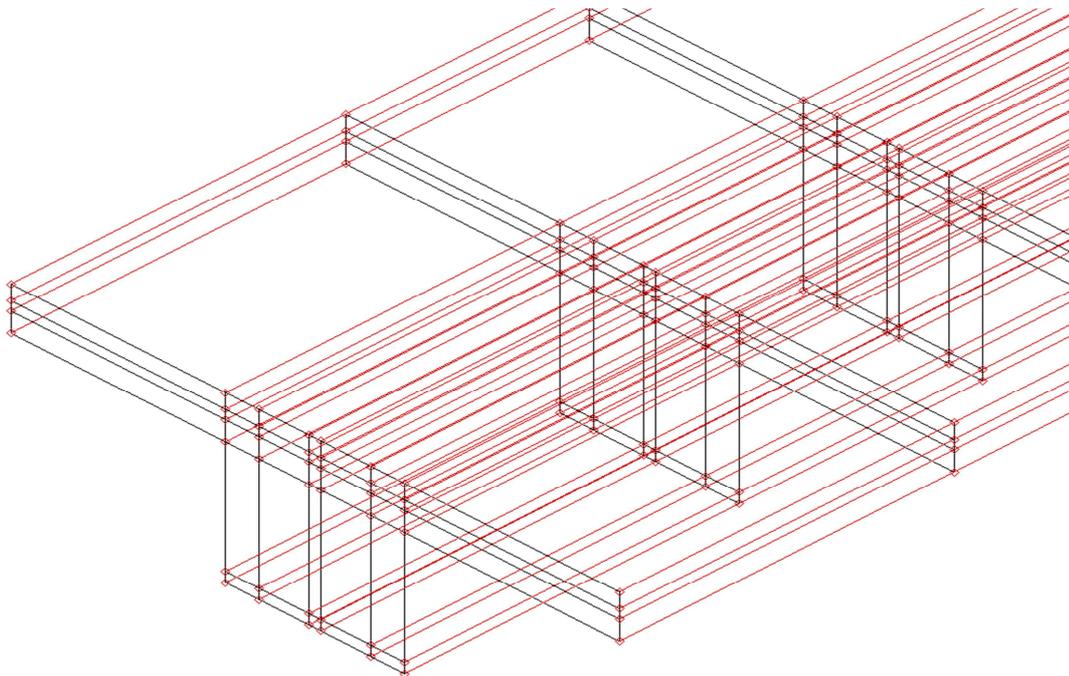


Figura 4. 10 - Geometria da viga criada no iDIANA

No sentido de facilitar a aplicação dos carregamentos, condições de contorno, aplicação das propriedades dos materiais e a visualização dos resultados, o iDIANA disponibiliza a criação de SETs, que são agrupamentos de entidades da geometria da maneira desejada. É aconselhado para o caso de estruturas mistas de aço e concreto a criação de SETs diferentes para todos os casos de interesse, ou seja, para o contorno do perfil metálico, para o contorno da laje de concreto, volume do perfil, volume da laje e as regiões de contato com os gases aquecidos e demais superfícies de interesse. Não há restrições para o número e os elementos que podem ser inseridos nos SETs, de modo que o mesmo elemento pode estar contido em quantos SETs forem necessários.

Pelo fato de ser muito extenso e ter sido desenvolvido por RAMOS (2010) não foi realizada a transcrição completa dos comandos para a criação da geometria, que possui

aproximadamente 5000 linhas de comando, mas na seção A do script, apresentado no Apêndice A, são citados os tópicos para o seu desenvolvimento, que consiste basicamente de comandos para a criação de SETS, pontos, linhas e superfícies. No que segue são listados os principais comandos utilizados, sendo os campos em letra maiúscula os padrões do iDIANA, enquanto que aqueles apresentados dentro dos colchetes devem ser preenchidos pelo usuário:

- Definição de Pontos
 - GEOMETRY POINT COORD *[nome do ponto] [coordenada x] [coordenada y]*
- Definição de Linhas
 - GEOMETRY LINE STRAIGHT *[nome da linha] [ponto inicial] [ponto final] [número de divisões na geração da malha]*
- Definição de Superfícies
 - GEOMETRY SURFACE 4SIDES *[lado 1] [lado 2] [lado 3] [lado 4]*
- Definição dos Volumes
 - GEOMETRY BODY 2SURFS *[sup1] [sup2]*
 - GEOMETRY BODY 6SURFS *[sup1] [sup2] [sup3] [sup4] [sup5] [sup6]*
- Manipulação de SETs
 - CONSTRUCT SET OPEN *[nome do SET]*
 - CONSTRUCT SET CLOSE
 - CONSTRUCT SET *[nome do SET]* APPEND LINES *[linha 1] [linha 2] ...*
 - CONSTRUCT SET *[nome do SET]* APPEND SURFACES *[sup 1] [sup 2] ...*
 - CONSTRUCT SET *[nome do SET]* APPEND BODIES *[body 1] [body 2] ...*

4.4.1.2 Definição dos Elementos Finitos

O modelo térmico completo é composto por três tipos de elementos finitos, sendo um para os volumes onde haverá a troca de calor por condução dentro do perfil ou da laje de concreto, outro elemento para simular a troca de calor nas superfícies de contato com o ar e com o fogo e, por fim, elementos para a interface de contato entre o aço e o concreto.

O código DIANA apresenta, em sua biblioteca, diversos tipos de elementos finitos específicos para a análise térmica. Como já explicado anteriormente, por se tratar de um modelo termoestrutural, os elementos para a análise térmica deverão ser de interpolação

linear. No capítulo 5 será visto, a partir de diversos testes, que nos modelos térmicos o tipo de interpolação não altera “significativamente” os resultados.

Dessa forma, os elementos finitos utilizados para a modelagem dos materiais aço e concreto, das zonas de interface e das superfícies de contato com o ar e o fogo, são os elementos HX8HT, IQ8HT e BQ4HT respectivamente, sendo que os dois primeiros estão de acordo com os elementos finitos estruturais CHX60 e CQ48I usados em RAMOS (2010) segundo a tabela 4.1. Os elementos finitos para a análise térmica são mostradas na figura 4.11.

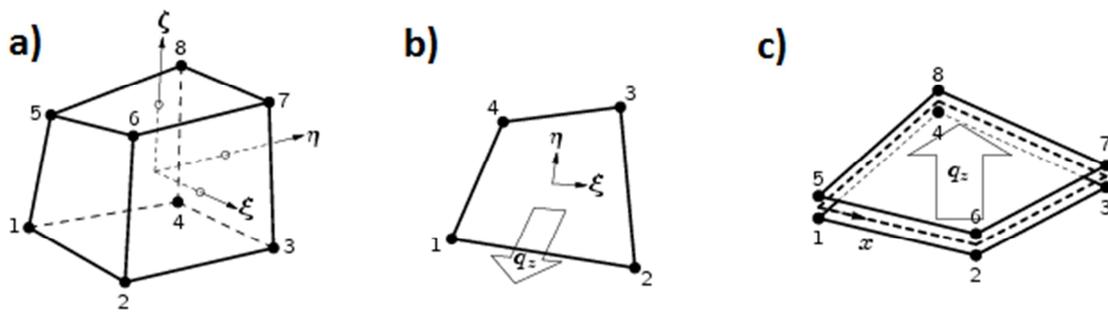


Figura 4. 11 - Elementos finitos utilizados na análise térmica; a) HX8HT, b) BQ4HT, c) IQ8HT

Outra vantagem da utilização dos SETs na fase de criação da geometria é observada no momento de associar cada entidade da geometria com o tipo de elemento desejado. Por exemplo, caso seja criado um SET que contenha todas as superfícies do perfil metálico e da laje de concreto, é possível associar o tipo de elemento Q4HT diretamente ao SET e não para cada um dos volumes, tornando a modelagem mais rápida e evitando erros.

A associação dos tipos de elementos nos SETs desejados é executada na seção B do script apresentado no apêndice A. Como pode ser visto, é utilizado basicamente o comando MESHING TYPES [nome do SET] [Tipo do elemento]. Com isso, o próximo passo a ser tomado se dá pela criação da malha, que pode ser feita individualmente para cada SET ou entidade ou, para todo o modelo, a partir do comando MESHING GENERATE ALL.

O último passo antes da definição dos materiais e dos carregamentos é a união dos elementos de contorno e de interface nas regiões de interesse do perfil. Durante a criação da geometria, os elementos de contorno dos materiais e de interface já foram adequadamente posicionados, ou seja, coincidentes com a superfície do perfil e da laje, como esquematizado na figura 4.12, mas apesar de ocuparem o mesmo espaço, não estão

devidamente unidas. Essa união é feita através do comando MERGE, que une nós coincidentes em um só.

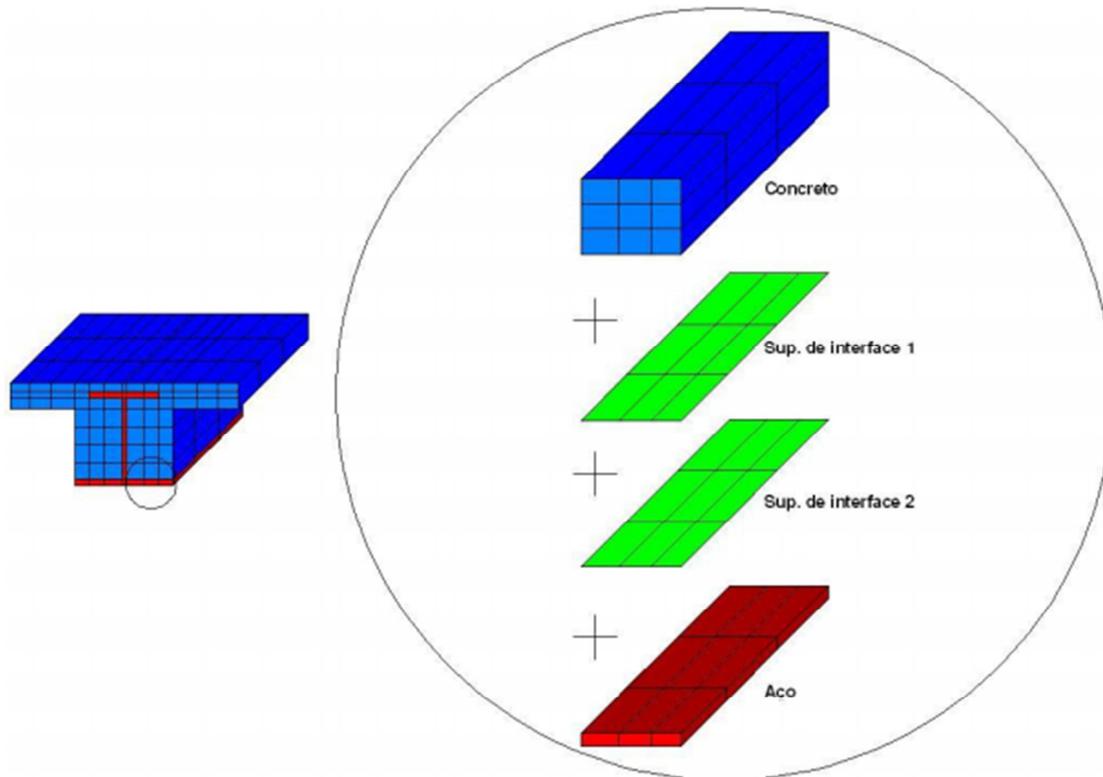


Figura 4.12 - Geometria necessária para a criação do elemento de interface, RAMOS (2010)

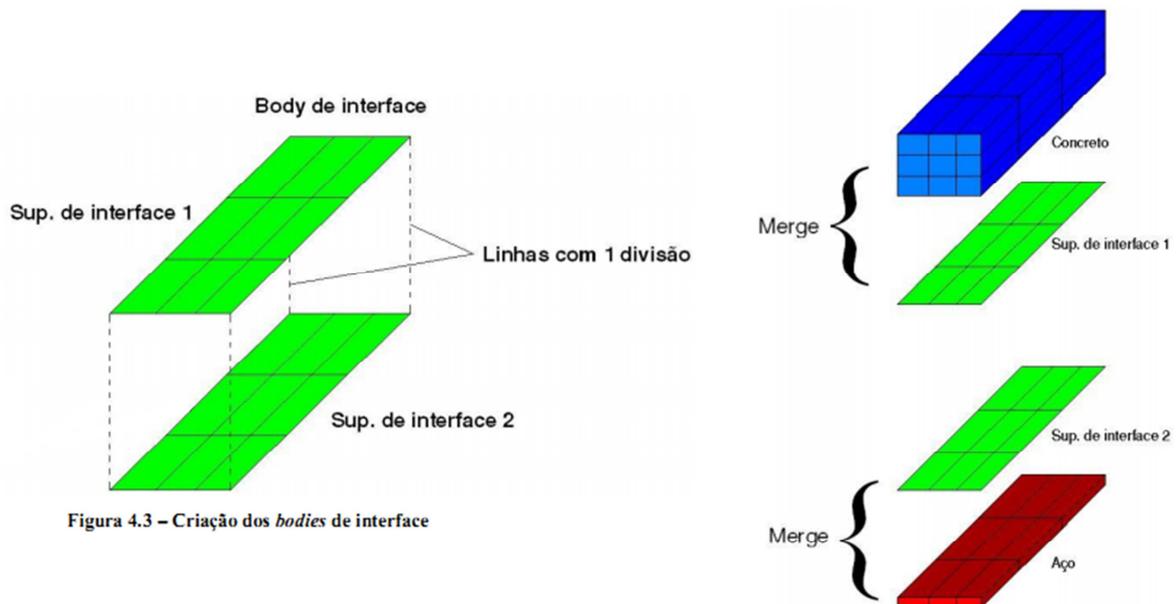


Figura 4.3 - Criação dos *bodies* de interface

Figura 4.13 - Elementos de interface e a utilização do comando MERGE, RAMOS (2010)

Em RAMOS (2010) é mostrado todo o processo de união destas superfícies. O que se aconselha é que seja criado um SET que contenha todos os elementos da laje de concreto e

a sua superfície de interface. De forma análoga, cria-se outro SET para os elementos do perfil metálico e sua respectiva superfície de interface, lembrando que um elemento de interface é composto pela superfície de contato do aço, do concreto e espessura nula. O mesmo deve ser feito para os elementos de contorno nas regiões que serviram para a troca de calor. Com isso, o comando MERGE será executado separadamente para cada um desses SETs recentemente criados, como mostra a figura 4.13. O processo de geração da malha e compatibilização dos nós é mostrada na seção D do script apresentado no apêndice A.

4.4.1.3 Propriedades dos materiais

O próximo passo na definição do modelo é estabelecer os materiais com suas respectivas propriedades térmicas e estruturais no DIANA. Para isso, o iDIANA disponibiliza o *Property Manager*, que consiste de interface simplificada para a organização e criação dos materiais e suas propriedades. A sua interface é mostrada na figura 4.14, porém, pelo fato de as propriedades térmicas adotadas no modelo serem, em sua grande maioria, dependentes do tempo, não é possível sua determinação direta na interface do *Property Manager*. Dessa forma, a solução apresentada é o redirecionamento dessas informações para arquivos de texto compatíveis com a entrada de dados do pré e do processador.

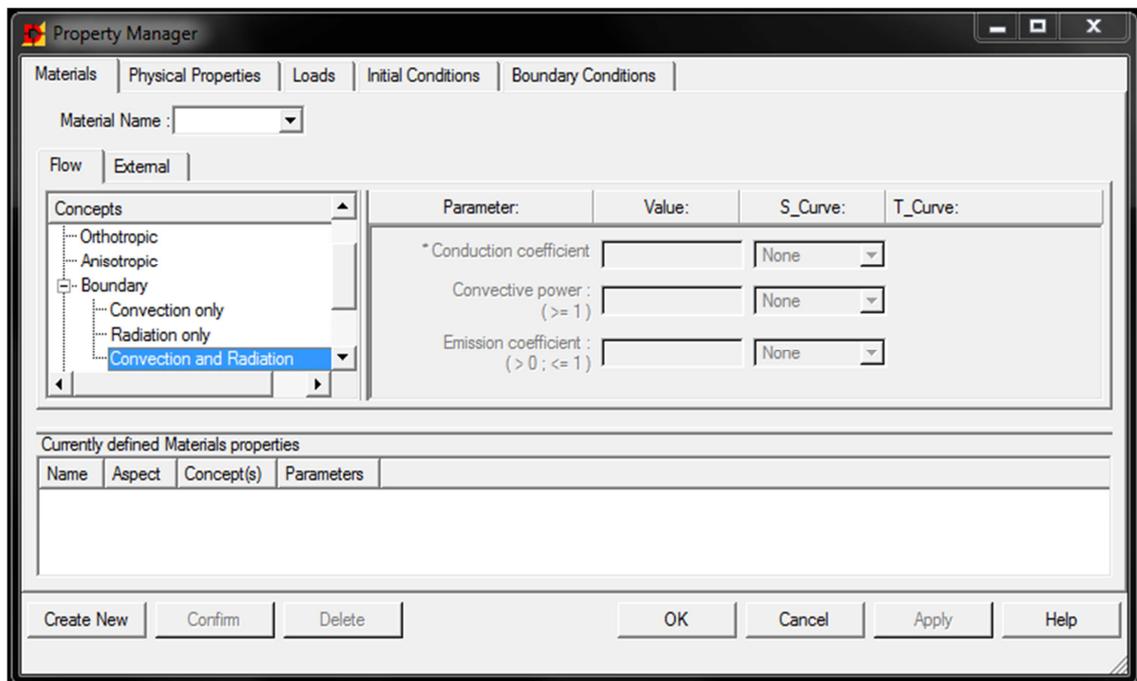


Figura 4. 14 - Janela do *Property Manager*

Desse modo são criados dois arquivos, um referente às propriedades do concreto e outro com as propriedades do aço, sendo que cada um deles contém cinco campos em comum no que diz respeito às propriedades térmicas, mostrados de acordo com a sintaxe 1 que é apresentada a seguir, ressaltando que os arquivos completos são reproduzidos no apêndice B do presente trabalho.

-----Sintaxe 1-----mat.dat-----

CONDOC [λ]

CAPACI [C_p]

TEMPER [Θ_1] [Θ_2] ... [Θ_i] ... [Θ_n]

CONDIS [λ_{Θ_1}] [λ_{Θ_2}] ... [λ_{Θ_i}] ... [λ_{Θ_n}]

CAPATT [C_{p,Θ_1}] [C_{p,Θ_2}] ... [C_{p,Θ_i}] ... [C_{p,Θ_n}]

Para os últimos parâmetros apresentados, valem:

- λ – Condutividade térmica constante adotada como o valor à temperatura ambiente;
- C_p – Capacitância térmica constante adotada como o valor à temperatura ambiente;
- λ_{Θ_i} – Condutividade térmica para a temperatura Θ_i ;
- C_{p,Θ_i} – Capacitância para a temperatura Θ_i .

Nota-se que mesmo sendo propriedades dependentes da temperatura, o código DIANA exige um valor constante, que é adotado como o valor para a temperatura ambiente. Os arquivos, nomeados de aco.dat e conc.dat, são associados a dois materiais no iDIANA, o MATACO e o MATCON, que por sua vez são atribuídos aos SETs que contenham os elementos finitos de interesse.

Já no que diz respeito às propriedades mecânicas, o iDIANA possui algumas limitações, pois, apesar de apresentar diversos modelos constitutivos à temperatura ambiente, tanto para o aço quanto para o concreto, alguns desses modelos não são compatíveis com a variação de temperatura. A seguir, são apresentados os modelos constitutivos para cada material adotados nas análises, bem como as considerações realizadas em cada caso.

● Considerações para a modelagem do Aço

Seguindo como referência o modelo numérico proposto e apresentado em RAMOS (2010), o material aço foi considerado por meio do critério de plastificação de von Mises sendo o 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 3.30, sendo esse caso o escolhido para a representação do aço no DIANA.

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. No iDIANA, a dificuldade encontrada para a representação dessa relação se deveu à 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, tanto a tração quanto à compressão dentro dos modelos total-strain.

Em relação ao aço, foram testadas duas soluções para o problema. A primeira solução consistiu em usar o diagrama elastoplástico 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. Esses testes serão devidamente mostrados no capítulo 5.

Antes de citar a entrada de dados para os dois casos analisados, vale ressaltar que uma das propriedades mecânicas que também deve ser atribuída ao modelo diz respeito ao coeficiente de dilatação térmica do material, o qual também pode ser dependente da temperatura. Lembrando que nessa etapa devem ser colocados os coeficientes de expansão térmica do material, que são obtidos por meio da inclinação das curvas de alongamento térmico ($\Delta l/l$), presentes nas normas.

A entrada de dados do modelo elásto-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, conforme sintaxe 2 mostrada a seguir, a qual deve ser incluída no mesmo arquivo que contenha as propriedades térmicas do material.

-----Sintaxe 2 - *Elastoplástico Perfeito*-----aco.dat-----

YOUNG [E_a]
POISON [ν]
TEMYOU [Θ_1] [E_{a,Θ_1}] ... [Θ_i] [E_{a,Θ_i}] ... [Θ_n] [E_{a,Θ_n}]
TEMALP [Θ_1] [α_{a,Θ_1}] ... [Θ_i] [α_{a,Θ_i}] ... [Θ_n] [α_{a,Θ_n}]
YIELD VMISES
YLDVAL [f_y]
TEMYLD [Θ_1] [f_{ay,Θ_1}] ... [Θ_i] [f_{ay,Θ_i}] ... [Θ_n] [f_{ay,Θ_n}]

Na qual,

- E_a - Módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente;
- ν – Coeficiente de Poisson;
- E_{a,Θ_i} – Módulo de elasticidade do aço na temperatura Θ_i ;
- α_{a,Θ_1} – Coeficiente de alongamento térmico na temperatura Θ_i ;
- f_y – Tensão de escoamento do aço em temperatura ambiente;
- f_{ay,Θ_i} – Tensão de escoamento do aço na temperatura Θ_i .

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 4.15a e 4.15 b, bem como pela equação 4.4.

$$\kappa_\theta = \varepsilon_\theta - \sigma_\theta / E_{a,\theta} \quad (4.4)$$

Na equação 4.4, 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

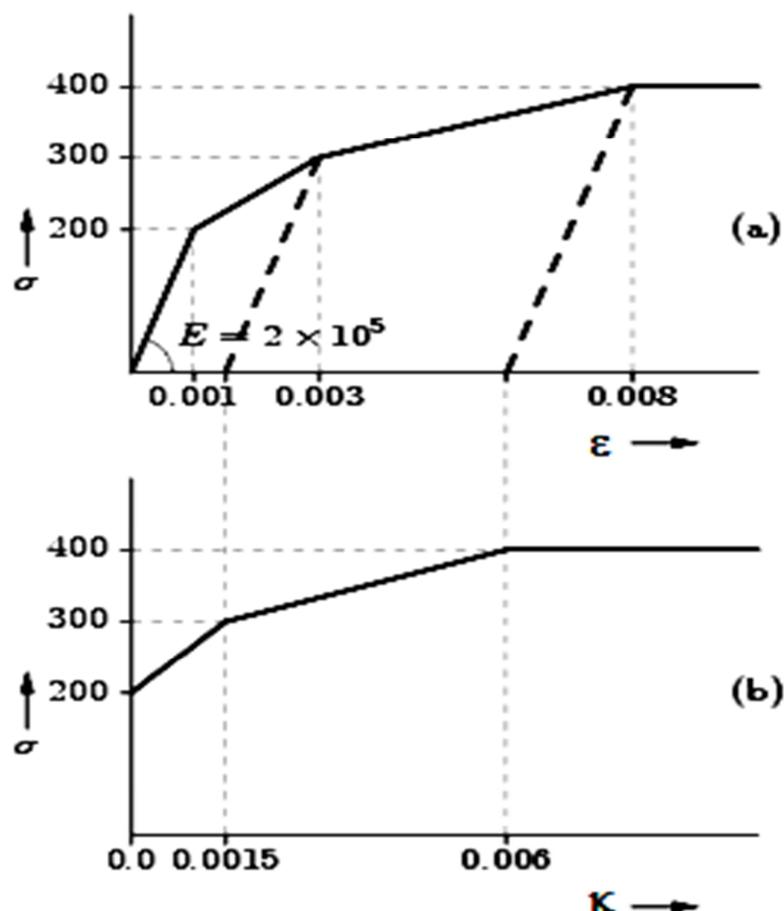


Figura 4. 15 - Obtenção das deformações plásticas equivalentes a partir de um diagrama tensão x deformação, DIANA (2005)

Desse modo, para o caso com encruamento deve-se entrar com os dados como mostra a sintaxe 3:

-----Sintaxe 3 - EUROCODE 4 Part 1.2-----aco.dat-----

```

YOUNG [ $E_a$ ]
POISON [ $\nu$ ]
TEMYOU [ $\theta_1$ ] [ $E_{a,\theta_1}$ ] ... [ $\theta_i$ ] [ $E_{a,\theta_i}$ ] ... [ $\theta_n$ ] [ $E_{a,\theta_n}$ ]
TEMALP [ $\theta_1$ ] [ $\alpha_{a,\theta_1}$ ] ... [ $\theta_i$ ] [ $\alpha_{a,\theta_i}$ ] ... [ $\theta_n$ ] [ $\alpha_{a,\theta_n}$ ]
YIELD VMISES
YLDVAL [ $f_y$ ]
KAPPA [ $\kappa_1$ ] ... [ $\kappa_j$ ] ... [ $\kappa_m$ ]
TEMYLD [ $\theta_1$ ] [ $\sigma_{\theta_1,k_1}$ ] ... [ $\sigma_{\theta_1,k_j}$ ] ... [ $\sigma_{\theta_1,k_m}$ ]
           [ $\theta_i$ ] [ $\sigma_{\theta_i,k_1}$ ] ... [ $\sigma_{\theta_i,k_j}$ ] ... [ $\sigma_{\theta_i,k_m}$ ]
           [ $\theta_n$ ] [ $\sigma_{\theta_n,k_1}$ ] ... [ $\sigma_{\theta_n,k_j}$ ] ... [ $\sigma_{\theta_n,k_m}$ ]
    
```

Na última sintaxe apresentada, κ_j corresponde ao valores de referência das deformações plásticas e $\sigma_{\theta_i, \kappa_i}$ se refere à tensão no material para a deformação plástica κ_j na temperatura Θ_i . Os arquivos completos para as duas soluções de representação do modelo constitutivo do aço são apresentados no apêndice B do presente trabalho.

● Considerações para a modelagem do CONCRETO

Para a representação do material concreto no DIANA, o modelo apresentado em RAMOS (2010) utilizou o modelo total strain com fissuras fixas, adotando o comportamento parabólico para esforços de compressão, bem como exponencial para esforços de tração. 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, como já apresentado na seção 3.6.2. Da mesma forma como identificado no caso do aço, para o concreto é impossível criar no iDIANA um modelo constitutivo multilinear em função da temperatura, de modo a se obter a melhor aproximação possível do caso normativo.

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 de algumas 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 4.16a, se mostrou compatível com as propriedades dependentes da temperatura. Também foi testado o modelo elastoplástico perfeito, apresentado na figura 4.16-b.

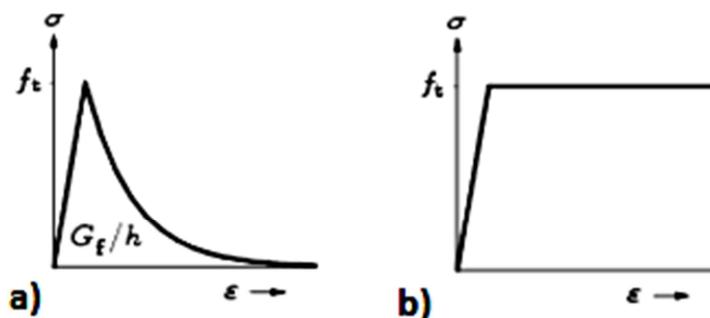


Figura 4. 16 - Modelos constitutivos adotados para o concreto tracionado, DIANA (2005)

A seguir é apresentada a sintaxe 4, relativa ao arquivo de entrada para o caso do concreto tracionado com o modelo exponencial, incluindo o módulo de elasticidade e os coeficientes de alongamento térmico. A sintaxe do modelo elastoplástico perfeito será mostrada mais adiante em conjunto com o modelo elastoplástico para o concreto comprimido.

-----Sintaxe 4 - Tração - Exponencial-----conc.dat-----

YOUNG [E_c]
POISON [ν_c]
TEMYOU [θ_1] [E_{c,θ_1}] ... [θ_i] [E_{c,θ_i}] ... [θ_n] [E_{c,θ_n}]
TEMALP [θ_1] [α_{c,θ_1}] ... [θ_i] [α_{c,θ_i}] ... [θ_n] [α_{c,θ_n}]
TOTCRK FIXED
TENCRV EXPONE
TENSTR [f_{ct}]
GF1 [G_f]
TEMTST [θ_1] [f_{ct,θ_1}] ... [θ_i] [f_{ct,θ_i}] ... [θ_n] [f_{ct,θ_n}]
TEMGF1 [θ_1] [G_{f,θ_1}] ... [θ_i] [G_{f,θ_i}] ... [θ_n] [G_{f,θ_n}]

Na última sintaxe, para o concreto tracionado com o modelo exponencial, valem:

- E_c – Módulo de elasticidade do concreto em temperatura ambiente
- ν_c – Coeficiente de Poisson do concreto;
- E_{c,θ_i} – Módulo de elasticidade do concreto na temperatura ϑ_i ;
- α_{c,θ_i} – Coeficiente de dilatação térmica do concreto na temperatura ϑ_i ;
- f_{ct} – Resistência à tração do concreto em temperatura ambiente;
- G_f – Energia de fraturamento do concreto à tração em temperatura ambiente;
- f_{ct,θ_i} – Resistência à tração do concreto na temperatura ϑ_i ;
- G_{f,θ_i} – Energia de fraturamento do concreto à tração na temperatura ϑ_i , calculado com a resistência f_{ct,θ_i} ;

Para descrever o comportamento do material à compressão, dentro dos modelos total strain, o DIANA também disponibiliza diversas relações constitutivas como é mostrado na figura 4.17. Como no modelo à temperatura ambiente foi utilizada a relação constitutiva parabólica (figura 4.17-g), é desejável que o modelo em temperatura elevada também

possua 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.

No que segue, após figura 4.17, é apresentada a sintaxe 5, que exemplifica a entrada de dados para o concreto comprimido com modelo parabólico, que deve ser incluída após os parâmetros relativos ao concreto tracionado e após as propriedades térmicas.

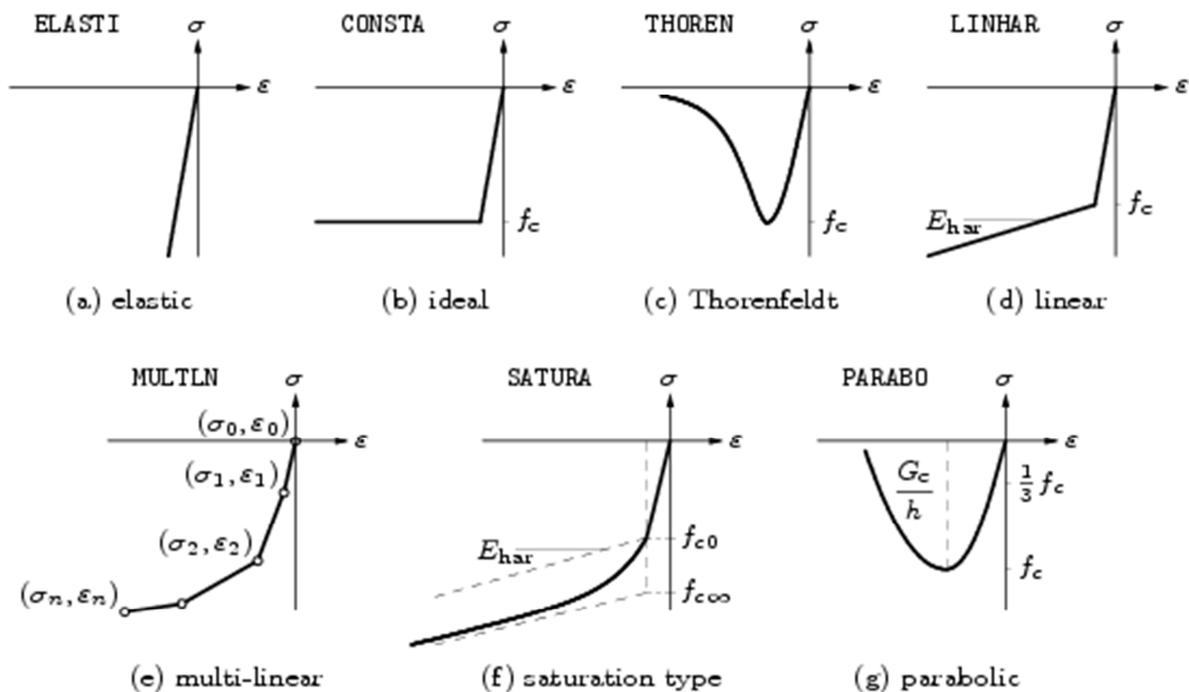


Figura 4. 17 - Modelos constitutivos disponíveis no DIANA para o concreto comprimido, DIANA (2005)

-----Sintaxe 5 - Compressão - Parabólico-----conc.dat-----

COMCRV PARABO

COMSTR [f_{cc}]

GC [G_c]

TEMCST [θ_1] [f_{cc,θ_1}] ... [θ_i] [f_{cc,θ_i}] ... [θ_n] [f_{cc,θ_n}]

SHRCRV CONSTA

BETA [β]

Na última sintaxe, para o concreto comprimido com modelo parabólico, valem:

- f_{cc} – Resistência à compressão do concreto em temperatura ambiente;
- G_c – Energia de fraturamento do concreto à compressão em temperatura ambiente;
- f_{cc,θ_i} – Resistência à compressão do concreto na temperatura θ_i ;
- β – Coeficiente de retenção de cisalhamento adotado igual a 0,99;

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 4.17-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.

Para o modelo de Thorenfeldt a entrada de dados é similar ao caso parabólico, sendo excluído somente o campo relativo ao parâmetro G_c , resultando como mostrado na sintaxe 6.

```
-----Sintaxe 6 - Compressão - Thorenfeldt-----conc.dat-----
COMCRV THOREN
COMSTR [ $f_{cc}$ ]
TEMCST [ $\theta_1$ ] [ $f_{cc,\theta_1}$ ] ... [ $\theta_i$ ] [ $f_{cc,\theta_i}$ ] ... [ $\theta_n$ ] [ $f_{cc,\theta_n}$ ]
SHRCRV CONSTA
BETA [ $\beta$ ]
```

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 a escolha de um modelo constitutivo mais simples causava perdas significativas de precisão em termos de resultados. No que segue é apresentada a sintaxe do arquivo de entrada para as propriedades mecânicas do concreto comprimido e tracionado no modelos elasto-plástico perfeito, sendo os parâmetros usados já definidos nos passos anteriores.

---Sintaxe 7 - Tração e Compressão – *ElastoPlástico Perfeito*-----conc.dat-----

YOUNG [E_c]
POISON [ν_c]
TEMYOU [θ_1] [E_{c,θ_1}] ... [θ_i] [E_{c,θ_i}] ... [θ_n] [E_{c,θ_n}]
TEMALP [θ_1] [α_{c,θ_1}] ... [θ_i] [α_{c,θ_i}] ... [θ_n] [α_{c,θ_n}]
TOTCRK FIXED
TENCRV CONSTA
TENSTR [f_{ct}]
TEMTST [θ_1] [f_{ct,θ_1}] ... [θ_i] [f_{ct,θ_i}] ... [θ_n] [f_{ct,θ_n}]
COMCRV CONSTA
COMSTR [f_{cc}]
TEMCST [θ_1] [f_{cc,θ_1}] ... [θ_i] [f_{cc,θ_i}] ... [θ_n] [f_{cc,θ_n}]
SHRCRV CONSTA
BETA [β]

Os arquivos de entrada de dados dos materiais completos para todos os modelos descritos nessa seção são apresentados no apêndice B do presente trabalho. Os testes realizados e as devidas comparações com resultados numéricos e experimentais para todos os modelos apresentados são mostrados no capítulo 5, para dessa forma determinar qual a combinação de modelos melhor se adequa ao modelo físico em questão.

● 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 propriedade. Em relação ao modelo térmico, segundo apresentado em NEWMAN (1997) 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, para os módulos de rigidez normal e

transversal da interface (D_{11} e D_{22}) são adotados os valores apresentados na seção 4.3, sendo necessário criar um material diferente pra cada tipo de interface considerada. Como esta é uma propriedade constante, tanto na questão térmica quanto termoestrutural, poderia ser criada no *Property Manager*, porém, para fins de programação do script a mesma ação é traduzida pelos códigos de comando descritos como segue.

- **PROPERTY MATERIAL** [*nome do material*] **FLOW INTERFAC** [*resistência térmica*]
- **PROPERTY MATERIAL** [*nome do material*] **ELASTIC INTERF** [D_{11}] [D_{22}]

Na seção C do apêndice A do presente trabalho, em conjunto com os arquivos do apêndice B, são mostrados todos os comandos necessários para viabilizar a criação e atribuição das propriedades térmicas dos materiais ao modelo.

4.4.1.4 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 meio de uma fonte de calor, enquanto que sua face superior está em contato com o meio “sem” chamadas 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 criado o material MATFOGO, com 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 (lembrando que esta é uma simplificação que considera implícita a transferência de calor por radiação). O iDIANA também dá liberdade para a adoção de um parâmetro chamado CONVECTIVE POWER, que funciona como um expoente na diferença de temperatura entre o meio e o material, acelerando o processo de troca de calor. No caso, esse parâmetro foi considerado com valor unitário.

No que segue são mostrados os comandos para a criação dos materiais descritos que, em seguida, devem ser atribuídos aos elementos de contorno adequados.

- **PROPERTY MATERIAL** [*nome do material*] **FLOW BOUNDARY CONVECRA** [α_c] [*convective power*] [*emissividade*]
- **PROPERTY MATERIAL** [*nome do material*] **FLOW BOUNDARY CONVECTI** [α_c] [*convective power*]

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.

No iDIANA os carregamentos térmicos podem ser considerados a partir da variação de temperatura do meio associado ao mecanismo de transferência de calor com o elemento estrutural, como radiação ou convecção, ou também pode ser dado em função de um fluxo térmico pré-definido. É de interesse no trabalho a primeira hipótese, de forma que o fluxo térmico resultante das trocas convectivas e radiativas é calculado pelo próprio código DIANA. Dessa forma, para as regiões em que há troca de calor por radiação deve ser aplicado o carregamento RADTEMP e para a convecção o EXTTEMP. Quando ocorrem os dois casos em conjunto, como é o caso das superfícies expostas ao fogo, ambos os carregamentos são aplicados.

Já a temperatura do meio, ou a sua variação, é dada pelas TCURVEs (*Time Curves*), que são fatores de multiplicação da intensidade dos carregamentos, EXTTEMP e RADTEMP, em função do tempo. Essas curvas também são utilizadas para o caso de estudo de ações dinâmicas. Dessa forma, se aplica um carregamento (no caso temperatura) unitário e o associa a uma TCURVE que, por sua vez, é definida de acordo com as curvas de tempo x temperatura apresentadas no capítulo 3.

A seguir são mostrados os comandos para a criação das curvas no próprio iDIANA ou retiradas de um arquivo externo, da mesma forma como feito para as propriedades dos materiais, sendo cada conjunto de valores [ti] [Ti] os pares de pontos da curva em questão, com t_i sendo o tempo e T_i a sua temperatura associada.

- **CONSTRUCT TCURVE** [nome da curva] **LIST FILE** [nome do arquivo]
- **CONSTRUCT TCURVE** [nome da curva] **LIST** [t₁] [T₁] [t₂] [T₂] ... [t_i] [T_i] ... [t_n] [T_n]

O carregamento estrutural do modelo é aplicado na forma de pressão na superfície superior da laje de concreto, de modo que os eixos verticais da prensa hidráulica do modelo experimental passem pelo centro de gravidade das respectivas áreas. Esse é um procedimento importante para evitar problemas de concentração de tensões no modelo numérico, que pode dificultar a convergência até a solução para níveis elevados de carga (RAMOS, 2010).

Todos os comandos para a definição dos carregamentos e condições de contorno, tanto térmicos quanto estruturais, são mostrados na seção D do apêndice A.

4.4.2 Processamento

O processamento é realizado fora da interface do iDIANA, sendo a transferência das informações do modelo criado no pré-processamento feita por meio do arquivo .dat, o qual é lido pelo processador e, a partir daí, é definido o tipo de análise a ser realizada.

A análise termoestrutural é desenvolvida em três etapas distintas, utilizando dois módulos de análise do DIANA. Primeiro é realizada a análise térmica transiente para a obtenção dos campos térmicos em todo o tempo de exposição estipulado. Nessa etapa são definidos os intervalos de tempo nos quais serão calculados os campos térmicos (chamados *time steps*), que podem ser variáveis, mas devem estar contidos dentro do intervalo especificado para as curvas de incêndio e de variação das propriedades térmicas definidas no pré-processamento. Como pode ser visto na figura 3.15, o aumento de temperatura no meio é mais acentuado nos primeiros 10 minutos de incêndio, de forma que nesse intervalo é aconselhável que os campos térmicos sejam obtidos a cada 20 ou 30 segundos e, em seguida, quando a curva de aquecimento apresenta comportamento mais estável é possível adotar *time steps* de 60 ou até 120 segundos, sem afetar os resultados, diminuindo o tempo de processamento.

Visto que as propriedades térmicas dos materiais são dependentes da temperatura, a análise térmica se torna não linear, sendo escolhido o método de Newton-Raphson para a resolução do sistema de equações. Pelo fato de as análises térmicas serem não lineares de pequena variabilidade, o tempo de processamento é definido principalmente pelo número

de *time steps*, de modo que a adoção de qualquer outro método de resolução não resulta em ganhos em tempo de processamento, convergência ou precisão dos resultados.

Os resultados obtidos na análise térmica são armazenados e, em seguida, é realizado o carregamento mecânico da viga até o nível de carregamento desejado utilizando o módulo de análise estrutural não linear. Esse carregamento é aplicado por meio de passos de carga previamente definidos, sendo utilizados também ativados os métodos de comprimento de arco e o *line search*. Na fase de aperfeiçoamento do modelo estrutural, que será apresentado no capítulo 5, foram testados alguns valores para o passo carga, sendo escolhido o valor de 0,05 devido a questões de tempo de processamento e convergência de resultados.

Por fim, com os campos térmicos calculados e a viga carregada até o nível desejado, é aplicado o carregamento térmico, ainda no módulo de análise estrutural não linear, sendo então calculadas as expansões térmicas dos elementos estruturais em conjunto com a mudança das propriedades mecânicas dos materiais de acordo com os campos térmicos obtidos. Esse processo é feito para o intervalo de tempo desejado em qualquer *time step* que tenha sido calculado na análise térmica transiente e prossegue até que seja atingido o final do intervalo de tempo, ou até que haja deformação acima dos limites estabelecidos na entrada de dados do modelo. Para simplificação e automatização no processo de modelagem, todas as configurações de processamento podem ser salvas em um arquivo com a extensão *.com* ou *.dcf* nas versões mais novas.

4.4.3 Pós Processamento

Por fim, já em relação ao pós processamento, o código DIANA possibilita duas formas de visualização dos resultados. Uma delas se dá a partir da interface gráfica do iDIANA, o *femview*, onde poderão ser visualizados campos térmicos, vetores de fluxo, deslocamentos, tensão, entre outros. A segunda alternativa se dá a partir dos resultados em forma tabular, para cada nó ou elemento dependendo do tipo de resultado desejado. Aqui também é vista mais uma das facilidades que os SETs proporcionam, de forma que podem ser apresentados os resultados apenas para alguns dos SETs desejados sendo de possível, por exemplo, separar os resultados da mesa e da alma do perfil.

Apesar de a forma gráfica ser melhor para analisar a seção de forma geral, há a dificuldade na aquisição de valores em locais específicos do modelo, razão pela qual é muito utilizada a função tabular.

Como será visto no capítulo seguinte, no qual é feita a validação do modelo, muitos dos resultados aqui utilizados, obtidos por outros autores, apresentavam curvas de temperatura média do perfil metálico em função do tempo de exposição ao fogo. Porém, nem o iDIANA ou o próprio DIANA, apresentam a função para a determinação de temperaturas médias em partes do modelo. Dessa forma, foi necessário desenvolver um processador na linguagem FORTRAN que, a partir da geometria da seção (fornecida pelo arquivo .dat) e das temperaturas nodais (resultados tabulares), permitiu calcular a temperatura média em todo o intervalo de tempo, facilitando a comparação de resultados em etapas como a validação do modelo.

