

# ANÁLISE AO FOGO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM AÇO COM SECÇÕES ESBELTAS ATRAVÉS DE ELEMENTOS FINITOS DE VIGA APLICANDO UMA LEI CONSTITUTIVA EFETIVA

N. Lopes<sup>1\*</sup>, D. Rodrigues<sup>1</sup> e P. Vila Real<sup>1</sup>

1: RISCO - Riscos e Sustentabilidade na CONstrução  
Departamento de Engenharia Civil  
Universidade de Aveiro  
3810-193 Aveiro

e-mail: {nuno.lopes,a33135,pvreal}@ua.pt web: <http://www.ua.pt/decivil>

**Palavras-chave:** Secções esbeltas, aço, Lei constitutiva efetiva, Elementos finitos

**Resumo.** *Os perfis metálicos de secções esbeltas (Classe 4 de acordo com o Eurocódigo 3) são caracterizados pela elevada suscetibilidade a fenómenos de encurvadura, sobretudo à encurvadura local. Estes fenómenos de instabilidade são modos de colapso muito comuns nestes elementos e intensificam-se quando os mesmos se encontram em situação de incêndio. O presente trabalho tem como principal objetivo realizar um estudo sobre a modelação numérica do comportamento de elementos estruturais em aço de secções esbeltas ao fogo. Para a realização dessas análises de forma precisa é necessário ter em conta os referidos modos de instabilidade, o que por norma só é possível com elementos finitos de casca. No entanto, com vista ao desenvolvimento de metodologias mais expeditas, particularmente importantes para a análise ao fogo de estruturas completas, estudos recentes propuseram a utilização de elementos finitos de viga considerando a presença de encurvadura local para a análise de elementos estruturais com secções esbeltas, através da implementação de uma nova lei constitutiva do aço adaptada daquela que é proposta na Parte 1-2 do EC3. Pretende-se assim desenvolver um estudo com vista à validação desta metodologia, utilizando o programa SAFIR. São apresentadas comparações entre os resultados obtidos através da referida metodologia e os das análises realizadas utilizando elementos finitos de casca. Os estudos foram desenvolvidos para vigas restringidas lateralmente, vigas não restringidas, pilares axialmente comprimidos e pilares sujeitos a flexão composta com compressão.*

## 1. INTRODUÇÃO

A utilização de estruturas de secções esbeltas em aço na construção tem vindo a aumentar nos últimos anos por providenciarem uma boa relação peso/resistência. Os elementos estruturais de inércia variável são um bom exemplo desta aplicação prática pois são maioritariamente de secção esbelta e usados principalmente pela sua eficiência estrutural. Apesar das vantagens

enunciadas, as estruturas de secções esbeltas são mais suscetíveis à ocorrência de fenómenos de instabilidade, que podem ser de natureza global ou local, comprometendo a estabilidade da estrutura em que se inserem.

A existência de encurvadura local deve-se ao fato de os diferentes elementos da secção transversal possuírem elevada esbelteza. Estas secções esbeltas com possibilidade de ocorrência de encurvadura local, numa ou mais partes das mesmas, antes de as tensões de compressão atingirem a tensão de cedência, denominam-se de acordo com o Eurocódigo 3 [1] por secções de Classe 4.

A encurvadura global encontra-se associada a barras longas comprimidas que não estejam devidamente restringidas e pode ocorrer:

- em pilares (barras comprimidas) por flexão;
- em vigas (barras fletidas) por flexão-torção fora do plano de carregamento.

Adicionalmente, a segurança contra incêndios é muitas vezes decisiva no dimensionamento de estruturas metálicas, especialmente em secções de paredes esbeltas. A reduzida espessura desses elementos aliada à alta condutividade térmica do aço proporcionam aumentos elevados de temperatura no aço, quando estes perfis se encontram submetidos à ação do fogo. Estes aumentos de temperatura influenciam diretamente a resistência mecânica do aço [2][3].

Devido ao elevado custo dos ensaios experimentais à resistência ao fogo e à limitação do tamanho dos fornos necessários para análise de estruturas completas, nos últimos anos, têm sido realizados inúmeros estudos baseados em simulação numérica, especialmente através do método de elementos finitos (MEF) [3][4].

Existem vários programas de análise não-linear, baseados no MEF onde se inclui o programa SAFIR [5]. Este foi o programa utilizado para a modelação numérica realizada neste trabalho. O SAFIR é um programa de elementos finitos para análise não-linear geométrica e material, desenvolvido na Universidade de Liège, na Bélgica, especialmente para a análise de estruturas sujeitas à ação do fogo.

Na aplicação do MEF na modelação numérica de estruturas em aço destacam-se os elementos finitos de casca e os elementos finitos de viga. A aplicação dos elementos finitos de casca corresponde a um dos métodos mais precisos no estudo do comportamento de estruturas com secções esbeltas (tais como as analisadas neste trabalho) pois conseguem representar o fenómeno de encurvadura local. Mas, por despenderem demasiado tempo de cálculo, a sua utilização tem sido limitada a pequenas estruturas e a elementos estruturais isolados.

Na análise de estruturas completas sujeitas à ação do fogo [6][7], importante para a análise do comportamento global da resistência ao fogo de edifícios, os elementos de viga são os mais utilizados, mas contrariamente aos elementos de casca não conseguem reproduzir o fenómeno de encurvadura local [8][9]. Existem vários estudos que têm sido feitos para tentar colmatar esta limitação.

A abordagem mais utilizada para a análise da encurvadura local é baseada no conceito da largura efetiva [10]. A largura dos elementos da secção (banzos e alma) são reduzidas de tal forma que a resistência dessa nova secção reduzida é equivalente à resistência do elemento

sujeito a encurvadura local [8]. Esta abordagem tem sido utilizada em análises analíticas, como previsto no EC3 [10], no entanto, como a largura efetiva depende das tensões a que o elemento está sujeito, o que por sua vez depende da largura efetiva, faz com que este seja um procedimento iterativo. Se este procedimento tiver de ser aplicado em elementos de viga em análises transientes ou de estruturas completas, o nível adicional de iterações na largura efetiva leva a grandes modificações, não apenas na formulação do elemento finito mas também na formulação das estratégias de solução do código. Além disso, este procedimento conduz, ainda, a um valor incorreto da rigidez tanto na fase inicial de carga como durante toda a simulação porque é imposta uma redução excessiva da largura do elemento.

Os estudos realizados neste trabalho baseiam-se num trabalho recente por Franssen e Cowez [8] que propõem a utilização de uma lei constitutiva efetiva, com base na lei constitutiva do aço a altas temperaturas proposta no EC3, para permitir o estudo do comportamento de estruturas com secções de Classe 4 ao fogo através de elementos finitos de viga.

O principal objetivo deste trabalho consiste em avaliar a precisão desta metodologia, aplicando o programa SAFIR para diferentes tipologias de elementos estruturais. Comparam-se os resultados obtidos através da referida metodologia com as análises realizadas utilizando elementos finitos de casca, que são tomados neste trabalho como os valores de referência.