Tal processador (cálculo de média) foi estendido para o cálculo de momentos plásticos resistentes da seção utilizando os fatores de redução das propriedades mecânicas apresentados no EUROCODE 4 Part 1.2. Esse processador foi desenvolvido tendo por base a formulação apresentada em MAKELÄINEN & MA (2000), mas adaptada para as características de entrada e saída de dados do DIANA. Maiores informações sobre o processador de momentos plásticos resistentes são apresentadas no apêndice C e em ROCHA et al. (2011). Vale lembrar que, se houverem SETs para cada parte da seção transversal, tal como a laje, a mesa inferior, superior e alma, esses resultados podem ser obtidos para cada uma dessas partes separadamente, ampliando a possibilidade de análise dos resultados.

Validação do Modelo Numérico

5.1 Introdução

A partir da estratégia de modelagem numérica apresentada no capítulo 4, diversos modelos foram elaborados visando um melhor entendimento do pacote computacional DIANA, em particular no âmbito das análises térmicas e termoestruturais, bem como a própria validação da estratégia de modelagem aqui adotada. A seguir serão apresentados e comentados todos os modelos desenvolvidos, bem como as principais conclusões obtidas a partir deles, sendo que, em alguns casos, seus resultados influenciaram a criação dos modelos subsequentes. Todos os parâmetros e informações necessárias para a reprodução de todos os casos apresentados no que segue já foram discutidos no capítulo 4.

As análises numéricas foram divididas em três etapas, sendo elas: *Análises térmicas transientes* para a obtenção de campos térmicos, *análises estruturais não lineares* para o aperfeiçoamento do modelo desenvolvido em RAMOS (2010) e também para a verificação da influência de diferentes modelos constitutivos na representação do concreto em temperatura ambiente e, por fim, *análises termoestruturais* visando validar o modelo por

meio de resultados experimentais, bem como o estudo das vigas mistas de aço e concreto de pisos mistos de baixa altura em situação de incêndio.

Na última etapa é realizada a comparação do modelo termoestrutural tridimensional, em elementos finitos e desenvolvido no DIANA, com resultados obtidos por meio de um processador de dados que utiliza o método dos momentos plásticos resistentes em conjunto com a análise térmica bidimensional no DIANA, já comentado na seção 4.4.3 do capítulo anterior. Dessa forma, é possível avaliar a eficácia de métodos mais simples de análise nesse tipo de elemento estrutural.

5.2 Modelo Térmico

A estratégia de modelagem numérica para análises térmicas foi validada a partir de diversos casos encontrados na literatura, cujos trabalhos se apresentam em contextos numéricos e experimentais. Os modelos foram desenvolvidos em ordem crescente de complexidade, partindo de casos com campos térmicos uniformes até a reprodução de resultados experimentais com a consideração de mais de um material e campos térmicos não uniformes. Foram escolhidos alguns dos casos apresentados em REGOBELLO (2007), devido à disponibilidade desses resultados e à possibilidade de realizar também a comparação com outro pacote computacional, uma vez que os modelos lá desenvolvidos utilizaram o ANSYS. Dessa forma, a partir de REGOBELLO (2007), são analisados os seguintes casos, todos de caráter numérico. Lembrando que o interesse nessa etapa é apenas obtenção de campos térmicos, sendo essa a razão da escolha de casos de vigas e pilares:

- *Viga metálica isolada;*
- *Viga metálica revestida;*
- *Viga mista de aço e concreto convencional;*
- *Pilar com alvenaria e exposto ao fogo em apenas um dos lados.*

Nessa etapa, além da comparação dos resultados com os de outros autores, aproveitou-se para avaliar a influência do grau de refinamento da malha e do tipo de elemento finito utilizado nos resultados obtidos, de forma que no modelo termoestrutural os elementos finitos deverão ser linearmente interpolados.

Dessa forma, para cada um desses primeiros casos foram estudados quatro diferentes graus de discretização da malha, combinados com o uso de elementos finitos *com*

interpolação linear ou quadrática, lembrando que os elementos quadráticos apresentam um nó intermediário a mais que os elementos lineares, sendo o modelo desenvolvido de forma que o número de elementos seja igual ou bastante semelhante nos dois casos. Também se buscou reproduzir resultados experimentais no sistema construtivo de interesse, de modo que foram utilizados os estudos referentes às vigas mistas de sistemas *slim floor* compostas por perfis de aço laminados assimétricos, apresentados em LAWSON et al. (1997). Esses ensaios também serão utilizados na validação do modelo termoestrutural acoplado na seção 5.4.

Ainda, de cunho experimental, foi reproduzido um dos modelos apresentados em DONG & PRASAD (2009), também no sistema *slim floor*, mas com uma configuração diferente da laje de concreto. Na última referência o aumento de temperatura do forno se deu diferente das curvas de incêndio-padrão utilizadas até então. Nesse caso também foi analisada a influência da umidade do concreto na resposta térmica do elemento estrutural.

Por fim, apesar da análise do grau de refinamento da malha efetuada nos primeiros modelos ter mostrado a pouca influência nos resultados, como será visto mais adiante, notou-se que quando a malha possui refinamento demasiadamente pobre, durante o aquecimento há perda de calor em alguns elementos, chegando a casos extremos nos quais as temperaturas se tornam negativas. Dessa forma, foi mostrado, a partir do estudo da seção de uma viga de concreto que esse problema não é exclusividade do pacote computacional DIANA, sendo esses resultados comparados com os obtidos por meio do STC.

5.2.1 – Viga Metálica Isolada

O primeiro teste se refere à análise de uma viga metálica isolada, sem revestimento, sob ação do fogo por todos os lados. As propriedades térmicas do aço foram obtidas a partir das equações 3.38, 3.39 e 3.40, apresentadas no item 3.6.1 do capítulo 3, para a condutividade térmica, calor específico e capacitância, respectivamente, as quais por sua vez estão de acordo com as prescrições do EUROCODE 3 Part 1-2 (2005) e da ABNT NBR 14323:1999. As dimensões da seção e demais parâmetros de interesse são:

- Largura das mesas - $b_f = 90$ mm
- Espessura das mesas - $t_f = 7,0$ mm
- Altura total da seção - $d = 173$ mm
- Espessura da alma - $t_w = 4,5$ mm

- Curva de incêndio – **ISO 834**
- Emissividade resultante – $\epsilon = 0,5$
- Coeficiente de convecção - $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{°C}$

No exemplo em questão foram analisados oito casos, com a mesma geometria e propriedades térmicas, variando o tipo de interpolação do elemento finito e o grau de refinamento da malha. Assim, foram utilizados dois tipos de elementos finitos (Interpolação Linear e Quadrática) e quatro malhas diferentes, conforme tabela 5.1 que segue.

Tabela 5. 1 - Casos analisados para a viga metálica isolada

	Malha 1		Malha 2		Malha 3		Original	
	Linear	Quadr	Linear	Quadr	Linear	Quadr	Linear	Quadr
Nós	906	1711	195	517	105	277	428	1173
Elementos	1060	710	260	260	140	140	536	536

Na figura 5.1 são apresentadas as curvas de elevação da temperatura média da seção em função do tempo para a primeira malha, com a utilização de elementos finitos de interpolação linear e quadrática. Pode-se notar que os resultados são coincidentes, de modo que o tipo de elemento finito só alterou o tempo de processamento. A mesma resposta é obtida para os diferentes graus de refinamento da malha, cujas curvas são apresentadas no apêndice D.

Analisando a influência do grau de refinamento da malha na precisão dos resultados, são plotados os resultados para as diferentes malhas considerando o mesmo tipo de elemento finito, confirmando a coincidência dos resultados também nessa situação. Na figura 5.2 são mostrados os resultados para as diferentes malhas utilizando os elementos de interpolação linear.

Devido ao fato de as propriedades térmicas dos elementos finitos serem fornecidas ao DIANA a partir de pares de pontos e não por uma equação, o grau de refinamento desses pontos pode interferir no resultado, principalmente no caso do calor específico do aço e do concreto, os quais apresentam picos no seu comportamento.

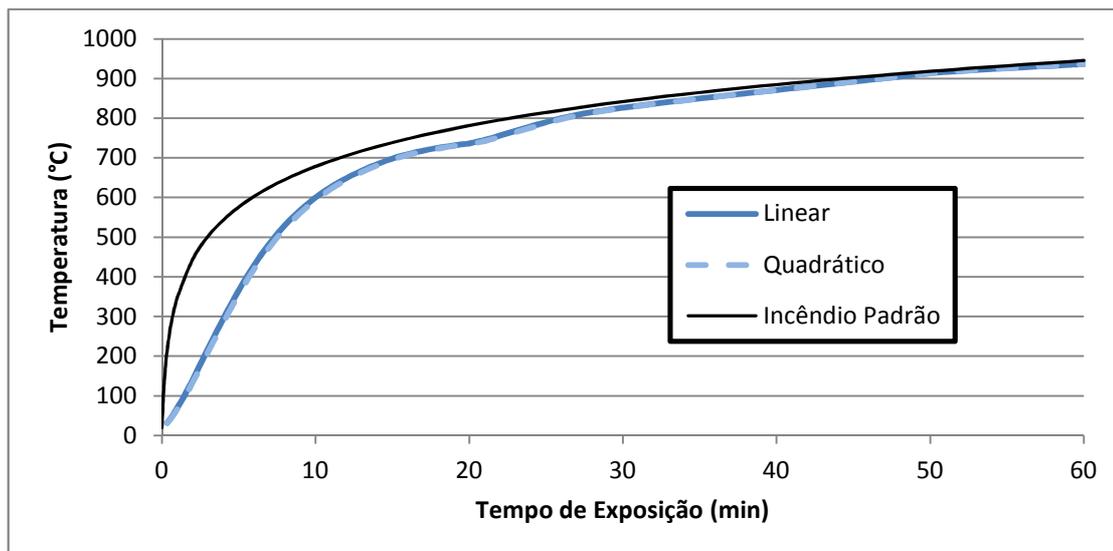


Figura 5. 1 - Comparação dos resultados para diferentes elementos finitos com a malha 1

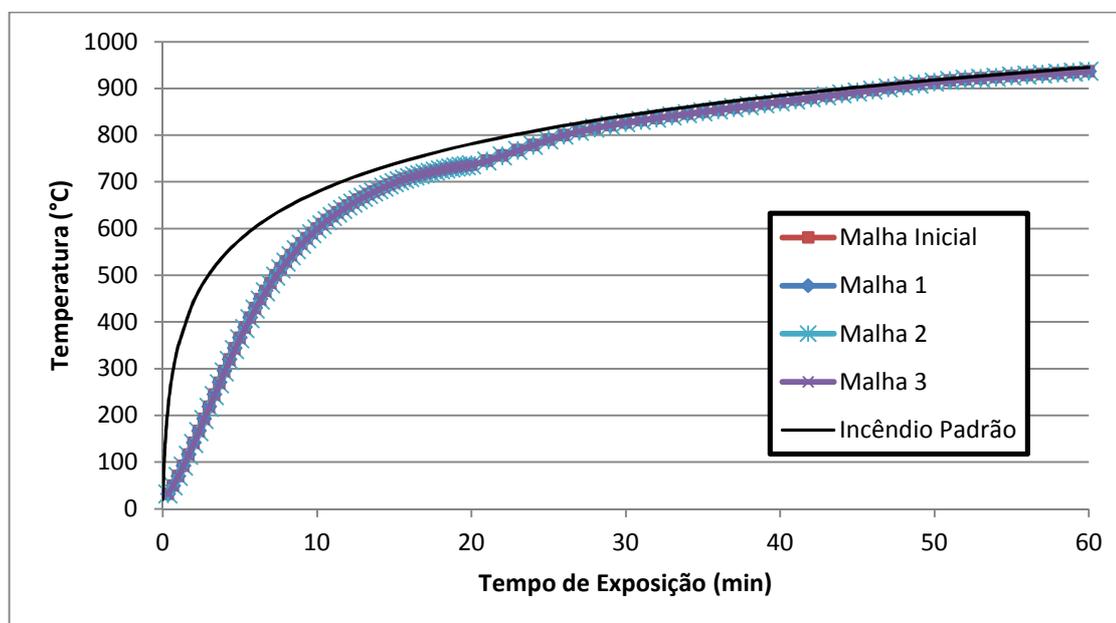


Figura 5. 2 - Comparação dos resultados para diferentes graus de discretização da malha com elementos finitos de interpolação linear

Dessa forma, são analisadas duas aproximações para as propriedades térmicas, sendo a primeira mais pobre, com menos pares de pontos e que foi utilizada em REGOBELLO (2007) e a segunda, mais refinada, principalmente na região de pico das propriedades. Os diferentes comportamentos obtidos são apresentados na figura 5.3, sendo possível notar que a diferença de resultados se dá na faixa de 700 a 800°C, ou seja, exatamente no ponto em que o calor específico do aço apresenta maior variabilidade.

O próximo passo na validação do modelo é a comparação dos resultados aqui obtidos com aqueles resultados apresentados em REGOBELLO (2007) referentes à análise do mesmo

perfil nos pacotes computacionais ANSYS e SAFIR. A partir da figura 5.4, nota-se que para o caso da viga metálica isolada, os resultados são praticamente coincidentes.

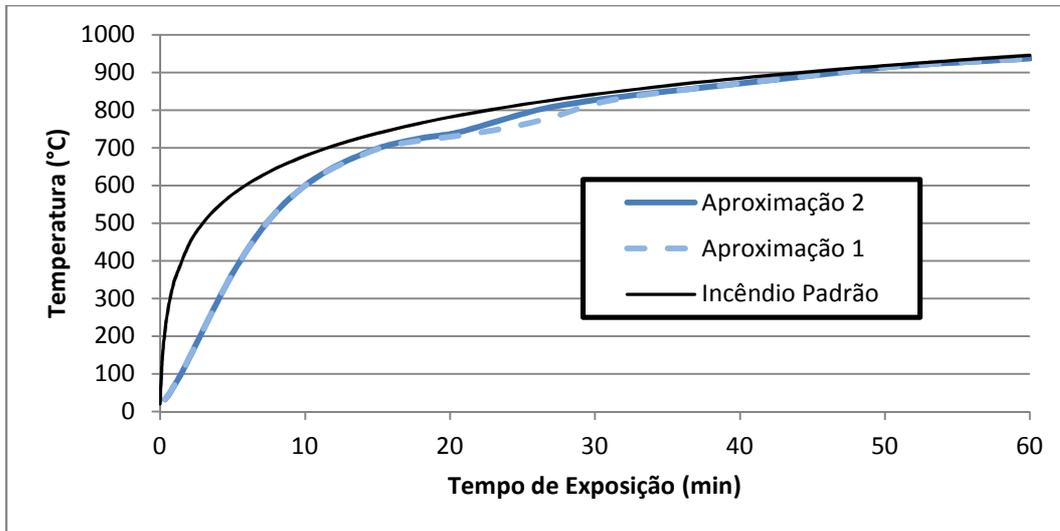


Figura 5. 3 - Diferentes graus de discretização das propriedades térmicas

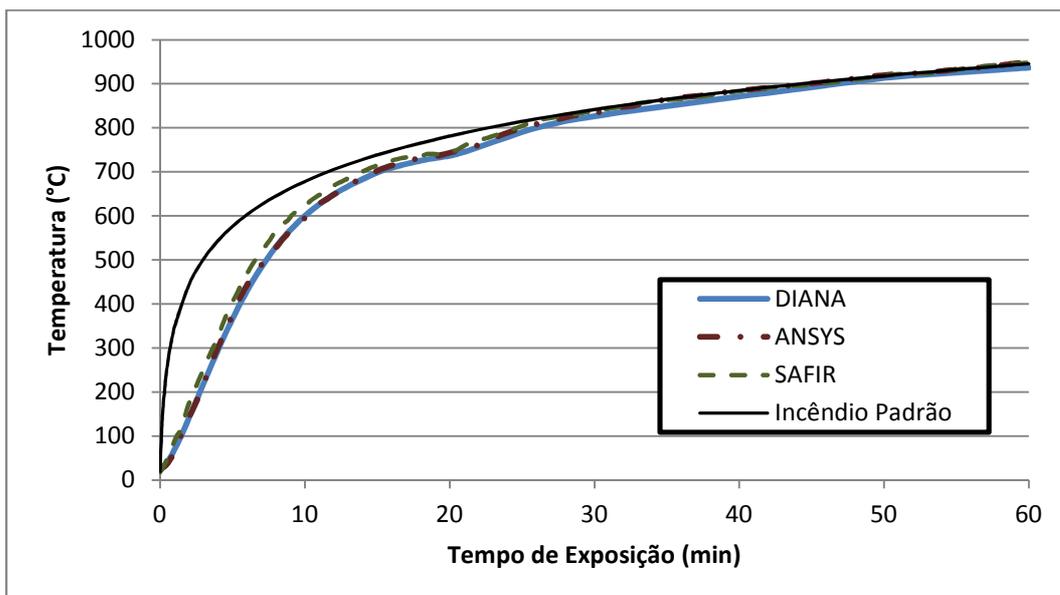


Figura 5. 4 - Comparação dos resultados para diferentes pacotes computacionais

5.2.2 Viga Metálica Revestida

Nesse exemplo é abordada uma viga de aço revestida com argamassa projetada à base de vermiculita sob a ação do fogo em todas as faces. Foi utilizado o perfil 530 UB 82 e revestimento contra fogo com espessura igual a 20 mm.

As propriedades térmicas do revestimento foram extraídas de LEWIS (2000), enquanto que para o aço serão utilizadas as mesmas propriedades adotadas no item 5.2.1,

que estão de acordo com o EUROCODE. No que segue são listadas as dimensões do perfil de aço, as propriedades térmicas do revestimento e demais parâmetros de interesse da análise:

- Largura das mesas - $b_f = 209$ mm ; Espessura das mesas - $t_f = 9,6$ mm
- Altura total da seção - $d = 528$ mm
- Espessura do revestimento - $t_r = 20$ mm
- Curva de incêndio – **ISO 834**
- Emissividade resultante - $\epsilon = 0,5$
- Coeficiente de convecção - $\alpha_c = 25$ W/m²°C
- Propriedades térmicas do revestimento:
 - Condutividade Térmica - $\lambda_r = 0,19$ W/(m.K)
 - Calor Específico - $c_r = 1100$ J/(kg.K)
 - Capacitância - $C_{p,r} = 7750 \times 1100 = 852500$ J/(m³.K)

As configurações adotadas para as diferentes discretizações da malha são apresentadas na tabela 5.2, observando-se que em todos esses casos não houve diferença nos resultados, sendo que a maior discretização da malha e o uso de elementos finitos quadraticamente interpolados, só promoveram aumento no tempo de processamento sem alterar significativamente os resultados. As respostas térmicas para todas as malhas e elementos finitos analisados são apresentadas em forma gráfica no apêndice D do presente trabalho.

Tabela 5. 2 - Casos analisados para a viga metálica com revestimento

	Malha 1		Malha 2		Malha 3		Original	
	Linear	Quadr	Linear	Quadr	Linear	Quadr	Linear	Quadr
Nós	1677	4775	371	1053	217	613	623	1773
Elementos	1816	1774	428	428	252	252	716	716

Comparando a resposta obtida no DIANA com as de outros pacotes computacionais, como o ANSYS e o SAFIR, apresentados em REGOBELLO (2007) e LEWIS (2000), respectivamente, os resultados do DIANA apresentaram boa conformidade em todo o tempo de exposição, sendo que apenas os resultados do SAFIR se mostraram pouco superiores, porém com diferenças máximas da ordem de 20°C, conforme mostra a figura 5.5.

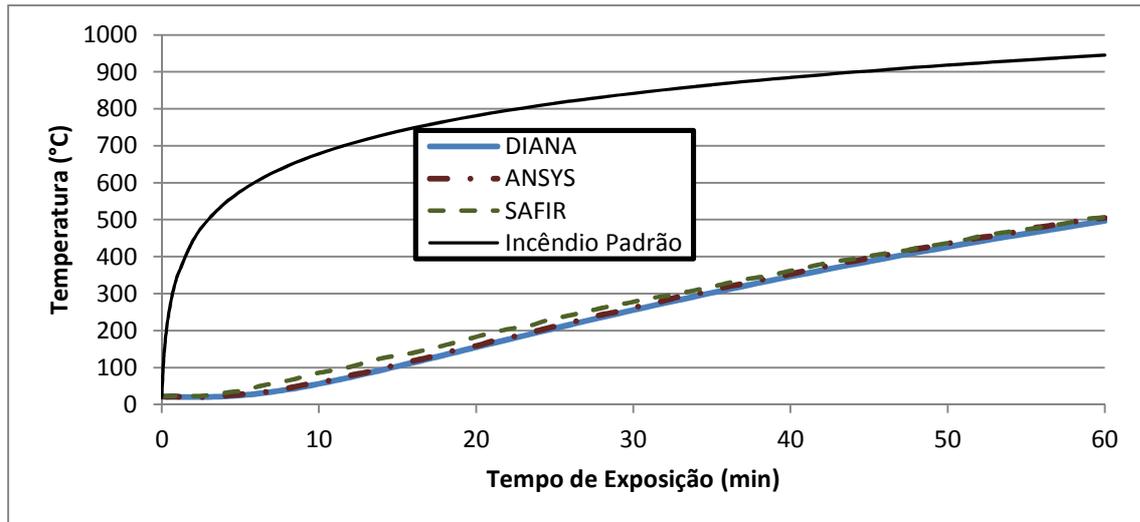


Figura 5. 5 - Comparação dos resultados para diferentes pacotes computacionais

5.2.3 Viga Mista de Aço e Concreto Convencional

O próximo caso analisado se refere a uma viga mista de aço e concreto, sem revestimento, exposta ao fogo apenas em sua face inferior, como mostrado na figura 5.6. As propriedades térmicas do aço são as mesmas utilizadas nos modelos anteriores, enquanto que para o concreto são utilizadas as mesmas apresentadas em SILVA (2002) e também utilizadas em REGOBELLO (2007). As dimensões do perfil, da laje e demais parâmetros de interesse são mostrados a seguir.

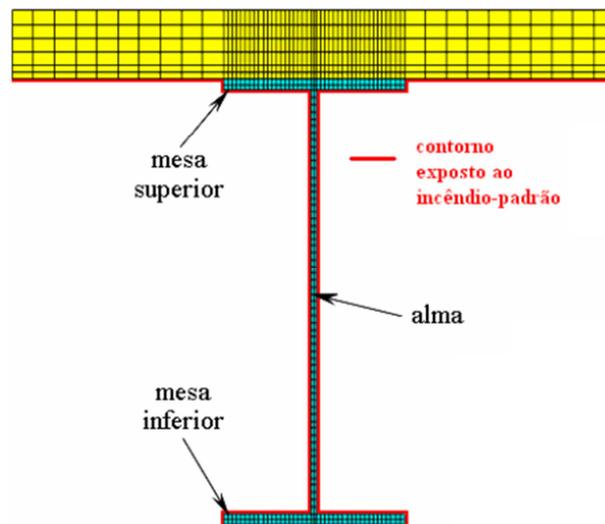


Figura 5. 6 - Seção transversal da viga mista de aço e concreto com a discretização considerada em REGOBELLO (2007)

- Largura das mesas - $b_f = 300$ mm
- Espessura das mesas - $t_f = 16,0$ mm
- Altura total da seção - $d = 650$ mm

- Espessura da alma - $t_w = 8,0$ mm
- Espessura da laje - $t_c = 100$ mm
- Largura efetiva da laje - $b_c = 1000$ mm
- Curva de incêndio - **ISO 834**
- Emissividade resultante - $\epsilon = 0,522$
- Coeficientes de convecção
 - Superfície exposta - $\alpha_c = 25$ W/m²°C
 - Superfície não exposta - $\alpha_c = 9$ W/m²°C
- Propriedades térmicas do concreto:
 - Condutividade Térmica - λ_c [W/(m.K)]
 - $\lambda_c = 1,748$; $20^\circ C \leq T_s \leq 199^\circ C$
 - $\lambda_c = 1,748 - 1,246 \times 10^{-3}(T_s - 200)$; $199^\circ C \leq T_s \leq 899^\circ C$
 - $\lambda_c = 0,876$; $T_s \geq 899^\circ C$
 - Calor Específico - $c_c = 1139$ J/(kg.K)
 - Capacitância - $C_{p,c} = 2403 \times 1139 = 2737017$ J/(m³.K)

Novamente foram estudados quatro graus de refinamento de malha, conforme apresentados na tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Casos analisados para a viga mista convencional

	Malha 1		Malha 2		Malha 3		Original	
	Linear	Quadr	Linear	Quadr	Linear	Quadr	Linear	Quadr
Nós	1587	4539	205	561	105	285	497	1385
Elementos	1660	1642	228	228	114	114	548	548

Para a apresentação e comparação dos resultados, foram consideradas as temperaturas obtidas em três pontos específicos do perfil metálico, sendo eles: na mesa superior, no segundo nó a partir da extremidade da mesa; na alma, no seu ponto médio; e na mesa inferior, no segundo nó a partir da extremidade esquerda da mesa. Tais pontos são mostrados na figura 5.6.

No que diz respeito ao tipo de elemento finito, nenhuma diferença nos resultados foi encontrada, porém, quando é analisado o grau de refinamento das malhas, nota-se alguma diferença nas temperaturas, principalmente para a mesa superior, que está em contato com

o concreto, sendo que a malha mais refinada apresentou temperaturas levemente menores que as demais malhas.

Como o aço está em temperaturas mais elevadas que o concreto, o fluxo de calor se dá do aço para o concreto, de modo que malhas mais refinadas nessa região representam melhor o mecanismo de transferência de calor. Tal diferença não é significativa, mas pode ser vista na figura 5.7. Deve-se lembrar que, nesse caso, não foi considerado qualquer tipo de resistência na interface entre o aço e o concreto.

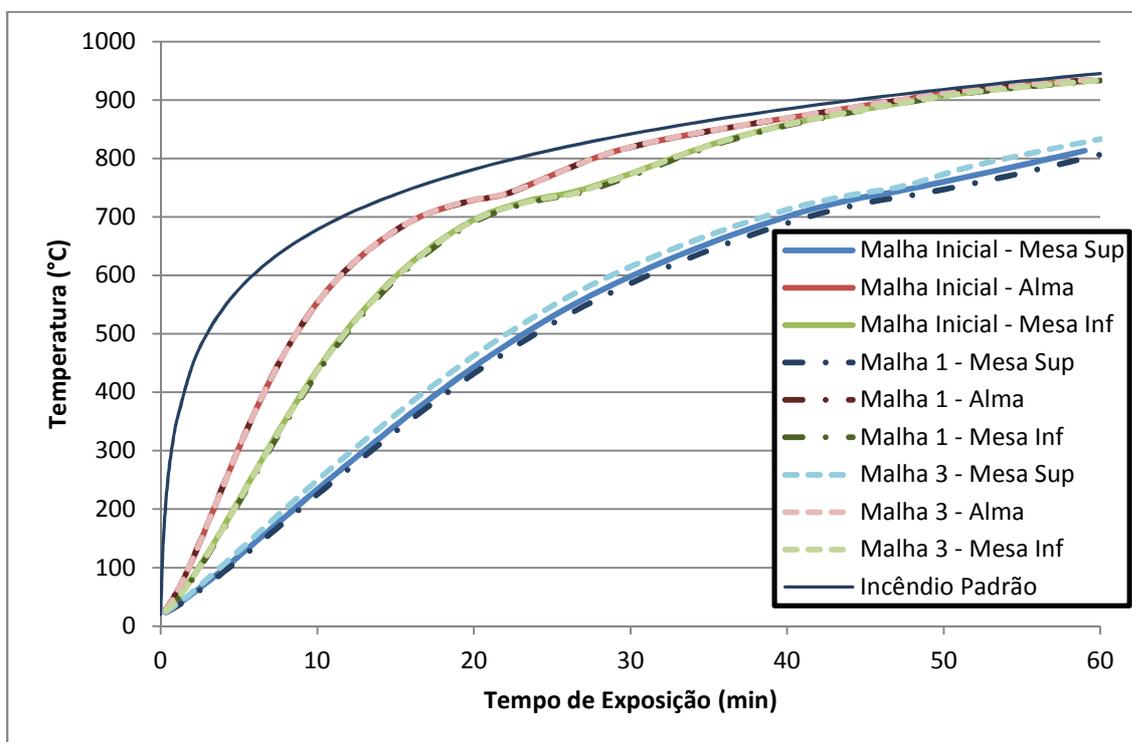


Figura 5.7 - Comparação dos resultados para diferentes graus de discretização da malha com elementos finitos de interpolação linear

Na figura 5.8 são apresentados resultados obtidos com o programa PFEM_2D, apresentado em SILVA (2002), bem como resultados obtidos com o pacote computacional ANSYS apresentado em REGOBELLO (2007). Nota-se que o modelo desenvolvido no DIANA possui boa concordância com os demais, sendo as maiores diferenças encontradas na mesa superior e na alma do perfil metálico.

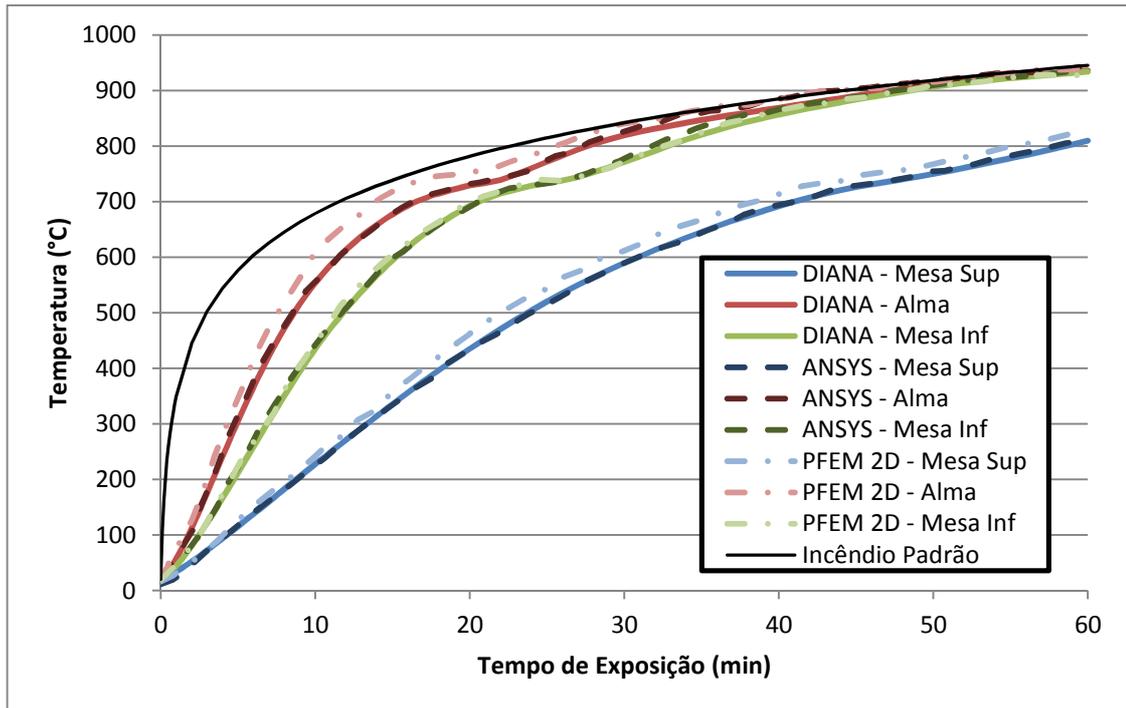


Figura 5. 8 - Comparação dos resultados com outros pacotes computacionais

5.2.4 Pilar Metálico com Alvenaria (com compartimentação)

O próximo modelo diz respeito a um dos casos analisados em REGOBELLO (2007), no qual ocorre aquecimento não uniforme da seção. Neste caso se considera um pilar metálico com a alma em contato com paredes de alvenaria e exposto ao incêndio em apenas um dos lados da parede, como mostra a figura 5.9.

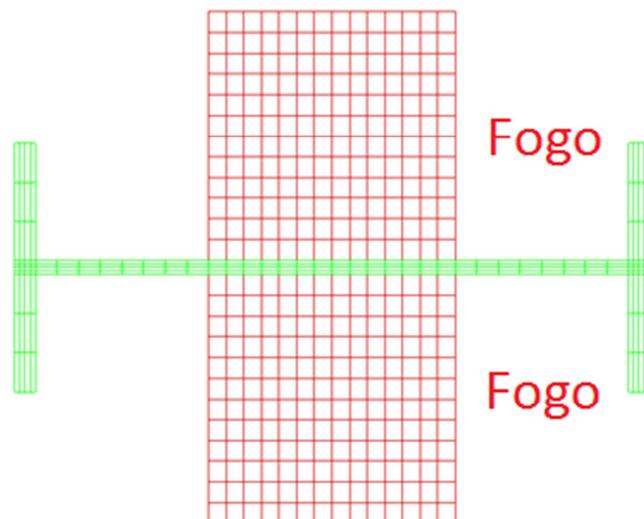


Figura 5. 9 - Malha de elementos finitos para o pilar com alvenaria em contato com a alma

Segundo REGOBELLO (2007), esse é um caso de difícil análise por meio do procedimento simplificado de cálculo da ABNT NBR 14323:1999, quando é considerada a

alvenaria como um caso efetivo de compartimentação com o incêndio ocorrendo em apenas um lado da parede. Em REGOBELLO (2007) os resultados foram divididos em temperaturas máximas, mínimas e médias do perfil, sendo o mesmo procedimento adotado nas análises no DIANA para fins de comparação.

A seguir são mostrados os parâmetros, dimensões e propriedades térmicas dos materiais para o modelo desenvolvido, enquanto que na tabela 5.4 são mostrados os graus de refinamento considerados.

- Perfil **W 250x25,3**
- Largura das mesas - $b_f = 102$ mm
- Espessura das mesas - $t_f = 8,4$ mm
- Altura total da seção - $d = 257$ mm
- Espessura da alma - $t_w = 6,1$ mm
- Largura da alvenaria – $b_a = 100$ mm
- Comprimento considerado da alvenaria – $l_a = 102$ mm
- Curva de incêndio – **ISO 834**
- Emissividade resultante – $\epsilon = 0,5$
- Coeficientes de convecção
 - Superfície exposta - $\alpha_c = 25$ W/m²°C
 - Superfície não exposta - $\alpha_c = 9$ W/m²°C
- Propriedades térmicas da alvenaria:
 - Condutividade Térmica – $\lambda_{alv} = 0,4$ W/(m.K)
 - Calor Específico – $c_{alv} = 1200$ J/(kg.K)
 - Capacitância - $C_{p,alv} = 1000 \times 1200 = 1200000$ J/(m³.K)

Tabela 5. 4 - Casos analisados para o pilar metálico com alvenaria

	Malha 1		Malha 2		Malha 3		Original	
	Linear	Quadr	Linear	Quadr	Linear	Quadr	Linear	Quadr
Nós	1477	4293	287	805	125	341	615	1765
Elementos	1572	1572	320	320	144	144	664	664

As análises realizadas para os diferentes graus de refinamento não mostraram qualquer diferença no que diz respeito à evolução da temperatura no perfil de aço, apenas

aumentando o tempo de processamento para as malhas refinadas. O mesmo se pode dizer em relação à utilização de elementos com interpolação quadrática ou linear, de modo que, como nos demais casos, os elementos de interpolação quadrática resultam em maior esforço computacional. As curvas de evolução de temperatura que demonstram esse comportamento estão apresentados no apêndice D do presente trabalho.

Antes de realizar as comparações com outros pacotes computacionais e com os modelos simplificados de cálculo da ABNT NBR 14323:1999, é feita a análise do grau de refinamento da entrada dos dados referentes às propriedades térmicas do aço, da mesma forma que se fez nos modelos anteriores, sendo o resultado obtido o mesmo, ou seja, a forma mais detalhada de representação resulta em temperaturas mais elevadas quando a temperatura máxima da seção atinge a faixa de 700 a 800°C. Pode-se notar que os resultados no DIANA com a aproximação menos detalhada é bem semelhante à encontrada na análise via ANSYS, como mostram as figuras 5.10 e 5.11.

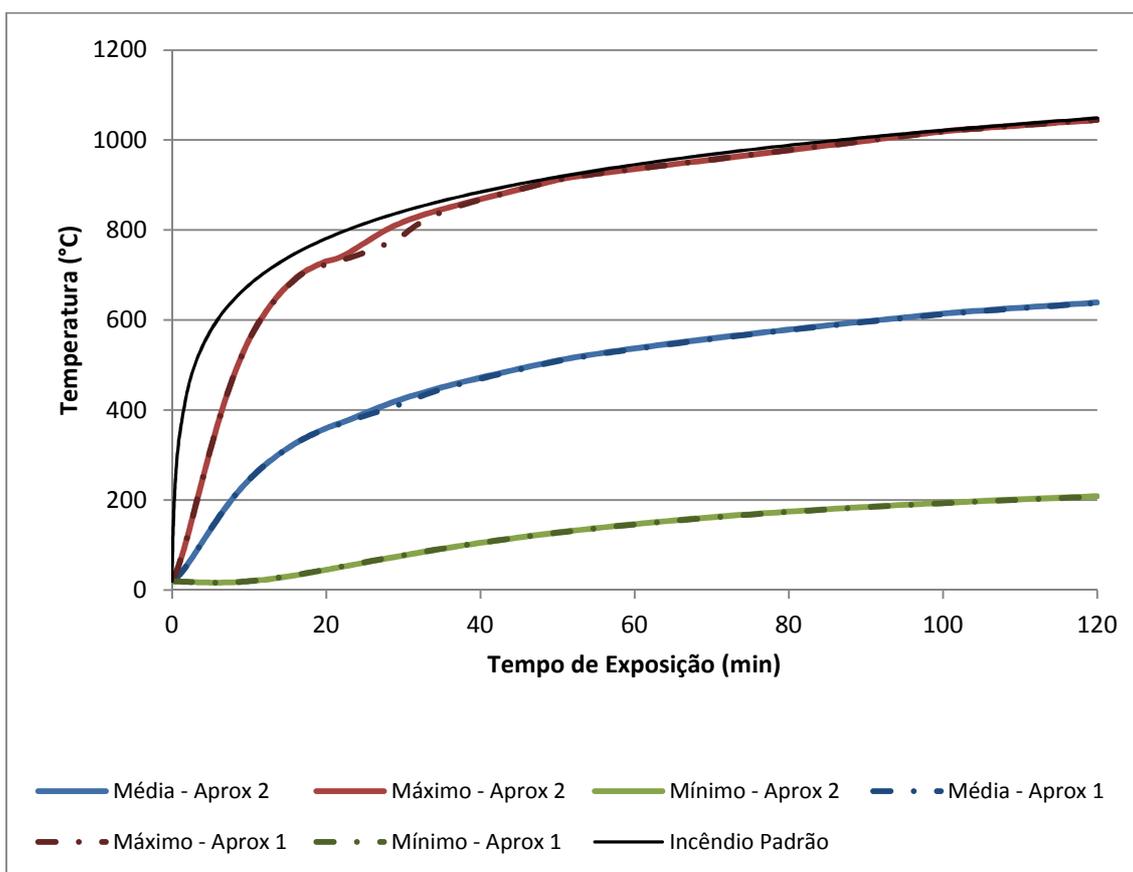


Figura 5. 10 - Comparação dos diferentes graus de discretização das propriedades térmicas

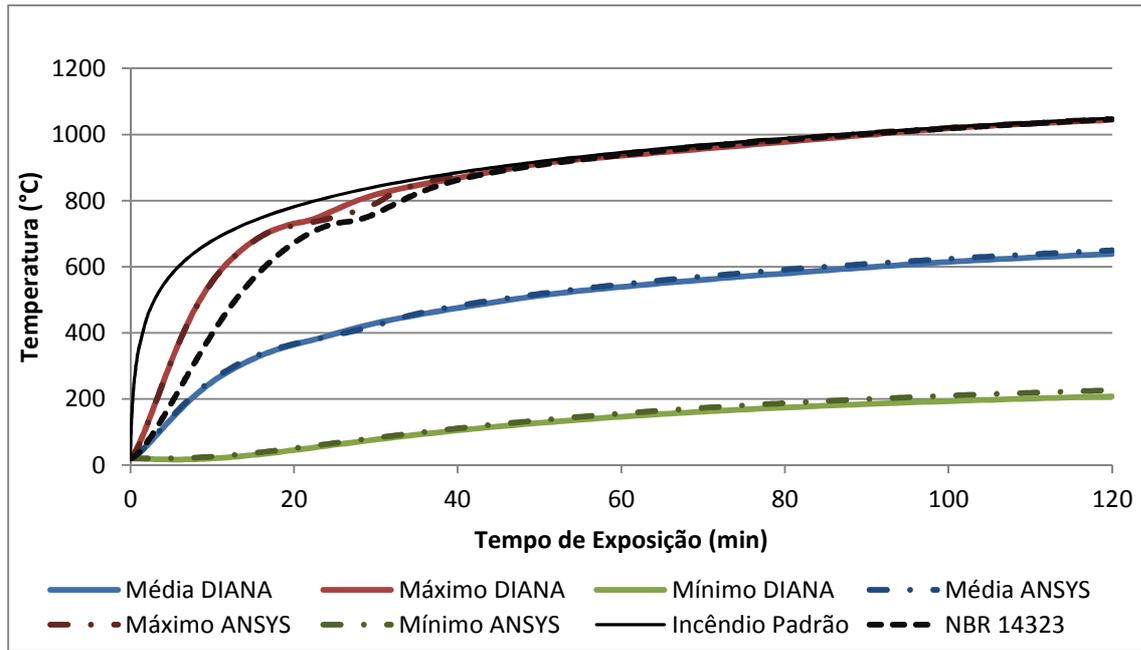


Figura 5. 11 - Comparação dos resultados obtidos a partir de diferentes pacotes computacionais

Salvo observações anteriormente realizadas, os modelos numéricos desenvolvidos no ANSYS e no DIANA foram praticamente coincidentes. Em REGOBELLO (2007) também é apresentado o cálculo adaptado segundo a ABNT NBR 14323:1999, por meio do qual se observa que, nesse caso, deve-se recorrer aos modelos avançados de cálculo para a correta obtenção do campo térmico no perfil. Esse fato pode ser constatado na figura 5.11 pela distância da curva obtida a partir da referida norma para a temperatura máxima do perfil de aço no período inicial do aquecimento, sendo que o modelo de cálculo simplificado apresenta temperaturas menores e, por isso, contra a segurança.

Analisando os campos térmicos obtidos pelo DIANA e pelo ANSYS, nota-se pequena diferença dos resultados, onde a temperatura máxima varia apenas 0,5% para 60 minutos de exposição ao fogo, como pode ser visto nas figuras 5.12a e 5.12 b. Os campos térmicos para 15 e 30 minutos de exposição ao fogo, com base nos resultados dos dois códigos computacionais mencionados são apresentados no apêndice D.

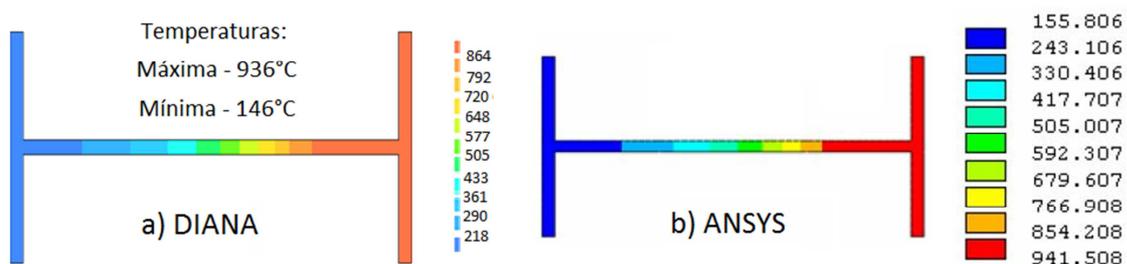


Figura 5. 12 - Campos térmicos obtidos no pacote computacional DIANA e ANSYS após 60 minutos de exposição ao fogo

5.2.5 Vigas mistas de aço e concreto no sistema SLIMFLOR®

O próximo teste para a validação do modelo consta da análise de duas seções transversais de vigas de pisos mistos de baixa altura com perfis de aço assimétricos, no caso, SF 280 ASB e SF 300 ASB, cujas seções são apresentadas em LAWSON ET AL. (1997), com análises estruturais, térmicas e termoestruturais. Os resultados disponíveis para a comparação nessa fase constam de campos térmicos obtidos experimentalmente para o perfil. De maneira geral, os modelos analisados seguiram a geometria mostrada na figura 5.13:

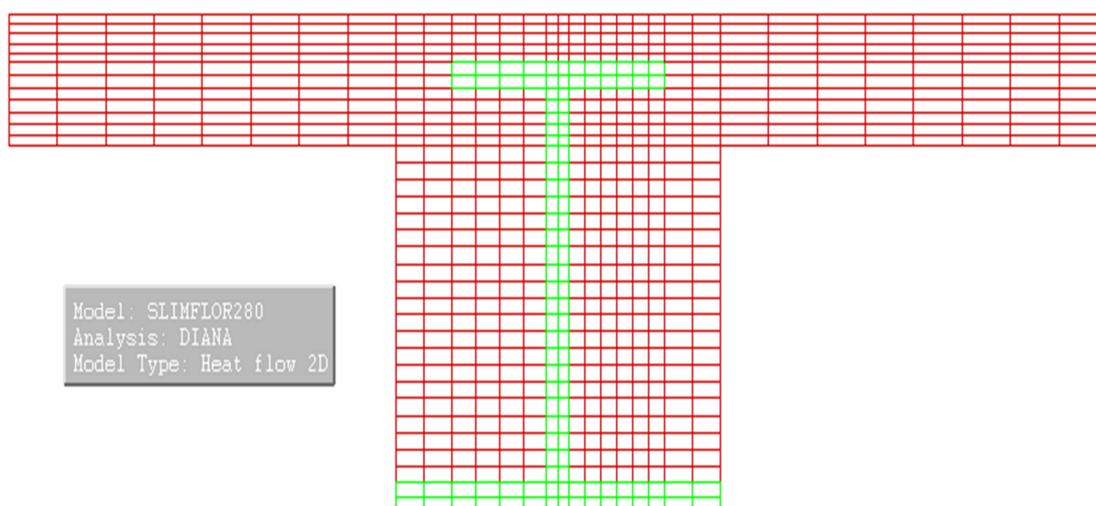


Figura 5. 13 - Malha de elementos finitos para a viga mista no sistema SLIMFLOR®

Em LAWSON ET AL. (1997) não se apresenta somente resultados experimentais, mas também análises numéricas feitas com base nesses perfis. Pelo fato de não serem apresentados todos os parâmetros da análise numérica, as propriedades térmicas dos materiais de interesse foram escolhidas de acordo com normas mais antigas, optando pela representação da norma britânica BS 5970 Part 8 (2003). Foram utilizados elementos finitos de interpolação linear, em resposta às constatações feitas nos casos anteriores, no que diz respeito ao tempo de processamento e à qualidade dos resultados.

No que segue são apresentados os parâmetros, dimensões e propriedades térmicas das seções analisadas, que por sua vez são mostradas na figura 5.14.

PERFIL SF 280 ASB 100

- Largura mesa inferior - $b_{fi} = 280$ mm
- Espessura mesa inferior - $t_{fi} = 18,4$ mm
- Largura mesa superior - $b_{fs} = 183$ mm
- Espess. mesa superior - $t_{fs} = 16,6$ mm
- Largura efetiva da laje - $b_c = 475$ mm
- Altura da alma - $h = 245$ mm
- Espessura da alma - $t_w = 17,18$ mm
- Alt. mesa inferior a laje - $h_c = 210$ mm
- Cobrimento do perfil - $c = 30$ mm

PERFIL SF 300 ASB 153

- Largura da mesa inferior - $b_{fi} = 306$ mm
- Espessura mesa inferior - $t_{fi} = 20,56$ mm
- Largura da mesa superior - $b_{fs} = 198$ mm
- Espess mesa superior - $t_{fs} = 21,72$ mm
- Largura efetiva da laje - $b_c = 475$ mm
- Altura da alma - $h = 263,5$ mm
- Espessura da alma - $t_w = 17,18$ mm
- Alt. mesa inferior a laje - $h_c = 225$ mm
- Cobrimento do perfil - $c = 30$ mm

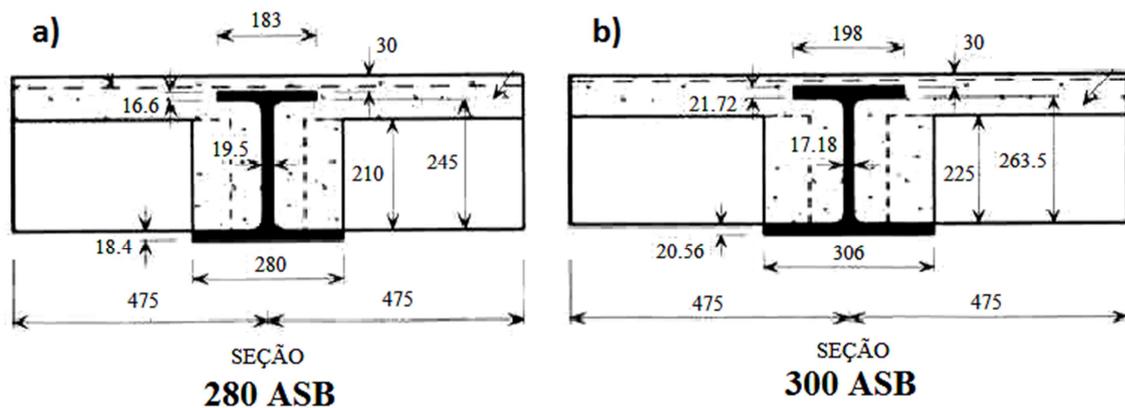


Figura 5. 14 - Geometria dos perfis a) 280 ASB e b) 300 ASB, LAWSON et al. (1997)

Demais Parâmetros

- Curva de incêndio - **ISO 834**
- Emissividade resultante - $\epsilon = 0,5$
- Coeficientes de convecção
 - Superfície exposta - $\alpha_c = 25$ W/m²°C; Não exposta - $\alpha_c = 9$ W/m²°C
- Propriedades térmicas do aço:
 - Condutividade Térmica - Igual aos modelos anteriores
 - Calor Específico - c_a [J/(kg.K)]

$$c_a = 425 + 0,773T_s - 0,00169T_s^2 + 2,22 \times 10^{-6}T_s^3 ; \quad 20^\circ C \leq T_s \leq 600^\circ C$$

$$c_a = 721 + \frac{5371}{738 - T_s} ; \quad 600^\circ C \leq T_s \leq 735^\circ C$$

$$c_a = 605 + \frac{7624}{T_s - 731} ; \quad 735^\circ C \leq T_s \leq 900^\circ C$$

$$c_a = 650 ; \quad T_s > 900^\circ C$$

- Capacitância - $C_{p,a} = 7950 \times c_a$ [J/(m³.K)]
- Propriedades térmicas do concreto:
 - Condutividade Térmica – λ_c [W/(m.K)]

$$\lambda_c = 2 - 0,24 \left(\frac{T_s}{120} \right) + 0,012 \left(\frac{T_s}{120} \right)^2$$

- Calor Específico – c_c [J/(kg.K)]

$$C_{sc} = 900 + 80 \left(\frac{T_s}{120} \right) - 4 \left(\frac{T_s}{120} \right)^2$$

- Capacitância - $C_{p,c} = 2400 \times c_c$ [J/(m³.K)]

Por tratar de uma referência antiga e com resultados experimentais, a validação da estratégia numérica no DIANA também foi feita com a ajuda do pacote computacional ANSYS, onde foi desenvolvido um modelo com as mesmas características apresentadas. Os resultados são apresentados por meio de tabelas e campos térmicos obtidos nos dois pacotes computacionais. As comparações das temperaturas nodais entre os resultados experimentais e numéricos foram realizadas nos nós da malha que possuíam posições próximas aos pontos que foram medidas as temperaturas nos ensaios, de modo que alguns resultados comparados não são exatamente entre nós coincidentes.

Na tabela 5.5 e nas figuras 5.15, 5.16 e 5.17 são mostrados valores de temperaturas em °C para os nós de interesse para os tempos de exposição ao fogo iguais a 60 minutos e 107 minutos, momento no qual o ensaio para o perfil SF 280 ASB 100 foi interrompido. Na tabela 5.6 os resultados também são apresentados como a razão entre valores numéricos e experimentais, para os dois pacotes computacionais analisados.

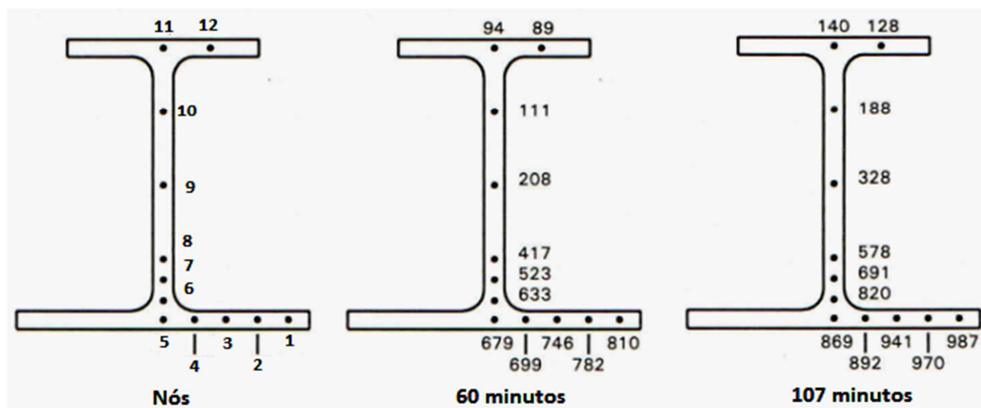


Figura 5. 15 - Nós de referência do modelo e temperaturas medidas experimentalmente (°C) para o perfil 280 ASB 100 aos 60 e 107 minutos

Tabela 5. 5 - Temperaturas nodais para os resultados experimentais e numéricos do perfil SF 280 ASB 100

	Nó	Temperatura (°C)					
		60 min			107 min		
		DIANA	ANSYS	EXPER	DIANA	ANSYS	EXPER
Mesa Inferior	1	819,40	836,23	810	984,70	987,55	987
	2	767,30	803,84	782	957,60	971,11	970
	3	728,60	755,53	746	931,40	943,20	941
	4	686,00	701,08	699	891,40	900,16	892
	5	656,20	665,94	679	861,80	866,57	869
Alma	6	571,30	580,97	633	772,10	777,72	820
	7	467,30	477,03	523	660,00	666,40	691
	8	383,60	393,26	417	568,90	575,63	578
	9	200,50	209,13	208	357,50	363,09	328
Mesa Sup	10	109,70	114,92	111	235,00	236,29	188
	11	90,34	93,69	94	204,30	203,08	140
	12	88,91	90,72	89	199,50	196,67	128

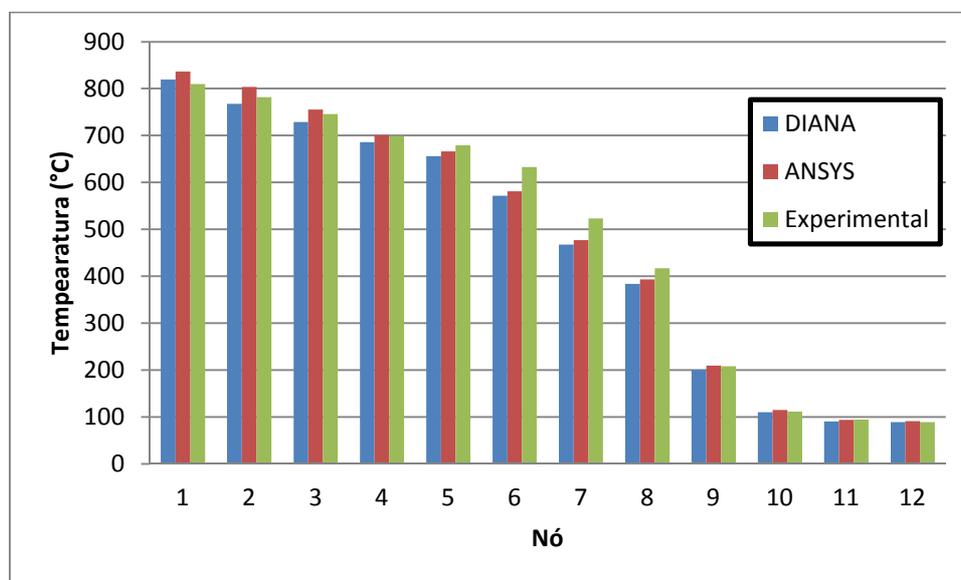


Figura 5. 16 - Comparação das temperaturas nodais para o modelo com o perfil 280 ASB 100 após 60 minutos de exposição

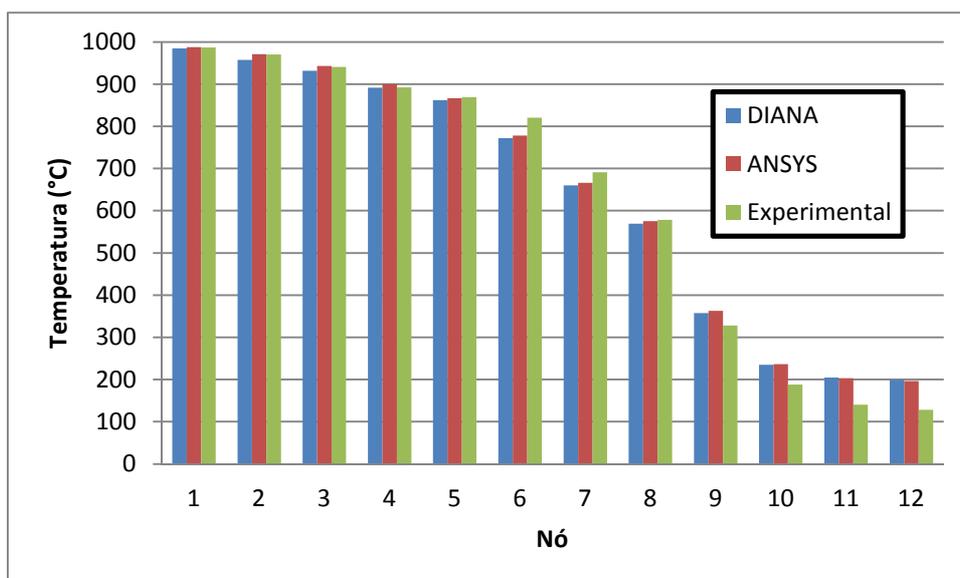


Figura 5. 17 - Comparação das temperaturas nodais para o modelo com o perfil 280 ASB após 107 minutos de exposição

Tabela 5. 6 - Razões entre os resultados numéricos e experimentais para o perfil SF 280 ASB 100

	Nó	Relação Numérico/Experimental			
		60 min		107 min	
		DIANA	ANSYS	DIANA	ANSYS
Mesa Inferior	1	1,01	1,03	1,00	1,00
	2	0,98	1,03	0,99	1,00
	3	0,98	1,01	0,99	1,00
	4	0,98	1,00	1,00	1,01
	5	0,97	0,98	0,99	1,00
Alma	6	0,90	0,92	0,94	0,95
	7	0,89	0,91	0,96	0,96
	8	0,92	0,94	0,98	1,00
	9	0,96	1,01	1,09	1,11
Mesa Sup	10	0,99	1,04	1,25	1,26
	11	0,96	1,00	1,46	1,45
	12	1,00	1,02	1,56	1,54
Média		0,962	0,991	1,100	1,106
Desvio Padrão		0,375	0,0434	0,2086	0,1995

As tabelas 5.7 e 5.8 e as figuras 5.18, 5.19 e 5.20 apresentam os mesmos resultados, dessa vez para o perfil SF 300 ASB 153 e com os tempos de exposição de 60 e 75 minutos, sendo esse último o instante de parada do ensaio.

Observando os resultados apresentados nas tabelas citadas, se nota que houve uma boa aproximação da resposta numérica dos modelos obtidos com os pacotes computacionais DIANA e ANSYS, sendo encontradas diferenças máximas da ordem de 4%, concluindo que as estratégias numéricas para os diferentes pacotes computacionais são compatíveis.

Já quando comparados os resultados numéricos com os experimentais, é observada uma boa conformidade em quase todos os pontos do perfil metálico, sendo que na mesa inferior, as diferenças não ultrapassam 6%. Porém, quando é analisada a alma do perfil, encontramos diferenças mínimas da ordem de 9% e máximas 45%.

Tabela 5. 7 - Temperaturas nodais para os resultados experimentais e numéricos para o perfil SF 300 ASB 153

	Nó	Temperatura (°C)					
		60 min			75 min		
			ANSYS	EXPER	DIANA	ANSYS	EXPER
Mesa Inferior	13	808,20	823,74	778	888,00	896,64	861
	14	753,10	788,01	749	843,60	869,53	832
	15	718,10	738,93	730	805,20	828,36	807
	16	677,00	688,19	699	753,90	772,35	764
	17	648,80	654,99	671	722,20	735,05	727
Alma	18	446,10	452,60	519	513,90	523,25	577
	19	358,60	365,28	400	422,80	431,38	460
	20	173,90	180,20	124	222,80	229,92	197
	21	87,71	91,56	101	121,30	125,18	107
Mesa Sup	22	69,34	71,67	79	97,84	99,73	95
	23	68,80	70,02	68	96,48	97,07	91

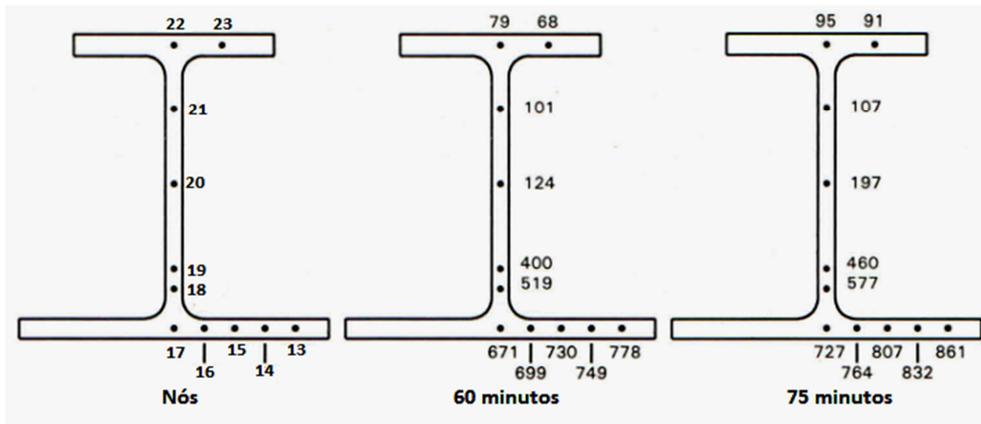


Figura 5. 18 - Nós de referência do modelo e temperaturas medidas experimentalmente (°C) para o perfil 300 ASB aos 60 e 75 minutos

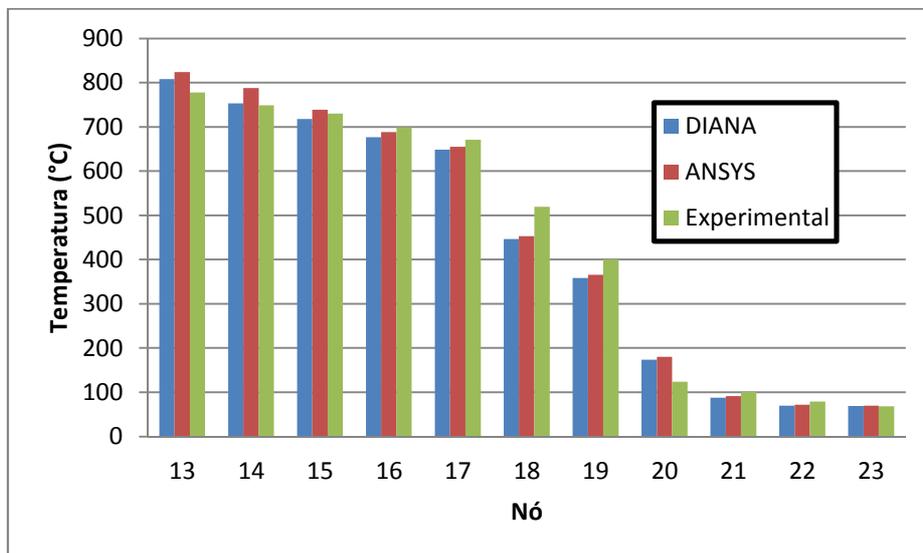


Figura 5. 19 - Comparação das temperaturas nodais para o modelo com o perfil 300 ASB 153 após 60 minutos de exposição

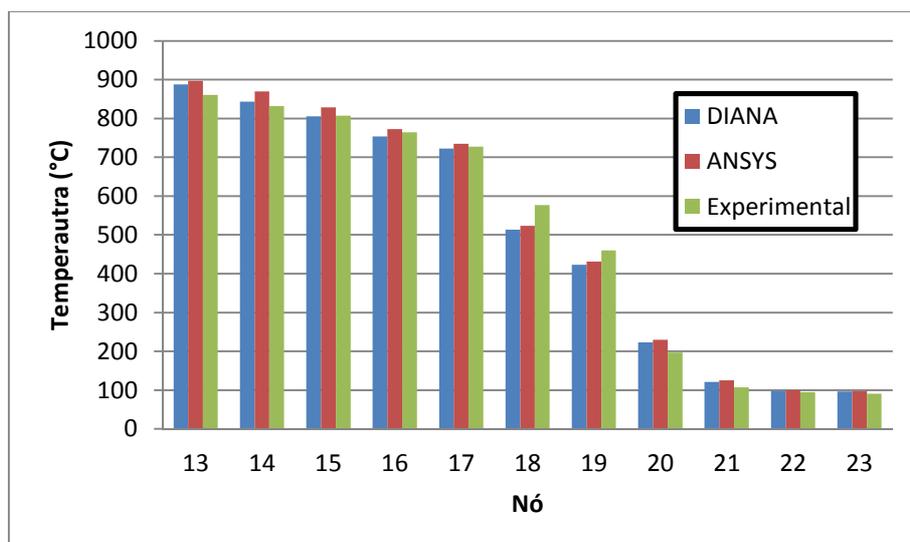


Figura 5. 20- Comparação das temperaturas nodais para o modelo com o perfil 300 ASB 153 após 75 minutos de exposição

Tabela 5. 8 - Razões entre os resultados numéricos e experimentais para o perfil SF 300 ASB 153

	Nó	Relação Numérico/Experimental			
		60 min		75 min	
		DIANA	ANSYS	DIANA	ANSYS
Mesa Inferior	13	1,04	1,06	1,03	1,04
	14	1,01	1,05	1,01	1,05
	15	0,98	1,01	1,00	1,03
	16	0,97	0,98	0,99	1,01
	17	0,97	0,98	0,99	1,01
Alma	18	0,86	0,87	0,89	0,91
	19	0,90	0,91	0,92	0,94
	20	1,40	1,45	1,13	1,17
	21	0,87	0,91	1,13	1,17
Mesa Sup	22	0,88	0,91	1,03	1,05
	23	1,01	1,03	1,06	1,07
Média		0,981	1,005	1,008	1,030
Desvio Padrão		0,1467	0,1551	0,0784	0,0835

Essa grande variabilidade pode ser associada a diversos fatores, tais como a dificuldade de associar o ponto exato de captura da temperatura no ensaio com os resultados nodais obtidos numericamente, bem como a forma de obtenção da temperatura nos ensaios, que pode ter apresentado problemas pontuais. Isso também pode ser constatado devido à concordância entre os resultados numéricos e experimentais na maior parte dos resultados, mesmo em regiões próximas ao nó com essa grande diferença de temperatura, sendo possível considerar o caso de um termopar defeituoso ou em posição diferente da indicada.

Na mesa superior também é encontrado o mesmo problema, sendo que para o perfil SF 280 ASB 100, após os 107 minutos de exposição, a diferença entre os resultados numéricos e experimentais é de mais de 50%. Mas novamente, as mesmas conclusões podem ser aplicadas a este caso, pelo fato de o mesmo apresentar temperaturas menores que aquelas obtidas para a alma. Vale lembrar ainda que quando se analisam os resultados em termos da razão entre os valores numéricos e experimentais, grandes diferenças de temperatura (da ordem de 100°C) podem ser

mascaradas em níveis mais elevados de temperatura, de forma que essa diferença não se torna tão representativa na forma da razão numérico/experimental quanto em termos absolutos de temperatura.

De modo geral, considerando a grande semelhança dos resultados numéricos quando comparados os diferentes pacotes computacionais, pode-se afirmar que a estratégia numérica proposta representa de maneira satisfatória o comportamento térmico das seções analisadas. Como forma complementar, são apresentados no apêndice D do presente trabalho os campos térmicos encontrados nas análises pelo ANSYS e DIANA.

5.2.6 Viga Mista com Laje Embutida na Mesa Superior

Devido à diferença em alguns pontos dos resultados numéricos e experimentais encontrados no caso apresentado no item 5.2.5, foi realizado mais este teste para fins de validação. Para isso, foi escolhido o estudo experimental desenvolvido em DONG & PRASAD (2009) já apresentado no capítulo 2. Na referência citada foram ensaiados pórticos completos de vigas mistas de aço e concreto nas quais o perfil metálico possuía a mesa superior e parte da alma embutida na laje de concreto, diminuindo a altura da seção e formando assim um sistema de piso misto de baixa altura, como pode ser visto na figura 5.21.

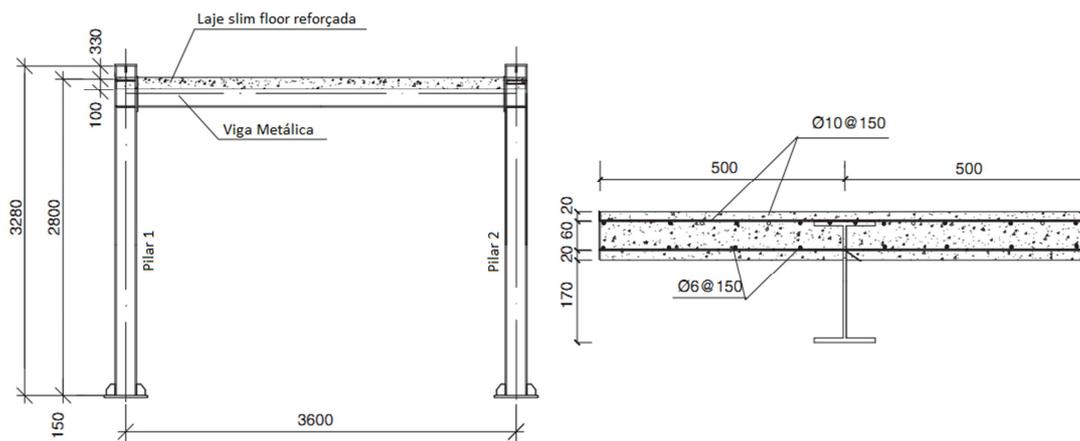


Figura 5. 21 - Vista e seção transversal da estrutura ensaiada em DONG & PRASAD (2009)

Nos ensaios o forno foi operado de forma a replicar o aumento de temperatura segundo a curva ISO 834. Para confirmar tal comportamento, foram utilizados três

termopares em regiões diferentes do forno, cujas temperaturas obtidas são mostradas na figura 5.22.

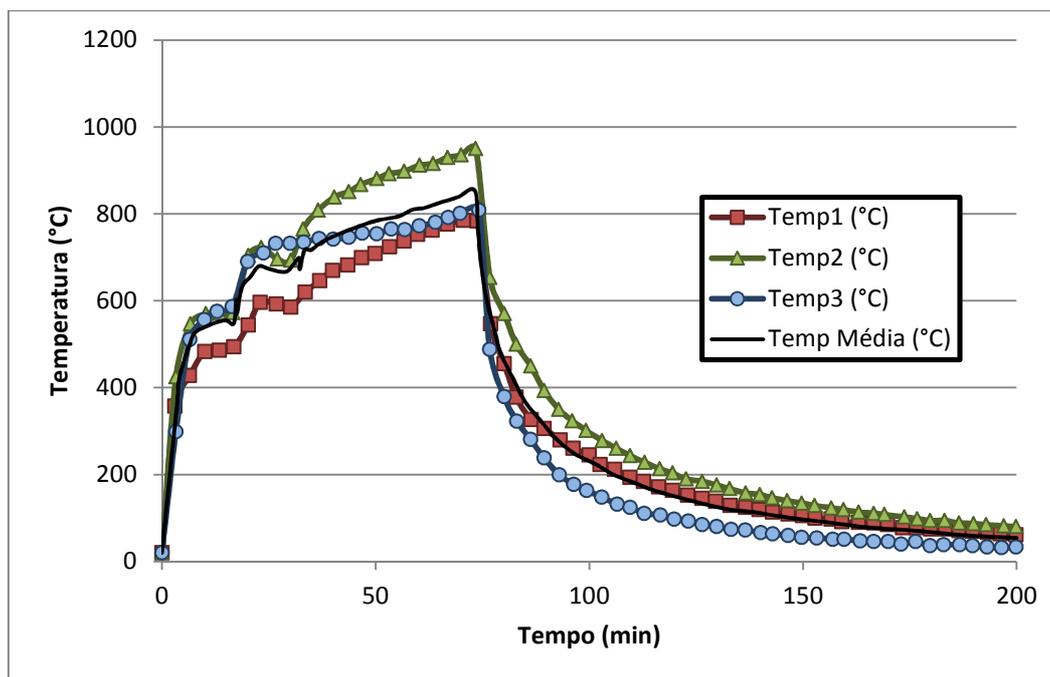


Figura 5. 22 - Elevação de temperatura medida no forno por meio de termopares

Na última figura se nota que as três curvas apresentam comportamento semelhante, porém com algumas diferenças pontuais, mas ainda assim não exatamente igual à ISO 834. Assim, nos modelos numéricos, optou-se por seguir a elevação de temperatura de acordo com a média dos valores medidos nos termopares. Outra consideração realizada nesse modelo numérico diz respeito às propriedades térmicas dos materiais. Todas as propriedades seguiram as prescrições da ABNT NBR 14323:1999 e do EUROCODE 4 Part 1.2, de modo que no aço os valores são os mesmos já utilizados nos testes de 1 a 4 (equações 3.38, 3.39 e 3.40).

Em relação ao concreto, informações como a quantidade de água ou o tipo de concreto são relevantes para a correta adoção de suas propriedades, razão pela qual algumas considerações foram realizadas no modelo. O concreto é considerado de densidade normal e dessa forma, a sua condutividade térmica é descrita pelo EUROCODE 4 Part 1-2 a partir de duas equações, com um limite superior e inferior. Nas análises foram testadas as duas equações, sendo o limite inferior aquele que mais se adequou aos resultados.

Em relação ao calor específico, os concretos normais seguem a equação 3.50 apresentada na seção 3.6.2 do capítulo 3. Por ser um material higroscópico, o concreto

apresenta um pico no calor específico para temperaturas entre 100°C e 115°C que depende da quantidade de água presente no concreto, dado este não fornecido no artigo. A norma EN 1994-1-2:2005 apresenta valores de pico iguais a 2020 J/kgK e 5600 J/kgK para concretos com 3% a 10% de umidade em função do peso, respectivamente, sendo que para valores intermediários é possível realizar a interpolação entre esses limites.

Dessa forma, devido à falta de informações nas referências pesquisadas foram realizadas várias análises com a adoção de diversos valores para o calor específico, com o objetivo de encontrar qual caso se adequava mais aos resultados experimentais. No que segue são mostrados os principais parâmetros utilizados nas análises mencionadas.

- Perfil **H250x125x6x9**
- Largura das mesas - $b_f = 125$ mm
- Espessura das mesas - $t_f = 9$ mm
- Altura total da seção - $d = 250$ mm
- Espessura da alma - $t_w = 6$ mm
- Largura efetiva da laje – $b_c = 500$ mm
- Espessura da laje – $e_c = 100$ mm
- Curva de incêndio – **Temperatura Média segundo figura 6.24**
- Emissividade resultante – $\epsilon = 0,5$
- Coeficientes de convecção
 - Superfície exposta - $\alpha_c = 25$ W/m²°C
 - Superfície não exposta - $\alpha_c = 9$ W/m²°C
- Coeficiente de resistência da interface – $K_f = 50$ W/m²°C
- Propriedades térmicas do aço: Iguais aos modelos 1 a 4
- Propriedades térmicas do concreto:
 - Condutividade Térmica – λ_c [W/(m.K)]

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(T_c/100) + 0,0057(T_c/100)^2$$
 - Calor Específico – c_c [J/(kg.K)]

$$c_c = 900; \quad 20^\circ C \leq T_c \leq 100^\circ C$$

$$c_c = 900 + (T_c - 100); \quad 100^\circ C \leq T_c \leq 200^\circ C$$

$$c_c = 1000 + (T_c - 200)/2 \quad 200^\circ\text{C} \leq T_c \leq 400^\circ\text{C}$$

$$c_c = 1100; \quad 400^\circ\text{C} \leq T_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

- Picos do Calor Específico – $c_{c,pico}$ [J/(m.K)]

- 2200 J/(m.K)

- 3500 J/(m.K)

- 4500 J/(m.K)

- 5600 J/(m.K)

- Densidade - ρ_c [kg/m³]

$$\rho = \rho_{20^\circ\text{C}}; \quad 20^\circ\text{C} \leq T_c \leq 115^\circ\text{C}$$

$$\rho = \rho_{20^\circ\text{C}}[1 - 0,02 (T_c - 115)/85]; \quad 115^\circ\text{C} \leq T_c \leq 200^\circ\text{C}$$

$$\rho = \rho_{20^\circ\text{C}}[0,98 - 0,03 (T_c - 200)/200]; \quad 200^\circ\text{C} \leq T_c \leq 400^\circ\text{C}$$

$$\rho = \rho_{20^\circ\text{C}}[0,95 - 0,07 (T_c - 400)/800]; \quad 400^\circ\text{C} \leq T_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

- Capacitância - $C_{p,c} = \rho_c \times c_c$ [J/(m³.K)]

Os resultados das análises são fornecidos em função da temperatura de pontos específicos da seção, sendo esses os locais em que foram instalados os termopares, cuja nomenclatura é adotada de acordo com a distância da face superior da laje. Na figura 5.23 podem ser vistos os pontos onde foram realizadas as leituras de temperatura durante o ensaio.

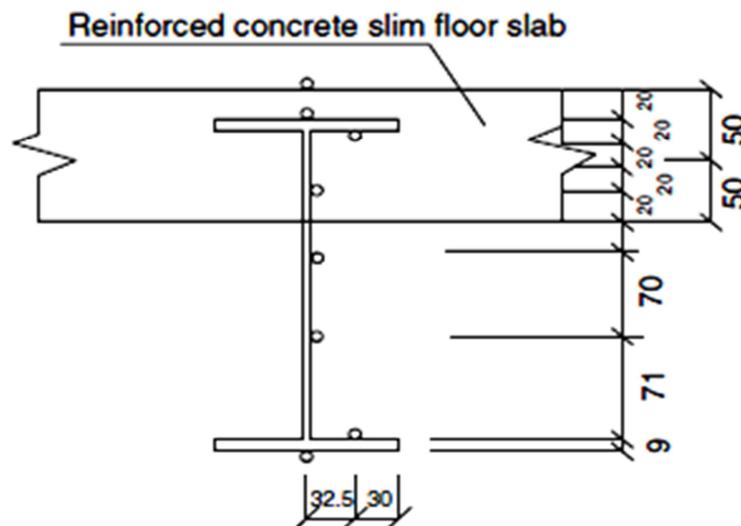


Figura 5. 23 - Posição dos termopares utilizados para a obtenção das temperaturas no perfil metálico e na laje de concreto

Nas figuras 5.24 e 5.25 são mostrados resultados referentes à temperatura em diversos pontos da seção variando o valor do pico do calor específico para o concreto ($c_{c,pico}$). No apêndice D são apresentados os resultados para outros valores de $c_{c,pico}$. É

importante lembrar que nesse teste foi levado em conta o efeito da resistência da interface entre o aço e o concreto, de modo que nos pontos onde há o contato dos materiais (29 e 80 mm) são apresentadas diferentes curvas para as temperaturas no concreto e no aço.

A partir da análise das figuras 5.24 e 5.25 são feitas algumas considerações. No que diz respeito ao aço, as curvas referentes a 270 mm e 120 mm, que representam as regiões da seção que não estão em contato com o concreto, apresentam boa concordância com os resultados experimentais, não dependendo das propriedades do concreto utilizadas. Mas para as demais curvas, nota-se que a utilização do pico do calor específico do concreto com o valor de 5600 J/kg°C resultou como sendo a mais adequada, pois quanto maior o valor utilizado, menores temperaturas foram atingidas pelo concreto, devido à maior quantidade de energia necessária para a elevação de temperatura no material.

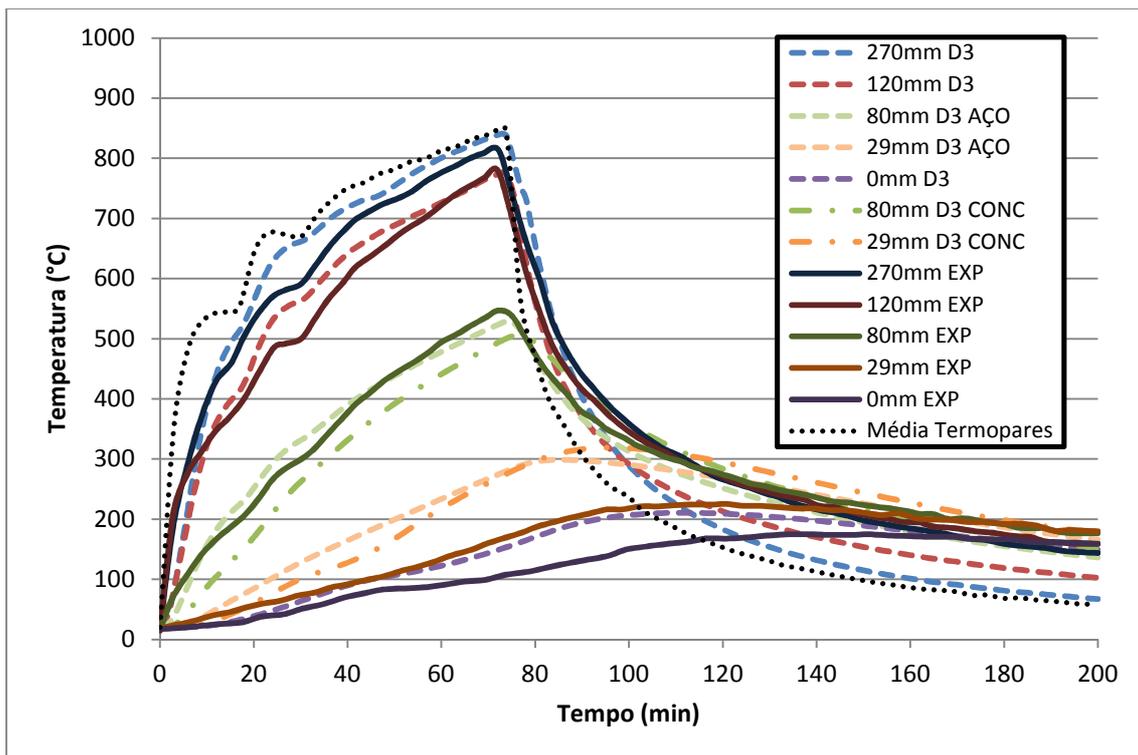


Figura 5. 24 - Resposta da mudança de temperatura na seção utilizando cc,pico= 2200 J/kg°C

Ainda é notada alguma diferença quando analisadas as temperaturas obtidas nas regiões de contato entre o aço e concreto, sendo que as temperaturas no concreto são usualmente mais baixas na fase de aquecimento e mais elevadas na fase de resfriamento. Isso ocorre em razão de o calor fluir do perfil metálico para o concreto na fase de aquecimento, bem como devido à baixa condutividade térmica do concreto

e à resistência térmica da interface. Em outras palavras, o calor apresenta maior dificuldade para chegar ao concreto, da mesma forma que, durante o resfriamento, o calor também tem dificuldade de sair enquanto que o aço resfria mais rápido.

Mas, de maneira geral, os resultados obtidos por meio dos modelos numéricos apresentaram boa concordância quando comparados com os valores obtidos experimentalmente, mesmo levando em conta a falta de dados do problema e a adoção da curva média de aumento de temperatura no forno. Dessa forma, pode ser considerada válida a estratégia numérica para modelos térmicos.

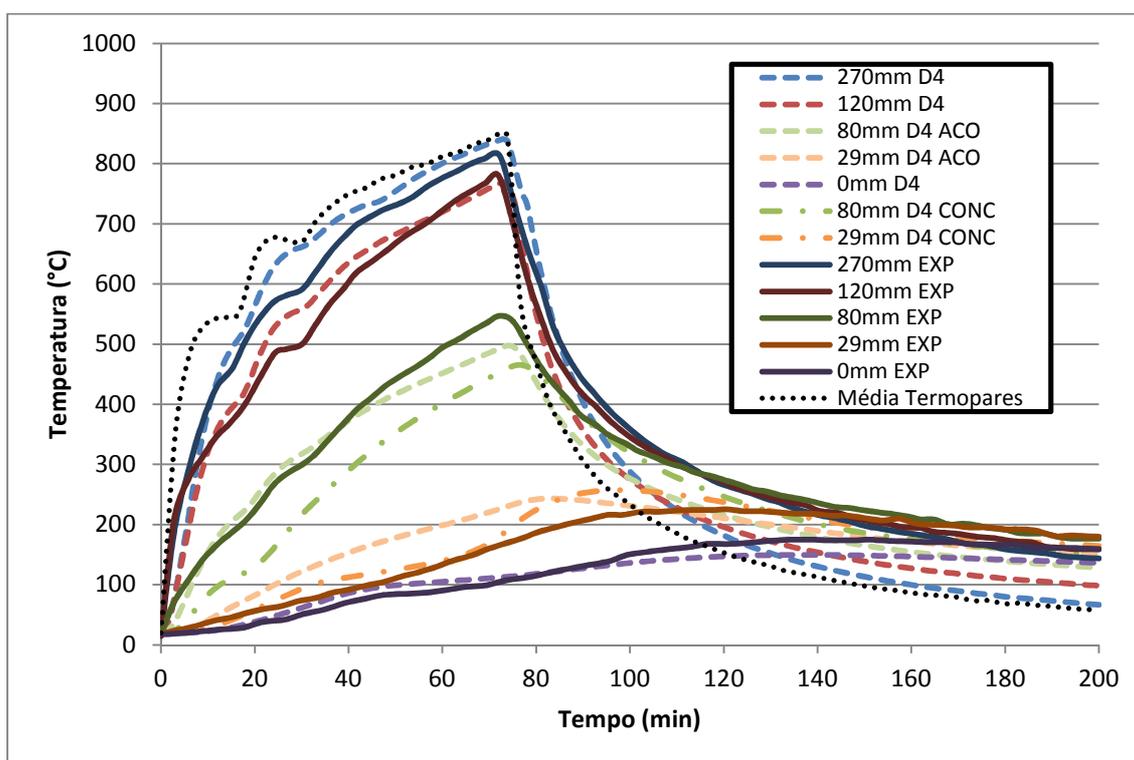


Figura 5. 25 - Resposta da mudança de temperatura na seção utilizando $c_{c,pico} = 5600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$

5.2.7 Viga de concreto – Análise da malha de elementos finitos

Apesar de a estratégia numérica já estar devidamente validada a partir dos casos mostrados nos itens anteriores, foi observado em testes adicionais que em seções com maior área e menos esbeltas que perfis metálicos, a discretização da malha de elementos finitos poderia influenciar significativamente nos resultados, principalmente no início do aquecimento, situação essa que apresenta maior taxa de aumento de temperatura.

Foi observado que, em discretizações mais pobres da malha, no início do aquecimento alguns nós do modelo tinham as suas temperaturas reduzidas, atingindo valores inferiores à temperatura inicial e, em alguns casos críticos, temperaturas negativas da ordem de -100°C . Para exemplificar esse efeito, foi considerada uma seção transversal retangular (30 x 50 cm) de uma viga de concreto exposta ao fogo em todas as suas faces, realizando a comparação dos resultados do DIANA com os resultados do STC, que já tem sua eficácia comprovada na obtenção de campos térmicos. A viga de concreto foi escolhida por apresentar maior área da seção e uma geometria simples de ser analisada.