Este trabalho insere-se no projeto de investigação europeu FIDESC4 “*Fire Design of Steel Members with Welded or Hot-rolled Class 4 Cross-section*” [11] dedicado à análise da resistência ao fogo de elementos e estruturas metálicas de secções esbeltas. Os casos de estudo apresentados neste trabalho e respetivos modelos numéricos foram definidos no âmbito deste projeto [11][12].

Alguns dos casos de estudo escolhidos correspondem também aos propostos no âmbito da Ação COST TU0940 – IFER “*Integrated Fire Engineering and Response*” na publicação dedicada a “*Benchmark studies*” [13][14] cujos modelos numéricos foram validados recorrendo a ensaios experimentais no âmbito do projeto FIDESC4.

## **2. LEI CONSTITUTIVA DO AÇO A ALTAS TEMPERATURAS**

### **2.1. Lei Constitutiva do Eurocódigo 3**

A parte 1-2 do EC3 [2] propõe, para o cálculo da resistência mecânica de elementos estruturais em aço a altas temperaturas, o uso da lei constitutiva determinada com os parâmetros apresentados na Tabela 1.

Nesta relação tensão-extensão podem ser distinguidas quatro zonas (Figura 1):

- a primeira é uma zona linear até ao limite de proporcionalidade. Esta relação pode ser descrita pela lei de Hooke com o módulo de elasticidade;
- a segunda é uma fase de transição que segue a equação de uma elipse;
- a terceira representa a cedência (zona plástica);
- e finalmente, a quarta zona corresponde a um ramo linear decrescente, o qual foi introduzido para se obter ductilidade numérica finita.

Domínio	Tensão $\sigma$	Módulo tangente		
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$E_{a,\theta}\varepsilon$	$E_{a,\theta}$		
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0.5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0.5}}$		
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0.00		
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} \left[ 1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}) \right]$	-		
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0.00	-		
Parâmetros	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$	$\varepsilon_{y,\theta} = 0.02$	$\varepsilon_{t,\theta} = 0.15$	$\varepsilon_{u,\theta} = 0.20$
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c / E_{a,\theta})$			
	$b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$			
	$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$			

Tabela 1 – Expressões para a determinação da lei constitutiva do aço a altas temperaturas [2]

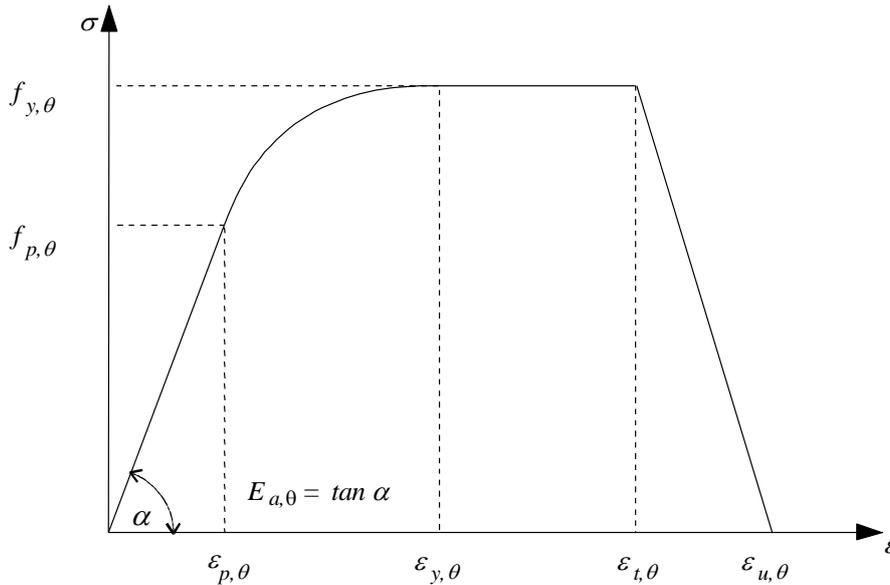


Figura 1. Relação tensão-extensão do aço a altas temperaturas [2].

A Parte 1-2 do EC3 fornece também os fatores de redução para a relação tensão-extensão do aço em função da temperatura, definidos da seguinte forma:

- tensão de cedência efetiva, referida à tensão de cedência a 20°C:  $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$ ;
- tensão limite de proporcionalidade, referida à tensão de cedência a 20°C:  $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$ ;
- módulo de elasticidade, referida ao módulo de elasticidade a 20°C:  $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$ .

## 2.2. Lei Constitutiva efetiva para consideração da instabilidade local em elementos finitos de viga proposta por Franssen e Cowez [8]

Em 2012, Franssen e Cowez [8] apresentaram uma nova proposta para a modelação numérica com elementos finitos de viga de estruturas em aço sujeitas à ação do fogo, que através da lei constitutiva tem em consideração a instabilidade local em elementos estruturais com secções esbeltas. Esta nova abordagem utiliza a lei constitutiva do aço proposta pela EN 1993-1-2 [2], apresentada no ponto 2.1 deste trabalho, e baseia-se no método da tensão efetiva que tem como vantagens: a aplicação do valor correto da rigidez; não necessitar de predeterminar as zonas de tração e compressão; e não implicar a classificação das secções transversais [8].

Neste método a lei efetiva é derivada com o mesmo objetivo da largura efetiva [15]. A resistência obtida através da lei efetiva em toda a secção é equivalente à resistência de uma placa metálica esbelta, com a lei constitutiva real, sujeita a encurvadura local. A Figura 2 compara a abordagem da largura efetiva com a proposta baseada no método da tensão efetiva.

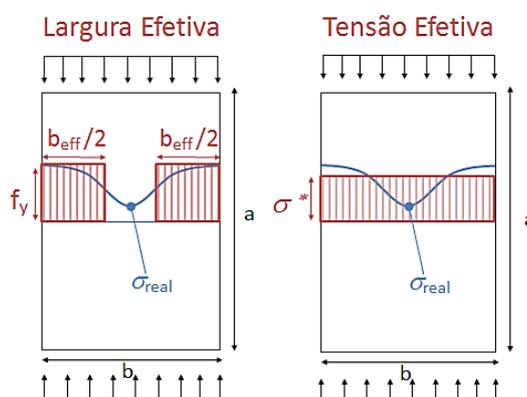


Figura 2. Diferença entre o método da largura efetiva e o método da tensão efetiva [8].

Devido ao facto de a encurvadura local se desenvolver apenas quando o elemento está sujeito à compressão, a relação tensão-extensão precisa de ser modificada apenas no que respeita à compressão, permanecendo inalterada relativamente às trações. Isto remete-nos para uma lei não simétrica (tração/compressão), como se mostra na Figura 3. Assim, o módulo tangente na origem não é modificado, pelo facto de as tensões de compressão serem baixas, não produzindo instabilidades locais. O desenvolvimento das instabilidades é refletido pela redução do limite de proporcionalidade e da tensão de cedência efetiva, correspondendo ao início da horizontalidade da relação tensão-extensão.

A relação tensão-extensão efetiva à compressão depende da esbelteza, das condições de fronteira do elemento (placa apoiada em quatro lados como a alma, ou em três, como nos banzo) e da qualidade do aço.

A determinação desta lei efetiva foi baseada na simulação numérica de placas em aço, modeladas no programa SAFIR com elementos de casca, apoiadas em três ou quatro lados, sujeitas a força uniaxial de compressão, simulando o comportamento da alma e do banzo, como descrito em Franssen e Cowez, 2012 [8].

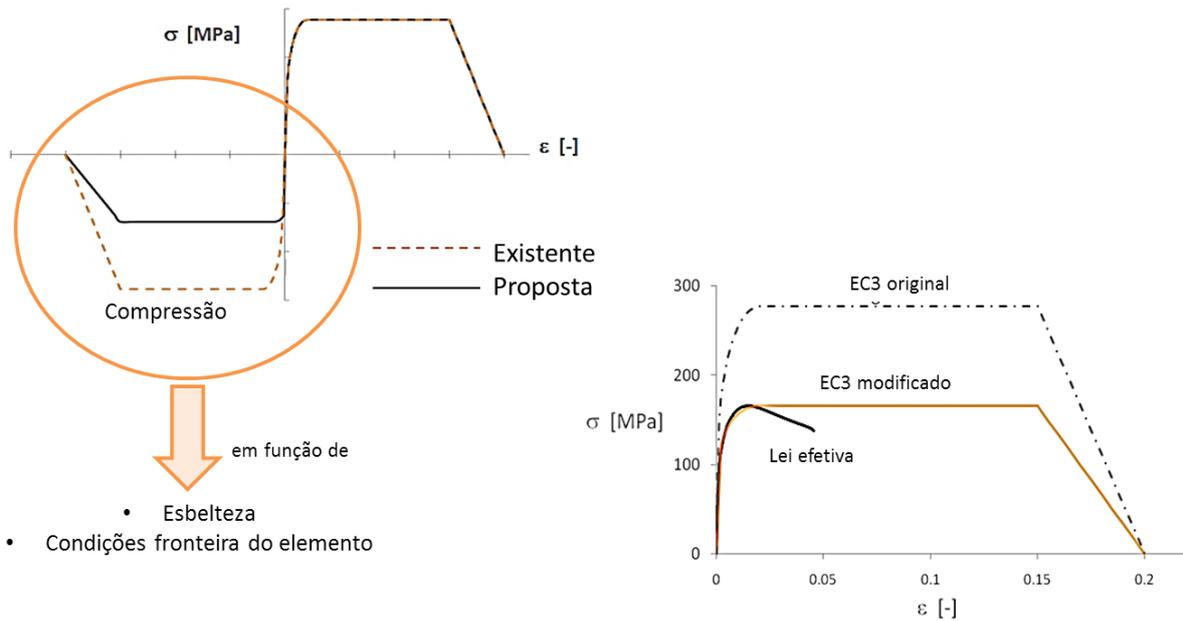


Figura 3. Proposta para a lei constitutiva efetiva modificando a lei do EC3 [8].

A aplicação deste modelo prevê que no momento de iniciar a modelação numérica sejam conhecidas as condições, de esbelteza, tipo de aço e de apoio, dos elementos que compõe a secção transversal, que corresponderão à introdução de novas propriedades do material. Esta lei constitutiva efetiva também depende da temperatura (com os mesmos fatores de redução propostos no EC3 [2]) e consegue ser perfeitamente integrada no código numérico. O utilizador tem apenas de introduzir o novo material para a alma e banzos (Figura 4) e o programa automaticamente encarrega-se da temperatura e do valor e direção das tensões de tração ou compressão, em cada ponto de integração [8].

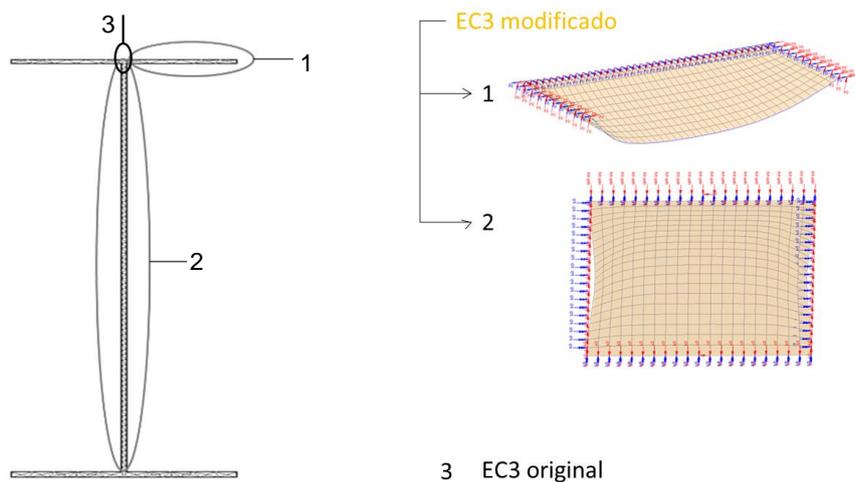


Figura 4. Esquema de como se definem os materiais na nova lei constitutiva para a modelação numérica: 1 - apoiado em três lados; 2 - apoiado em 4 lados; 3 - Lei constitutiva do EC3.

É de sublinhar que neste método, não existe necessidade de definir a classe das secções dos elementos estruturais porque a adaptação da lei constitutiva efetiva é uma função contínua da esbelteza. Este procedimento está limitado à não determinação da encurvadura local provocada pelo esforço transversal, que corresponde, também a uma limitação na abordagem da largura efetiva [8].

Com o fim de contribuir para a validação do modelo proposto, neste trabalho são comparados os resultados obtidos através da lei constitutiva efetiva descrita com os resultados obtidos com elementos finitos de casca, como já se referiu.

### 3. MODELOS NUMÉRICOS

#### 3.1. Casos de estudo

Os casos de estudo foram escolhidos dentro das seguintes tipologias de elementos estruturais, seguindo o definido no projeto FIDESC4 [11][12]:

- vigas restringidas lateralmente;
- vigas não restringidas;
- pilares axialmente comprimidos;
- pilares sujeitos a flexão composta com compressão (momento em torno do eixo forte).

Os elementos têm diferentes secções transversais, comprimento, tipos de carregamento (diagramas de momento fletor) e condições de contraventamento (restrição à encurvadura lateral no caso dos pilares sujeitos a flexão composta com compressão).

As secções transversais consideradas são em I soldadas, designadas por  $h_w t_w + b t_f$  ( $h_w$  - altura da alma,  $t_w$  - espessura da alma,  $b$  - largura do perfil,  $t_f$  - espessura do banzo). Os elementos são da classe de aço S355 e foi considerado que estariam à temperatura de 450°C.

Foram também analisados:

- elementos cujos modelos em elementos finitos de casca foram validados com ensaios experimentais [11][12][13][14], e que serão os detalhados na secção 4 (designados de “exemplo de *Benchmark study*”);
- elementos de inércia variável designados por  $h_{w,MAX} - h_{w,min} x t_w + b t_f$  ( $h_{w,MAX}$  - altura máxima da alma,  $h_{w,min}$  - altura mínima da alma);
- uma viga não restringida de inércia variável a 650°C (exemplo de *Benchmark study* detalhado no ponto 4.2);
- dois pilares sujeitos a flexão composta com compressão a 500°C (exemplos de *Benchmark study* detalhados no ponto 4.4);
- e um pilar sujeito a flexão composta com secção laminada HE340AA.