As propriedades térmicas do concreto são apresentadas nas equações 3.48, 3.50 e 3.51 no capítulo 3, utilizando o valor de $c_{c,pico}=2200 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C}$. Já em relação aos parâmetros do incêndio, foi considerado o aquecimento segundo a curva de incêndio-padrão ISO 834 em todas as faces da seção, com $\epsilon=0,5$ e $\alpha_c=25 \text{ W/m}^2\text{C}$.

Dessa forma, foi realizada a análise térmica da seção com dois graus de discretização distintos nos pacotes computacionais DIANA e STC. Nas figuras 5.26a e 5.26b são mostrados os campos térmicos para 16 minutos de exposição obtidos por meio do DIANA, assim como as malhas adotadas nos dois graus de discretização adotados.

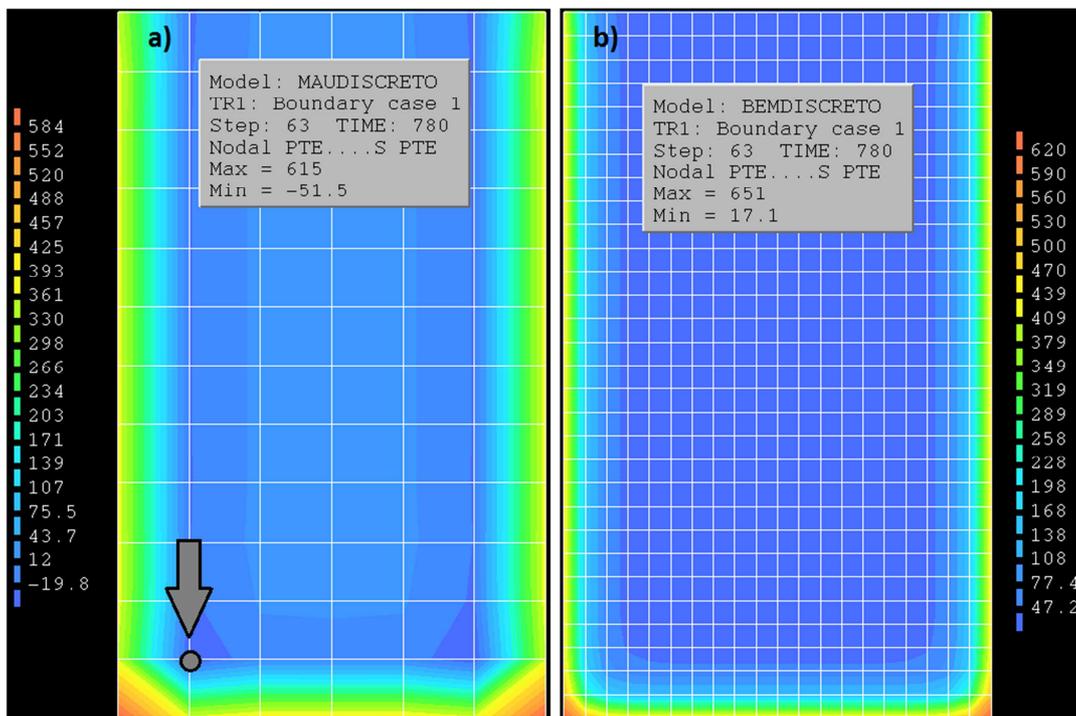


Figura 5. 26 - Campos térmicos obtidos para 13 minutos de exposição no DIANA, para os casos menos e mais discretizados

A partir da figura 5.26 já é possível observar a diferença dos resultados para graus de discretização diferentes, de forma que, para os 13 minutos de exposição, a seção atinge temperatura mínima de $-51,5^{\circ}\text{C}$, no nó destacado na figura 5.26, e máxima de 615°C para o caso menos discretizado. Já no caso com mais elementos finitos, a temperatura mínima é de $17,1^{\circ}\text{C}$, mais próxima do valor esperado, e a máxima de 651°C pouco superior à do caso anterior.

Analisando o desenvolvimento da temperatura ao longo do tempo no nó destacado, mostrado na figura 5.27, pode-se notar que a temperatura cai até atingir o limite inferior e, após isso, começa a subir novamente atingindo valores próximos aos esperados. Mas, essa queda de temperatura inicial no modelo menos discretizado resulta em uma temperatura final menor que no caso com mais elementos finitos, podendo resultar em um comportamento estrutural diferente do real em uma análise termoestrutural.

Esse comportamento peculiar na análise térmica não é uma exclusividade dos resultados obtidos pelo DIANA, de forma que os resultados obtidos utilizando o pacote computacional STC também apresentaram queda de temperatura no início do aquecimento para o caso com menos elementos finitos, como é mostrado na figura 5.28, com valores bem próximos dos encontrados no DIANA. Após certo ponto, o caso menos discretizado apresenta temperaturas levemente superiores ao outro modelo.

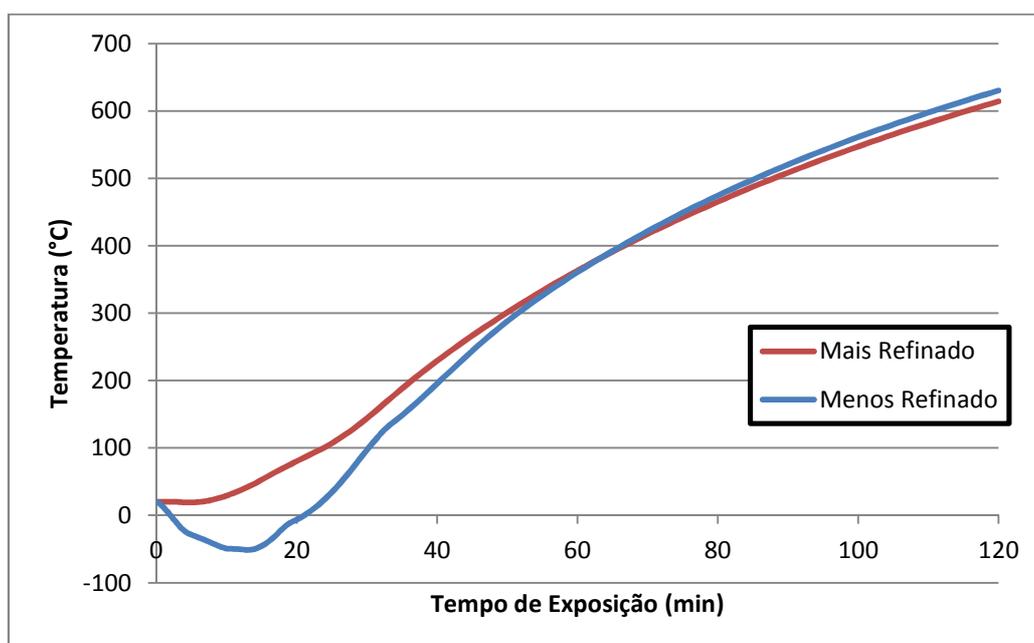


Figura 5. 27 - Evolução da temperatura no nó de destaque para as discretizações consideradas no DIANA.

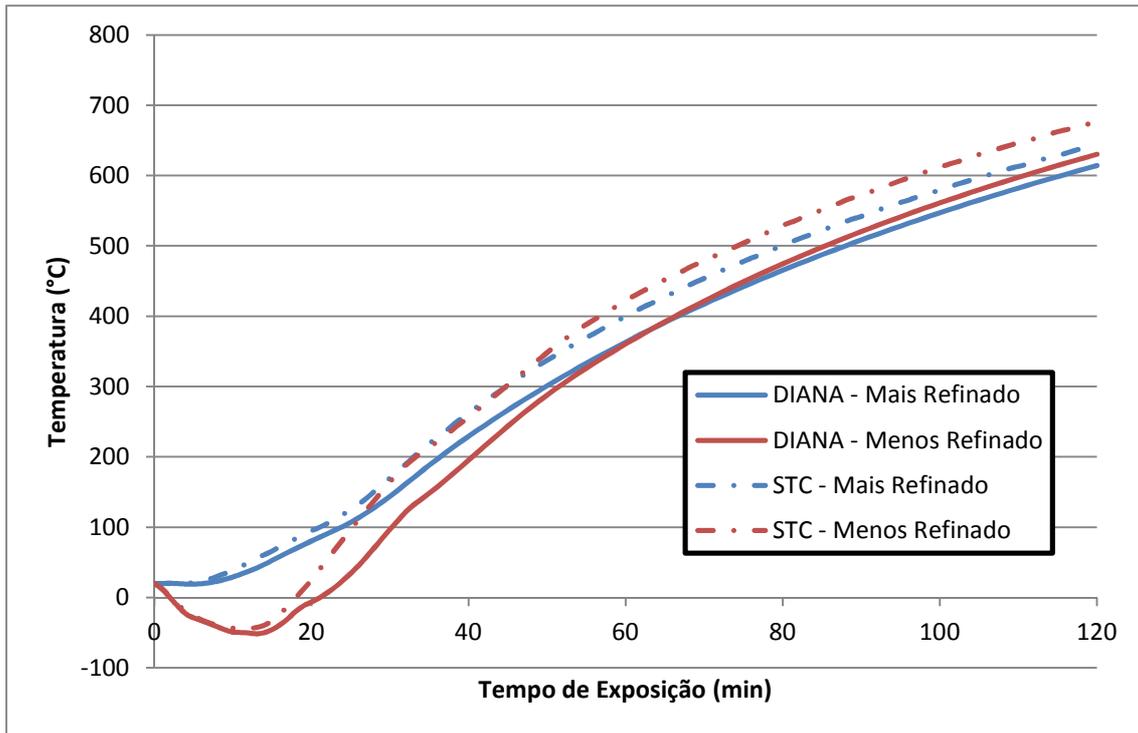


Figura 5. 28 - Comparação dos resultados em diferentes pacotes computacionais

Tendo em vista tais resultados, percebe-se a necessidade de uma malha mais refinada nas análises das vigas mistas parcialmente revestidas por causa do grande volume de concreto envolvido. Essa situação gera um problema no modelo termoestrutural acoplado no DIANA, tendo em vista que o modelo estrutural e o térmico são criados em conjunto, suas malhas serão compatíveis e, apesar de o modelo estrutural possuir menos elementos devido aos seus elementos finitos serem quadraticamente interpolados e os térmicos linearmente interpolados, a malha do modelo estrutural será tão mais refinada quanto mais refinada for a malha referente ao modelo térmico.

Dessa forma, nos modelos termoestruturais que serão apresentados mais adiante foi utilizada malha mais refinada que a utilizada em RAMOS (2010), pois apresentava temperaturas negativas na análise térmica, conforme ilustrado, fato que acabou aumentando significativamente o custo computacional da análise, principalmente na etapa termoestrutural.

Na próxima seção são realizadas análises estruturais complementares, tendo em vista alguns parâmetros aqui adotados resultarem diferentes daqueles considerados em RAMOS (2010), já com um grau de refinamento maior da malha de elementos finitos em razão das conclusões aqui obtidas e mencionadas.

5.3 Modelo Estrutural

Como mostrado no capítulo 4, no desenvolvimento do modelo termoestrutural notou-se que os parâmetros que seriam utilizados no modelo em temperatura elevada, tais como os modelos constitutivos dos materiais, não eram equivalentes ao modelo desenvolvido em RAMOS (2010). Dessa forma, tendo em vista o uso desses novos parâmetros foi importante verificar se a adoção desses modelos constitutivos resultava em diferenças significativas dos resultados à temperatura ambiente.

Além dos diferentes modelos constitutivos, também foi avaliada a influência do passo de carga de aplicação do carregamento mecânico no modelo estrutural, pois essa informação não era apresentada nas informações do modelo de base. Para isso foram testados passos de carga iguais a 0,05 e 0,01, estes em relação a um carregamento superior ao de colapso do elemento estrutural. Outro parâmetro considerado foi a inclusão de chapas rígidas na região dos apoios para evitar problemas de concentração de tensão que, por sua vez, dificultam a convergência dos resultados numéricos aumentando o tempo de processamento. Com isso, se buscou melhorar o modelo apresentado em RAMOS (2010).

Por fim, uma das hipóteses no desenvolvimento do modelo termoestrutural foi a consideração de interação total na superfície de contato dos materiais, consideração essa que poderia diminuir o tempo de processamento e melhorar a convergência dos modelos. Essa hipótese foi considerada de duas formas distintas: *retirando os elementos de interface do modelo, bem como adotando valores elevados para os parâmetros D_{11} e D_{22} , verificando também a funcionalidade dos elementos de interface na consideração da interação completa.*

Dessa forma, ao fim da seção são definidos todos os parâmetros que serão utilizados no modelo termoestrutural já tendo a certeza do funcionamento de todas essas considerações na análise estrutural à temperatura ambiente.

5.3.1 Influência dos modelos constitutivos

Utilizando a geometria apresentada na seção 4.3 do capítulo 4 e reproduzida na figura 5.29, foram consideradas diversas combinações para os modelos constitutivos do concreto, seja comprimido ou tracionado, bem como do aço. Na tabela 5.9 são apresentadas as combinações adotadas.

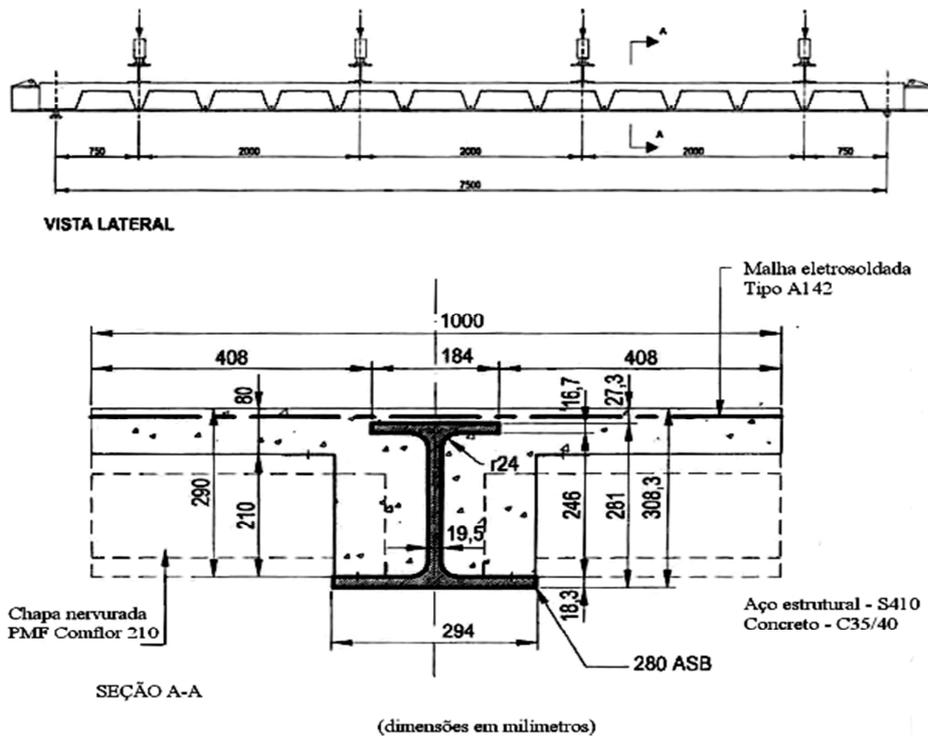


Figura 5. 29 - Geometria do modelo experimental para a viga slim floor com perfil assimétrico 280 ASB, LAWSON et al. (1997)

Tabela 5. 9 - Combinação dos modelos constitutivos nos casos analisados

	Concreto Comprimido	Concreto Tracionado	Aço
Caso 1 - Elastoplástico	Elastoplástico perfeito	Elastoplástico perfeito	Elastoplástico perfeito
Caso 2 - parabólico	Parabólico	Exponencial	Elastoplástico perfeito
Caso 3 - Thorenfeldt	Thorenfeldt	Exponencial	Elastoplástico perfeito

O carregamento mecânico foi aplicado por meio de pressão nas superfícies próximas aos atuadores hidráulicos do ensaio, sendo que a aplicação de todo esse carregamento 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 5.30 são mostradas as curvas de momento por deslocamento no meio do vão para os três casos analisados.

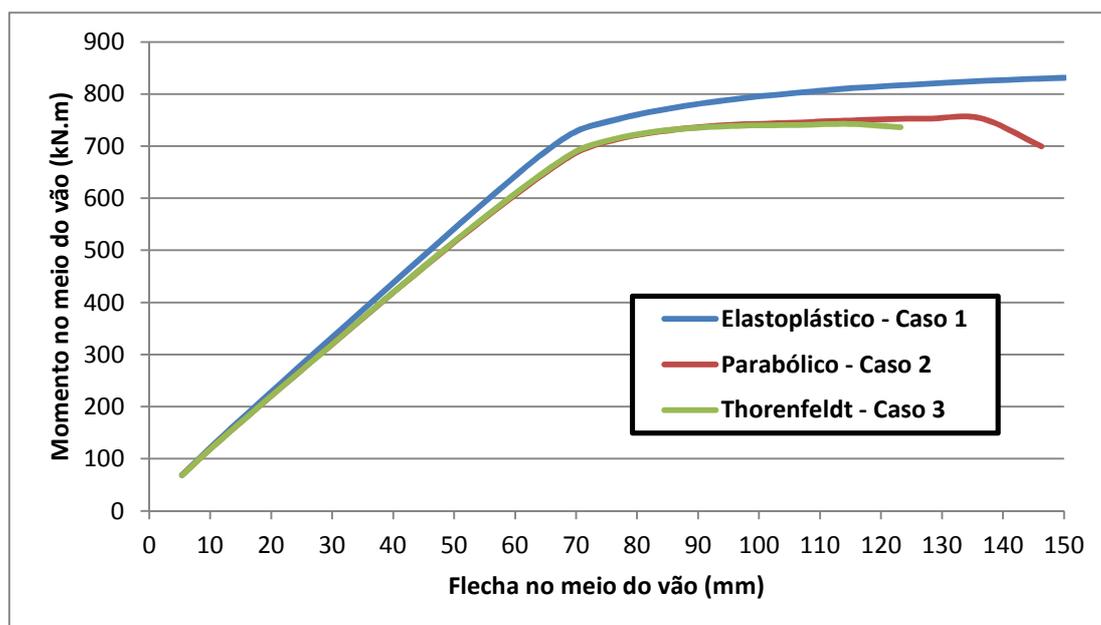


Figura 5. 30 - Comportamento estrutural para diferentes combinações de modelos constitutivos.

Pode-se observar que o comportamento na fase elástica é bem semelhante para todos os casos, sendo o caso elastoplástico com rigidez um pouco mais evidente. Após o trecho de comportamento linear, os casos parabólico e de Thorenfeldt 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 5.10. A análise com o modelo elastoplástico perfeito não apresentou problemas de convergência, sendo os resultados para a flecha aqui apresentados limitados a 150 mm, limite esse obtido nos trabalhos experimentais.

Na tabela 5.10 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 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 parabólico 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.

Tabela 5. 10 - Comparação dos resultados obtidos nessa etapa

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

5.3.2 Influência do passo de carga

O próximo passo nas análises estruturais complementares foi avaliar a influência do tamanho do passo de carga de aplicação do carregamento mecânico. Para tanto foi testada, em todas as combinações de modelos constitutivos mostrados na tabela 5.9, a aplicação do carregamento total em passos iguais a 1%, ou seja, adicionando 14 kN.m ao momento fletor do meio do vão.

Com isso já era esperado aumentar o custo computacional na análise, porém, procurou-se obter alguma mudança no comportamento estrutural da viga ou até mesmo a convergência mais rápida em cada passo de carga. Nas figuras 5.31, 5.32 e 5.33 são mostrados os resultados para cada um dos casos analisados com os passos de carga de 5% e 1%.

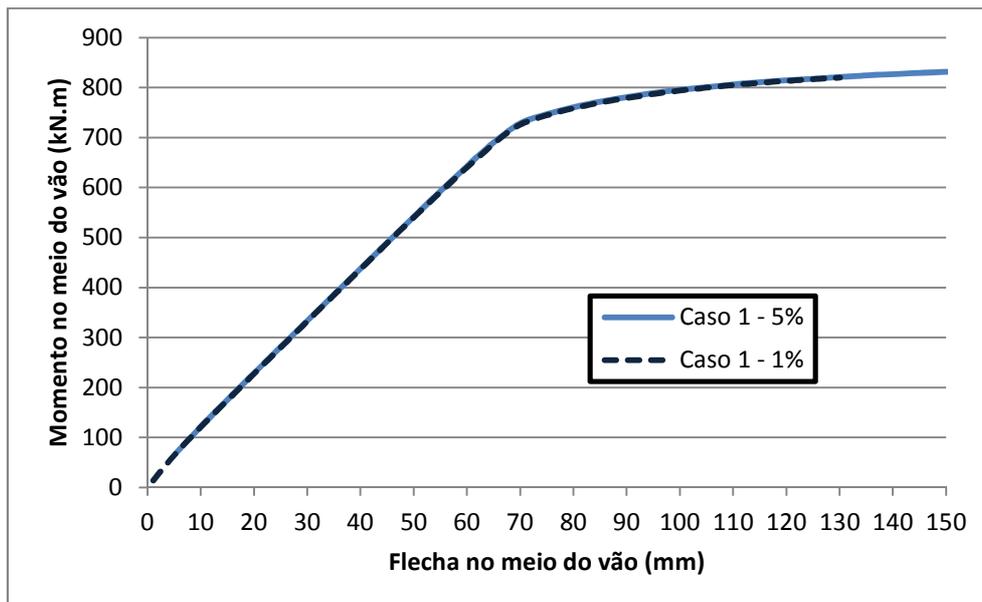


Figura 5. 31 - Comparação dos resultados com diferentes passos de carga para o Caso elastoplástico

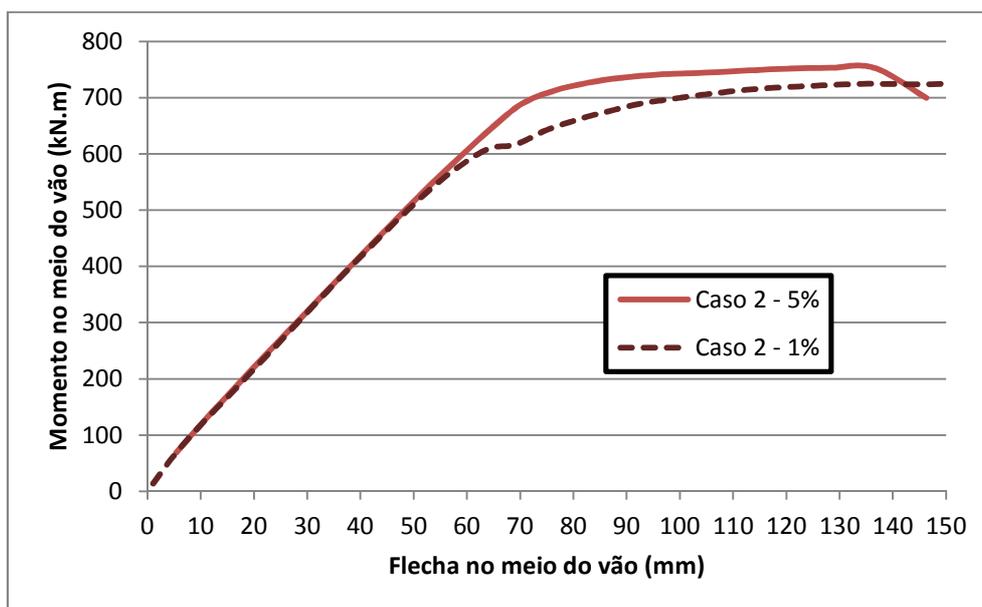


Figura 5. 32 -- Comparação dos resultados com diferentes passos de carga para o Caso parabólico

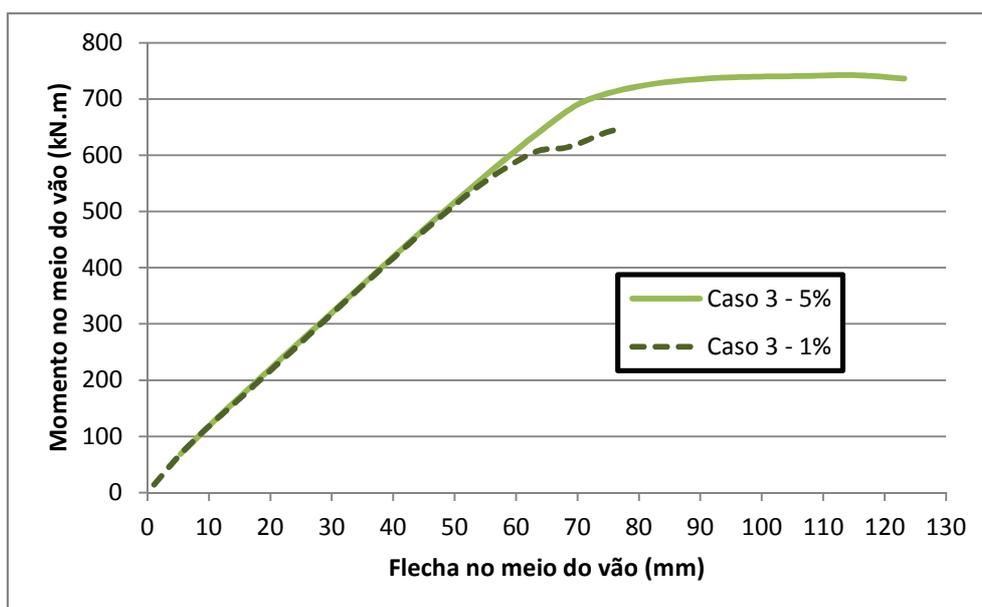


Figura 5. 33 -- Comparação dos resultados com diferentes passos de carga para o Caso de Thorenfeldt

No caso do modelo elastoplástico não foram observadas diferenças no resultado em relação ao tamanho do passo de carga aplicado, sendo que um passo de carga menor só resultou em maior custo computacional no que diz respeito ao tempo de processamento e também no referente ao armazenamento de dados. Já para o modelo que considera o concreto à compressão com modelo parabólico, a aplicação do passo de carga menor resultou no aparecimento de uma pequena descontinuidade

ao fim do trecho elástico que, por sua vez, reduziu o valor do momento resistente da viga para 725 kN.m, porém, atingindo deslocamento igual a 150 mm do mesmo modo que apresentado em RAMOS (2010), levando à conclusão que esse foi o tamanho do passo de carga escolhido para a aplicação da carga nos modelos lá analisados.

Por fim, no Caso de Thorenfeldt, a utilização do passo de carga igual a 1% resultou na não convergência dos resultados no final do trecho linear, como mostrado na figura 5.33. Ao fim desses testes, escolheu-se utilizar passos de carga iguais a 5%, pois além de proporcionar resultados mais próximos dos resultados experimentais e numéricos no ANSYS também apresentou menor custo computacional, tendo em vista que nas análises termoestruturais a aplicação do carregamento mecânico é realizada somente no trecho linear.

5.3.3 Influência da chapa de apoio

Foi considerada também a inclusão de chapas rígidas nas regiões dos apoios das vigas com vistas a evitar problemas de concentração de tensão nesta mesma região, fato que poderia (e pode, de fato) elevar consideravelmente o tempo de processamento dos modelos, dificultando a convergência como, por exemplo, no Caso de Thorenfeldt com passo de carga de 1%.

A chapa considerada possui rigidez infinita para não sofrer grandes deformações e, assim, poder receber e assimilar toda a tensão que chega até o apoio em uma área maior que a considerada anteriormente. Essa técnica, que tem como objetivo ajudar na distribuição dos esforços na região do apoio, não teve muito efeito, como pode ser visto nas figuras 5.34-a e b que mostram as tensões de von Mises nas situações com e sem chapa de apoio. Assim sendo, também não houve mudanças significativas no que diz respeito ao deslocamento no meio do vão e no momento lá aplicado, como é mostrado nas figuras 5.35, 5.36 e 5.37 para os casos elastoplástico, parabólico e de Thorenfeldt (1, 2 e 3, respectivamente) da tabela 5.9.

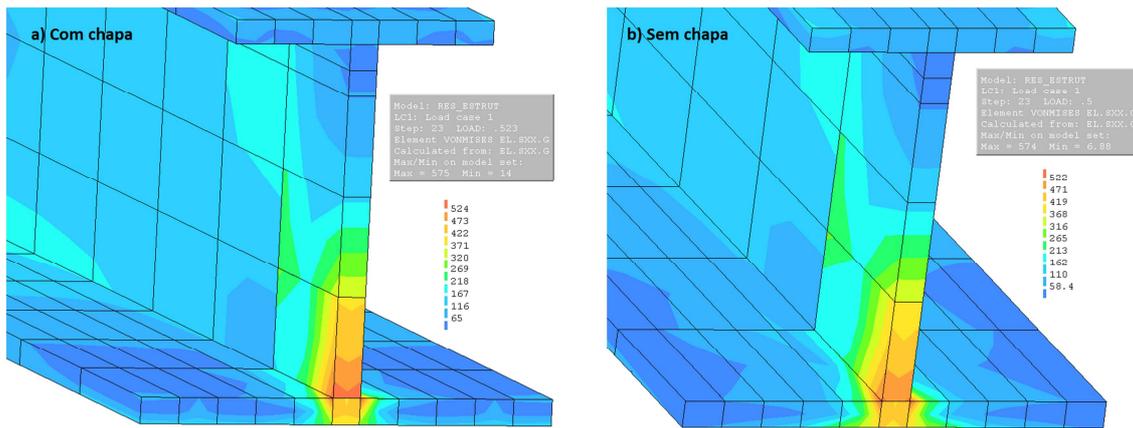


Figura 5. 34 - Tensões de von Mises na região do apoio para os casos: (a) com chapa e (b) sem chapa de apoio

Para os casos em que foram utilizados modelos elastoplásticos para o aço e para o concreto não foi obtida nenhuma diferença em relação às chapas de apoio, sendo que o uso de chapas de apoio não alterou de forma significativa o tempo de processamento e nem mesmo o número de passos de carga analisados. No caso do modelo parabólico, o uso da chapa resultou na diminuição do momento resistente da seção para os dois tamanhos de passo de carga considerados e, novamente, sem ganhos significativos em termos de custo computacional. O mesmo aconteceu para o Caso de Thorenfeldt, sendo obtido um momento resistente menor quando utilizado o passo de carga de 5%. Quando utilizado passo de carga de 1% não foi obtida convergência no modelo.

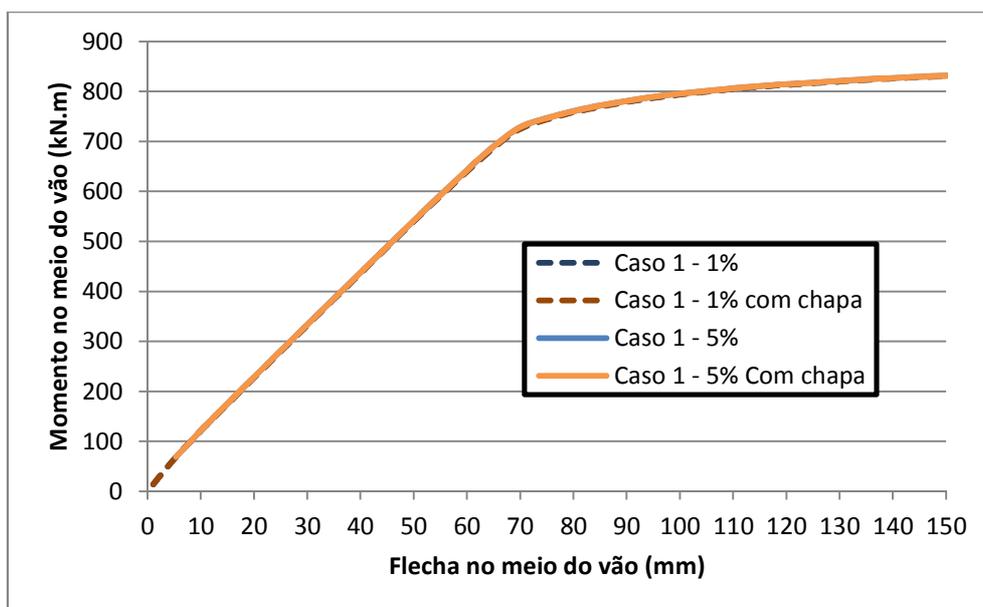


Figura 5. 35 - Comparação dos resultados para o Caso Elastoplástico

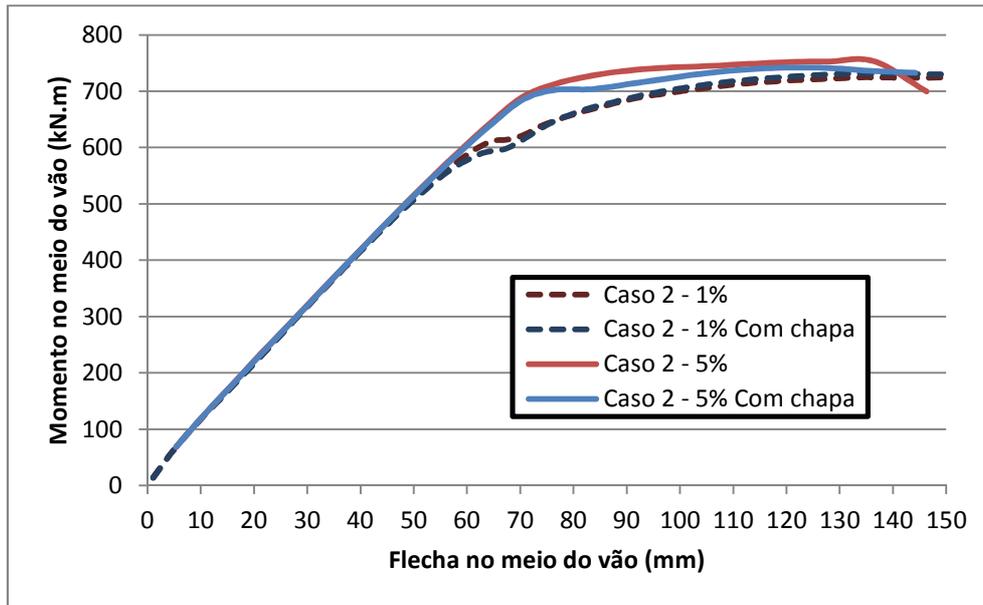


Figura 5. 36 - Comparação dos resultados para o Caso parabólico

Ao fim das análises anteriormente apresentadas, considerou-se descartar o uso de chapas de apoio no modelo termoestrutural, pois não houve melhoria dos resultados no que se refere ao ajuste (aproximação) com os valores experimentais, e nem mesmo obtenção de redução do custo computacional buscando diminuir o tempo de processamento. Na verdade, o uso da chapa só fez aumentar o número de elementos finitos do modelo, aumentando o tempo de processamento e o consequente armazenamento de dados.

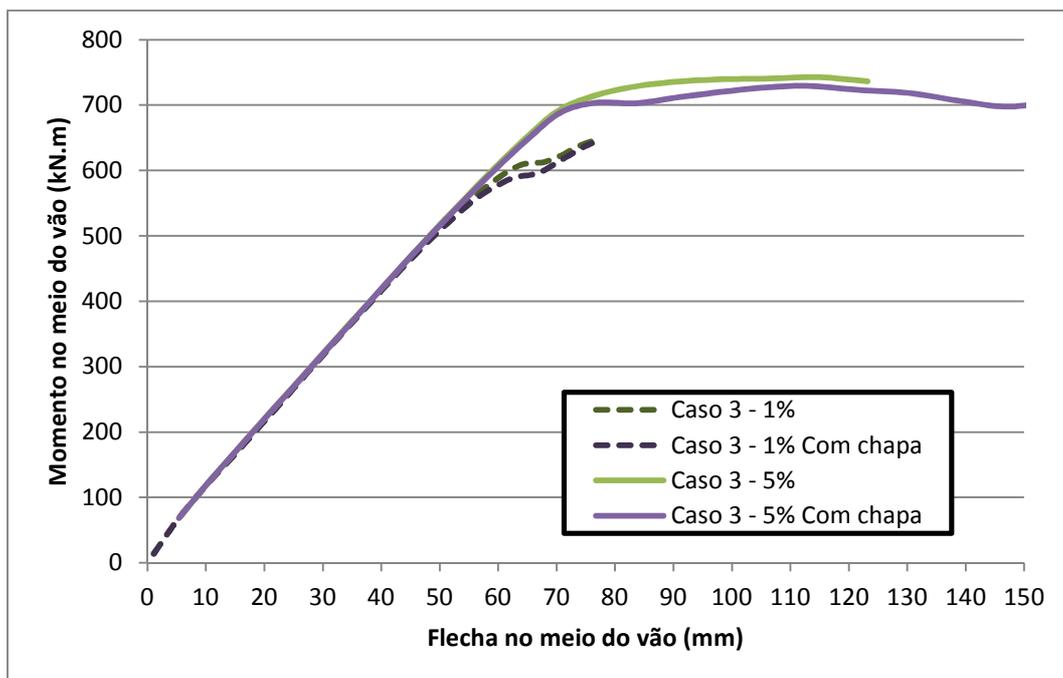


Figura 5. 37 - Comparação dos resultados para o Caso de Thorenfeldt

5.3.4 Estudos com interação total

Como o modelo apresentado em RAMOS (2010) caracteriza uma situação de interação parcial com o uso de elementos de interface, uma das opções que poderiam simplificar o modelo termoestrutural seria a consideração de interação total em toda a superfície de contato entre o aço e o concreto, retirando os elementos de interface. Sendo assim, buscou-se avaliar o comportamento estrutural dessa situação à temperatura ambiente para futuras comparações com os resultados em temperatura elevada.

Aproveitando os resultados da interação total, testou-se também a eficácia dos elementos de interface para simular a situação de interação total, adotando valores da ordem de 10^{11} para os parâmetros D_{11} e D_{22} da interface. Os dois modelos de interação total foram avaliados para os três casos apresentados na tabela 5.9. Devido à consideração de interação total, era esperado que a viga apresentasse maior capacidade resistente, mas, ao invés disso, foi obtida uma maior rigidez no sistema estrutural, sendo que em alguns dos casos o momento máximo encontrado no caso de interação total era bem próximo ao do caso parcial, mas com a flecha no meio do vão inferior. Nas figuras 5.38, 5.39 e 5.40 são mostrados os resultados para os três casos analisados.

No caso dos modelos elastoplásticos não houve problemas de convergência e nem mudanças significativas do comportamento estrutural, o qual, na verdade, apresentou um pequeno ganho em sua rigidez e em sua capacidade resistente, sendo que para deslocamento igual a 150 mm no meio do vão o momento passou de 831,3 kN.m para 859,1 kN.m, representando um ganho de apenas 3% de resistência. Também vale destacar que o uso de valores elevados de D_{11} e D_{22} nos elementos de interface para simular a interação total é eficiente, pois seus resultados coincidiram com o caso no qual não foram usados elementos de interface.

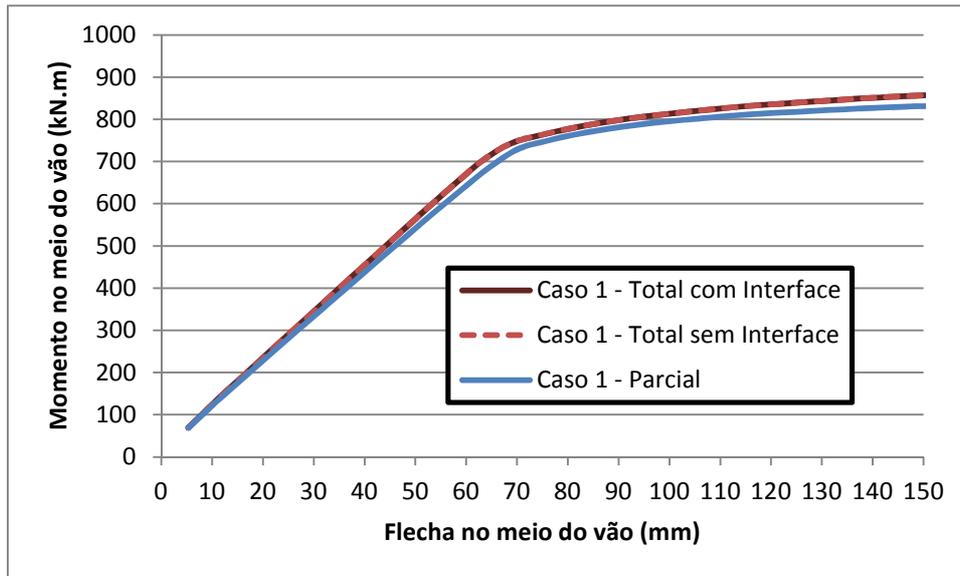


Figura 5. 38 - Comparação dos resultados com interação total e parcial para o Caso Elastoplástico

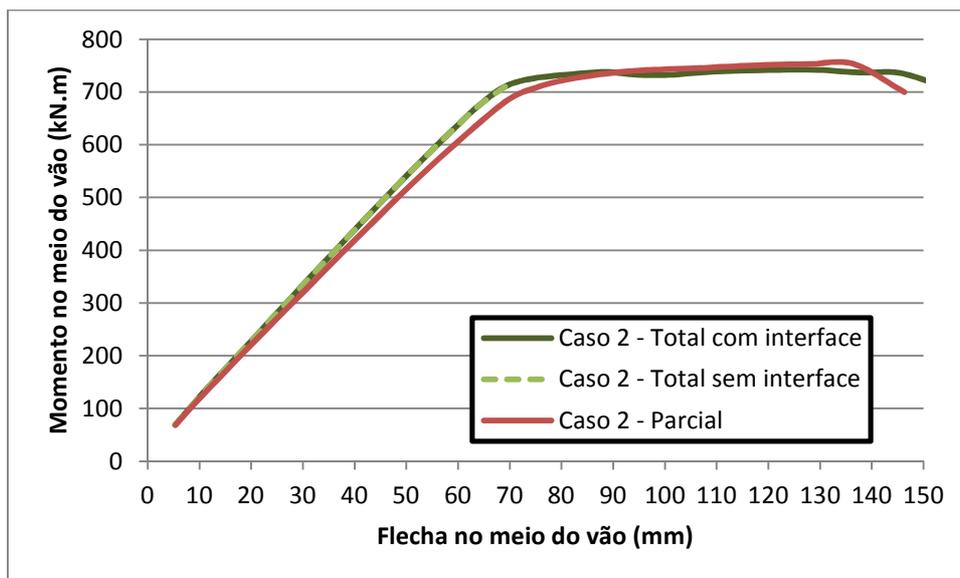


Figura 5. 39 - Comparação dos resultados com interação total e parcial para o Caso parabólico

No modelo parabólico o comportamento encontrado resultou um pouco diferente, de forma que o máximo momento obtido com interação total foi igual a 753,1 kN.m, apenas 1,6% maior que o de interação parcial. Já em relação aos deslocamentos, o momento máximo foi obtido para flecha igual a 129,5 mm, enquanto que na interação parcial a flecha resultou igual a 146,3mm indicando assim maior rigidez para o modelo com interação total. Nesse caso, não houve a convergência do modelo sem os elementos de interface, limitando os resultados apenas ao trecho

linear da curva de “momento x deslocamento”, indicando que a retirada dos elementos de interface não deixa, necessariamente, o modelo mais simples.