Nos modelos numéricos dos perfis de inércia variável, com elementos finitos de viga, utilizaram-se diferentes secções de elemento finito para elemento finito, de forma discreta, para simular a variação da secção, como se mostra na Figura 5.

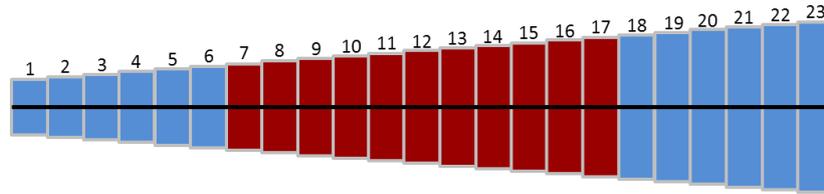


Figura 5. Variação da secção ao longo dos elementos de inércia variável, nos modelos de elementos finitos de viga.

Estes casos foram escolhidos de forma a terem uma razoável representatividade das aplicações comuns de perfis metálicos de secções esbeltas.

### 3.2. Imperfeições

Nos modelos com elementos finitos de viga foram consideradas apenas imperfeições geométricas globais (expressão 1), de acordo com o Anexo C da Parte 1-5 do EC3 [10] que propõe o uso de a 80% das tolerâncias geométricas de fabrico descritas na norma EN 1090-2 [16].

$$y(x) = 0.8 \frac{L}{750} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (1)$$

onde L representa o comprimento do elemento em causa.

Nos modelos por elementos de casca foram também consideradas imperfeições locais de acordo com as mesmas recomendações da Parte 1-5 do EC3 e EN 1090-2. O desenvolvimento da lei constitutiva efetiva para elementos de viga tomou em consideração a existência de imperfeições locais e a sua influência da resistência da secção transversal [8].

Foram também consideradas tensões residuais de acordo com as distribuições tipicamente observadas para secções soldadas e para a secção HE340AA laminada [17][18], conforme se apresenta na Figura 6.

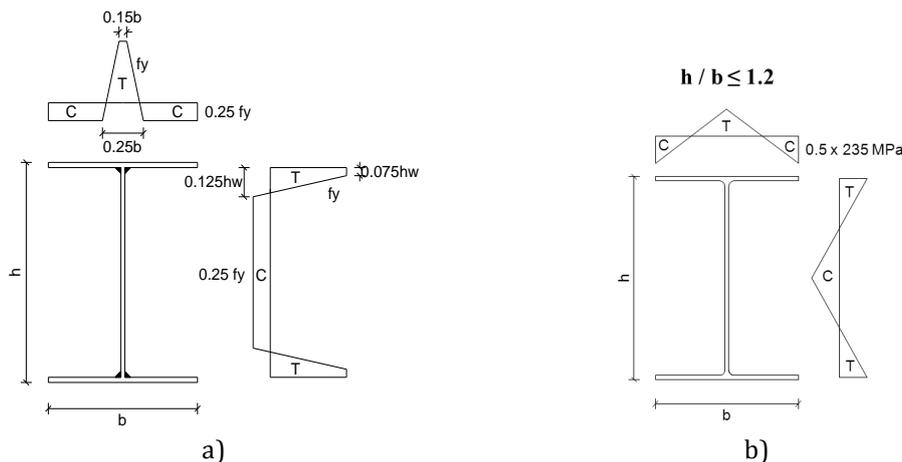


Figura 6. Distribuições de tensões residuais em: a) secções soldadas; b) HE340AA

Nos casos cujos modelos com elementos finitos de casca foram validados com ensaios experimentais [11][12][13][14], e que serão os detalhados na secção 4, não foram consideradas tensões residuais.

#### 4. RESULTADOS NUMÉRICOS

Nesta secção apresentam-se os resultados obtidos para os diferentes casos de estudo [12][13][14]. Os mesmos foram agrupados pelas tipologias de elemento estrutural.

##### 4.1. Vigas restringidas lateralmente

Neste ponto são apresentados os resultados obtidos para vigas sujeitas a flexão pura, sem suscetibilidade de ocorrência de encurvadura lateral.

Foi analisado um primeiro caso escolhido por ter sido previamente analisado por ensaio experimental (exemplo de *Benchmark study*) [11]. A Figura 7 apresenta o esquema de ensaio, da viga sujeita a duas cargas concentradas, e onde apenas o tramo central está a 450 °C.

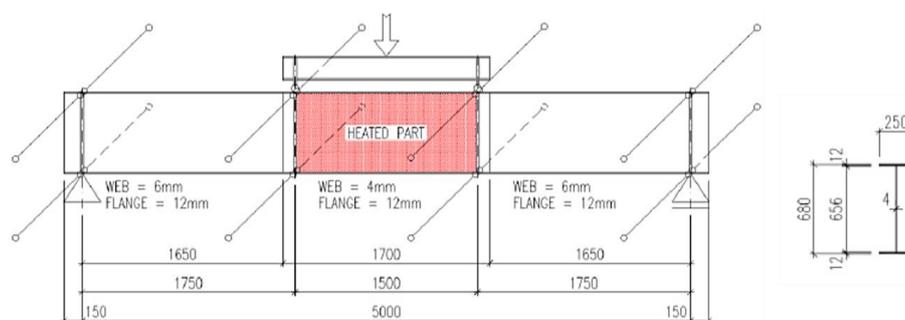


Figura 7. Esquema utilizado para ensaio de viga restringida [11]

A Figura 8 mostra os modelos numéricos aplicando elementos finitos de casca e de viga.

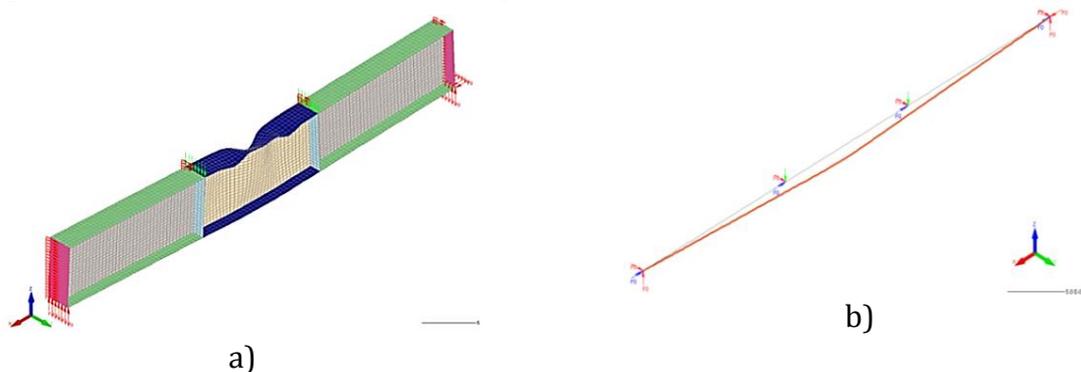


Figura 8. Modelos numéricos: a) elementos finitos de casca; b) elementos finitos de viga

Na Figura 9 apresenta-se a evolução força-deslocamento obtida, considerando os modelos com elementos de casca e de viga e com a lei constitutiva do EC3 e lei efetiva proposta por Franssen [8]. A Tabela 2 resume as cargas últimas obtidas.