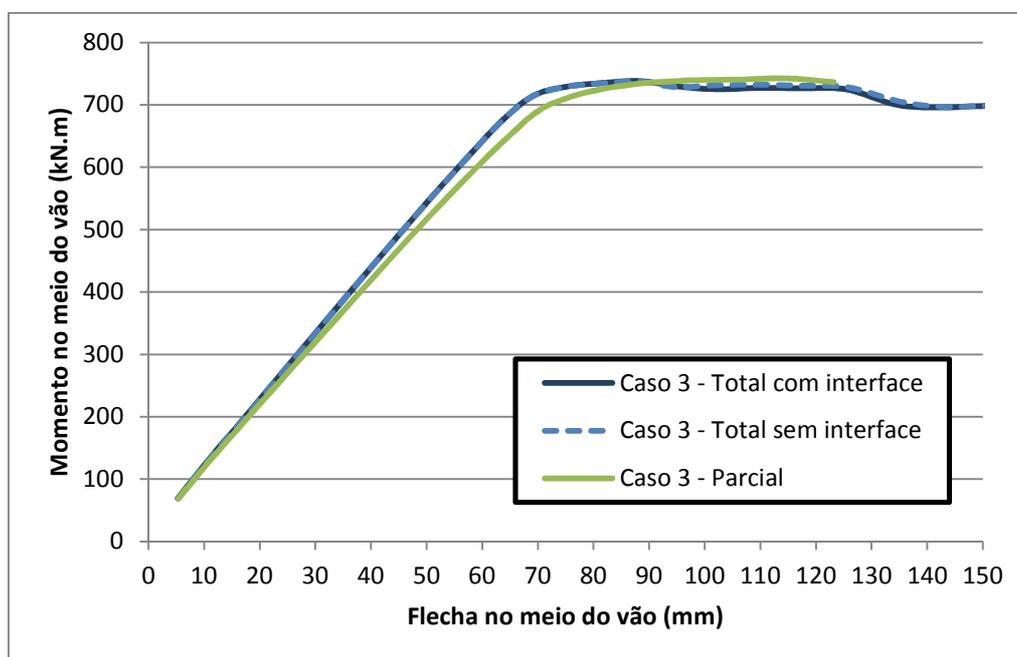


Figura 5. 40 - Comparação dos resultados com interação total e parcial para o Caso de Thorenfeldt

Por fim, os casos com o modelo de Thorenfeldt seguiram o mesmo comportamento do Caso parabólico, no qual a consideração da interação total resultou em um pequeno aumento no momento máximo, de 737,9 kN.m para 742,4 kN.m, mas obtido para um deslocamento inferior ao caso da interação parcial, de 123,2 mm para 88,7 mm. No caso de Thorenfeldt, a interação total resultou com rigidez ainda maior do que quando comparado com os demais casos, sendo que, além do aumento de 0,6% no momento resistente ainda houve uma redução de aproximadamente 33% para a sua flecha no meio do vão. Não houve problemas de convergência para nenhuma das situações de interação total para o modelo de Thorenfeldt.

Com os resultados de todos esses modelos procurou-se, à temperatura ambiente, embasar todas as possibilidades que poderiam ser utilizadas nas análises termoestruturais, permitindo tecer algumas considerações preliminares sobre os casos analisados:

- *A consideração dos modelos elastoplásticos perfeitos, tanto para o aço quanto para o concreto conferem maior estabilidade ao modelo numérico, de modo que nenhum desses modelos apresentou problemas de convergência e nem mesmo mudanças significativas no tempo de processamento. Além disso, os momentos resistentes obtidos para esse modelo constitutivo resultaram maiores se comparados os valores obtidos com os demais, e ainda maiores que os valores experimentais;*
- *O modelo parabólico foi o que apresentou comportamento mais estável quando considerada a interação parcial entre o aço e o concreto, e também permitiu recuperar resultados mais próximos dos valores experimentais de referência. Mas, se for necessário o uso do modelo de Thorenfeldt nas análises termoestruturais, pode-se notar que os seus resultados à temperatura ambiente resultam próximos dos resultados do modelo parabólico;*
- *Já no que diz respeito ao passo de carga, optou-se por usar o carregamento com acréscimo de 5% do valor total, de forma que, além dos problemas de convergência e mudança do comportamento para o valor inferior, havia um considerável ganho no tempo de processamento e de armazenamento de dados;*
- *O uso de chapas de apoio também foi descartado, de forma que não influenciou de maneira significativa os resultados ou custo computacional;*
- *Por fim, foi visto que a consideração de interação total entre o aço e o concreto afeta o comportamento do elemento estrutural, de forma que esse caso só será considerado nas análises termoestruturais se os modelos com elementos de interface, simulando a interação parcial, apresentarem problemas de convergência ou de incompatibilidade dos resultados.*

5.4 Sobre o Modelo termoestrutural

5.4.1 Modelo estrutural apresentado em RAMOS (2010) para análise em temperatura elevada

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 um pouco diferente daquela analisada em RAMOS (2010), mostrada na seção 4.3 do capítulo 4.

São realizados ensaios de flexão em duas vigas biapoiadas formadas com protótipos dos perfis laminados assimétricos 280 ASB 100 e 300 ASB 153, que tem suas geometrias mostradas na seção 5.2.5. 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. Nas figuras 5.41a e 5.41b 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 segundo a estratégia de modelagem descrita no capítulo 4 para os três casos apresentados na tabela 5.9, de forma a procurar qual deles se adequava melhor aos resultados experimentais. A única alteração em relação ao que foi apresentado na tabela 5.9, é que nos casos parabólico e de Thorenfeldt 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 para simular a interação parcial entre o aço e o concreto.

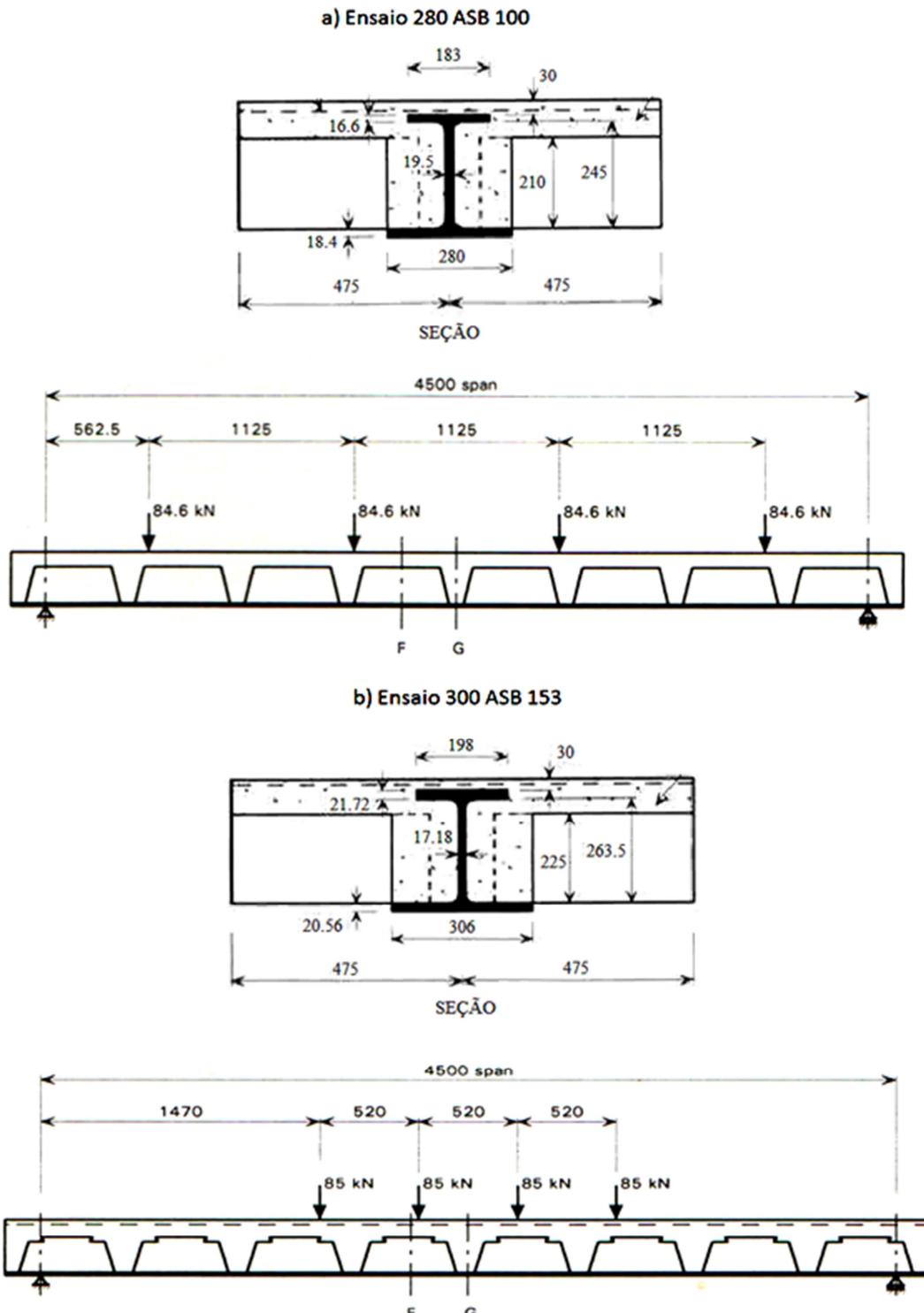


Figura 5. 41 - Ensaio em temperatura elevada realizados em LAWSON et al. (1997) para os perfis: (a) 280 ASB 100 e (b) 300 ASB 153, LAWSON et al. (1997)

A seguir são mostrados os principais parâmetros utilizados nos modelos numéricos para fins de análises termoestruturais, sendo que todos os demais parâmetros necessários passam a ser obtidos por meio destes e a partir das especificações já discutidas no capítulo 4.

Parâmetros de Incêndio

- **Curva de incêndio** – ISO 834
- **Emissividade resultante** – $\epsilon = 0,5$
- **Coeficientes de convecção**
- **Sup. exposta** - $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- **Sup. não exposta** - $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- **Resist da Interface** – $K_r = 50 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- **Resist. ao escoamento** – 355 MPa;
- **Coeficiente de Poisson** – 0,3;
- **Along. Térmico** – Equação 3.41.

Interface

- D_{11} – 0,1 N/mm²;
- D_{22} – 0,01 N/mm².
- **Condutividade Térmica** – Equação 3.48;
- **Calor Específico** – Equação 3.50;
- **Densidade** – Equação 3.51;
- **Módulo de elasticidade** - 30672 MPa;

Aço

- **Condut. Térmica** – Equação 3.38;
- **Calor Específico** – Equação 3.39;
- **Densidade** – 7850 kg/m³;
- **Mód. de elasticidade** – 210000 MPa;
- **Resistência à compressão** – 30 MPa;
- **Resistência à tração** – 3 MPa;
- **Coeficiente de Poisson** – 0,2;
- **Alongamento Térmico** – Equação 3.53.

Concreto

- **Condutividade Térmica** – Equação 3.48;
- **Calor Específico** – Equação 3.50;
- **Densidade** – Equação 3.51;
- **Módulo de elasticidade** - 30672 MPa;

Com relação à malha de elementos finitos, adotou-se grau de discretização superior ao utilizado em RAMOS (2010) para os modelos estruturais, de forma que para uma viga com 7,5 metros e seção transversal semelhante àquela apresentada na figura 5.41-a, foram obtidos 22908 nós e 3640 elementos, enquanto que nos modelos termoestruturais aqui analisados para vigas de 4,5m, resultam 36497 nós e 10560 elementos. Tal mudança foi considerada devido aos problemas discutidos no item 5.2.7 no que diz respeito ao aparecimento de anomalias nos campos térmicos em malhas pouco refinadas, bem como na inclusão dos elementos de superfície para a simulação dos efeitos de troca de calor. Nas

figuras 5.42a e 5.42b são apresentadas as malhas utilizadas em RAMOS (2010) e neste trabalho.

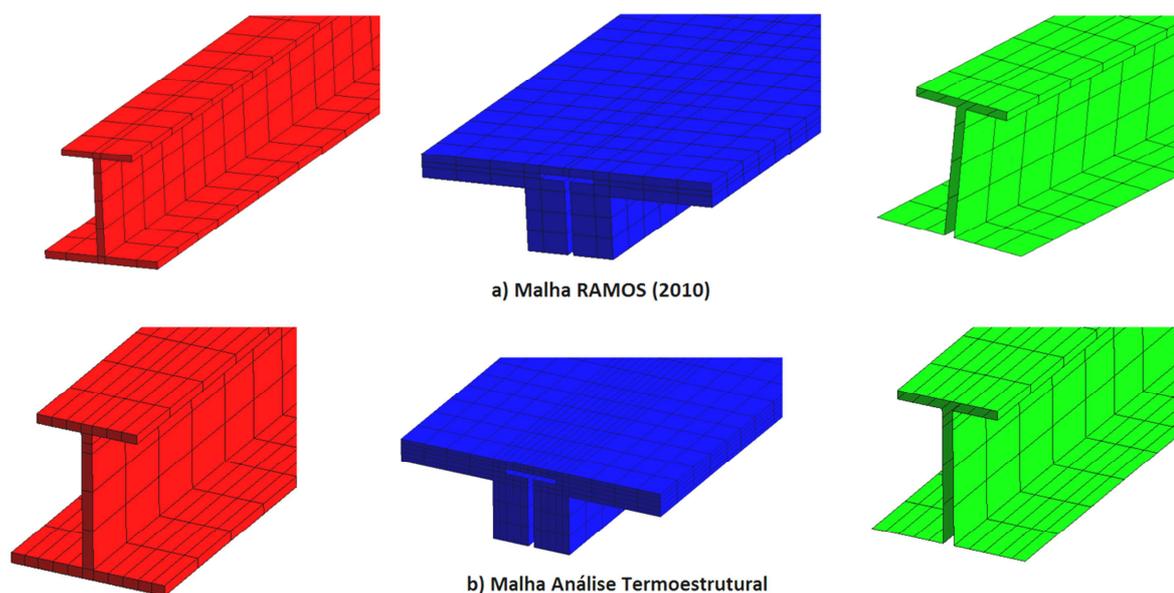


Figura 5. 42 - Malhas de elementos finitos utilizadas: (a) em RAMOS (2010) e (b) no presente trabalho.

Como discutido, o processamento do modelo é executado em três etapas distintas, sendo primeiro calculado os campos térmicos, depois realizado o carregamento mecânico e, por fim, a aplicação dos campos térmicos na viga já carregada.

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 5.41 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%.

Feitas todas as considerações necessárias, os dois ensaios foram reproduzidos numericamente e comparados com os valores de referência. Nas figuras 5.43, 5.44 e 5.45 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, respectivamente, sendo esse deslocamento referente apenas à etapa da análise térmica.

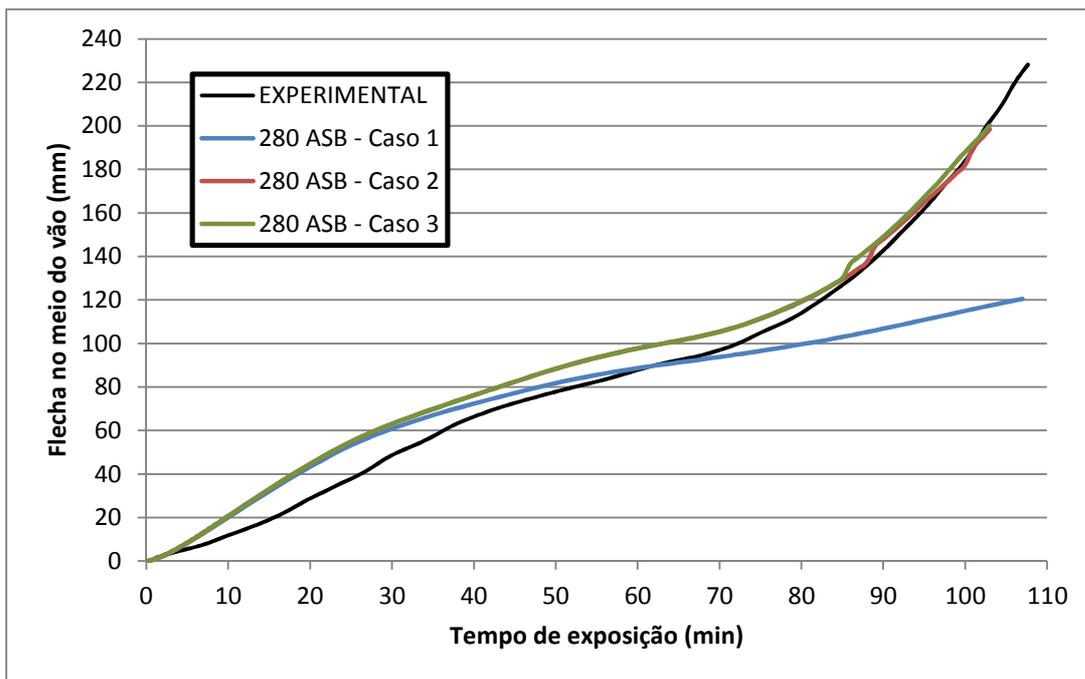


Figura 5. 43 - Comparação dos deslocamentos no meio do vão para os 3 casos analisados do ensaio com a viga 280 ASB

100

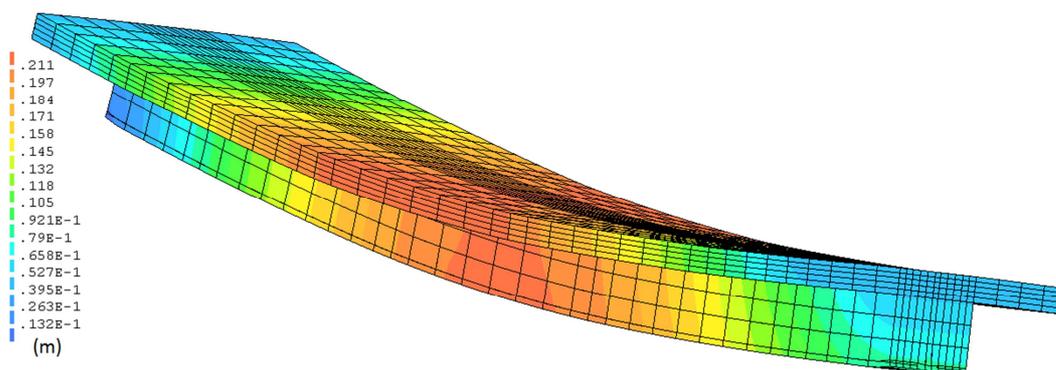


Figura 5. 44 - Configuração deformada da viga 280 ASB 100 após os 103 minutos de exposição ao fogo

Analisando os três casos de combinações dos modelos constitutivos, 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.

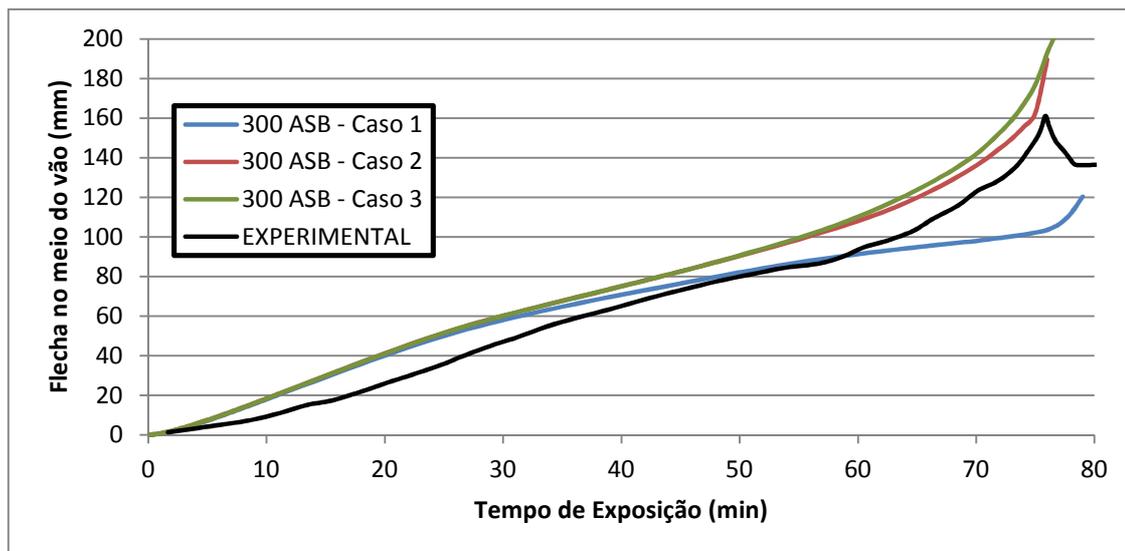


Figura 5.45 - Comparação dos deslocamentos no meio do vão para os 3 casos analisados do ensaio com a viga 300 ASB

153

Nos *casos parabólico e de Thorenfeldt* a análise prosseguiu até os 103 minutos, quando foi acusada deformação no aço superior aos limites estabelecidos nos modelos constitutivos, apresentando deslocamento no meio do vão igual a 200 mm nos dois casos, 12% menor que o resultado experimental. Já no *caso elastoplástico*, não houve problemas na análise, sendo desenvolvida até os 107 minutos, tempo máximo do ensaio, onde apresentou deslocamento de 121 mm, bem inferior ao valor experimental esperado.

Na figura 5.44 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. Por meio da figura 5.45 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 parabólico e de Thorenfeldt* 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 excessiva alcançada, no caso, da ordem de 15 mm/min. Nos modelos numéricos para os *casos parabólico e de Thorenfeldt* também foram obtidas taxas de deslocamento superiores ao valor especificado no ensaio. Já para o *Caso 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 parabólico**, que utiliza o parâmetro de energia de fratura à compressão constante em função da temperatura. Em função disso, são mostrados a seguir, 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 sua 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 5.46, 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.

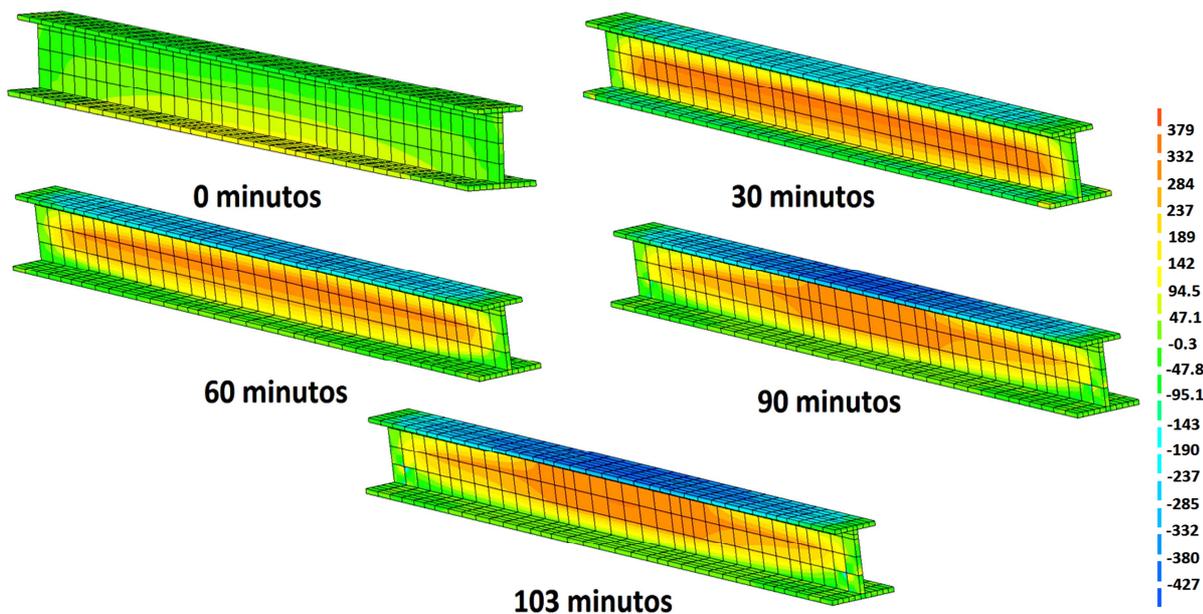


Figura 5. 46 - Distribuição de tensões na viga 280 ASB 100 ao longo do tempo [MPa]

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 5.47, 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.

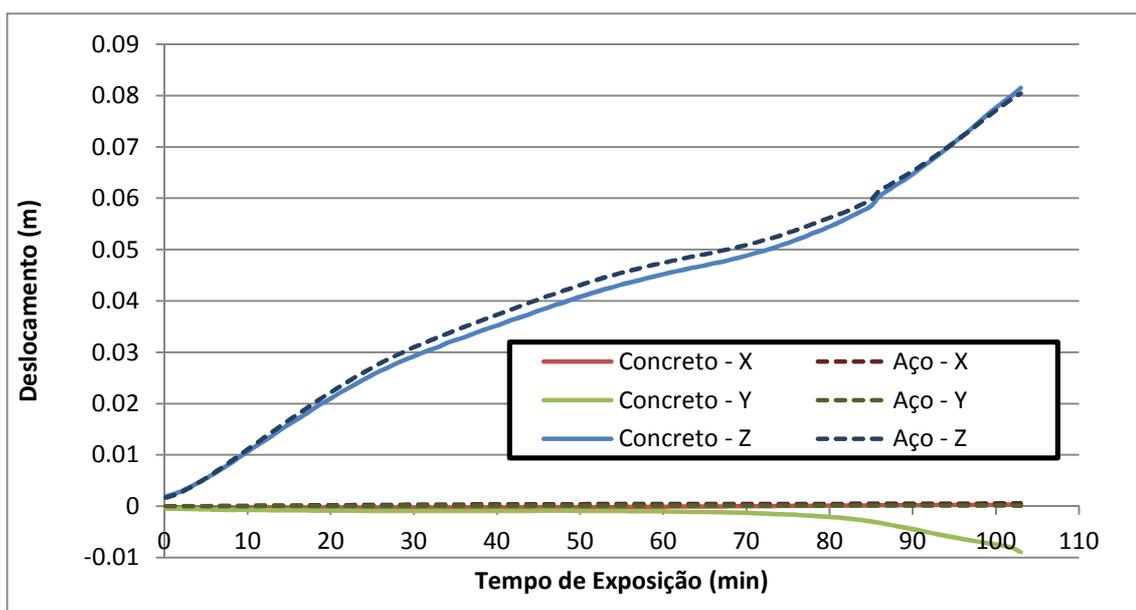


Figura 5. 47 - Deslocamentos na extremidade da mesa inferior para as direções X, Y e Z para o aço e o concreto

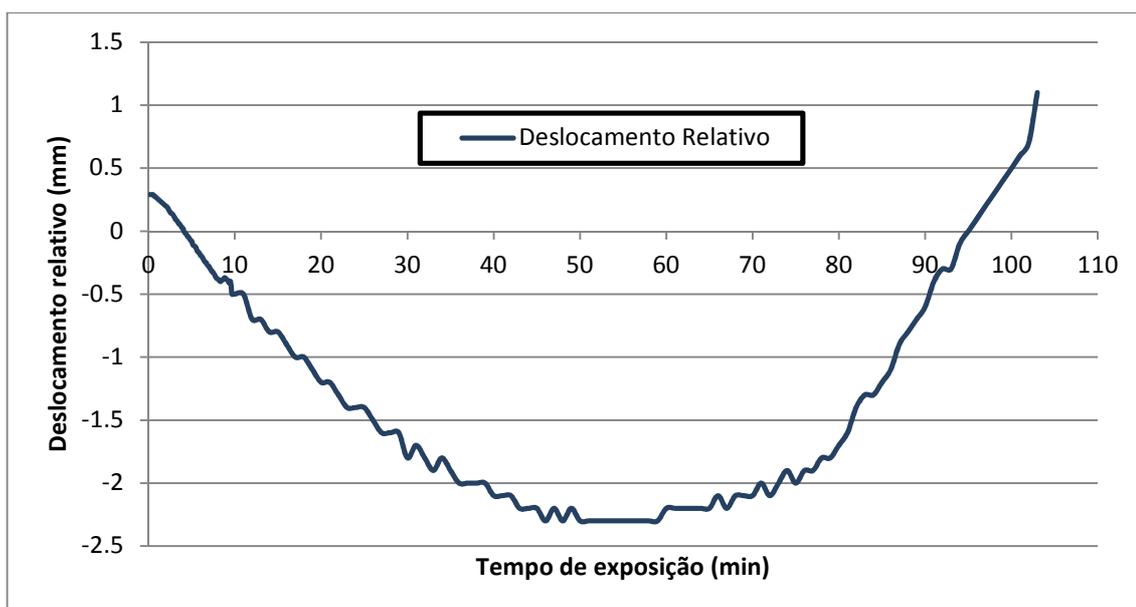


Figura 5. 48 - Deslocamento relativo na direção longitudinal na extremidade da mesa inferior

Mas mesmo assim, os deslocamentos relativos resultam com baixa intensidade, como pode ser visto na figura 5.48, que mostra a diferença entre o deslocamento em Z do aço e do concreto no mesmo ponto.

Com relação à figura 5.48, 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.

Por fim, RAMOS (2010) nas análises estruturais comenta que esses resultados não são muito precisos, mas notou-se, nesse caso, que tais resultados se mostraram necessários para garantir a resposta do modelo como um todo.

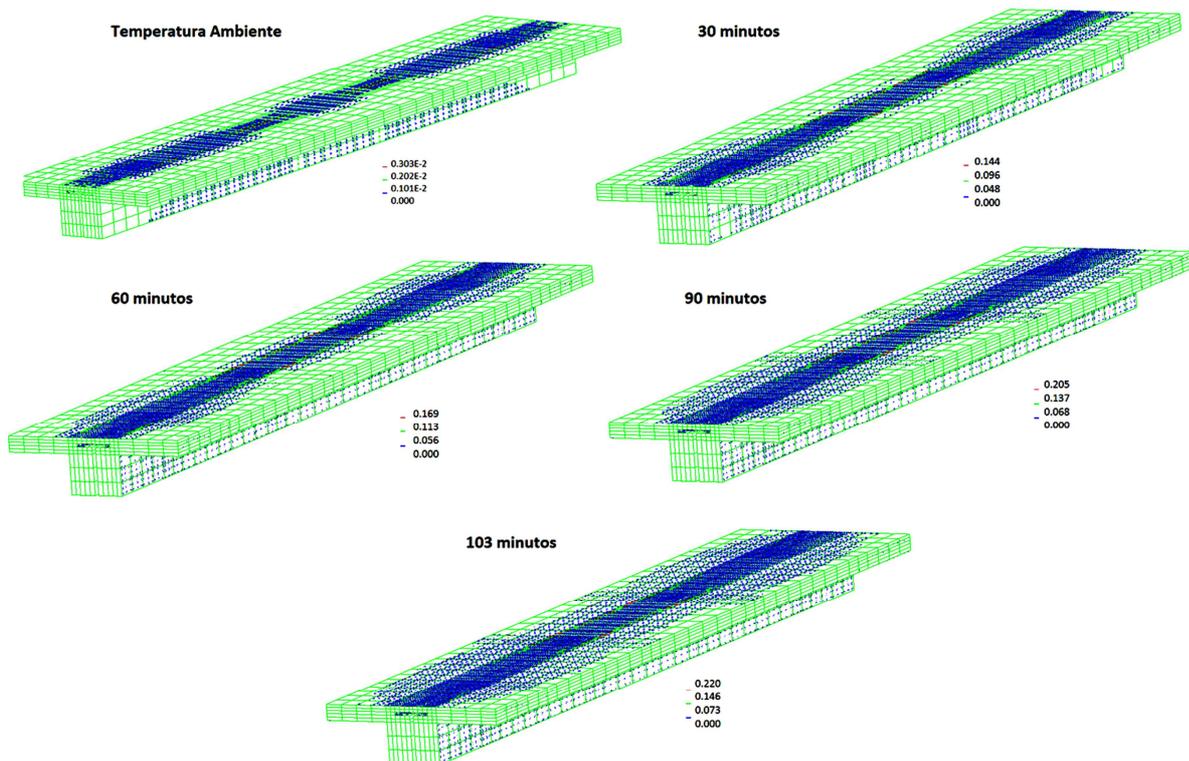


Figura 5. 49 - Desenvolvimento das fissuras no concreto ao longo do tempo de exposição

Em relação à figura 5.49, como esperado, surgiram fissuras na zona tracionada próxima ao meio do vão. De maneira geral, as fissuras só aumentaram ao longo do tempo de exposição, não havendo nenhuma mudança significativa no panorama de fissuração.

5.4.2 Modelo termoestrutural com armadura na capa de concreto

Nos modelos experimentais utilizados em LAWSON ET AL. (1997) tanto à temperatura ambiente quanto em temperatura elevada, se faz a consideração de uma capa de concreto com armadura passiva, como é mostrado na figura 5.41 – a). Porém, o modelo que aqui foi validado complementou as estratégias de modelagem propostas por RAMOS (2010) e em PAES (2003) que, por sua vez, não utilizaram a armadura na capa para a validação dos seus modelos.

Posteriormente, em RAMOS (2010), foram desenvolvidos modelos com várias taxas de armadura na capa de concreto, sendo possível observar que o uso da taxa mínima de armadura já garante um aumento no momento resistente da seção. Assim, o momento fletor máximo que resultou da ordem de 720 kN.m, ou seja, 9% inferior ao valor igual a 790 kN.m obtido no ensaio experimental, atingiu 791 kN.m quando se adicionou a taxa mínima de armadura na capa, ficando praticamente igual aos resultados experimentais de referência. Também foi possível notar que para taxas de armadura maiores, não houve ganho significativo na capacidade resistente.

Tendo em vista as considerações anteriores, procurou-se investigar a influência da armadura no modelo termoestrutural. Para tanto, se toma como referência os resultados do ensaio em temperatura elevada com o perfil assimétrico 280 ASB 100, apresentado em LAWSON ET AL. (1997), conforme figura 5.41-a).

Foi utilizado o Caso parabólico de combinação dos modelos constitutivos para o aço e o concreto, bem como adicionada uma taxa de armadura igual a $1,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ (a mesma utilizada no ensaio experimental) na capa de concreto nas duas direções da laje. O resultado obtido é comparado com o caso numérico sem armadura e o experimental de referência, e é mostrado na figura 5.50.

Foi possível constatar que o uso de armadura não influencia o comportamento estrutural em temperaturas elevadas até próximo dos 90 minutos de exposição ao incêndio padrão, porém, após esse tempo mantém o comportamento mais suave, sem a descontinuidade que o modelo sem armadura apresentou. Em termos numéricos, o modelo com armadura apresentou convergência até os 101 minutos de exposição ao fogo, tempo inferior ao caso sem armadura (103 minutos) e ao ensaio experimental (107 minutos). Em relação aos deslocamentos, pode-se observar que após os 90 minutos, eles foram menores no caso com armadura na capa de concreto.

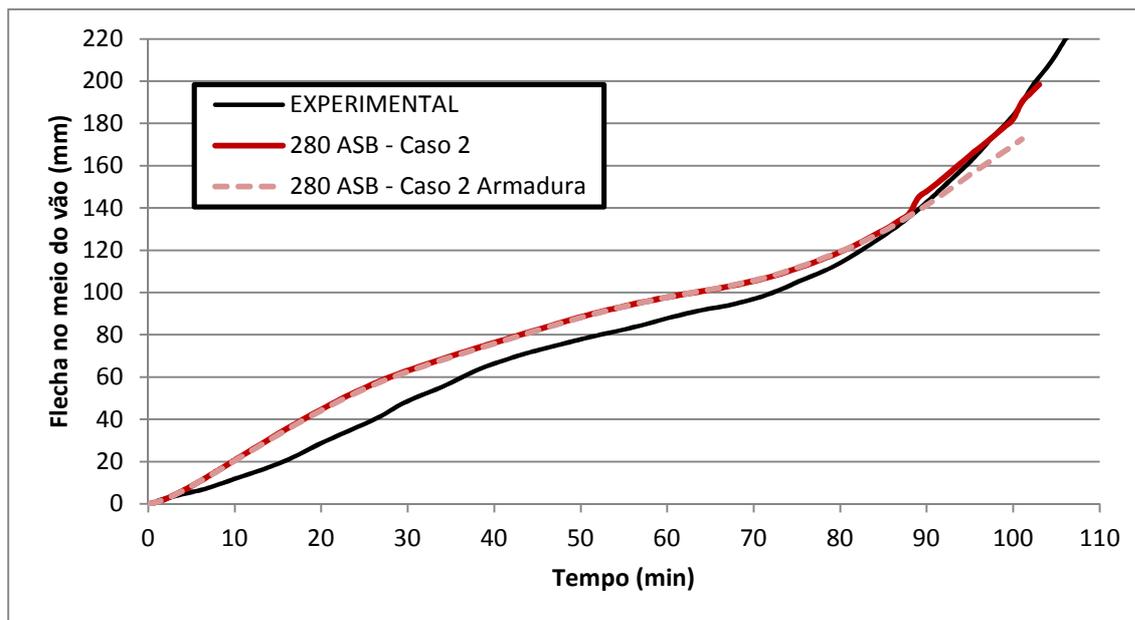


Figura 5.50 - Comparação entre os modelos com e sem armadura na capa de concreto para o ensaio com viga assimétrica 280 ASB

Pode-se concluir, a partir desse modelo que o uso de armadura irá influenciar no comportamento estrutural apenas quando a viga estiver próxima do colapso, deixando o elemento estrutural mais rígido. Tal aspecto ocorre também devido à consideração de que a armadura não sofre penalização na resistência e no módulo de elasticidade, em função do local onde ela está inserida.

5.4.3 – Comparação entre o método dos momentos plásticos resistentes e os modelos em elementos finitos

Como comentado no capítulo 4, também foi desenvolvido um processador na linguagem em FORTRAN que, em conjunto com as análises térmicas no DIANA, calculava o momento resistente da seção transversal mista de aço e concreto em função do tempo de exposição ao fogo, tendo como base o método dos momentos plásticos. A partir desse processador, era possível avaliar a perda da capacidade resistente da seção em função do tempo, quando a análise se faz por fator de carga, ou seja, a relação entre o momento resistente em temperatura elevada e ambiente.

Esse método de análise possui um baixo custo computacional, sendo possível fazer o estudo de diversas seções em tempo de processamento bastante reduzido, porém, ressaltando que neste caso só são levados em conta os fatores de redução da resistência do

aço e do concreto, desconsiderando a redução do módulo de elasticidade devido ao aumento de temperatura e os efeitos do alongamento térmico.

Para avaliar se o método dos momentos plásticos resistentes consegue representar de forma eficiente a perda da capacidade resistente das vigas de pavimentos mistos de pequena altura, foram criados diversos modelos tridimensionais no DIANA variando apenas o carregamento mecânico, o qual é aplicado antes do aquecimento com valores inferiores à carga de colapso à temperatura ambiente.

Os modelos foram desenvolvidos tomando como base a geometria estudada em RAMOS (2010) e PAES (2003), com vigas de 7,5 metros e perfil metálico assimétrico 280 ASB 100, como mostrado na figura 5.29. Como mostrado na seção 4.2, utilizando o modelo constitutivo parabólico para o concreto comprimido, obteve-se momento resistente à temperatura ambiente para a viga em questão igual a 753,1 kN.m. Dessa forma, foram criados 9 modelos, nos quais foram aplicadas parcelas de 10 a 90% desse carregamento total e, em seguida, aquecidos até que se atingisse o critério de colapso especificado.

Para determinar o tempo de colapso das vigas em situação de incêndio para cada um dos fatores de carga analisados foi adotado o critério para ensaios da ISO 834:1999, apresentado no seu item 10.2.1, que diz que a capacidade resistente do elemento estrutural é dada pelo tempo no qual o mesmo consegue suportar o carregamento aplicado inicialmente. Para elementos fletidos, esse instante é obtido quando são atingidos os valores limites para o deslocamento e também da taxa de deslocamento, que são obtidos segundo as equações 5.1 e 5.2. É importante ressaltar que o critério da taxa de deslocamento só é válido após atingir deslocamento igual a $L/30$, o qual no caso em análise, resulta em 250 mm.

$$\delta_{lim} = \frac{L^2}{400 d} [mm] \quad (5.1)$$

$$\frac{d\delta}{dt} = \frac{L^2}{9000 d} \left[\frac{mm}{min} \right] \quad (5.2)$$

Nas equações 5.1 e 5.2, L é o vão livre do elemento estrutural ensaiado (em mm) e d a distância da fibra extrema da zona comprimida até a fibra extrema da zona tracionada da seção transversal do elemento estrutural (em mm).

Dessa forma, para os valores de $L = 7500$ mm e $d = 308,3$ mm, obtêm-se como resultados 456 mm para o deslocamento máximo e 20,3 mm/min para a taxa de deslocamento máximo. Na tabela 5.11, são apresentados os tempos nos quais foram obtidos os deslocamentos de referência do critério especificado para todos os modelos desenvolvidos. Os modelos foram nomeados de acordo com o fator de carga aplicado.

Sobre a tabela 5.11, é importante comentar que no caso dos modelos com fatores de carga de 0,1 e 0,2 não foram atingidos valores limites do critério até os 150 minutos de exposição, sendo esse o tempo máximo da análise. Outra observação de interesse é que, nesse caso, foram utilizados os deslocamentos totais da viga no meio do vão, de forma que não foi descontado o deslocamento da fase de carregamento, analogamente ao que foi feito na validação do modelo termoestrutural apresentado na seção 5.4.1. O uso do deslocamento associado apenas no aquecimento resultava na diferença de apenas alguns minutos nos instantes apresentados na tabela 5.11.

A partir desses dados é construída a curva do fator de carga pelo tempo de colapso, a qual é comparada com a curva da perda da capacidade resistente da seção pelo tempo de exposição, obtido pelo método dos momentos plásticos resistentes (MMP). Essas curvas são apresentadas na figura 5.51.

Tabela 5. 11 - Resultados obtidos nas análises com o método dos elementos finitos para diferentes fatores de carga e critério de colapso da ISO 834

Fator de Carga	Momento no meio do vão [kN.m]	L/30	δ_{lim}	$\frac{d\delta}{dt}$	Tempo de Colapso
0,1	72,5	96	150+	150+	150+
0,2	145,7	59	150+	150+	150+
0,3	221,1	45	99	106	106
0,4	300,6	38	65	65	65
0,5	370,4	33	51	46	51
0,7	523,3	23	34	32	34
0,8	568,7	17	28	26	28
0,9	637,8	1	13	8,3	13

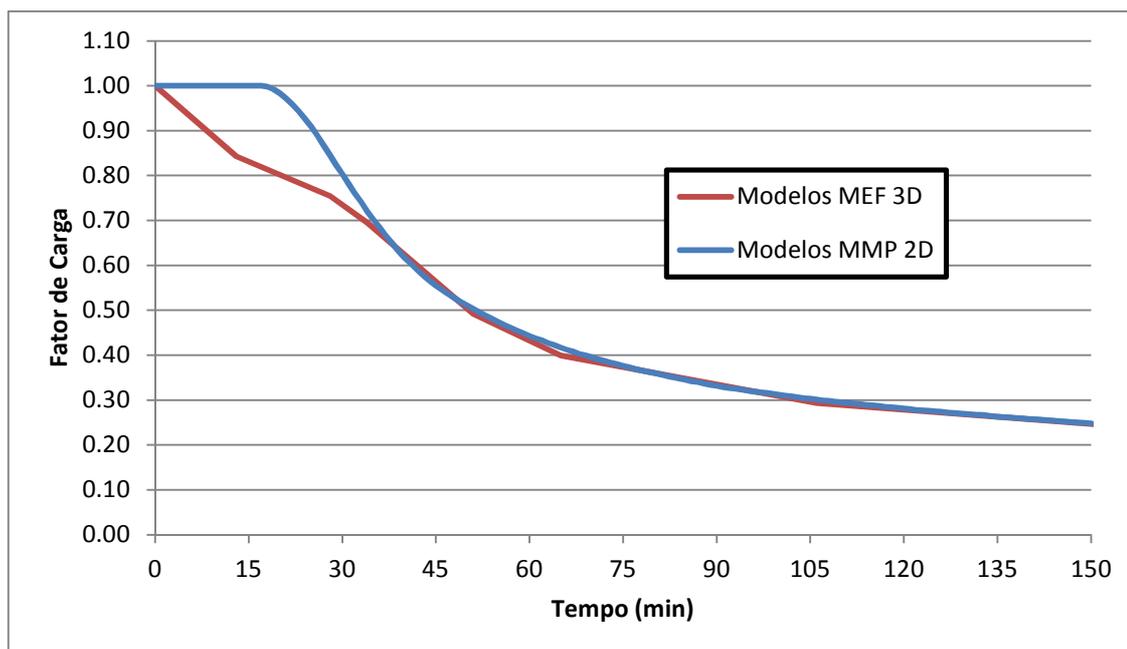


Figura 5. 51 - Comparação dos modelos baseados no método dos elementos finitos e dos momentos plásticos resistentes em termos de fator de carga

A partir desse gráfico passa a ser possível fazer algumas considerações sobre a diferença nos métodos analisados. No trecho inicial, até o tempo de 40 minutos, nota-se uma discrepância significativa nos resultados obtidos, de forma que para o MMP a seção mantinha sua capacidade resistente inicial até aproximadamente 25 minutos de exposição ao incêndio-padrão, enquanto que no MEF para fatores de carga elevados, a falha da estrutura já ocorria antes dos 25 minutos.

Essa diferença se dá basicamente pelo fato de o MMP considerar apenas o fator de redução da resistência do aço e do concreto, diferentemente do MEF que considera também a redução do módulo de elasticidade e os efeitos do alongamento térmico. Sendo assim, o aço só começa a perder resistência após os 400°C, mantendo assim a curva constante nesse trecho inicial, enquanto que no modelo tridimensional já são computados, além do deslocamento inicial pela aplicação do carregamento, os deslocamentos relativos à expansão térmica e também o recálculo desses deslocamentos de acordo com as reduções do módulo de elasticidade que, por sua vez, começa a reduzir a partir dos 100°C, dessa forma, os critérios de colapso adotados são atingidos mais rapidamente.

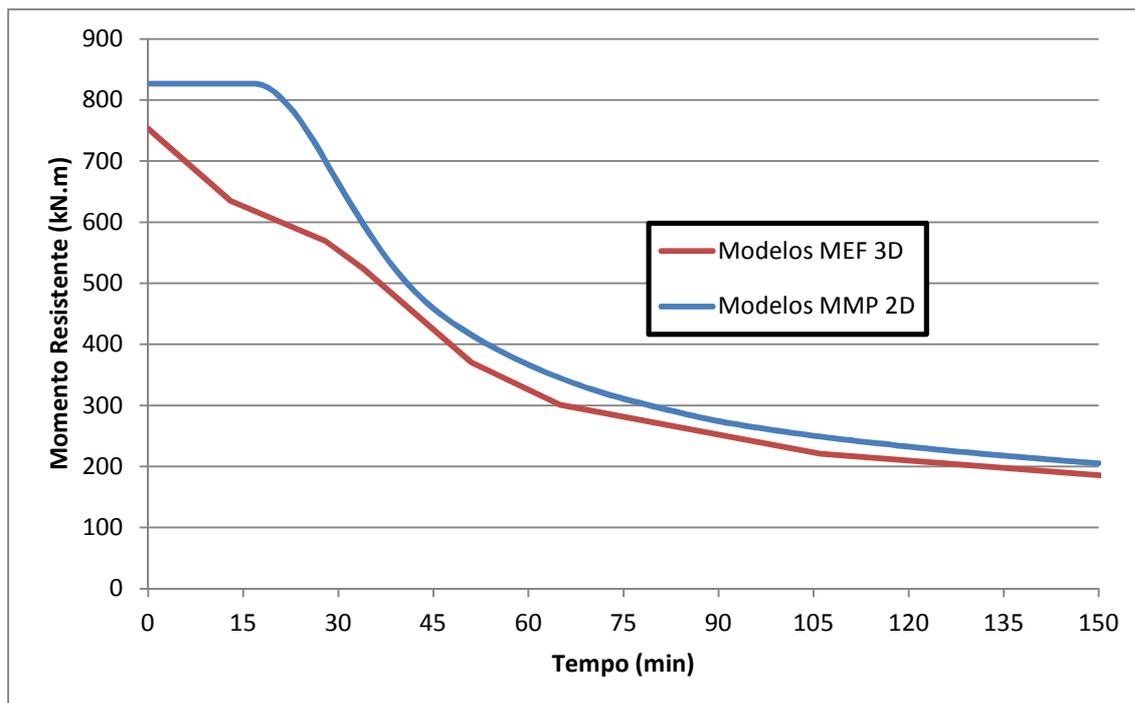


Figura 5.52 - Comparação dos modelos baseados no método dos elementos finitos e dos momentos plásticos resistentes em termos do valor absoluto do momento resistente

Após 40 minutos de exposição ao fogo o comportamento passa a ser igual para os dois métodos analisados, lembrando que essas curvas são relativas aos fatores de carga que estão relacionados com os seus respectivos valores à temperatura ambiente, que resultaram diferentes nos dois métodos. Na figura 5.52 são mostradas as mesmas curvas, agora em função dos valores absolutos dos momentos resistentes da seção (no caso do MMP) e no momento aplicado no meio do vão (no caso do MEF).

Comparando os resultados em termos do valor absoluto do momento resistente, observa-se, além da diferença mais acentuada no trecho inicial já discutida anteriormente, que os resultados pelo MMP se apresentam um pouco acima dos obtidos pelo MEF, resultando assim contra a segurança. Essa diferença se dá pelas considerações diferentes feitas nos dois casos. No caso do MMP é considerada interação total entre o aço e o concreto em todas as superfícies de contato, enquanto que no caso dos modelos tridimensionais cada superfície possui um grau de interação diferente, de forma que é impossível realizar o cálculo a partir do MMP com esses diferentes graus de interação das regiões de interface.

Também se observa que o momento resistente obtido pela teoria plástica é bastante semelhante se comparado ao momento obtido no modelo tridimensional com interação

total e modelo constitutivo elastoplástico linear, como pode ser visto na tabela 5.10 do item 5.3.1.

Sendo assim, os métodos até possuem resultados semelhantes na maior parte do tempo de exposição, mas deve-se atentar para o grau de interação nas superfícies de contato entre aço e concreto, pois em termos de fator de carga os resultados são parecidos, porém, há diferença significativa quando se analisa o valor absoluto do momento resistente.

O EUROCODE 4 Part 1.2, indica para o cálculo do momento resistente de vigas mistas de aço e concreto parcialmente revestidas, o método dos momentos plásticos com as devidas simplificações no que diz respeito ao campo térmico e às reduções das propriedades mecânicas do material. Mas é recomendado no seu item 5.2, sobre as considerações construtivas, o uso de estribos, barras de aço e até conectores de cisalhamento entre as mesas do perfil metálico, para garantir a interação total entre os materiais nessa região. As configurações recomendadas são mostradas na figura 5.53.

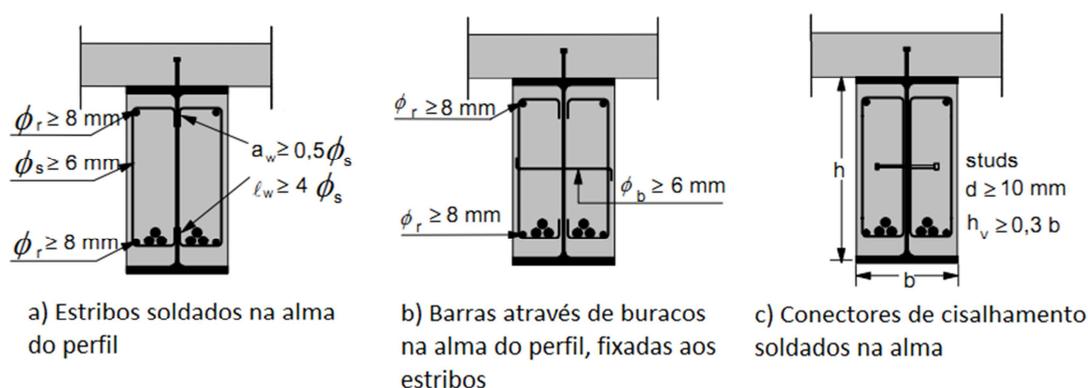


Figura 5. 53 - Soluções construtivas para garantir a conexão entre o perfil metálico e o concreto de revestimento, EUROCODE 4 Part 1.2 (2005)

Mas é importante lembrar que as situações apresentadas na figura 5.53 não são exatamente as seções encontradas nos sistemas de pisos mistos de baixa altura, devido à diferença no revestimento de concreto da viga, dessa forma deve-se atentar ao caso real e garantir a interação total de formas alternativas.

Tendo em vista tais resultados, o método dos momentos plásticos pode ser usado em situações em que seja garantida a interação total entre os materiais e quando se analisa tempos de exposição maiores que 40 minutos, mas ainda é necessária uma análise mais aprofundada sobre o assunto, abordando diferentes seções transversais, vãos livres e diferentes graus de interação dos materiais.

Conclusões e sugestões para trabalhos futuros

6.1 Comentários gerais e conclusões

No presente capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas ao longo do trabalho no que diz respeito às análises numéricas, à estratégia de modelagem e ao comportamento estrutural das vigas mistas de aço e concreto pertencentes ao sistema construtivo do tipo *slim floor*.

Já na revisão bibliográfica específica para esse sistema estrutural em situação de incêndio, foi possível identificar que a boa resistência às ações térmicas é inerente a esse tipo de solução construtiva, chegando a atingir 60 minutos de resistência ao fogo sem nenhum tipo de revestimento contra fogo. Além disso, são apresentados alguns parâmetros importantes para o estudo das estruturas mistas de aço e concreto em temperaturas elevadas como, por exemplo, a resistência térmica na interface, considerada nos modelos numéricos desenvolvidos no trabalho. Foi também possível constatar, a partir de estudos numéricos e experimentais, que a consideração do elemento isolado, ou como parte de uma

estrutura maior, muda significativamente a resposta estrutural e, conseqüentemente, a sua capacidade resistente à temperatura ambiente e em temperatura elevada.

- **O pacote computacional DIANA**

No que diz respeito ao pacote computacional DIANA foram observadas algumas dificuldades para se realizar análises numéricas em temperatura elevada, em especial no âmbito dos modelos constitutivos para a representação dos materiais de interesse, no caso, o aço e o concreto, uma vez que nem todas as curvas associadas aos modelos constitutivos disponibilizadas pelo código, em sua versão v.9.4.2, se mostravam adequadas para representar adequadamente as variações, das tensões e das deformações, impostas pela variação da temperatura dificultando assim uma representação adequada dos modelos sugeridos por normas estrangeiras.

Tal fato impôs a necessidade da adoção de estratégias alternativas no referente à representação do comportamento do aço e do concreto submetidos a temperaturas elevadas, de modo que, mesmo com as dificuldades citadas no parágrafo anterior associadas ao elevado custo computacional dos modelos termoestruturais, após todos os testes realizados para validação dos modelos disponíveis e da estratégia de modelagem adotada, foi constatado que o código DIANA, por meio de suas ferramentas, permite representar satisfatoriamente o comportamento dos casos aqui propostos.

Com a estratégia de modelagem numérica definida partiu-se para a validação dos modelos, que foi realizada em três etapas, no caso, *análise térmica, análise estrutural e análise termoestrutural*, conforme apresentado no que segue.

- **Análises térmicas**

Nas análises térmicas foram considerados parâmetros como *refinamento da malha, tipo de elemento finito adotado e a entrada de dados das propriedades térmicas*. Em relação à discretização da malha, constatou-se que para seções esbeltas, como é o caso de perfis metálicos, não há diferença de resultados para diferentes graus de refinamento. Mas seções transversais mais robustas como, por exemplo, uma viga de concreto ou mesmo as seções mistas das vigas de sistemas *Slim Floor*, a consideração de uma discretização menos refinada da malha de elementos finitos pode gerar anomalias nos campos térmicos, como a perda de

calor em alguns pontos da seção, resultando no aparecimento de temperaturas negativas nos modelos analisados. Essa questão passa então a ser resolvida com a adoção, obviamente, de malhas mais refinadas para o modelo térmico.

No entanto, a adoção de malhas mais refinadas passa a gerar problemas quando da consideração do modelo termoestrutural, pois como o modelo estrutural e o térmico são criados em conjunto, a adoção de uma malha mais refinada para o modelo térmico implicará em malha também mais refinada para o modelo estrutural, mesmo com os elementos finitos possuindo tipos de interpolação diferentes.

No que diz respeito apenas à análise térmica, um maior refinamento não resulta problemático, pois o tempo de processamento para tais modelos é reduzido, da ordem de poucos minutos. Por sua vez, na análise termoestrutural a consideração de malhas mais refinadas gera um aumento considerável no custo computacional, tanto em tempo de processamento quanto em armazenamento de dados. Essa situação se mostrou ainda mais agravada quando se buscou modelar a viga lançando mão da simetria da seção, tornando o modelo ainda mais pesado e inviabilizando-a.

Também foi possível observar que o uso de elementos finitos com interpolação quadrática só fez aumentar o tempo de processamento sem gerar ganhos na precisão dos resultados. Outra consideração importante diz respeito às propriedades térmicas do concreto, mais especificamente ao calor específico, a partir do qual, pelas análises térmicas dos ensaios apresentados em DONG & PRASAD (2009), foi possível notar que a umidade do concreto pode influenciar significativamente nas temperaturas do elemento estrutural, resultando em um comportamento estrutural não satisfatório.

- **Análises estruturais**

Em seguida prosseguiu-se com análises estruturais à temperatura ambiente, visando o aperfeiçoamento do modelo proposto em RAMOS (2010) e também o entendimento de alguns parâmetros que seriam utilizados quando das análises em temperatura elevada, devido às funções disponíveis no DIANA.

Nessa etapa foram inicialmente avaliados diferentes modelos constitutivos para a representação do concreto e do aço, o que permitiu concluir que o uso da representação elastoplástica perfeita para o aço e para o concreto resulta no comportamento estrutural

diferente do esperado, impondo aumento da capacidade resistente da viga, ainda que, em termos de estabilidade numérica, os modelos elastoplásticos não apresentam problemas de convergência.

Em seguida partiu-se para os modelos constitutivos *parabólico e de Thorenfeldt*, ressaltando-se inicialmente que ambos apresentaram comportamento semelhante, sendo o parabólico mais fiel aos ensaios experimentais e aos modelos desenvolvidos em RAMOS (2010), enquanto que o modelo de *Thorenfeldt* apresentou problemas de convergência em algumas situações.

A partir dessas três configurações de modelos constitutivos se analisou também diferentes tamanhos de passo de carga na aplicação do carregamento mecânico, adotando-se valores de 1% e 5%, que representam um acréscimo do momento no meio do vão de 14 kN.m e 70 kN.m, respectivamente. Quando utilizado o passo de carga menor, o caso com o *modelo parabólico* apresentou mudança no seu comportamento, apresentando um menor nível de carga quando comparado com o passo de carga de 5%, porém, não apresentando problemas de convergência. O *modelo de Thorenfeldt* também apresentou mudança no comportamento, mas não foi obtida convergência após vencido o trecho elástico linear. Como na análise termoestrutural o carregamento mecânico é realizado somente no trecho elástico, optou-se por usar passo de carga igual a 5% uma vez que este permitiu apresentar convergência em ambos os modelos, menor tempo de processamento e resultados mais próximos daqueles identificados experimentalmente.

Com vistas a aperfeiçoar o modelo estrutural, testou-se o uso de chapas rígidas na região dos apoios da viga com vistas a eliminar efeitos de concentração de tensões. No entanto, vale ressaltar que não foi obtida nenhuma diferença com uso dessas chapas, de forma que foi descartada essa opção por não representar ganhos em tempo de processamento, convergência do modelo e precisão dos resultados.

Ainda, em relação às análises à temperatura ambiente, foi testado o caso de interação total entre o aço e o concreto de duas formas distintas: inicialmente, se retirando os elementos de interface entre os materiais e, posteriormente, se adotando valores elevados para os parâmetros D_{11} e D_{22} que regulam o comportamento da interface entre os elementos de aço e de concreto. Os dois métodos apresentaram resultados equivalentes, mas no caso do *modelo parabólico*, o modelo sem elemento de interface não obteve

convergência após o trecho linear elástico, concluindo que a retirada de tais elementos não resulta, necessariamente, em um modelo mais simples numericamente.

- **Análises termoestruturais**

A partir de todas as considerações feitas nos modelos anteriores, partiu-se para o modelo termoestrutural, no qual foram utilizados os resultados experimentais apresentados em LAWSON et al. (1997), para duas vigas de sistemas *Slim Floor* com seções diferentes. Nesses modelos foram testadas três combinações de modelos constitutivos para o aço, para o concreto tracionado e para o concreto comprimido. Nos casos em que foram utilizados os modelos elastoplásticos perfeitos, só foi obtida boa representação dos resultados na fase inicial de aquecimento, até próximo dos 30 minutos e, a partir daí, se distanciou bastante do resultado experimental, com deslocamentos menores no meio do vão ao final do ensaio.

Já a consideração do modelo do EUROCODE 4 Part 1.2 para o aço, e os modelos de Thorenfeldt e Parabólico para o concreto comprimido, conseguiu representar bem o comportamento estrutural obtido experimentalmente, mesmo considerando a energia de fratura na compressão com o valor constante relativo à temperatura ambiente.

Nesses modelos também foi possível captar os deslocamentos relativos entre o aço e o concreto nas interfaces e o panorama de fissuração do concreto que, por sua vez, não sofre grandes alterações ao longo do tempo de exposição ao fogo. Porém, em relação aos deslocamentos relativos, ainda que em RAMOS (2010) se menciona que esses resultados não são muito precisos, se notou para esse caso que tais resultados se mostraram necessários para garantir a resposta do modelo como um todo.

Ainda em relação ao modelo termoestrutural, foi analisada a influência da armadura posicionada na capa de concreto, que não havia sido modelada nos casos anteriores. Nas análises, foi possível concluir que o seu uso não influencia no comportamento estrutural em temperatura elevada até próximo dos 90 minutos de exposição ao incêndio-padrão. Porém, após esse tempo se mantém o comportamento mais suave e, quando próximo ao colapso, possui deslocamento no meio do vão menor se comparado ao caso sem armadura. Lembrando que esse modelo parou de convergir antes dos demais.

Por fim, é feita a comparação entre o comportamento estrutural obtido por meio de modelos numéricos complexos com base no método dos elementos finitos e aquele obtido a

partir da *Teoria Plástica da Seção Transversal* (MMP) para as vigas mistas pertencentes ao sistema Slim Floor. Apesar de o comportamento obtido ser bastante próximo nos dois casos, para tempos de exposição menor, o MMP apresenta momento resistente maior por não levar em conta os efeitos da mudança do módulo de elasticidade e do alongamento térmico, que por sua vez irão ativar o critério de colapso adotado mais rapidamente. No entanto, após os 40 minutos de exposição, quando analisado em função do fator de carga, os dois casos apresentam comportamentos coincidentes.

É importante ressaltar que quando analisado o valor absoluto do momento resistente, o MMP possui valores maiores por considerar a interação total entre o aço e o concreto, situação essa que não foi considerada nos modelos tridimensionais em elementos finitos. Dessa forma, se for usada a teoria plástica no cálculo do momento resistente da seção, deve ser garantido que haverá interação total entre os materiais, que pode ser obtida por diversas maneiras, sendo algumas apresentadas no EUROCODE 4 Part 1.2.

6.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Tendo em vista todas as considerações feitas durante o trabalho, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros, visando aperfeiçoar e dar continuidade ao tema de estudo.

- *Construção de modelos numéricos com o uso de elementos finitos do tipo SHELL para a representação do perfil metálico.*
- *Execução de ensaios para o estudo da variação dos parâmetros D_{11} e D_{22} da interface em temperatura elevada e a subsequente implantação desses no modelo numérico.*
- *Criar, a partir de rotinas de programação do DIANA, o modelo constitutivo para o concreto comprimido idêntico ao apresentado no EUROCODE 4 Part. 1.2.*
- *Realização de novos ensaios em temperatura elevada para esse tipo de viga.*
- *Estudo de diferentes configurações da viga, abordando casos com restrições axiais e vigas contínuas, para avaliar também o comportamento estrutural quando presentes momentos negativos.*
- *Análise não só da viga isolada, mas também como parte de pórticos e pavimentos completos.*

- *Desenvolvimento do modelo numérico com simetria da seção, que iria diminuir de forma considerável o tempo de processamento do modelo.*
- *Estudos mais aprofundados sobre a influência da armadura em diversas posições da seção transversal em situação de incêndio.*
- *Comparação entre os resultados com MEF e com MMP para interação total, seções e vãos diferentes.*

BIBLIOGRAFIA

ALVA, G. M. S. (2000). *Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto*.

Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS (2000). ASTM E119 – *Standard test methods for fire tests of building construction and materials*. West Conshohocken.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999). NBR 14323 – *Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT.

_____ (2000). NBR 14432 – *Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT.

_____ (2001). NBR 14762: *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*. Rio de Janeiro: ABNT.

_____ (2003). NBR 7187 – *Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT.

_____ (2004). NBR 15200 – *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*. Rio de Janeiro: ABNT.

_____ (2006). NBR 9062 – *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro: ABNT.

_____ (2007). NBR 6118 – *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT.

_____ (2008). NBR 8800: *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro: ABNT.

BAILEY, C. G. (1997). *The behaviour of asymmetric slim floor steel beams in fire*, Journal of Constructional Steel Research, n.50, p.235-257, 1997

- BARROS, R. (2009). *Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento*. São Carlos, 2009. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BUCHANAN, A. H. (2002). *Structural design for FIRE safety*. John Wiley & Sons; Chichester.
- CATAI, E. (2005). *Análise dos efeitos da retração e fluência em vigas mistas*. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- CAVALCANTI, L. A. (2010). *Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- CHAPMAN, J. C.; BALAKRISHNAN, S. (1964). *Experiments on composite beams*. The Structural Engineer, v. 42, n. 11, p. 369 – 383.
- DAVID, D. L. (2007). *Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- DE NARDIN, S. (1999). *Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- _____ (2003). *Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- _____; EL DEBS, A. L. H. C. (2005). *Pisos mistos de pequena altura: uma nova alternativa para pavimentos em concreto*. In: 47°. Congresso Brasileiro do Concreto, Setembro, Volume IV – Estruturas Mistas, Anais..., Trabalho 47CBC0023 – p. IV 101-116.
- _____; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C.; EL DEBS, M. K. (2005). *Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas*. In: 47 CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, Olinda. 47 CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO – CBC2005. Olinda: Jacintho, A. E. P. G. A.; MONTEIRO, E. C. B.; BITTENCOURT, T. N., 2005. v. IV. p.IV69-IV84.

_____; EL DEBS, A. L. H. C. (2007). *Investigação de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos e vigas mistas em pavimentos mistos delgados*. (Relatório de Pesquisa).

_____; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C. (2008). *Comportamento conjunto em elementos mistos de aço e concreto: dispositivos mecânicos*. (Apresentação de Trabalho/Congresso).

_____; EL DEBS, A. L. H. C. (2009). *Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts*. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 64, p. 342-350, 2009.

DIANA. (2005a) *Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Analysis Procedures*. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 636p.

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

DIANA. (2005c) *Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Getting Started*. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 144p.

DONG, Y.; PRASAD, K. (2009). *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.

DORR, J. B. (2010). *Modelos numéricos de pilares de aço em situação de incêndio considerando a influência da restrição axial*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DRYSDALE, D. (1998). *An introduction to fire dynamics – second edition*. John Wiley & Sons; Chichester

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2002). *prEN 1991-1-2: Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures. Part 1-2: Actions on structures – Actions on structures exposed to fire, final draft*, Brussels.

_____. (2005). *EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Stage 34 draft, Brussels

_____ (2005). *EN 1993-1-2:2005 Eurocode 3 - Design of Steel Structures. Part 1-2: General rules – Structural Fire Design*. Brussels.

_____ (2005). *EN 1994-1-1:2005 Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules – Structural Fire Design*. Brussels.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK (ECCS) (1985). *Design manual on European Recommendations for the fire safety of steel structures*. Brussels, ECCS.

_____ (ECCS) (2001) – *Technical Committee 3 – Model Code on Fire Engineering*, Nº 111, Brussels, ECCS.

FABRIZZI, M. A. (2007). *Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

FARIAS, R. S. (2008). *Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

FERNANDES, M. A. S. (2006). *Dimensionamento de esforços resistentes em barras de aço sob incêndio natural compartimentado “one zone”*. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica – Universidade de São Paulo, São Paulo.

FERREIRA, W.G., CORREIA, E.L.S., AZEVEDO, M.S. (2006) *Dimensionamento de Estruturas de Aço e Mistas em Situação de Incêndio*. Vitória, Grafer.

FIGUEIREDO, L. M. B. (1998). *Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

GUTTIERREZ KINSKY, G. E. R. (1999). *Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

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

- KIMURA, E. F. A. (2009). *Análise termo-estrutural de pilares de aço em situação de incêndio*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- KIRCHHOF, L. D. (2004). *Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio*. 141p. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, Brasil.
- KOTINDA, T. I. (2006). *Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- LAWSON, R. M.; MULLET, D. L.; RACKHAM, J. W. (1997). *Design of asymmetric "Slimflor" beams using deep composite decking*, Steel Construction Institute, SCI P-175, 1997.
- LEWIS, K.R. (2000). *Fire Design of Steel Members*. Fire Engineering Research Report, University of Canterbury. Christchurch.
- MA, Z. (2000). *Fire safety design of composite slim floor structures*. Helsinki University of Technology. Laboratory of Steel Structures Publications. Tese (doutorado), Finland, Espoo.
- MA, Z.; MÄKELÄINEN, P. (2000). *Behavior of composite slim floor structures in fire*, Journal of structural engineering, n.126, p.830-837, 200.
- MÄKELÄINEN, P.; MA, Z. (2000). *Fire resistance of composite slim floor beams*, Journal of constructional steel research, n.54, p.345-363, 2000.
- MAIRAL, R. (2010). *Análise estrutural de vigas mistas de aço e concreto em perfis formados a frio: estudo da ligação viga-pilar e da região de momento negativo*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- MALITE, M. (1990). *Sobre o comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

- MALITE, M. (1993). *Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada*. São Carlos. 2v. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- MENDES, C. L. (2004). *Estudo sobre perfis formados a frio em situação de incêndio*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- MULLET, D.L. (1998). *Composite Floor Systems*. Blackwell: Oxford.
- NEWMAN, G. M. (1995). *Fire resistance of slim floor beams*, Journal of constructional steel research, n.33, p.87-100, 1995.
- OLIVEIRA, W. L. A. (2008). *Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- PAES, J. L. R. (2003). *Aportaciones al análisis del comportamiento estructural de sistemas de forjados mixtos tipo "Slim floor"*. Departamento de Engenharia da Construção, Universidade Politécnica da Catalunha, Barcelona.
- PIGOZZO, J. C. (2004). *Estudo e aplicações de barras de aço coladas, como conectores em lajes mistas de madeira e concreto para tabuleiros de pontes*. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. (2010). *Manual de construção em aço – Estruturas Mistas*. 2v. Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA, Rio de Janeiro
- RAMOS, A.L. (2010). *Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- REGOBELLO, R. (2007). *Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- ROCHA, F.M, MUNAIAR NETO, J., DE NARDIN, S. (2011) *Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto em pisos mistos de baixa altura em situação de incêndio*. In: XXXII CILAMCE - Congresso Ibero-latinoamericano de mecânica computacional em engenharia, Novembro, 2011, Anais, Trabalho PAP007093, 20p.
- SANTOS, R. T. (2009). *Modelos numéricos de pilares mistos curtos de seções circulares de aço preenchidos com concreto em situação de incêndio*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- SCHAUMANN, P.; HOTHAN, S. (2002). *Fire design of a new slim floor beam system using FEM-analysis*. In: Second international workshop structures in fire. Mar. 2002. Christchurch, New Zealand. Proceedings. P.291-302
- SILVA, V. P. (2001). *Estruturas de aço em situação de incêndio*. São Paulo, Zigurarte;
- SILVA, C. J. (2002). *Comportamento de estruturas metálicas e mistas em situação de incêndio – modelagem e aplicações*. 191p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória.
- SILVA, R. D. (2006). *Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N. (2006). *Análise não-linear de blocos rígidos sobre quatro estacas*. Revista Ibracon de Estruturas. Vol 2, nº.3, p. 310-319, setembro;
- TRISTÃO, G. A. (2002). *Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- VELARDE, J. S. S. (2008). *Sobre o comportamento de pilares de aço em situação de incêndio*. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- WANG, Y. C. (2002). *Steel and Composite Structures - Behaviour and Design for Fire Safety*. Spon Press, London.

WILLAN, K.J. WARNKE, E. D. (1975) *Constitutive model for the triaxial behavior of concrete*
Proceedings, International association for bridge and structural engineering, v.19, ISMES,
Bergamo, Italy, p.174

Arquivo Batch para Análise Térmica

-----Seção A-----

- Geometria do perfil metálico
 - Pontos das seções transversais
 - Linhas – nas direções X, Y e Z
 - Superfícies – Planos XY, YZ e XZ
 - Volumes do perfil metálico
- Interface
 - Pontos das seções transversais
 - Pontos das seções transversais
 - Linhas – nas direções X, Y e Z
 - Superfícies – Planos XY, YZ e XZ
 - Volumes da interface
- Concreto
 - Pontos das seções transversais
 - Pontos das seções transversais
 - Linhas – nas direções X, Y e Z
 - Superfícies – Planos XY, YZ e XZ

- Volumes da interface
- Definição dos SETs
 - Aço, concreto, interface, grupos de divisões das linhas e demais SETs de interesse

-----Seção B-----

MESHING DIVISION LINE GRUPO1 4
MESHING DIVISION LINE GRUPO2 2
MESHING DIVISION LINE GRUPO3 3
MESHING DIVISION LINE GRUPO4 1
MESHING DIVISION LINE GRUPO5 1
MESHING DIVISION LINE GRUPO6 3
MESHING DIVISION LINE GRUPO7 2
MESHING DIVISION LINE GRUPO8 1
MESHING DIVISION LINE GRUPO9 2
MESHING DIVISION LINE GRUPO10 4
MESHING DIVISION LINE GRUPO11 2
MESHING DIVISION LINE GRUPO12 7
MESHING DIVISION LINE GRUPO13 2
MESHING DIVISION LINE GRUPO14 3
MESHING DIVISION LINE GRUPO15 1
CONSTRUCT SET OPEN SUPNEX
CONSTRUCT SET APPEND SCXZ124 SCXZ125 SCXZ126 SCXZ127 SCXZ128 SCXZ129 SCXZ130
CONSTRUCT SET APPEND SCXZ224 SCXZ225 SCXZ226 SCXZ227 SCXZ228 SCXZ229 SCXZ230
CONSTRUCT SET APPEND SCXZ324 SCXZ325 SCXZ326 SCXZ327 SCXZ328 SCXZ329 SCXZ330
CONSTRUCT SET APPEND SCXZ424 SCXZ425 SCXZ426 SCXZ427 SCXZ428 SCXZ429 SCXZ430
CONSTRUCT SET APPEND SCXZ524 SCXZ525 SCXZ526 SCXZ527 SCXZ528 SCXZ529 SCXZ530
CONSTRUCT SET APPEND SCXZ624 SCXZ625 SCXZ626 SCXZ627 SCXZ628 SCXZ629 SCXZ630
CONSTRUCT SET APPEND SCXZ724 SCXZ725 SCXZ726 SCXZ727 SCXZ728 SCXZ729 SCXZ730
CONSTRUCT SET APPEND SCXZ824 SCXZ825 SCXZ826 SCXZ827 SCXZ828 SCXZ829 SCXZ830
CONSTRUCT SET APPEND SCXZ924 SCXZ925 SCXZ926 SCXZ927 SCXZ928 SCXZ929 SCXZ930
CONSTRUCT SET APPEND SCXZ1024 SCXZ1025 SCXZ1026 SCXZ1027 SCXZ1028 SCXZ1029
SCXZ1030
CONSTRUCT SET CLOSE
CONSTRUCT SET OPEN CONCEX
CONSTRUCT SET APPEND SCYZ101 SCYZ106 SCXZ105 SCXZ110
CONSTRUCT SET APPEND SCYZ201 SCYZ206 SCXZ205 SCXZ210
CONSTRUCT SET APPEND SCYZ301 SCYZ306 SCXZ305 SCXZ310
CONSTRUCT SET APPEND SCYZ401 SCYZ406 SCXZ405 SCXZ410
CONSTRUCT SET APPEND SCYZ501 SCYZ506 SCXZ505 SCXZ510
CONSTRUCT SET APPEND SCYZ601 SCYZ606 SCXZ605 SCXZ610
CONSTRUCT SET APPEND SCYZ701 SCYZ706 SCXZ705 SCXZ710

CONSTRUCT SET APPEND SCYZ801 SCYZ806 SCXZ805 SCXZ810
CONSTRUCT SET APPEND SCYZ901 SCYZ906 SCXZ905 SCXZ910
CONSTRUCT SET APPEND SCYZ1001 SCYZ1006 SCXZ1005 SCXZ1010
CONSTRUCT SET CLOSE
CONSTRUCT SET OPEN PERFEX
CONSTRUCT SET APPEND SPXZ101 SPXZ102 SPXZ103 SPXZ104 SPXZ105 SPYZ101 SPYZ106
CONSTRUCT SET APPEND SPXZ201 SPXZ202 SPXZ203 SPXZ204 SPXZ205 SPYZ201 SPYZ206
CONSTRUCT SET APPEND SPXZ301 SPXZ302 SPXZ303 SPXZ304 SPXZ305 SPYZ301 SPYZ306
CONSTRUCT SET APPEND SPXZ401 SPXZ402 SPXZ403 SPXZ404 SPXZ405 SPYZ401 SPYZ406
CONSTRUCT SET APPEND SPXZ501 SPXZ502 SPXZ503 SPXZ504 SPXZ505 SPYZ501 SPYZ506
CONSTRUCT SET APPEND SPXZ601 SPXZ602 SPXZ603 SPXZ604 SPXZ605 SPYZ601 SPYZ606
CONSTRUCT SET APPEND SPXZ701 SPXZ702 SPXZ703 SPXZ704 SPXZ705 SPYZ701 SPYZ706
CONSTRUCT SET APPEND SPXZ801 SPXZ802 SPXZ803 SPXZ804 SPXZ805 SPYZ801 SPYZ806
CONSTRUCT SET APPEND SPXZ901 SPXZ902 SPXZ903 SPXZ904 SPXZ905 SPYZ901 SPYZ906
CONSTRUCT SET APPEND SPXZ1001 SPXZ1002 SPXZ1003 SPXZ1004 SPXZ1005 SPYZ1001
SPYZ1006
CONSTRUCT SET CLOSE
CONSTRUCT SET OPEN SUPEX
CONSTRUCT SET APPEND CONCEX PERFEX
CONSTRUCT SET CLOSE
CONSTRUCT SPACE TOLERANCE OFF
GEOMETRY COPY SUPNEX SUPAR TRANSLATE 0 0 0
GEOMETRY COPY CONCEX CONCFG TRANSLATE 0 0 0
GEOMETRY COPY PERFEX PERFFG TRANSLATE 0 0 0
CONSTRUCT SET OPEN SUPFG
CONSTRUCT SET APPEND CONCFG PERFFG
CONSTRUCT SET CLOSE
CONSTRUCT SET OPEN TPNEX
CONSTRUCT SET APPEND SUPNEX SUPAR
CONSTRUCT SET CLOSE
CONSTRUCT SET OPEN TPACO
CONSTRUCT SET APPEND PERFEX PERFFG
CONSTRUCT SET CLOSE
CONSTRUCT SET OPEN TPCONC
CONSTRUCT SET APPEND CONCEX CONCFG
CONSTRUCT SET CLOSE
CONSTRUCT SET OPEN RPTS
GEOMETRY POINT PR1 -0.335 0.290 0
GEOMETRY POINT PR2 0.615 0.290 0
GEOMETRY POINT PR3 0.615 0.290 4.5
GEOMETRY POINT PR4 -0.335 0.290 4.5

CONSTRUCT SET CLOSE
REINFORCE GRID SECTION PR1 PR2 PR3 PR4
REINFORCE SET SETGRID APPEND ALL
MESHING DIVISION LINE GRUPO1 8
MESHING DIVISION LINE GRUPO2 4
MESHING DIVISION LINE GRUPO3 6
MESHING DIVISION LINE GRUPO4 2
MESHING DIVISION LINE GRUPO5 2
MESHING DIVISION LINE GRUPO6 6
MESHING DIVISION LINE GRUPO7 4
MESHING DIVISION LINE GRUPO8 2
MESHING DIVISION LINE GRUPO9 4
MESHING DIVISION LINE GRUPO10 8
MESHING DIVISION LINE GRUPO11 4
MESHING DIVISION LINE GRUPO12 14
MESHING DIVISION LINE GRUPO13 4
MESHING DIVISION LINE GRUPO14 6
MESHING DIVISION LINE GRUPO15 1
MESHING TYPES CONCRETO HE8 HX8HT
MESHING TYPES CONCRETO HE20 CHX60
MESHING TYPES ACO HE8 HX8HT
MESHING TYPES ACO HE20 CHX60
MESHING TYPES INTNULA IS44 IQ8HT
MESHING TYPES INTNULA IS88 CQ48I
MESHING TYPES INTRANH IS44 IQ8HT
MESHING TYPES INTRANH IS88 CQ48I
MESHING TYPES INTERF IS44 IQ8HT
MESHING TYPES INTERF IS88 CQ48I
MESHING TYPES SUPAR QU4 BQ4HT
MESHING TYPES PERFFG QU4 BQ4HT
MESHING TYPES CONCFG QU4 BQ4HT

-----Seção C-----

PROPERTY MATERIAL MCONTP EXTERNAL EXTERNAL "CONCParabTermestrC30.dat"
PROPERTY MATERIAL MACOTP EXTERNAL EXTERNAL "ACOTermestr.dat"
PROPERTY MATERIAL MINTNL FLOW INTERFAC 50
PROPERTY MATERIAL MINTNL ELASTIC INTERF 1 1
PROPERTY MATERIAL MINTRA FLOW INTERFAC 50
PROPERTY MATERIAL MINTRA ELASTIC INTERF 1E+20 1E+20
PROPERTY MATERIAL MINTER FLOW INTERFAC 50
PROPERTY MATERIAL MINTER ELASTIC INTERF 1000000000 100000000
PROPERTY MATERIAL MATFGC FLOW BOUNDARY CONVECRA 25 1 0.5

PROPERTY MATERIAL MATFGP FLOW BOUNDARY CONVECRA 25 1 0.5
 PROPERTY MATERIAL MATAR FLOW BOUNDARY CONVECTI 9 1
 PROPERTY MATERIAL MATREI STATNONL REINFORC VMISES NONE 4.6E+08
 PROPERTY MATERIAL MATREI ELASTIC REINFORC BOND 2.10E+11
 PROPERTY PHYSICAL PHREI GEOMETRY REINFORC GRID 1.42E-04 1.42E-04 1 0 0
 PROPERTY ATTACH CONCRETO MATERIAL MCONTP
 PROPERTY ATTACH ACO MATERIAL MACOTP
 PROPERTY ATTACH INTNULA MATERIAL MINTNL
 PROPERTY ATTACH INTRANH MATERIAL MINTRA
 PROPERTY ATTACH INTERF MATERIAL MINTER
 PROPERTY ATTACH CONCFG MATERIAL MATFGC
 PROPERTY ATTACH PERFFG MATERIAL MATFGP
 PROPERTY ATTACH SUPAR MATERIAL MATAR
 PROPERTY ATTACH SETGRID MATERIAL MATREI
 PROPERTY ATTACH SETGRID PHYSICAL PHREI

-----Seção D-----

CONSTRUCT TCURVE TC1 LIST FILE "IncPadrao.txt"
 CONSTRUCT TCURVE TC2 LIST 0 20 9000 20
 PROPERTY LOADS EXTTEMP 1 SUPFG 1
 PROPERTY LOADS RADTEMP 2 SUPFG 1
 PROPERTY LOADS EXTTEMP 3 SUPAR 1
 PROPERTY ATTACH LOADCASE 1 TCURVE TC1
 PROPERTY ATTACH LOADCASE 2 TCURVE TC1
 PROPERTY ATTACH LOADCASE 3 TCURVE TC2
 PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT APOIO1 X Y Z
 PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT APOIO2 X Y
 REINFORCE ATTACH SETGRID ALL
 PROPERTY INITIAL INITEMP ALL 20
 PROPERTY LOADS PRESSURE 5 CARGAS 1000000
 MESHING GENERATE
 MESHING MERGE ACOINT 0.0001
 MESHING MERGE CONCINT 0.0001
 MESHING MERGE TPNEX 0.0001
 MESHING MERGE TPACO 0.0001
 MESHING MERGE TPCONC 0.0001
 VIEW MESH CURRENT
 VIEW OPTIONS COLOUR QUALITY
 VIEW HIDDEN SHADE
 EYE FRAME ALL

Arquivos de Propriedades dos Materiais

B.1 Aço

Os arquivos aqui apresentados são referentes às propriedades térmicas e mecânicas do aço de acordo com as especificações feitas no capítulo 4, seguindo o modelo constitutivo apresentado no EUROCODE 4 Part. 1.2, e foram utilizados para a representação do aço nas análises termoestruturais dos perfis ensaiados em LAWSON ET AL. (1997) e apresentados na seção 5.4 do capítulo 5.

-----Aco.dat-----

CONDUC 5.333E+01

CAPACI 3.45244E+06

TEMPER 20 50 100 150 200 250

300 350 400 450 500 550

600 650 700 730 735 736

740 750 800 850 900 950

1000 1050 1100 1150 1200

CONDIS 53.33 52.33 50.67 49.00 47.33 45.67

44.00 42.33 40.67 39.00 37.33 35.67
34.00 32.33 30.67 29.67 29.50 29.47
29.33 29.00 27.30 27.30 27.30 27.30
27.30 27.30 27.30 27.30 27.30

CAPATT 3.452E+06 3.609E+06 3.828E+06 4.007E+06 4.159E+06 4.296E+06
4.433E+06 4.582E+06 4.756E+06 4.968E+06 5.232E+06 5.560E+06
5.965E+06 6.388E+06 7.914E+06 1.799E+07 3.925E+07 3.226E+07
1.982E+07 1.164E+07 6.306E+06 5.454E+06 5.106E+06 5.103E+06
5.103E+06 5.103E+06 5.103E+06 5.103E+06 5.103E+06

YOUNG 2.10E+11

POISON 0.300

TEMYOU -100.00 2.10E+11

20.000 2.10E+11
100.000 2.10E+11
200.000 1.89E+11
300.000 1.68E+11
400.000 1.47E+11
500.000 1.26E+11
600.000 6.51E+10
700.000 2.73E+10
800.000 1.89E+10
900.000 1.42E+10
1000.000 9.45E+09
1100.000 4.73E+09
1200.000 0.00E+00

TEMALP -100.00 1.248E-05

20.000 1.248E-05
100.000 1.32E-05
200.000 1.4E-05
300.000 1.48E-05
400.000 1.56E-05
500.000 1.64E-05
600.000 1.72E-05
700.000 1.78E-05
750.000 1.78E-05
750.001 0
859.999 0
860.000 2.0E-05
900.000 2.0E-05
1000.000 2.0E-05
1100.000 2.0E-05

1200.000 2.0E-05
 YIELD VMISES
 YLDVAL 3.55E+08
 KAPPA 0.0000 0.0002 0.0004 0.0006 0.0008 0.0010
 0.0020 0.0030 0.0040 0.0050 0.0060 0.0070
 0.0080 0.0090 0.0100 0.0110 0.0120 0.0130
 0.0140 0.0150 0.0160 0.0170 0.0180 0.0190
 0.0200 0.1000 0.1500 0.1700 0.1900 0.2000
 TEMYLD 000.00 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08
 3.55E+08 3.55E+08 3.43E+08 2.06E+08 6.87E+07 0.00E+00
 100.00 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08
 3.55E+08 3.55E+08 3.43E+08 2.06E+08 6.87E+07 0.00E+00
 200.00 2.86E+08 2.97E+08 3.01E+08 3.03E+08 3.06E+08 3.08E+08
 3.18E+08 3.24E+08 3.30E+08 3.34E+08 3.38E+08 3.41E+08
 3.43E+08 3.46E+08 3.48E+08 3.50E+08 3.51E+08 3.52E+08
 3.53E+08 3.54E+08 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08
 3.55E+08 3.55E+08 3.42E+08 2.05E+08 6.84E+07 0.00E+00
 300.00 2.18E+08 2.38E+08 2.47E+08 2.53E+08 2.58E+08 2.62E+08
 2.81E+08 2.94E+08 3.05E+08 3.14E+08 3.21E+08 3.27E+08
 3.33E+08 3.37E+08 3.41E+08 3.45E+08 3.48E+08 3.50E+08
 3.52E+08 3.53E+08 3.54E+08 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08
 3.55E+08 3.55E+08 3.41E+08 2.04E+08 6.81E+07 0.00E+00
 400.00 1.49E+08 1.81E+08 1.94E+08 2.04E+08 2.11E+08 2.18E+08
 2.46E+08 2.66E+08 2.82E+08 2.95E+08 3.06E+08 3.15E+08
 3.23E+08 3.30E+08 3.36E+08 3.41E+08 3.45E+08 3.48E+08
 3.51E+08 3.53E+08 3.54E+08 3.55E+08 3.55E+08 3.55E+08
 3.55E+08 3.55E+08 3.39E+08 2.03E+08 6.77E+07 0.00E+00
 500.00 1.28E+08 1.51E+08 1.60E+08 1.67E+08 1.72E+08 1.77E+08
 1.97E+08 2.12E+08 2.23E+08 2.33E+08 2.40E+08 2.47E+08
 2.53E+08 2.58E+08 2.62E+08 2.66E+08 2.69E+08 2.72E+08
 2.74E+08 2.75E+08 2.76E+08 2.77E+08 2.77E+08 2.77E+08
 2.77E+08 2.77E+08 2.65E+08 1.59E+08 5.30E+07 0.00E+00
 600.00 6.39E+07 8.00E+07 8.66E+07 9.15E+07 9.50E+07 9.85E+07
 1.13E+08 1.23E+08 1.31E+08 1.37E+08 1.43E+08 1.47E+08
 1.51E+08 1.55E+08 1.57E+08 1.60E+08 1.62E+08 1.64E+08

1.65E+08 1.66E+08 1.66E+08 1.67E+08 1.67E+08 1.67E+08
1.67E+08 1.67E+08 1.59E+08 9.52E+07 3.17E+07 0.00E+00
700.00 2.66E+07 3.54E+07 3.90E+07 4.15E+07 4.35E+07 4.56E+07
5.33E+07 5.86E+07 6.28E+07 6.63E+07 6.92E+07 7.17E+07
7.38E+07 7.56E+07 7.71E+07 7.84E+07 7.94E+07 8.02E+07
8.09E+07 8.13E+07 8.16E+07 8.16E+07 8.17E+07 8.17E+07
8.17E+07 8.17E+07 7.70E+07 4.62E+07 1.54E+07 0.00E+00
800.00 1.78E+07 2.10E+07 2.23E+07 2.33E+07 2.41E+07 2.48E+07
2.76E+07 2.97E+07 3.13E+07 3.26E+07 3.38E+07 3.48E+07
3.56E+07 3.63E+07 3.69E+07 3.75E+07 3.79E+07 3.83E+07
3.86E+07 3.88E+07 3.89E+07 3.90E+07 3.91E+07 3.91E+07
3.91E+07 3.91E+07 3.75E+07 2.25E+07 7.50E+06 0.00E+00
900.00 1.33E+07 1.45E+07 1.50E+07 1.54E+07 1.57E+07 1.59E+07
1.69E+07 1.77E+07 1.83E+07 1.88E+07 1.92E+07 1.96E+07
1.99E+07 2.02E+07 2.04E+07 2.06E+07 2.08E+07 2.09E+07
2.11E+07 2.12E+07 2.12E+07 2.13E+07 2.13E+07 2.13E+07
2.13E+07 2.13E+07 2.07E+07 1.24E+07 4.14E+06 0.00E+00
1000.0 8.88E+06 9.66E+06 9.99E+06 1.02E+07 1.04E+07 1.06E+07
1.13E+07 1.18E+07 1.22E+07 1.25E+07 1.28E+07 1.31E+07
1.33E+07 1.35E+07 1.36E+07 1.37E+07 1.39E+07 1.40E+07
1.40E+07 1.41E+07 1.42E+07 1.42E+07 1.42E+07 1.42E+07
1.42E+07 1.42E+07 1.38E+07 8.27E+06 2.76E+06 0.00E+00
1100.0 4.44E+06 4.83E+06 4.99E+06 5.12E+06 5.22E+06 5.30E+06
5.65E+06 5.90E+06 6.10E+06 6.27E+06 6.41E+06 6.53E+06
6.64E+06 6.73E+06 6.81E+06 6.87E+06 6.93E+06 6.98E+06
7.02E+06 7.05E+06 7.08E+06 7.09E+06 7.10E+06 7.10E+06
7.10E+06 7.10E+06 6.89E+06 4.14E+06 1.38E+06 0.00E+00
1200.0 0.00E+00 0.00E+00 0.00E+00 0.00E+00 0.00E+00 0.00E+00
0.00E+00 0.00E+00 0.00E+00 0.00E+00 0.00E+00 0.00E+00

B.2 Concreto

O arquivo a seguir apresenta as propriedades térmicas e mecânicas do concreto com o modelo constitutivo parabólico e exponencial, para a representação do concreto comprimido e tracionado, respectivamente.