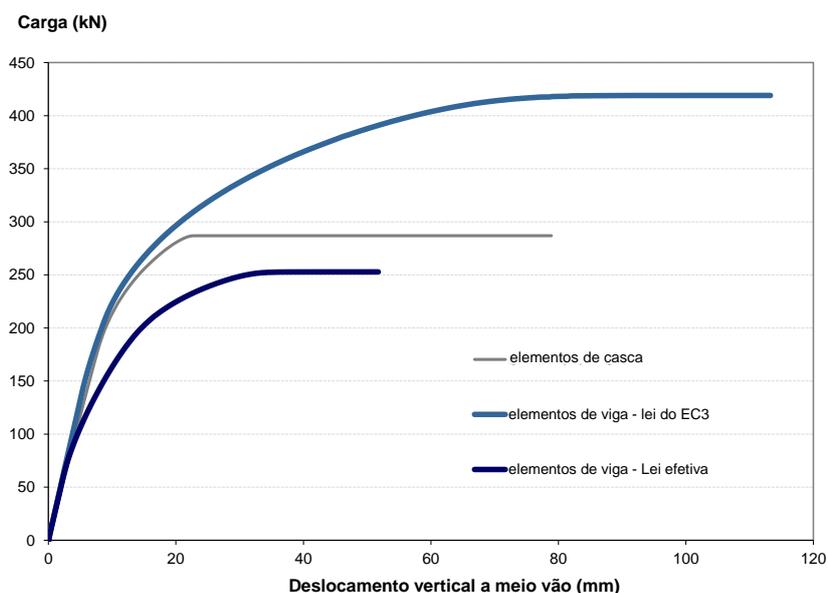


Figura 9. Evolução força-deslocamento

Secção	Qult (kN)			b/a	c/a
	a) Casca	b) Viga lei EC3	c) Viga lei efetiva		
656x4+250x12	286.91	419.04	252.83	1.46	0.88

Tabela 2 – Valores das cargas últimas obtidas para os diferentes modelos.

Na Tabela 3 apresentam-se todos os restantes casos analisados para vigas restringidas lateralmente.

Caso	Secção	L [m]	Mult (kNm)			b/a	c/a
			a) Casca	b) Viga lei EC3	c) Viga nova lei		
1	1000x14+300x22	10	2496.46	2936.89	2089.21	1.18	0.84
2	1000x12+300x18	10	1843.62	2445.86	1607.81	1.33	0.87
3	1000x12+300x14	10	1422.02	2074.32	1275.53	1.46	0.90
4	1000x8+300x18	10	1608.47	2153.67	1370.39	1.34	0.85
5	1000x6+300x13	10	943.87	1566.21	859.62	1.66	0.91
6	450x6+150x11	5	251.52	318.50	229.37	1.27	0.91
7	450x6+150x9	5	195.33	277.05	188.53	1.42	0.97
8	450x5+150x8	5	157.57	239.95	154.20	1.52	0.98
9	450x4+150x6	5	106.00	183.28	103.25	1.73	0.97
10	450x4+150x5	5	89.33	162.31	85.16	1.82	0.95

Tabela 3 – Valores dos momentos últimos obtidos para os diferentes casos.

Pode-se concluir que os modelos analisados com a lei constitutiva efetiva fornecem resultados próximos e inferiores aos obtidos com os modelos de elementos finitos de casca. Como seria de esperar, os modelos com elementos finitos de viga utilizando a lei constitutiva do EC3 forneceram resultados superiores aos obtidos com os elementos de casca, devido à não consideração da encurvadura local nos elementos de viga.

#### 4.2. Vigas não restringidas lateralmente

Neste ponto são apresentados os resultados para vigas com possibilidade de sofrerem encurvadura lateral.

Foi analisado um primeiro caso escolhido por ter sido previamente analisado por ensaio experimental (exemplo de *Benchmark study*) [11]. A Figura 10 apresenta o esquema de ensaio, da viga de inércia variável sujeita a flexão, e onde apenas o tramo central está a 650 °C. Por existirem contraventamentos laterais nas posições de aplicação das cargas, o tramo central é condicionante e está sujeito a flexão pura.

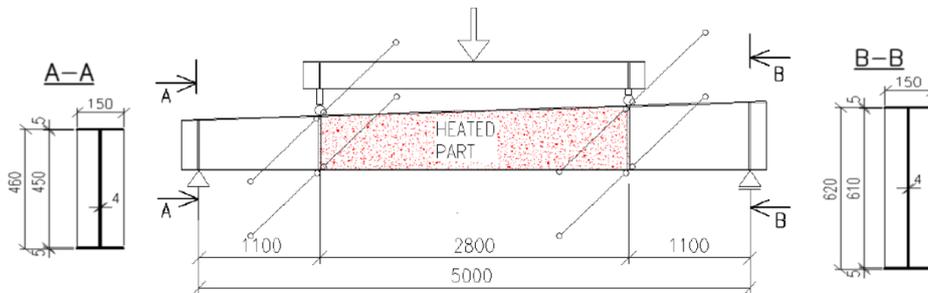


Figura 10. Esquema utilizado para ensaio de viga não restringida [11]

A Figura 11 mostra os modelos numéricos aplicando elementos finitos de casca e de viga.

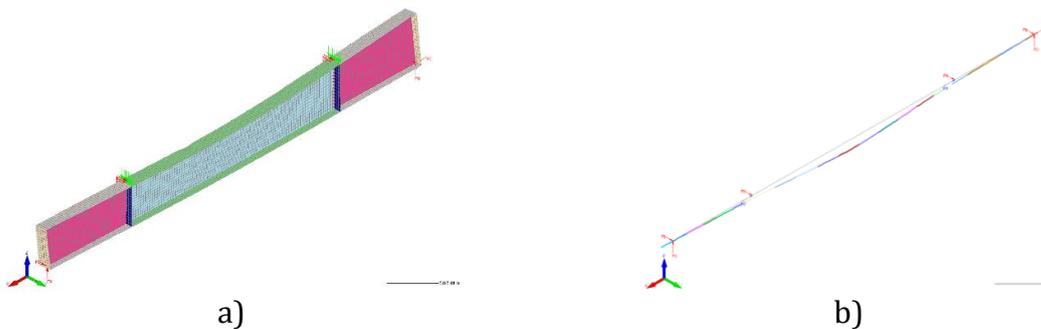


Figura 11. Modelos numéricos: a) elementos finitos de casca; b) elementos finitos de viga

Na Figura 12 apresenta-se a evolução força-deslocamento obtida, considerando os modelos com elementos de casca e de viga e com a lei constitutiva do EC3 e lei efetiva proposta por Franssen [8]. A Tabela 4 resume as cargas últimas obtidas.

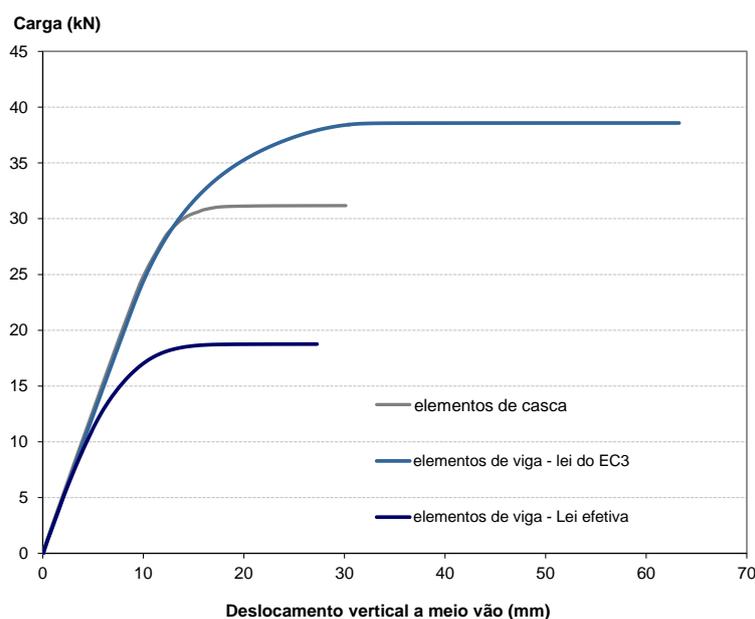


Figura 12. Evolução força-deslocamento

Secção	Qult (kN)			b/a	c/a
	a) Casca	b) Viga lei EC3	c) Viga lei efetiva		
656x4+250x12	31.19	38.58	18.76	1.24	0.60

Tabela 4 – Valores das cargas últimas obtidas para os diferentes modelos.

Na Tabela 5 apresentam-se todos os restantes casos analisados para vigas não restringidas lateralmente.

Caso	Secção	L [m]	psi	Mult (kNm)			b/a	c/a
				a) Casca	b) Viga lei EC3	c) Viga lei efetiva		
2	610-450x5+150x5	5	1	45.87	37.20	27.5	0.81	0.60
3	610-450x5+150x5	5	0	85.36	63.66	46.51	0.75	0.54
4	610-450x5+150x5	5	-1	97.9	92.80	68.60	0.95	0.70
5	450x5+250x5	8	1	52.2	51.84	37.05	0.99	0.71
6	450x5+250x5	11	0	73.29	66.65	48.52	0.91	0.66
7	450x5+250x5	13	-1	80.12	82.95	59.45	1.04	0.74
8	1000x7+300x12	8	1	381.42	378.95	225.00	0.99	0.59
9	1000x7+300x12	10	0	510.45	537.82	311.34	1.05	0.61
10	1000x7+300x12	12.5	-1	475.51	595.88	383.50	1.25	0.81

Tabela 5 – Valores dos momentos últimos obtidos para os diferentes casos.

Pode-se concluir que os modelos analisados com a lei constitutiva efetiva fornecem resultados demasiado inferiores aos dos modelos de elementos finitos de casca. Os modelos com elementos finitos de viga utilizando a lei constitutiva do EC3 forneceram resultados próximos dos obtidos com os elementos de casca, devido à alta suscetibilidade à encurvadura lateral destes elementos.

### 4.3. Pilares axialmente comprimidos

No caso de pilares axialmente comprimidos foram analisados apenas os casos apresentados na Tabela 6.

A Figura 13 mostra as deformadas obtidas para um dos casos analisados.

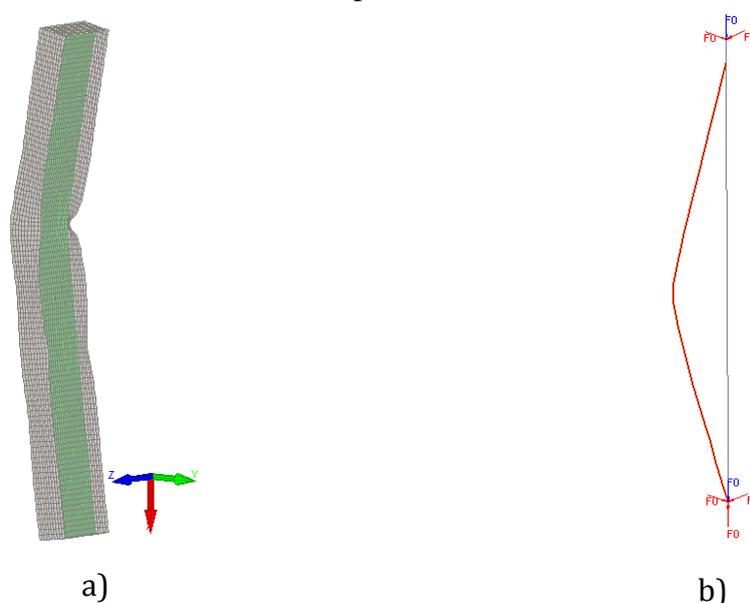


Figura 13. Modelos numéricos: a) elementos finitos de casca; b) elementos finitos de viga

Caso	Secção	L [m]	Nult (kN)			b/a	c/a
			a)Casca	b) Viga lei EC3	c) Viga lei efetiva		
1	500x6+250x10	8	441.61	419.92	282.27	0.95	0.64
2	500x4+250x6	6	328.86	377.75	191.35	1.15	0.58
3	500x4+250x6	4	421.26	575.13	313.82	1.37	0.74
5	500x4+250x12	6	677.78	563.07	392.95	0.83	0.58
6	500x4+250x12	4	940.59	945.53	673.88	1.01	0.72
8	500x10+250x6	6	405.91	460.07	381.56	1.13	0.94
9	500x10+250x6	4	627	775.56	528.16	1.24	0.84

Tabela 6 – Valores dos momentos últimos obtidos para os diferentes casos.

Observou-se que mais uma vez os modelos analisados com a lei constitutiva efetiva fornecem resultados demasiado inferiores aos dos modelos de elementos finitos de casca. Os modelos com elementos finitos de viga utilizando a lei constitutiva do EC3 forneceram resultados, de forma geral, superiores aos obtidos com os elementos de casca, devido à não consideração da encurvadura local nos elementos de viga. No entanto, os pilares dos casos 1 e 5 têm uma maior suscetibilidade à encurvadura por flexão, por essa razão os modelos com elementos de viga deram resultados inferiores aos obtidos com os elementos de casca, quando aplicada a lei constitutiva do EC3.

#### 4.4. Pilares sujeitos a flexão composta com compressão

Neste ponto são apresentados os resultados obtidos para pilares sujeitos a flexão composta com compressão (flexão em torno do eixo forte) com e sem possibilidade de sofrerem encurvadura lateral.

Foram analisados dois primeiros casos sujeitos a esforço axial excêntrico, escolhidos por terem sido previamente analisados por ensaios experimentais (exemplos de *Benchmark study*) [11]. A Figura 14 apresenta os esquemas de ensaio dos pilares que foram sujeitos a temperatura constante de 500 °C. Foi imposto um diagrama de momentos uniforme ( $\psi=1$ ) para o pilar de secção constante e um diagrama de momentos triangular ( $\psi=0$ ) para o pilar de secção variável. Ambos os pilares podiam sofrer encurvadura lateral.