-----Conc.dat-----

CONDUC 1.333E+00

CAPACI 2.11438E+06

TEMPER 20 50 100 115 200 250

300 350 400 450 500 550

600 650 700 730 735 736

740 750 800 850 900 950

1000 1050 1100 1150 1200

CONDIS 1.33 1.29 1.23 1.21 1.11 1.06

1. .95 .91 .86 .82 .78

.75 .72 .69 .67 .67 .67

.67 .66 .64 .62 .6 .58

.57 .56 .55 .55 .55

CAPATT 2.114E+06 2.108E+06 2.097E+06 5.119E+06 2.307E+06 2.353E+06

2.398E+06 2.442E+06 2.486E+06 2.473E+06 2.460E+06 2.447E+06

2.434E+06 2.422E+06 2.409E+06 2.401E+06 2.400E+06 2.399E+06

2.398E+06 2.396E+06 2.383E+06 2.370E+06 2.357E+06 2.344E+06

2.331E+06 2.318E+06 2.305E+06 2.293E+06 2.280E+06

YOUNG 3.067E+10

POISON 0.2

TEMYOU -100 3.067E+10

0 3.067E+10

20 3.067E+10

100 2.883E+10

200 2.515E+10

300 2.147E+10

400 1.779E+10

500 1.411E+10

600 1.043E+10

700 6.748E+09

800 3.067E+09

900 3.067E+09

1000 3.067E+09
1100 3.067E+09
1200 0.000E+00
TEMALP -100 9.028E-0
0 9.028E-07
20 9.028E-07
100 9.690E-07
200 1.176E-06
300 1.521E-06
400 2.004E-06
500 2.625E-06
600 3.384E-06
700 4.281E-06
800 0.000E+00
805 0.000E+00
900 0.000E+00
1000 0.000E+00
1100 0.000E+00
1200 0.000E+00
TOTCRK FIXED
TENCRV EXPONE
TENSTR 3000000
GF1 76.378262
TEMST -100 3.000E+06
0 3.000E+06
20 3.000E+06
100 3.000E+06
200 2.400E+06
300 1.800E+06
400 1.200E+06
500 6.000E+05
600 3.000E+04
700 3.000E+04
800 3.000E+04
900 3.000E+04
1000 3.000E+04
1100 3.000E+04
1200 3.000E+04
TEMGF1 -100 7.638E+01
0 7.638E+01
20 7.638E+01

100 7.638E+01
200 7.426E+01
300 6.993E+01
400 6.548E+01
500 5.856E+01
600 5.127E+01
700 4.349E+01
800 3.328E+01
900 3.328E+01
1000 3.328E+01
1100 3.328E+01
1200 2.566E+01
COMCRV PARABO
COMSTR 30000000
GC 3861.051404
TEMCST -100 3.000E+07
0 3.000E+07
20 3.000E+07
100 3.000E+07
200 2.850E+07
300 2.550E+07
400 2.250E+07
500 1.800E+07
600 1.350E+07
700 9.000E+06
800 3.600E+06
900 3.600E+06
1000 3.600E+06
1100 3.600E+06
1200 0.000E+00
SHRCRV CONSTA
BETA 0.99

Método dos momentos plásticos resistentes aplicado ao DIANA

Com o objetivo de estudar a capacidade resistente das vigas analisadas, desenvolveu-se o processador de dados MPDIANA para determinação de momentos plásticos resistentes em modelos bidimensionais, tanto em temperatura ambiente quanto em temperaturas elevada. Nesse sentido, foi elaborado um código computacional específico para tal finalidade, de forma a ser alimentado com os arquivos de saída das análises térmicas obtidas previamente via código computacional DIANA, contendo informações referentes à geometria, materiais e temperaturas nodais em cada espaço de tempo calculado.

Para o cálculo do momento plástico resistente foi considerada, por simplificação, a hipótese de interação total em todas as faces de contato entre o concreto e o aço. Nos cálculos em temperatura ambiente e elevada nas regiões de momento positivo e negativo, a metodologia de tem como base a apresentada em MÄKELÄINEN & MA (2000), que consta da soma da parcela resistente de cada elemento finito da malha, e pode ser dividida em duas etapas distintas: O cálculo da posição da linha neutra plástica (LNP) e, em seguida, a

determinação do momento resistente associado. Para o cálculo da posição da linha neutra plástica, parte-se da equação C.1, cuja soma das resultantes das regiões comprimidas e tracionadas da seção deve ser nula:

$$T_t + C_t = 0 \quad (C.1)$$

Para as regiões de momento positivo a zona tracionada da seção se encontra abaixo da LNP e o inverso ocorre para as zonas de momento negativo. A partir da adoção de uma posição arbitrária da LNP, as parcelas tracionadas e comprimidas são calculadas de acordo com as equações C.2 e C.3, como seguem.

$$T = \sum_{i=1}^n \frac{k_i f_i}{\gamma_i} A_i \quad (C.2)$$

$$C = \sum_{i=1}^m \frac{k_i f_i}{\gamma_i} A_i \quad (C.3)$$

Nessas equações, n e m representam o número de elementos finitos que se encontram tracionados e comprimidos, respectivamente, levando em conta a posição da LNP adotada; f_i é o valor característico da resistência ao escoamento do aço ou a resistência à compressão do concreto; γ_i é o coeficiente de ponderação da resistência do aço ou do concreto; A_i é a área do elemento finito em análise e, por fim, k_i é o fator de redução do elemento finito de acordo com a sua temperatura média. No caso do aço, é utilizado $k_{y,\theta}$ como fator de redução para a resistência ao escoamento, enquanto que para o concreto se usa $k_{c,\theta}$ como fator de redução para a resistência à compressão do concreto, considerando-o de densidade normal;

Os valores para os fatores de redução (k_i) e os coeficientes de ponderação da resistência foram retirados do EUROCODE 4 Part 1.2 (2005). Caso a condição da equação C.1 não seja verificada, é adotada outra posição da LNP e refeito os cálculos, até tornar a condição verdadeira. A partir daí, passa a ser possível calcular os momentos plásticos resistentes por meio da equação C.4, em que Δy_i é o valor absoluto da distância entre o centro de gravidade do elemento finito i e a linha neutra plástica.

$$M_r = \sum_{i=1}^{n+m} \frac{k_i f_i}{\gamma_i} A_i \Delta y_i \quad (C.4)$$

Porém, como dito anteriormente, os momentos plásticos resistentes são calculados tanto à temperatura ambiente quanto em temperatura elevada a partir do mesmo equacionamento, sendo alterados somente alguns dos parâmetros utilizados. No caso de temperatura ambiente, os coeficientes de ponderação são considerados segundo o estado limite último, onde γ_i assume valores iguais a 1,1 para o aço estrutural, 1,5 para o concreto e 1,15 para aço de armaduras e sem redução da resistência característica dos materiais, ou seja, k_i igual a um.

Nos casos de temperatura elevada, os coeficientes de ponderação da resistência dos materiais são adotados iguais a um, pelo fato de a ação térmica proveniente do incêndio ser considerado como uma ação excepcional. Além disso, também é importante lembrar que a resistência à tração do concreto é ignorada em todos os cálculos. As barras de armadura localizadas na laje só são consideradas quando tracionadas, ou seja, na atuação de momentos negativos, não sendo feito nenhum tipo de redução à resistência ao escoamento em virtude da sua baixa temperatura apresentada em todo o tempo de aquecimento.

Por fim, em posse dos resultados referentes à temperatura ambiente e em temperatura elevada, é calculado o fator de carga (F) para todo o intervalo de tempo analisado a partir da equação C.5. Este parâmetro representa a perda de capacidade resistente da seção em função do tempo de exposição ao fogo.

$$F = \frac{\text{Momento plástico resistente em temperatura elevada}}{\text{Momento plástico resistente em temperatura ambiente}} \quad (C.5)$$

Maiores informações sobre o processador de dados de cálculo dos momentos plásticos resistentes pode ser encontrada em ROCHA et al. (2011).

Resultados adicionais dos modelos numéricos

D.1 Viga Metálica Isolada

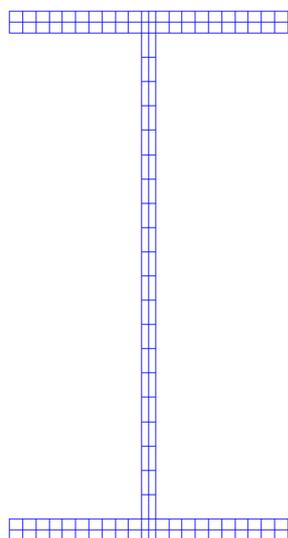


Figura D. 1 - Malha de elementos finitos do modelo de viga metálica isolada

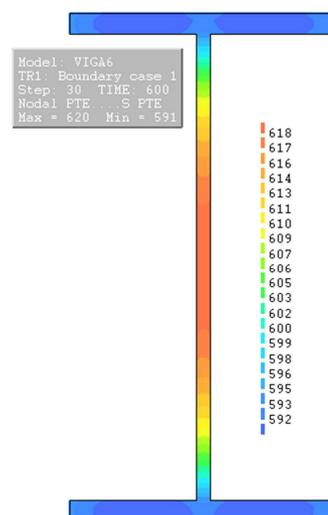


Figura D. 2 - Campo térmico da viga metálica isolada com 60 minutos de exposição, temperaturas em °C

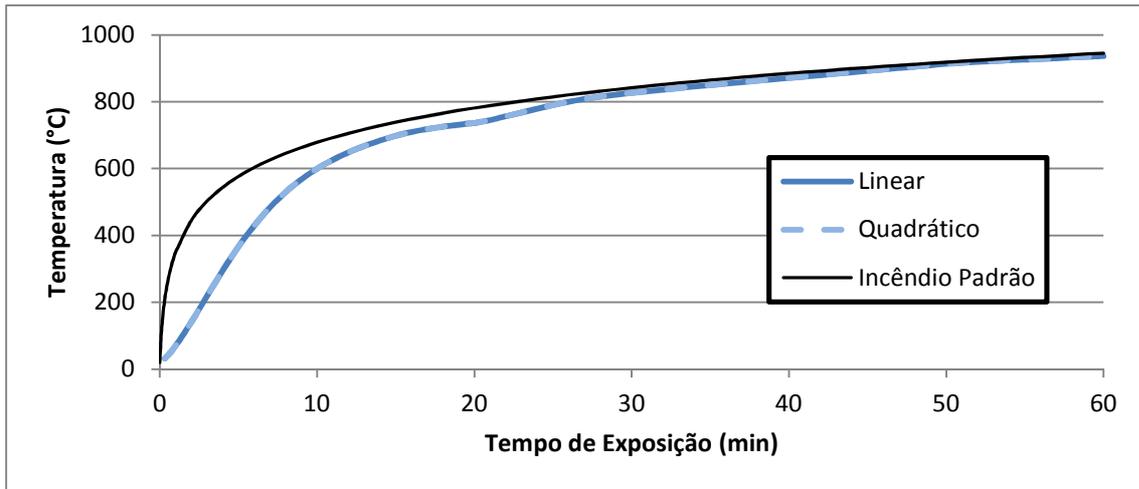


Figura D. 3 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha inicial

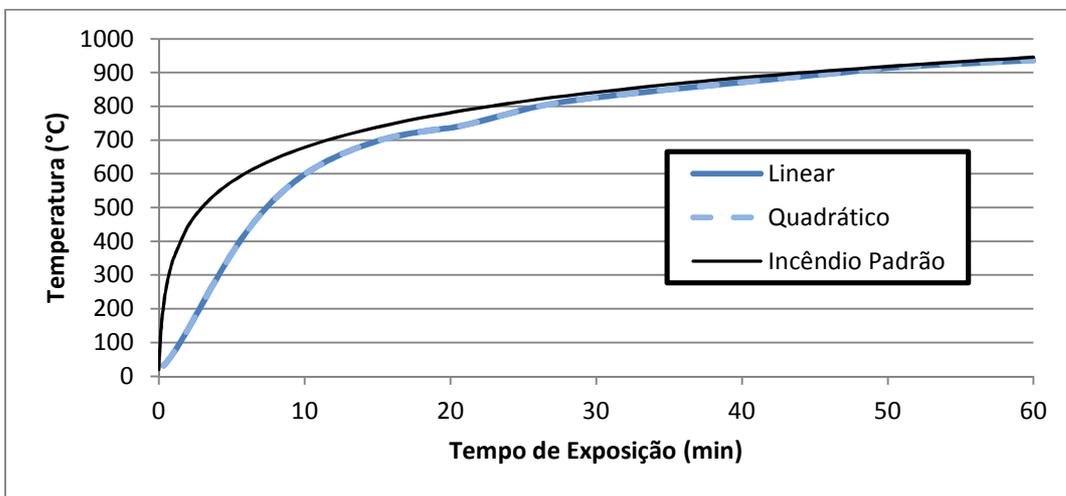


Figura D. 4 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha 2

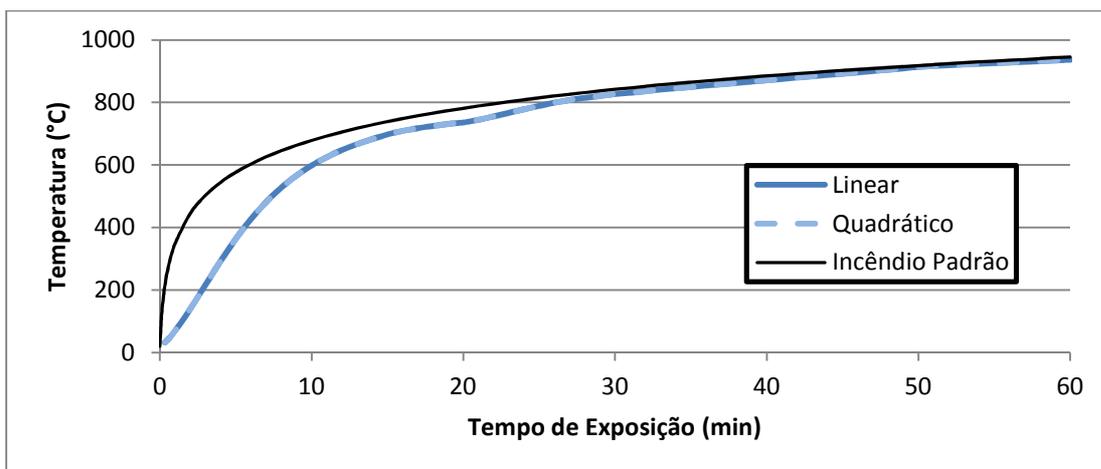


Figura D. 5 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha 3

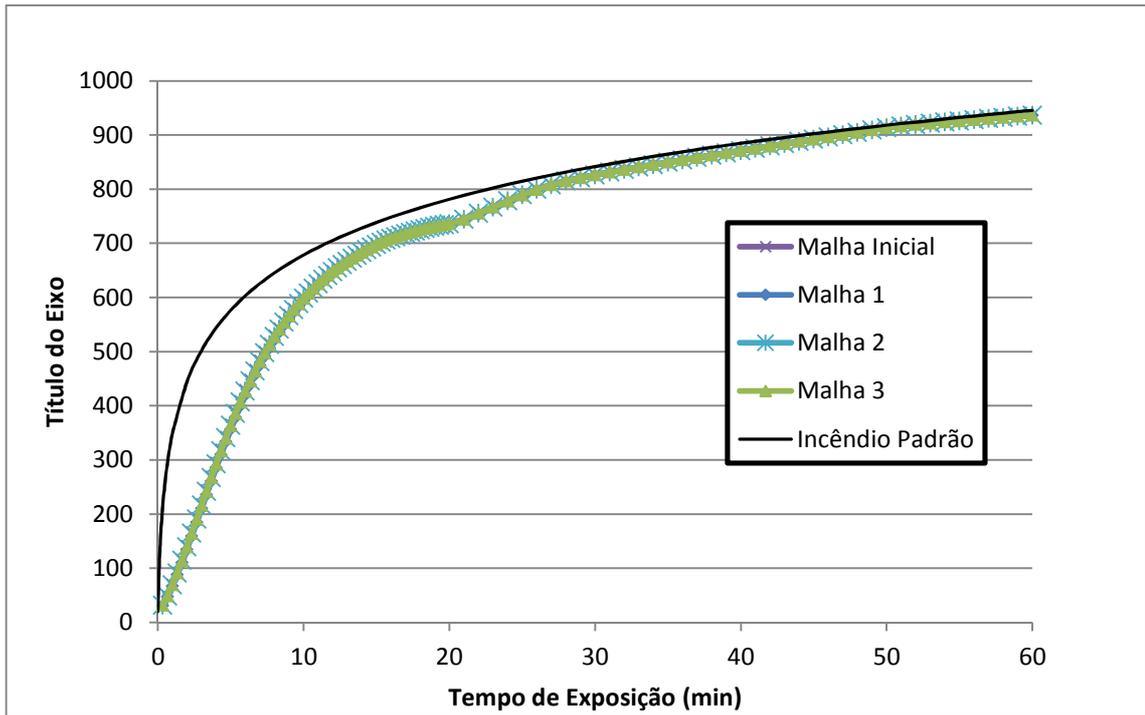


Figura D. 6 - Comparação dos resultados para diferentes graus de discretização da malha com elementos finitos de interpolação quadrática

D.2 Viga Metálica Revestida

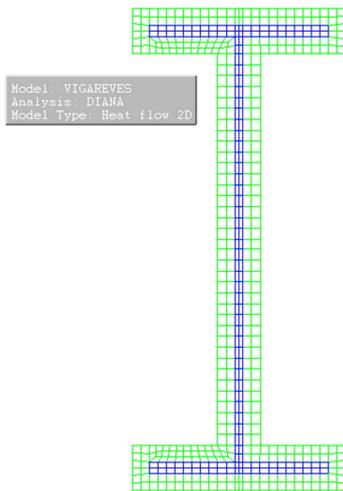


Figura D. 7 - Malha de elementos finitos para a viga metálica revestida

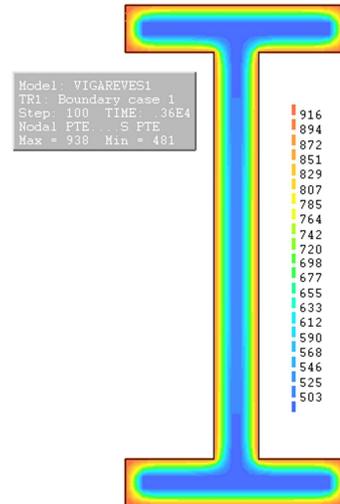


Figura D. 8 - Campo térmico para 60 minutos de exposição da viga metálica revestida

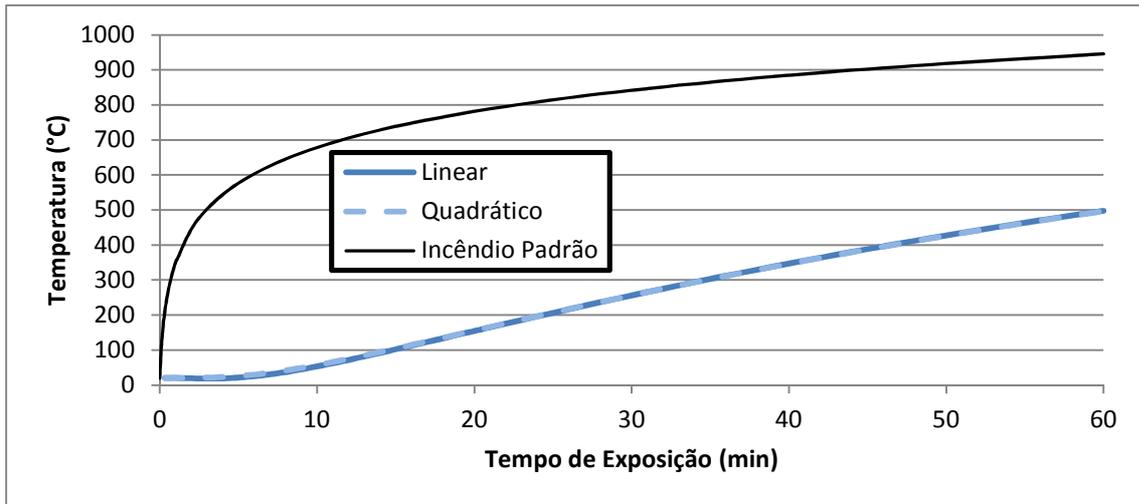


Figura D. 9 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha Inical

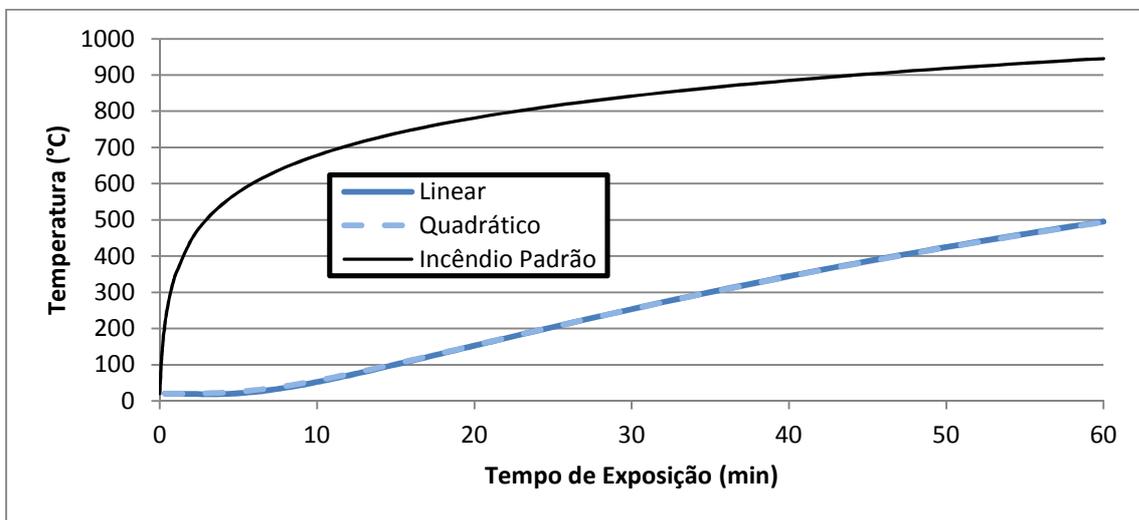


Figura D. 10 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha 2

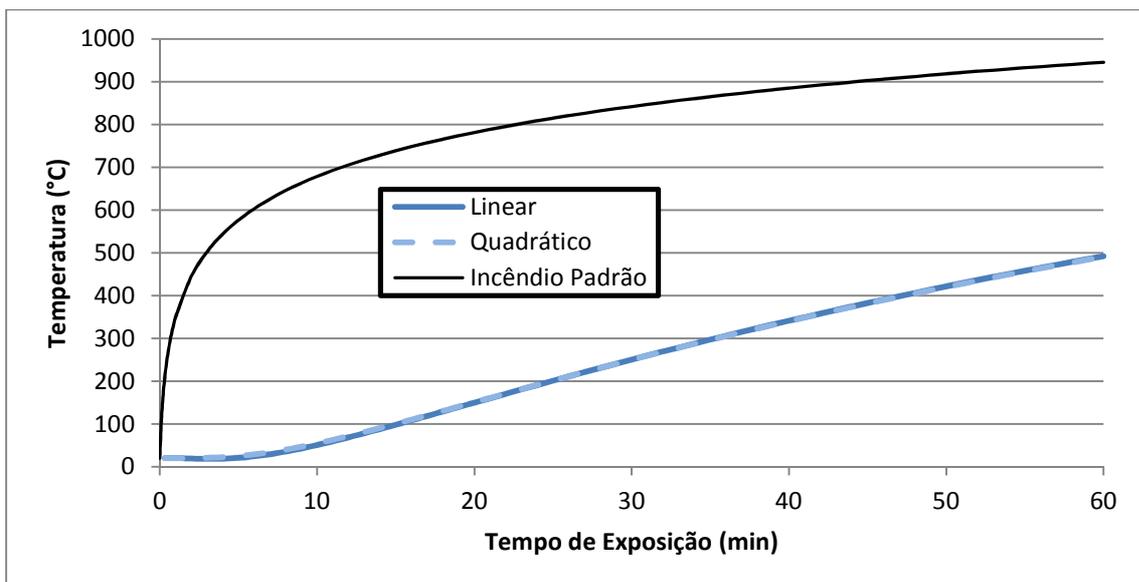


Figura D. 11 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha 3

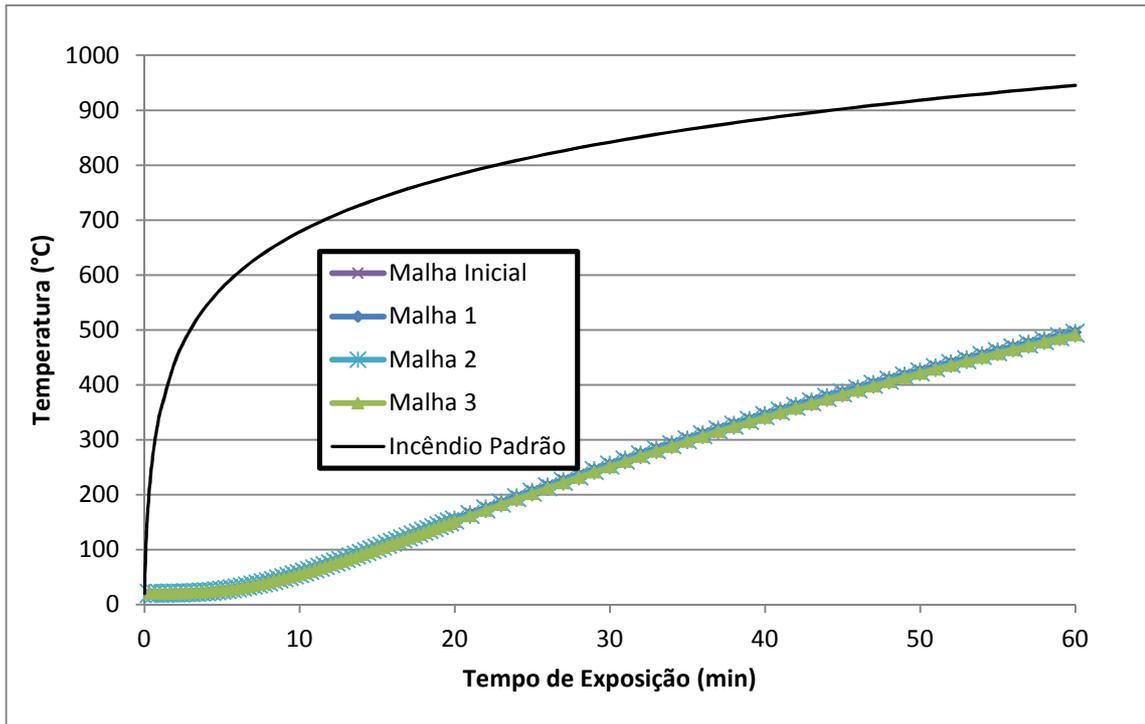


Figura D. 12 - Comparação dos resultados para diferentes graus de discretização da malha com elementos finitos de interpolação quadrática

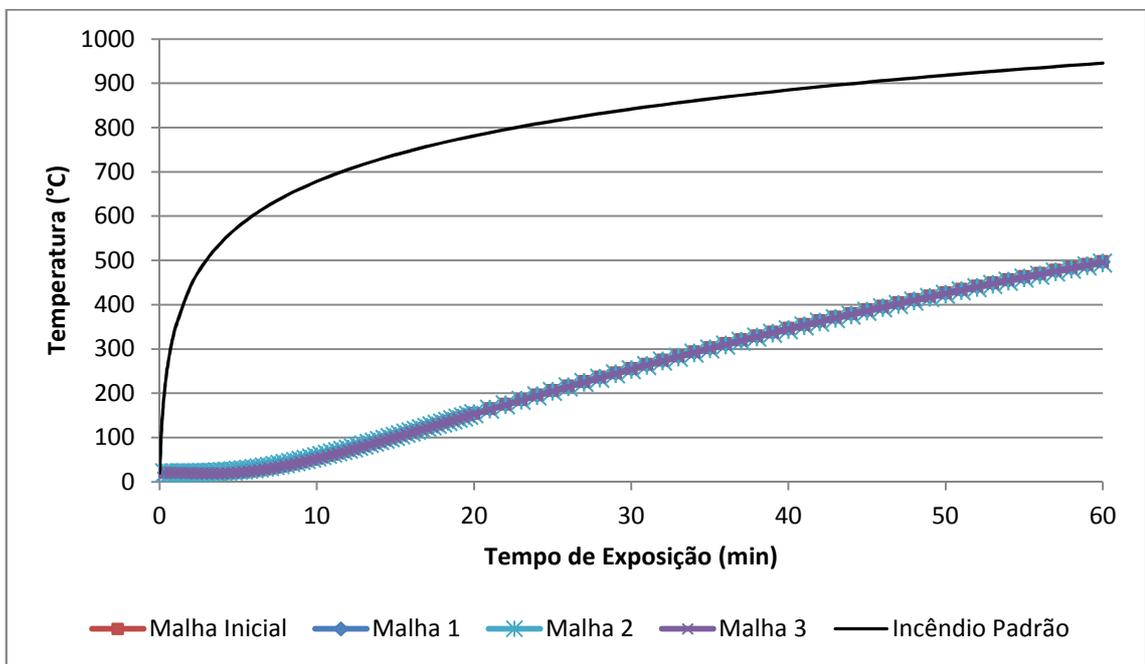


Figura D. 13 - Comparação dos resultados para diferentes graus de discretização da malha com elementos finitos de interpolação linear

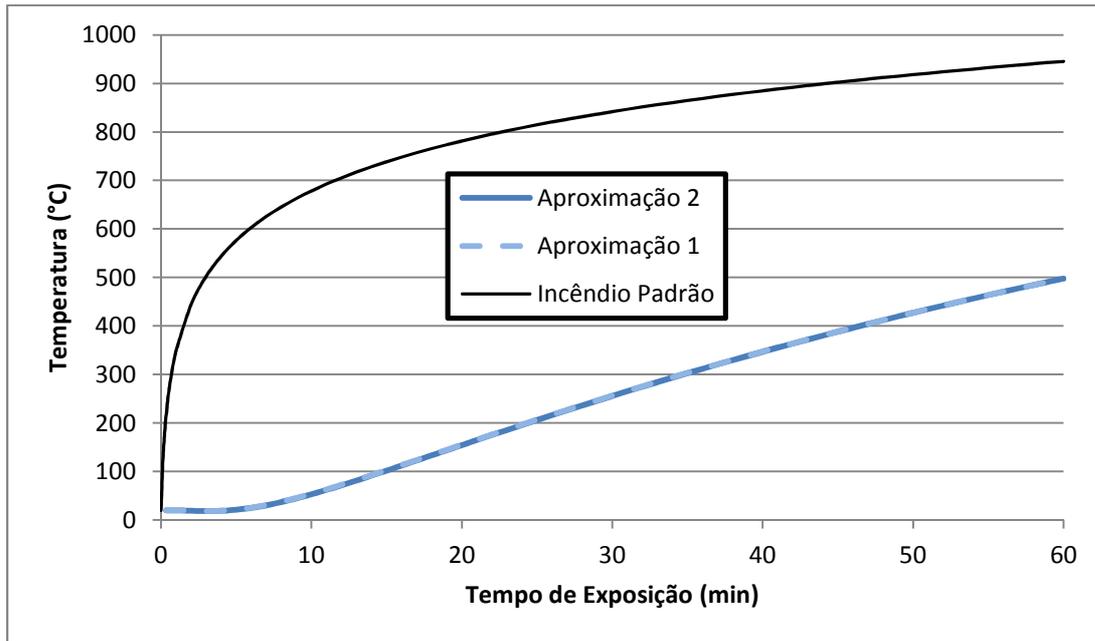


Figura D. 14 - Diferentes graus de discretização das propriedades térmicas

D.3 Viga Mista de Aço e Concreto Convencional

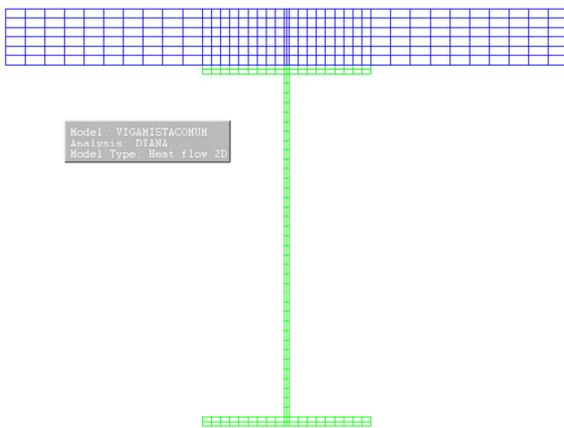


Figura D. 15 - Malha de elementos finitos para a viga mista de aço e concreto convencional

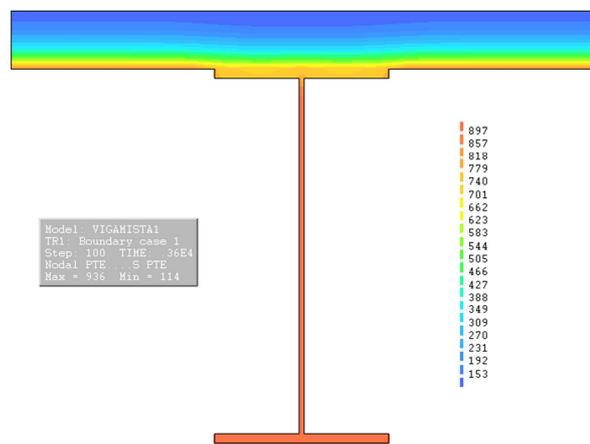


Figura D. 16 - Campo térmico para 60 minutos de exposição da viga mista convencional aquecida na face inferior

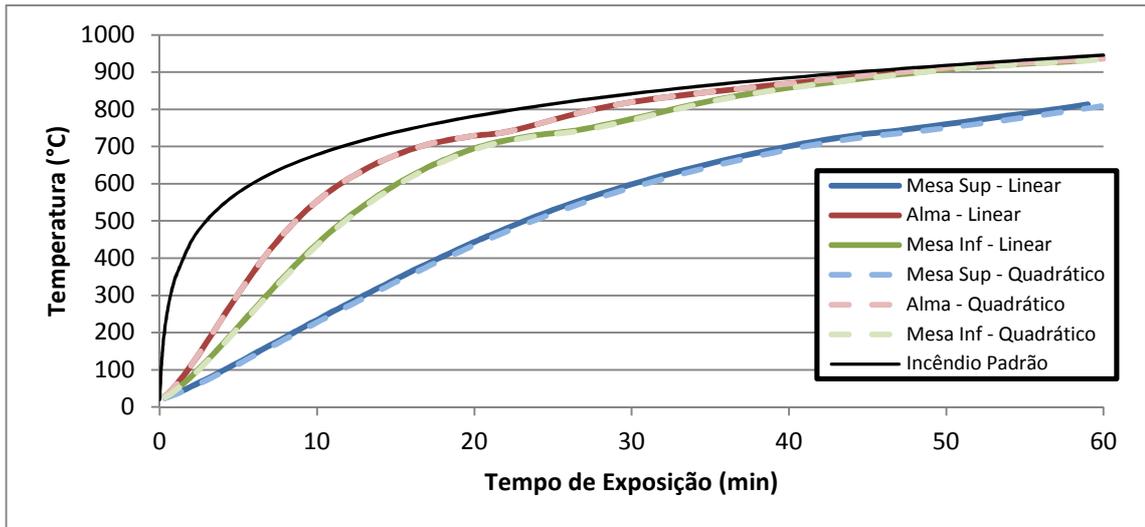


Figura D. 17 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha inicial

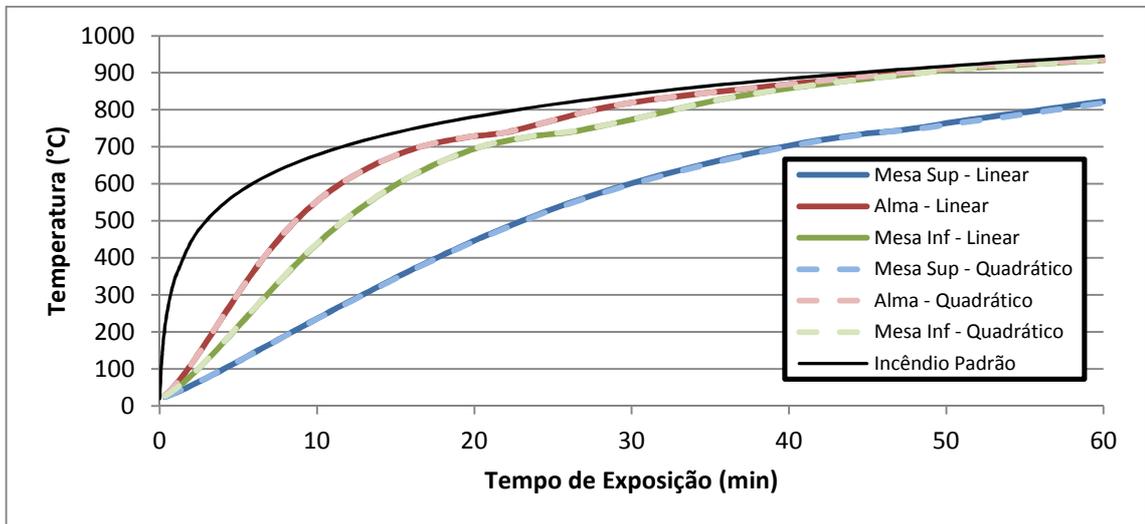


Figura D. 18 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha 2

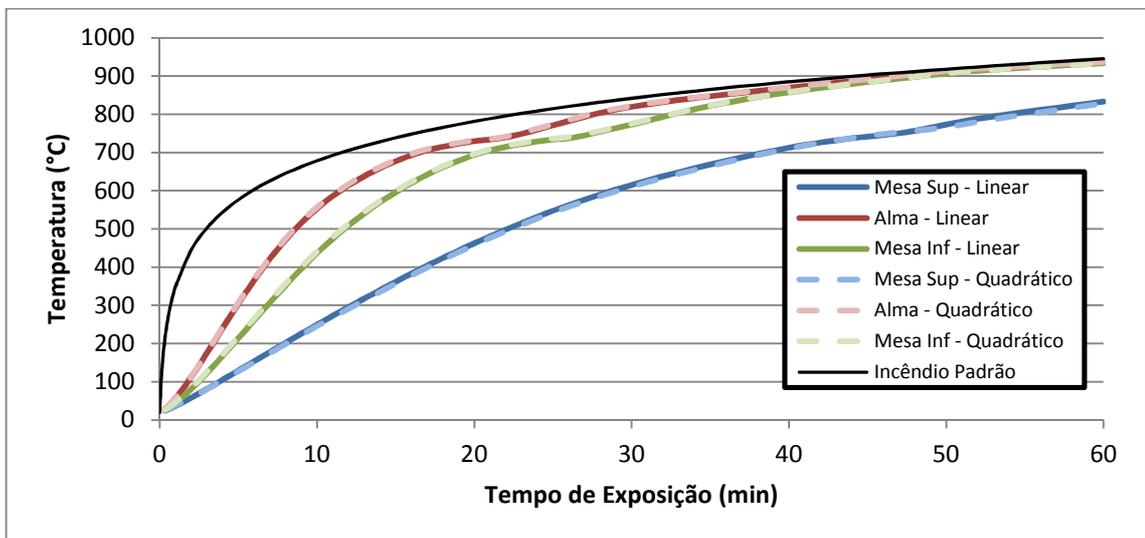


Figura D. 19 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha 3

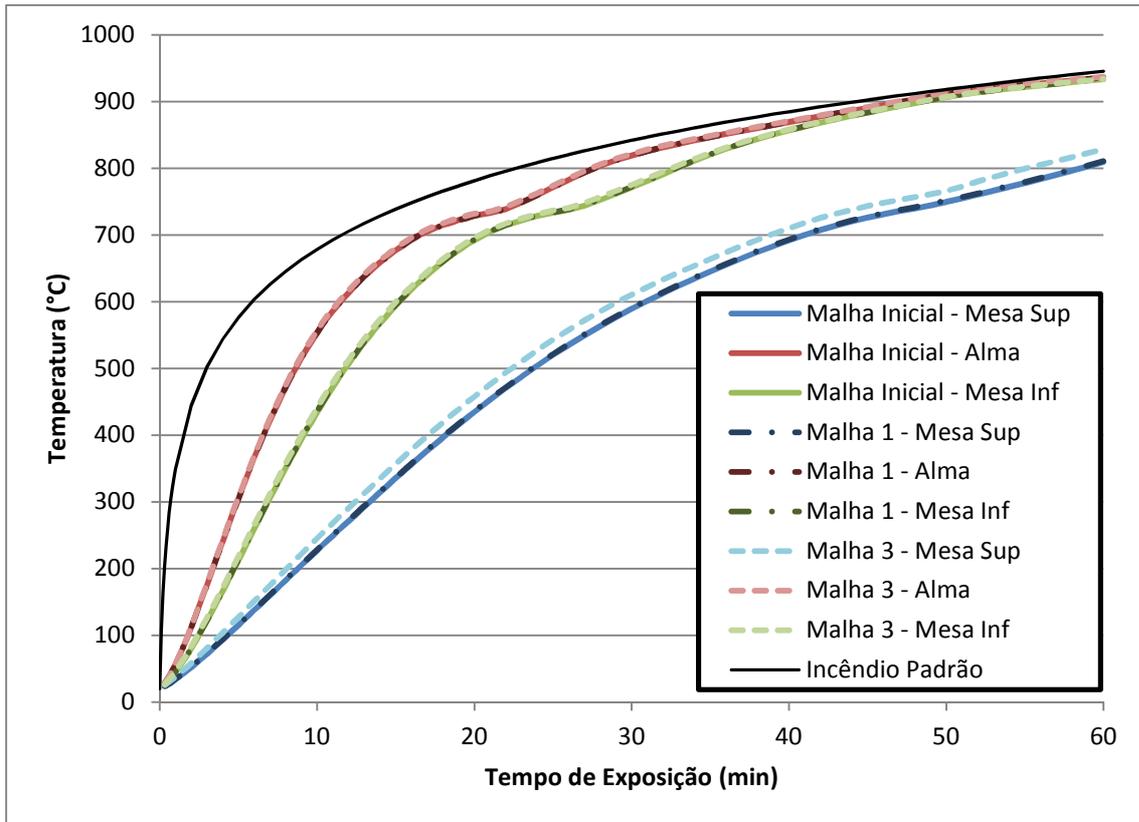


Figura D. 20 - Comparação dos resultados para diferentes graus de discretização da malha com elementos finitos de interpolação quadrática