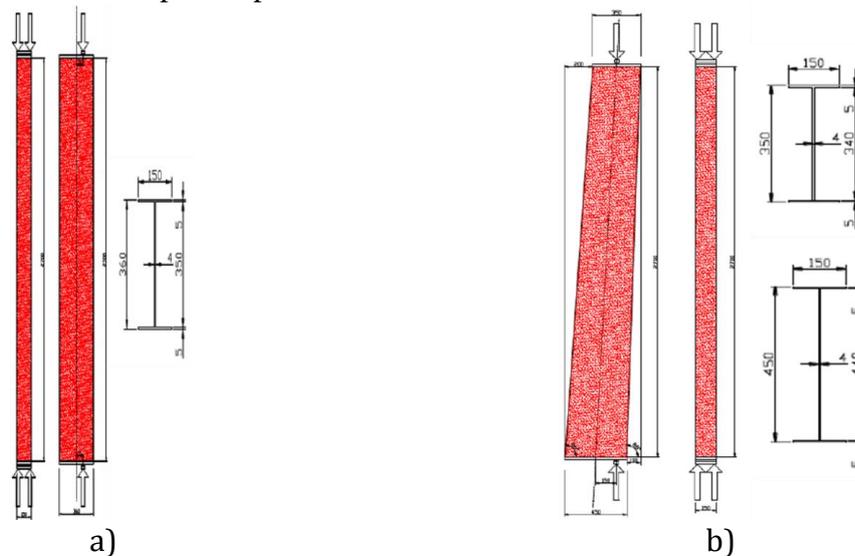


Figura 14. Esquemas utilizados para ensaios de pilares sujeitos a flexão composta [11] a) secção uniforme,  $\psi=1$ ; b) inércia variável,  $\psi=0$ .

A Figura 15 mostra os modelos numéricos aplicando elementos finitos de casca e de viga.

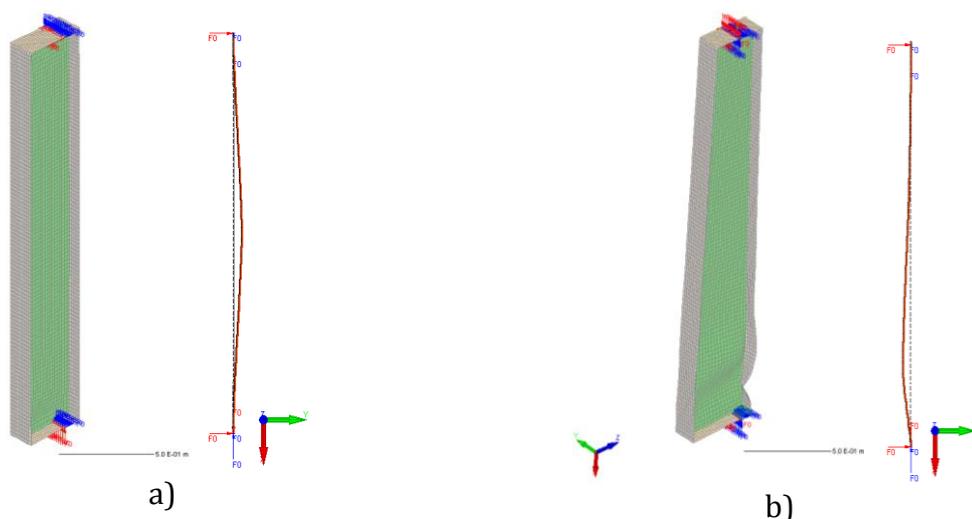


Figura 15. Modelos numéricos: a) pilar de secção uniforme; b) pilar de secção variável.

Na Figura 16 apresenta-se a evolução força-deslocamento obtida, considerando os modelos com elementos de casca e de viga e com a lei constitutiva do EC3 e lei efetiva proposta por Franssen [8]. A Tabela 7 resume as cargas últimas obtidas.

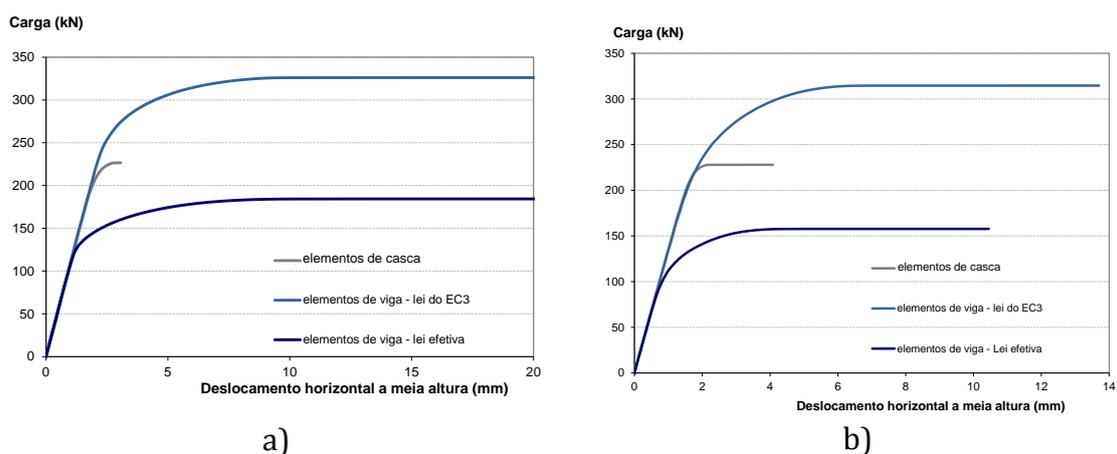


Figura 16. Evolução força-deslocamento: a) pilar de secção constante; b) pilar de inércia variável.

Caso	Secção	L [mm]	psi	Nult (kN)			b/a	c/a
				a) Casca	b) Viga lei EC3	c) Viga lei efetiva		
Secção constante	350x4+150x5	2.7	1	226.56	326.01	184.40	1.44	0.81
Secção variável	440-340x4+150x5	2.7	0	227.94	314.95	157.98	1.38	0.69

Tabela 7 – Valores das cargas últimas obtidas para os diferentes modelos.

Na Tabela 8 apresentam-se todos os restantes casos analisados para pilares sujeitos a flexão

composta com compressão restringidos (LTB-não) e não restringidos lateralmente (LTB-sim). Foram considerados diagramas de momento uniforme ( $\psi=1$ ) e triangular ( $\psi=0$ ).

A determinação das cargas a aplicar no modelo (esforço axial N - momento fletor M) foi feita considerando as expressões 2 e 3 que permitiram obter uma relação que identificasse a localização dos resultados nas curvas de interação N-M.

$$N_{fi,Ed} = \alpha M_{fi,Ed} \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{(1-\beta)}{\left(\beta \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}\right)} \quad (3)$$

Caso	Secção	L [m]	psi	LTB	beta	a) Casca		b) Viga lei EC3		c) Viga lei efetiva		b/a	c/a
						Nult (kN)	Mult (kNm)	Nult (kN)	Mult (kNm)	Nult (kN)	Mult (kNm)		
3	450x4+250x6	10	1	não	0.6	192.66	62.35	348.89	113.04	178.94	57.98	1.81	0.93
4	450x4+250x6	10	0	não	0.6	238.62	77.22	454.14	147.14	225.72	73.13	1.90	0.95
5	450x4+250x6	10	1	sim	0.6	92.80	30.03	125.97	40.81	71.32	23.11	1.36	0.77
6	450x4+250x6	10	0	sim	0.6	125.72	40.69	147.04	47.64	82.09	26.60	1.17	0.65
7	450x4+250x6	10	1	sim	0.4	169.43	22.94	158.66	22.85	84.67	12.19	0.94	0.50
8	1000x5+300x10	10	1	não	0.6	486.47	349.98	1112.19	800.78	476.96	343.41	2.29	0.98
9	HE340AA *	10	1	sim	0.6	312.09	57.48	385.42	70.15	317.29	57.75	1.23	1.02
10	1000-750x5+300x10	10	1	sim	0.6	305.49	165.13	229.43	124.12	154.04	83.33	0.75	0.50

\* em nenhum dos modelos foi considerado o raio de concordância entre a alma e os banzos.

Tabela 8 – Valores dos momentos últimos obtidos para os diferentes casos.

Pode-se concluir que os modelos analisados com a lei constitutiva efetiva fornecem resultados inferiores e relativamente próximos dos resultados dos modelos de elementos finitos de casca. Os modelos com elementos finitos de viga utilizando a lei constitutiva do EC3 forneceram resultados, de forma geral, superiores aos obtidos com os elementos de casca, devido à não consideração da encurvadura local nos elementos de viga. Os valores obtidos para o caso 10 não foram satisfatórios, o que se pode dever à dificuldade de modelação da variação da inércia em conjunto com a combinação dos diferentes esforços aplicados.

## 5. CONCLUSÕES

No presente trabalho foi apresentado um estudo numérico sobre a avaliação do comportamento ao fogo de elementos estruturais de secções esbeltas, modeladas com elementos finitos de viga, considerando uma nova lei constitutiva efetiva [8]. Os resultados obtidos com esta metodologia foram comparados com os obtidos através da utilização de elementos de casca (valores considerados de referência). Foram modeladas vigas restringidas lateralmente, vigas não restringidas, pilares axialmente comprimidos e pilares sujeitos a flexão composta com compressão, utilizando o programa SAFIR.

Neste estudo foi possível concluir que de uma forma geral, pode-se afirmar que atendendo aos valores obtidos, esta nova metodologia cumpre o objetivo pretendido quando se trata da

resistência de secções à flexão. Por outro lado, no que respeita à resistência de elementos com maior suscetibilidade à ocorrência de encurvadura global, as resistências últimas obtidas com a lei constitutiva efetiva proposta por Franssen e Cowez [8] não se aproximam tanto das resistências obtidas com os elementos de casca, porém genericamente encontram-se do lado da segurança.

Tentar reproduzir um mesmo elemento estrutural ou estrutura, com modelos numéricos considerando elementos de viga ou elementos de casca, pode levantar várias dificuldades, que podem ir desde a reprodução dos apoios e aplicações das cargas à modelação da geometria do perfil (por exemplo elementos de inércia variável), limitando o grau de precisão das respetivas comparações. No entanto, tendo em conta as análises realizadas e os resultados deste trabalho, pode-se concluir que de uma forma geral a proposta apresentada por Franssen e Cowez [8] pode ser aplicada em elementos de tipologias semelhantes aos estudados, devido à natureza conservativa obtida com os modelos de elementos finitos de viga quando foi aplicada a referida lei constitutiva efetiva.

## REFERÊNCIAS

- [1] CEN Comité Europeu de Normalização, *EN 1993-1-1 Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas em Aço – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*, Bruxelas, (2005).
- [2] CEN, *EN 1993-1-2 Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas em Aço – Parte 1-2: Regras Gerais – Verificação da Resistência ao Fogo*, Bruxelas, (2005).
- [3] J.-M. Franssen e P. Vila Real, *Fire Design of steel Structures*, ECCS e Ernst & Sohn a Wiley Company, (2010).
- [4] E. Oñate, *Calculo de Estructuras por Metodo de Elementos Finitos*, UPC Editorial, 2ª Edição, (2004).
- [5] J.-M. Franssen, “SAFIR. A Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire”, *Engineering Journal*, A.I.S.C., Vol 42, N 3, 143-158, (2005).
- [6] P. Vila Real, N. Lopes, “Evaluation of the steel structure fire resistance of a shopping centre using structural fire engineering”, atas do *COST Action C26 final conference on urban habitat constructions under catastrophic events*, pp. 289-294, University of Naples, Nápoles, Itália, (2010).
- [7] P. Vila Real, N. Lopes, “Evaluation of the fire resistance of the steel structure of an exhibition centre using structural fire safety engineering”, atas do *Nordic Steel Construction Conference 2012*, pp. 441-450, Oslo, Noruega, (2012).
- [8] J.-M. Franssen e B. Cowez, “Consideration of local instabilities in beam finite elements by means of effective constitutive law”, *7th International Conference on Structures in Fire*, Zurique, Suíça, (2012).
- [9] S. Sreenath, U. Saravanan, V. Kalyanaraman, “Beam and shell element model for advanced analysis of steel structural members” *Journal of Colloid and Interface Science*, Volume 361, Setembro 2011, pp. 90-96 (2011).
- [10] CEN, *EN 1993-1-5 Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas em Aço - Parte 1-5:*

- Elementos Estruturais constituídos por Placas*, Bruxelas, (2012).
- [11] B. Zhao, A. Sanzel, F. Morente, J.-M. Franssen, P. Vila Real, F. Wald, *Fire Design of Steel Members with Welded or Hot-rolled Class 4 Cross-sections*, Final Report, Research Program of the Research Fund for Coal and Steel, (2015).
- [12] F. Morente, B. Zhao, J.-M. Franssen, P. Vila Real, F. Wald, *Definition of numerical Benchmark investigation for WPI of FIDESC 4 Project – Design of fire tests, Benchmark Study and definition of numerical parametric studies*, Tecnalia, Relatório do projeto Fidesc4, financiado pela comissão Europeia pelo Research fund for Coal and Steel, (2012).
- [13] J. Hricak, M. Jandera, F. Wald, “Local buckling of class 4 sections beams”, *COST Action TU0904 – Benchmark studies, Verification of numerical models in fire engineering*, pp. 84-91, CTU Publishing House, Czech Technical University in Prague, (2014).
- [14] M. Prachar, C. Couto, N. Lopes, M. Jandera, P. Vila Real, F. Wald, “Benchmark study of lateral torsional buckling of Class 4 steel plate girders under fire conditions: Numerical Comparison”, *COST Action TU0904 – Benchmarks studies, Verification of numerical models in fire engineering*, pp. 72-83, CTU Publishing House, Czech Technical University in Prague, (2014).
- [15] M. Knobloch, M. Fontana, “Strain-based approach to local buckling of steel sections subjected to fire”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, 44-67 (2005).
- [16] CEN, *EN 1090-2, Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for steel structures*, Brussels, Belgium, (2008).
- [17] ECCS, “Manual on stability of steel structures”, *European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 8 - Structural Stability*, Publicação n. 22 (1976).
- [18] ECCS, “Ultimate limit state calculation of sway frames with rigid joints”, *European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 8 - Structural Stability*, Publicação n. 33 (1984).