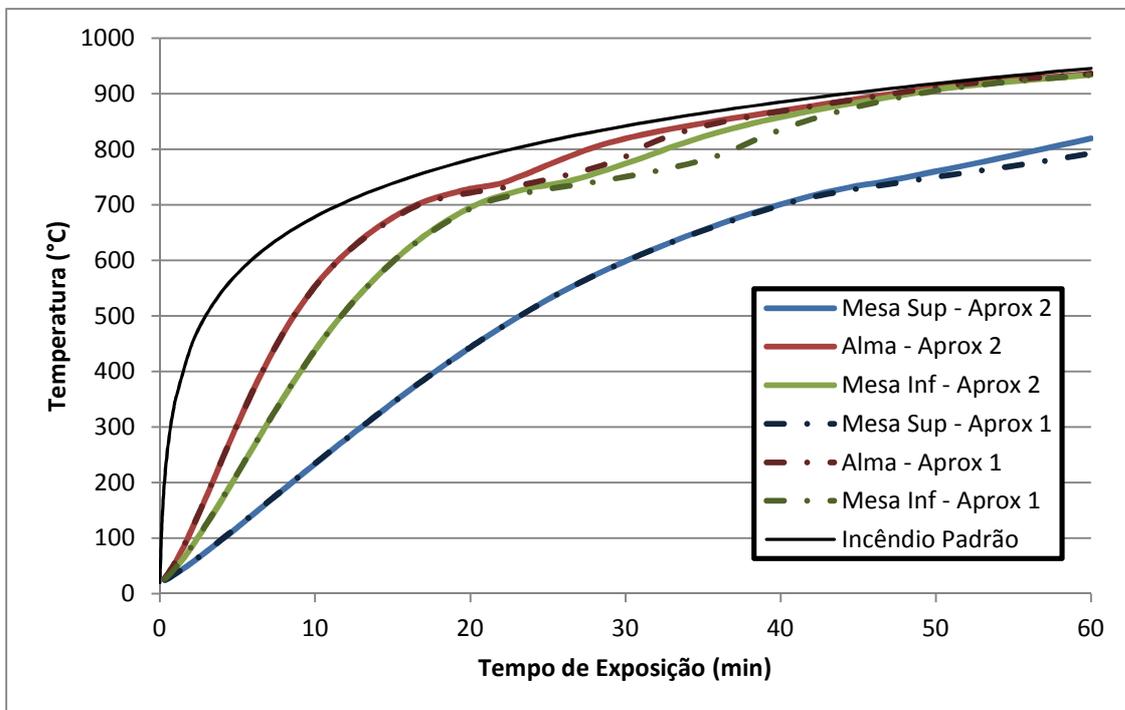


Figura D. 21 - Diferentes graus de discretização das propriedades térmicas

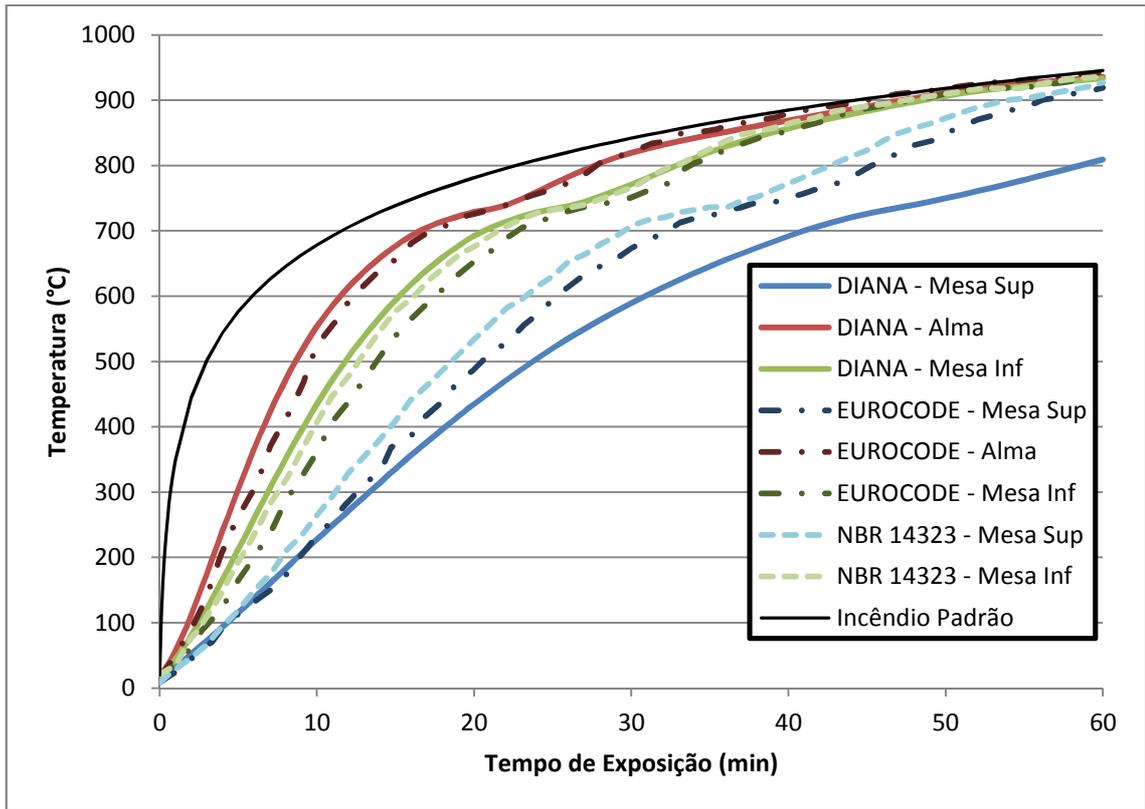


Figura D. 22 - Comparação dos resultados com valores normativos

D.4 Pilar Metálico com Alvenaria (Compartimentação)

15 minutos

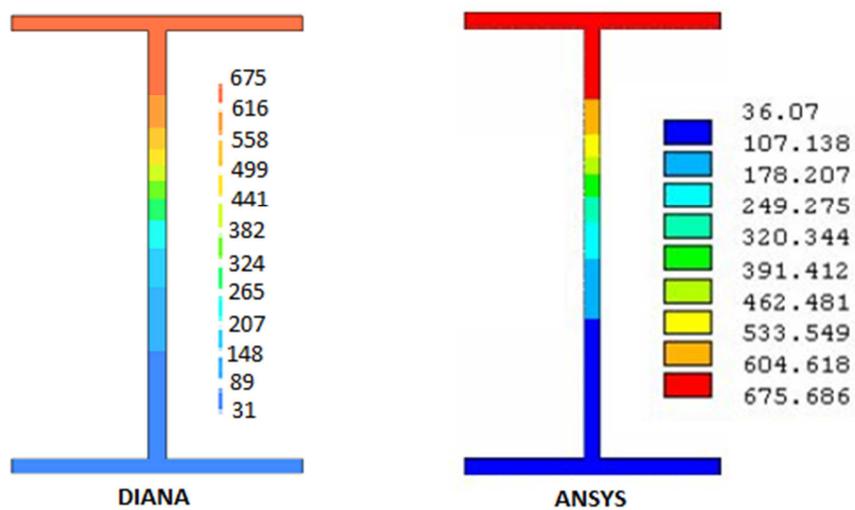


Figura D. 23 - Campos térmicos obtidos nos pacotes computacionais DIANA e ANSYS para o tempo de exposição de 15 minutos

30 minutos

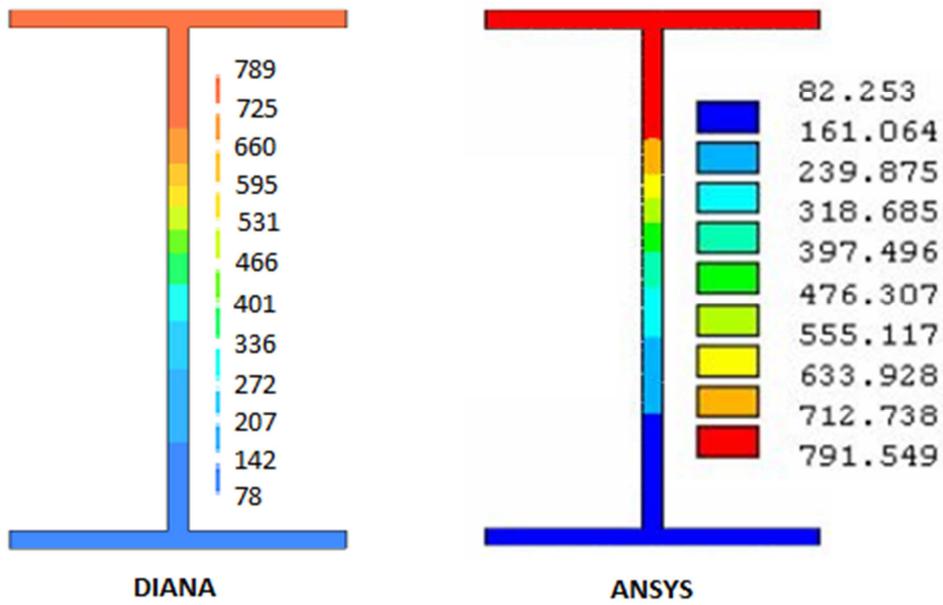


Figura D. 24 - Campos térmicos obtidos nos pacotes computacionais DIANA e ANSYS para o tempo de exposição de 30 minutos

60 minutos

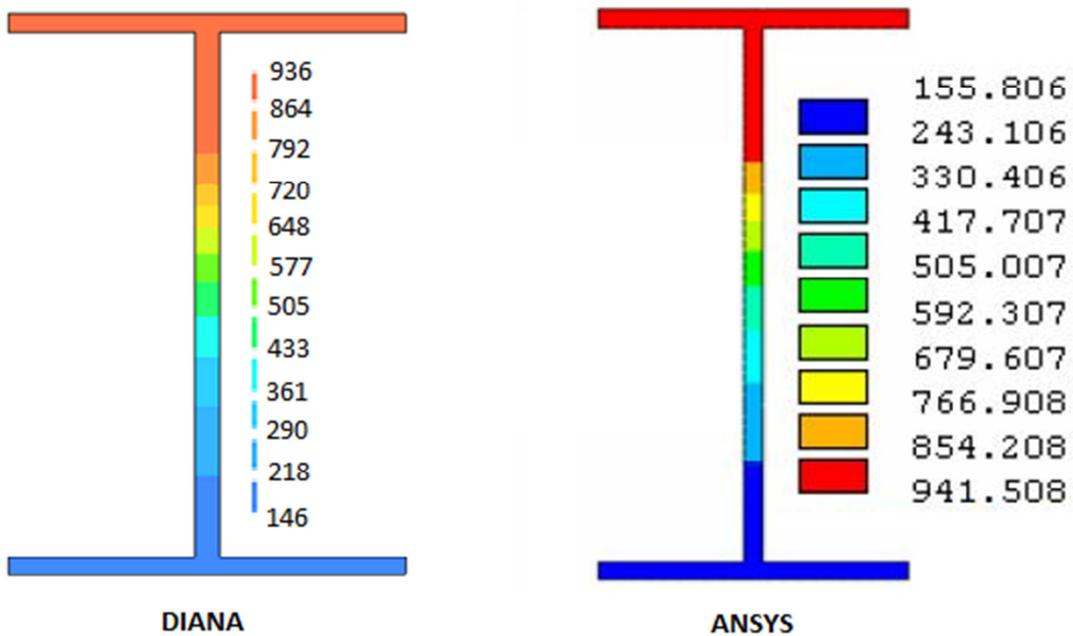


Figura D. 25 - Campos térmicos obtidos nos pacotes computacionais DIANA e ANSYS para o tempo de exposição de 60 minutos

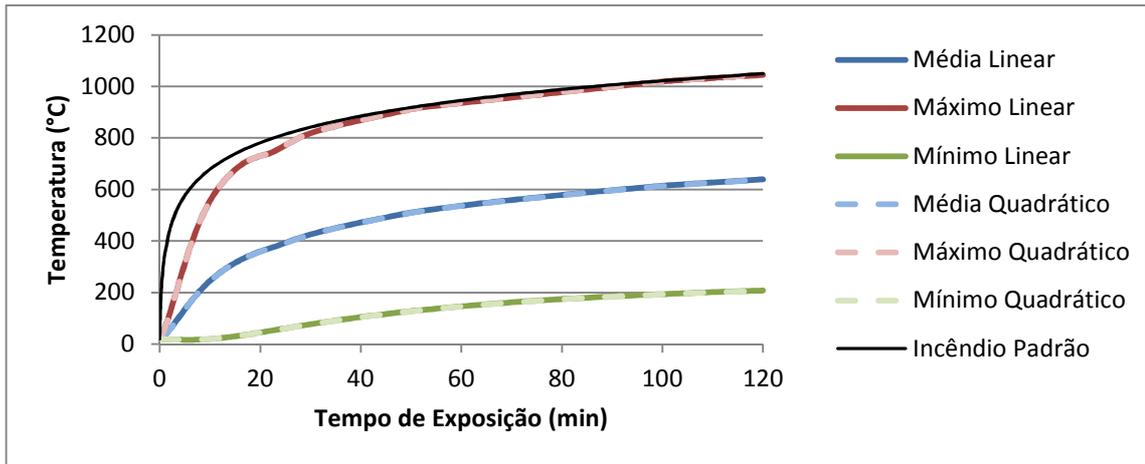


Figura D. 26 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha inicial

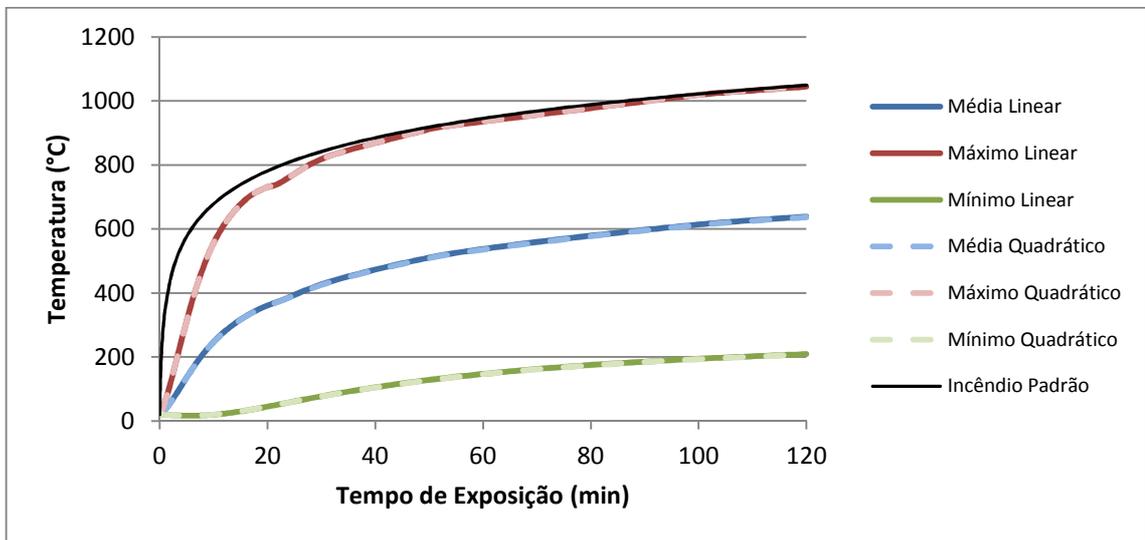


Figura D. 27 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha 2

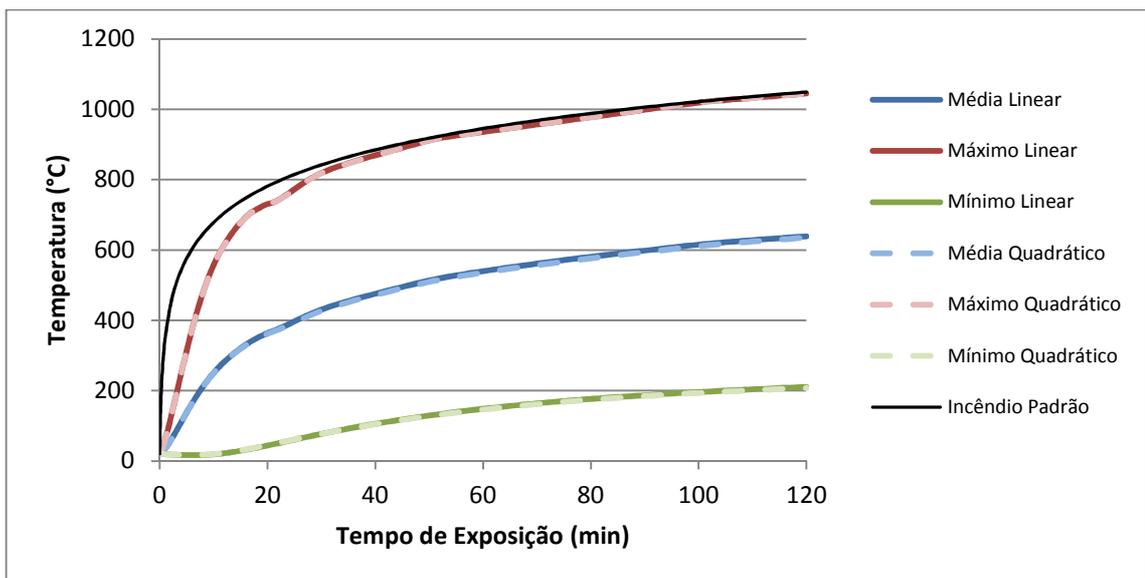


Figura D. 28 - Comparação do tipo de elemento finito para a malha 3

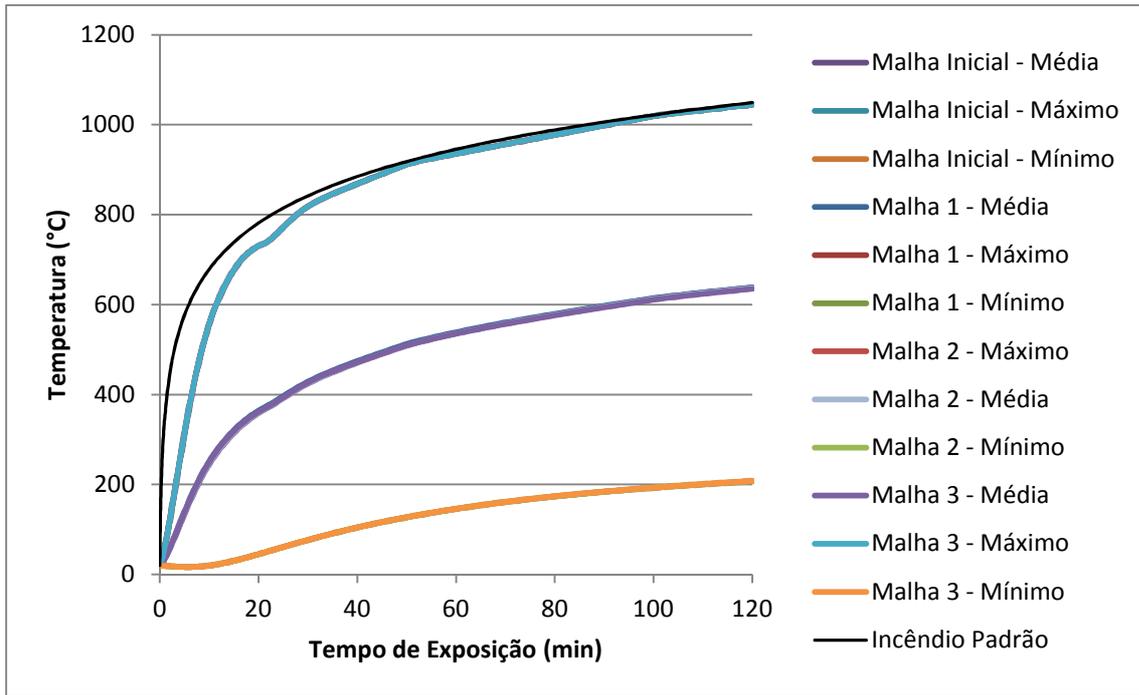


Figura D. 29 - Comparação dos resultados para diferentes graus de discretização da malha com elementos finitos de interpolação quadrática

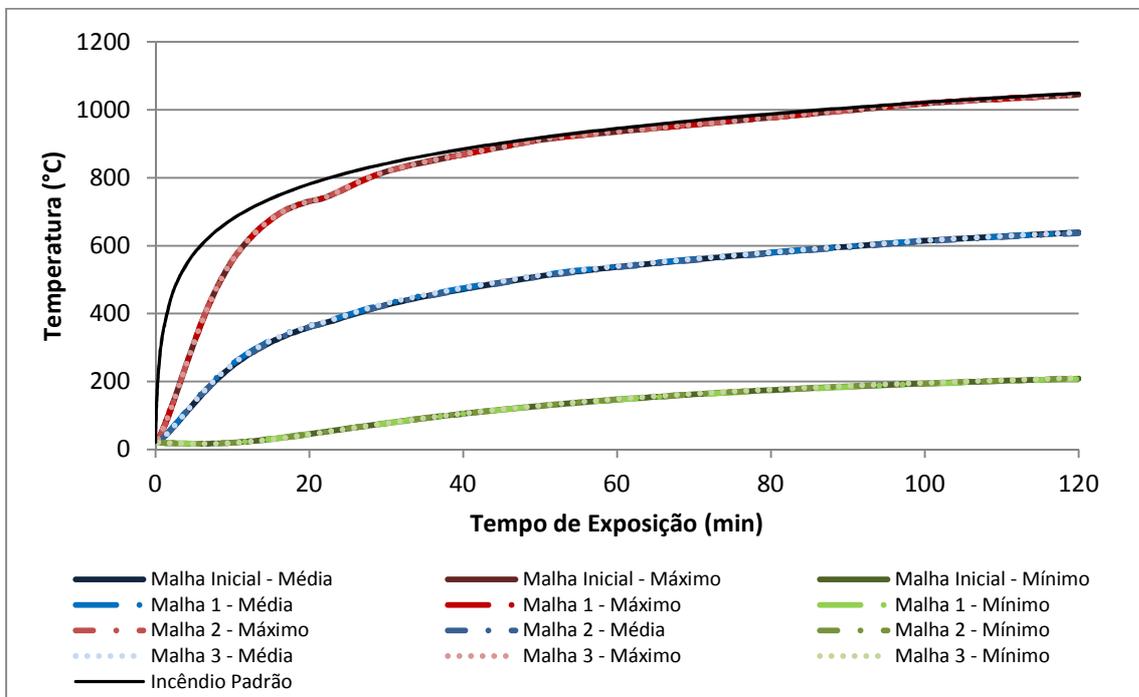


Figura D. 30 - Comparação dos resultados para diferentes graus de discretização da malha com elementos finitos de interpolação linear

D.5 Vigas mistas de aço e concreto no sistema SLIMFLOR®

Perfil SF 280 ASB 100

60 minutos

DIANA

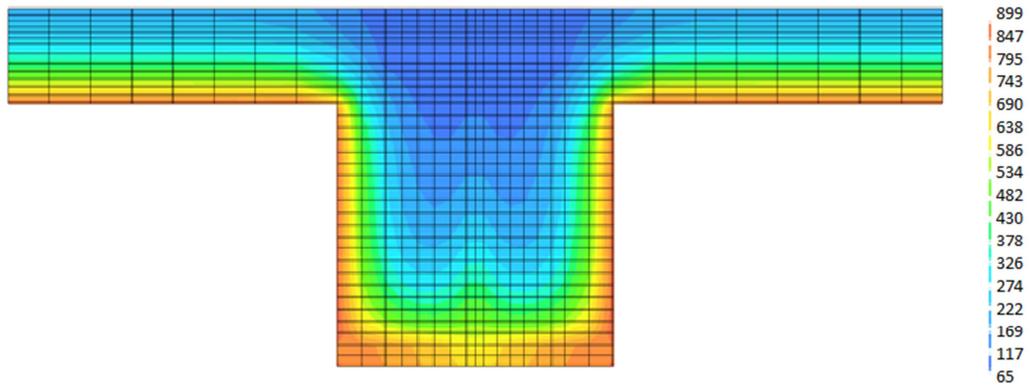


Figura D. 31 - Campo térmico obtido no DIANA para o tempo de exposição de 60 minutos do perfil SF 280 ASB 100

ANSYS

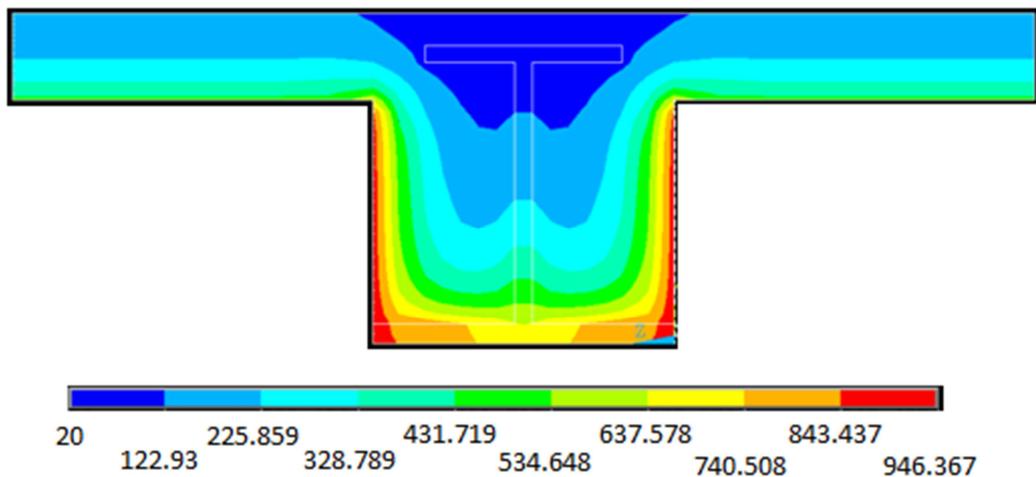


Figura D. 32 - Campo térmico obtido no ANSYS para o tempo de exposição de 60 minutos do perfil SF 280 ASB 100

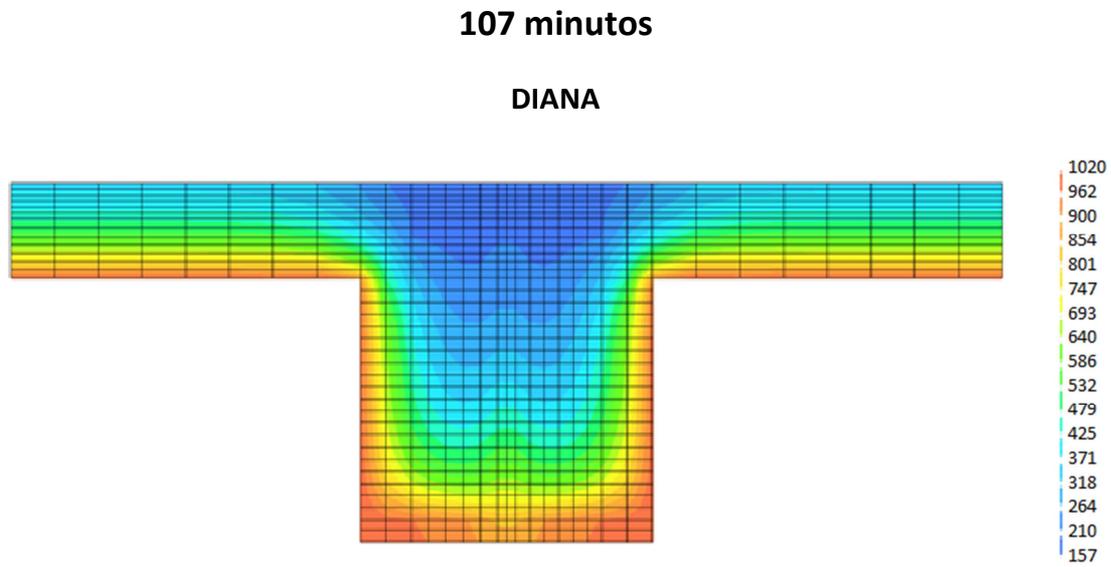


Figura D. 33 - Campo térmico obtido no DIANA para o tempo de exposição de 107 minutos do perfil SF 280 ASB 100

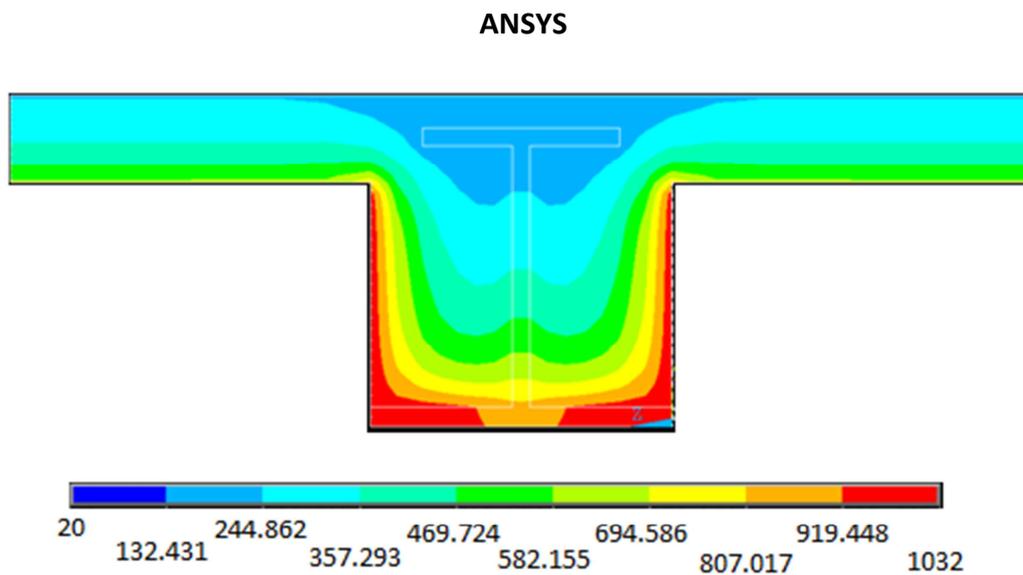


Figura D. 34 - - Campo térmico obtido no ANSYS para o tempo de exposição de 107 minutos do perfil SF 280 ASB 100

PERFIL SF 300 ASB 157

60 minutos

DIANA

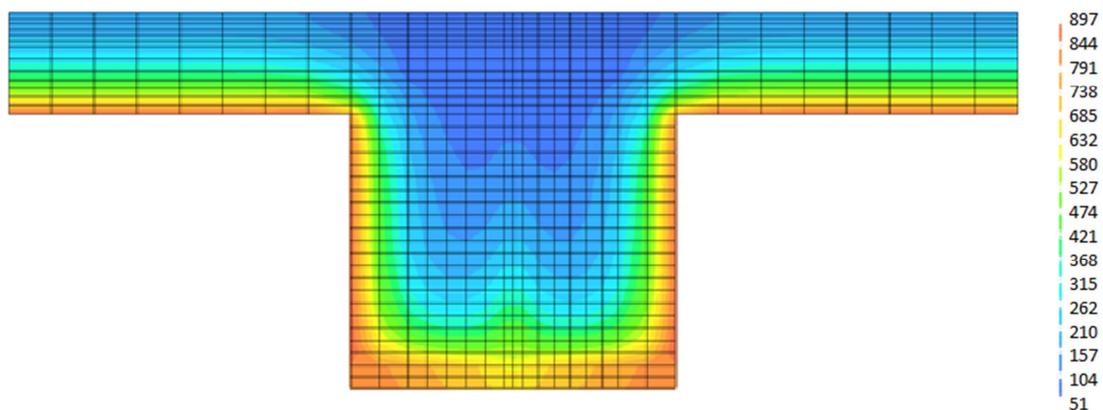


Figura D. 35 - Campo térmico obtido no DIANA para o tempo de exposição de 60 minutos do perfil SF 300 ASB 157

ANSYS

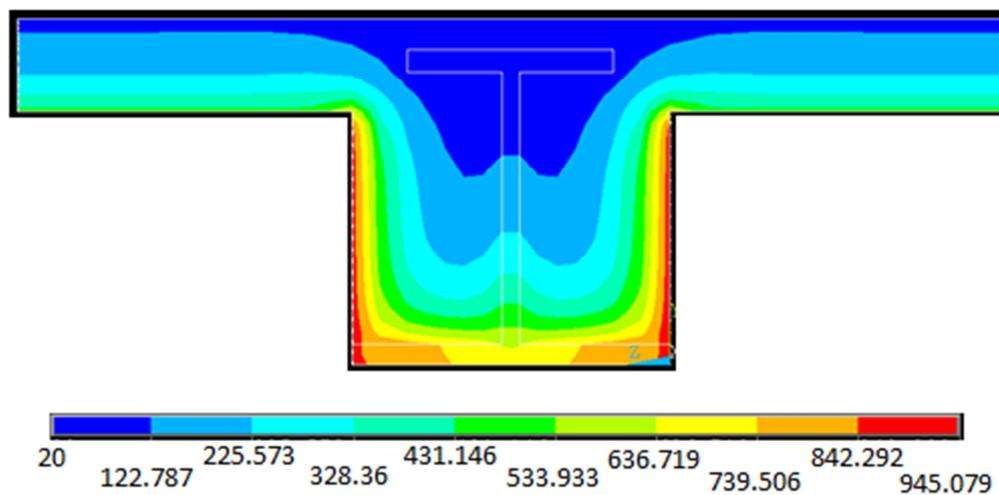


Figura D. 36 - Campo térmico obtido no ANSYS para o tempo de exposição de 60 minutos do perfil SF 300 ASB 157

75 minutos

DIANA

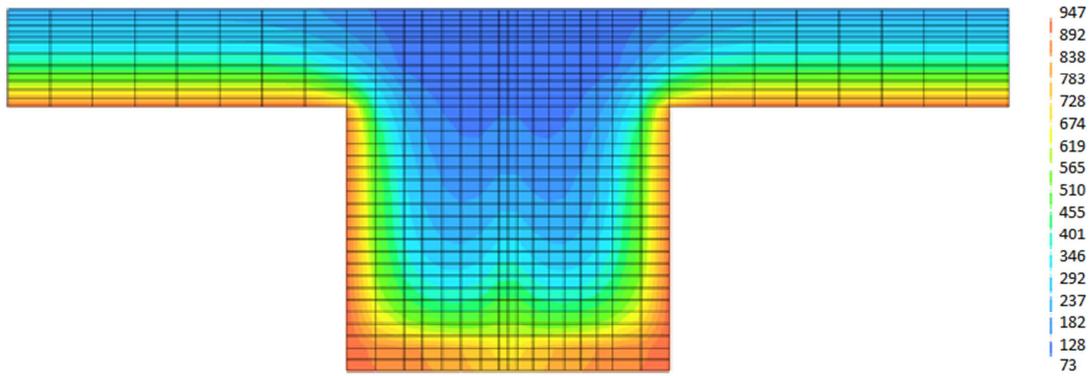


Figura D. 37 - Campo térmico obtido no DIANA para o tempo de exposição de 75 minutos do perfil SF 300 ASB 157

ANSYS

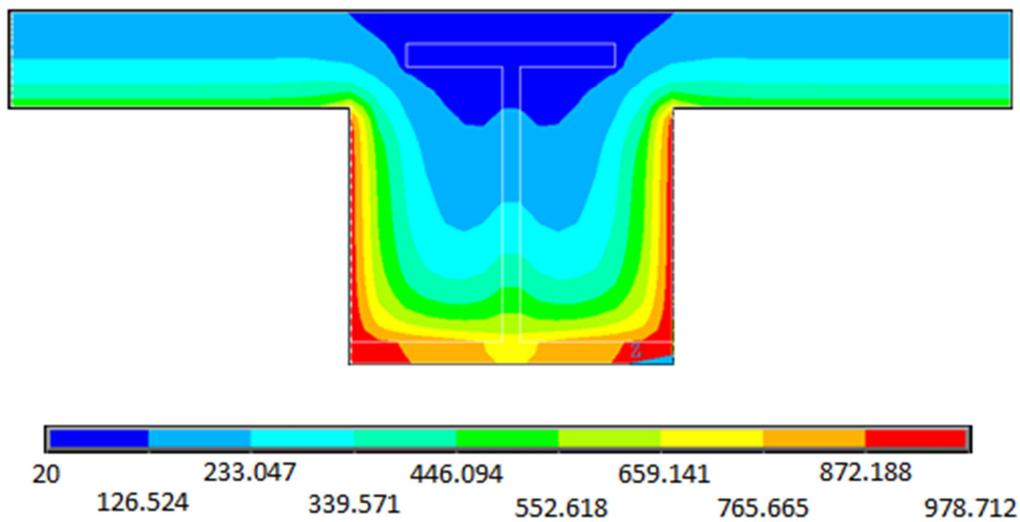


Figura D. 38 - Campo térmico obtido no ANSYS para o tempo de exposição de 60 minutos do perfil SF 300 ASB 157

C.6 Viga Mista com Laje Embutida na Mesa Superior, DONG & PRASAD (2009)

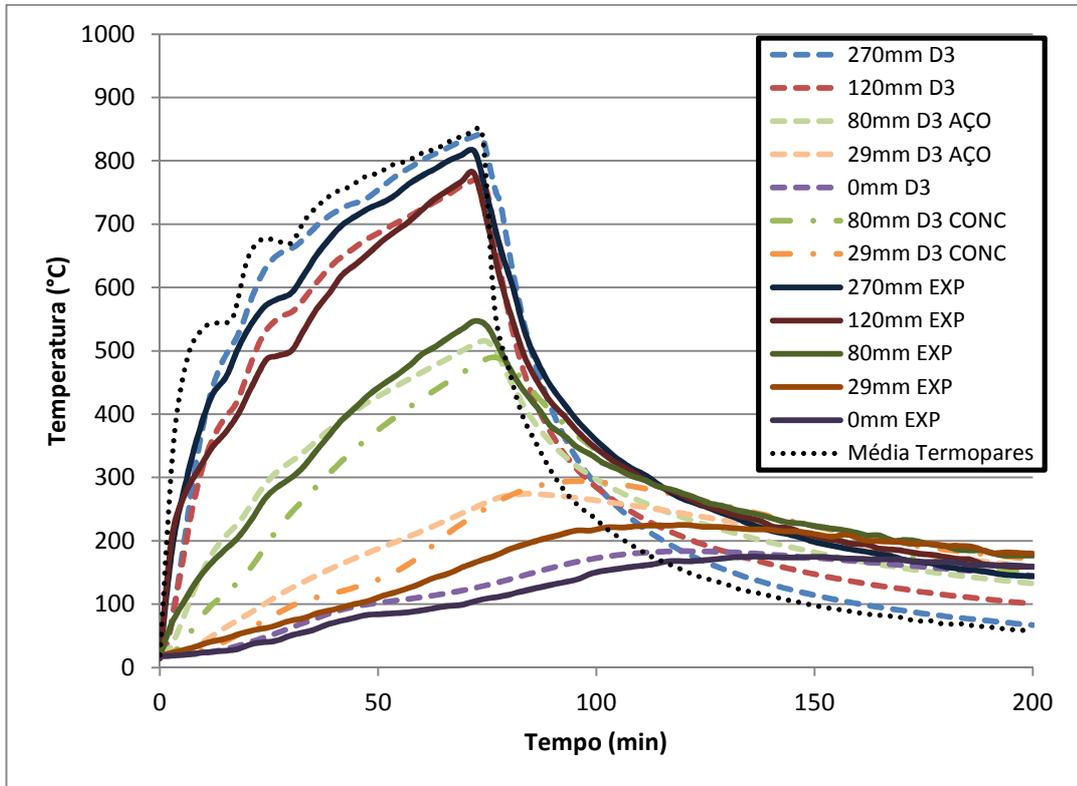


Figura D. 39 - Resposta da mudança de temperatura na seção utilizando $c_{c,pico} = 3500 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$

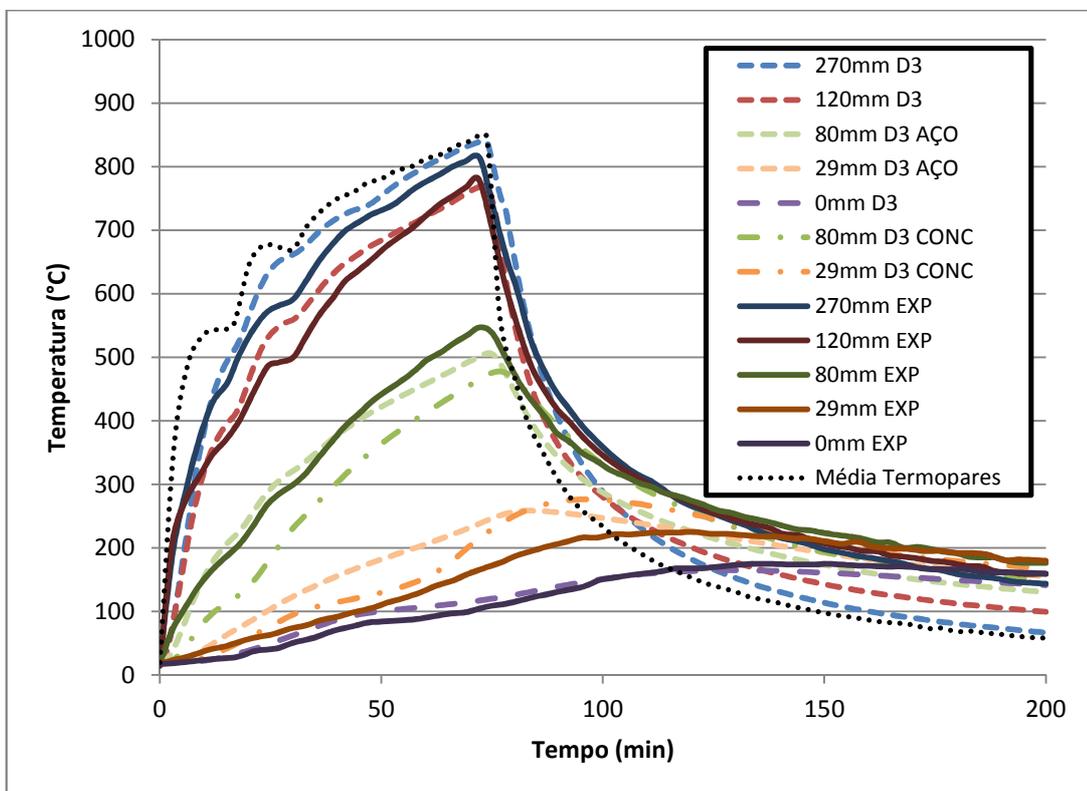


Figura D. 40 - Resposta da mudança de temperatura na seção utilizando $c_{c,pico} = 4500 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$