

**Simulação de fogo pós-sismo em estruturas metálicas:  
Aspetos de modelação no *OpenSees***

**Rita de Almeida Palma**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

Orientadores

Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Doutor Filipe Luís Alves Ribeiro

**Júri**

Presidente: Professor Doutor António Manuel Figueiredo Pinto da Costa

Orientador: Doutor Filipe Luís Alves Ribeiro

Vogais: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

**Janeiro 2021**



## Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.



## Agradecimentos

Este trabalho não podia ter sido realizado sem a contribuição e a motivação de várias pessoas, a quem gostaria de agradecer.

Em primeiro lugar, quero agradecer aos meus orientadores, a Professora Rita Bento e o Investigador Filipe Ribeiro, por toda a ajuda ao longo da realização desta dissertação, que apesar da situação crítica em que vivemos no mundo, demonstraram total disponibilidade.

Deixo também o meu agradecimento ao Engenheiro Tomás Jelínek, da empresa checa *Winning Steel*, pela disponibilização de dados, relativos ao caso de estudo, utilizados na realização da dissertação.

Aos meus amigos, Sofia Batista e Pedro Feiteira, por me apoiarem durante este período, e ao longo do meu percurso académico.

E um especial agradecimento à minha família, em especial aos meus pais, aos meus avós, e primos pelo companheirismo, ajuda e todas as oportunidades que me proporcionaram em toda a minha vida.



## Resumo

O dimensionamento prescritivo de estruturas à ação do fogo tem sido criticado devido às graves consequências observadas em fogos de grande escala. Nesse sentido, normas e códigos atuais têm vindo a incluir capítulos de análise e dimensionamento de estruturas considerando explicitamente situações de incêndio, através de métodos determinísticos e probabilísticos. Adicionalmente, programas de cálculo automático têm desenvolvido ferramentas para simular a resposta estrutural não linear de estruturas sujeitas ao fogo.

A ação do fogo é muitas vezes induzida pela ocorrência de eventos acidentais, como o caso dos eventos sísmicos. Com efeito, os sismos e os incêndios são fenómenos que podem ter consequências socioeconómicas severas. Eventos sequenciais gerados por um sismo, como é o caso de incêndios pós-sismo, IPS, aumentam a destruição causada anteriormente pelo sismo, nomeadamente devido ao facto de as estruturas afetadas por sismos se encontrarem mais vulneráveis aos efeitos dos incêndios, do que estruturas não afetadas, causando danos adicionais.

A presente dissertação foca-se na avaliação da capacidade resistente de estruturas metálicas em cenários de incêndio pós-sismo. O objetivo principal é estudar a influência do dano estrutural induzido pela ação sísmica na resposta da estrutura na situação de IPS. As ferramentas de análise abordadas neste trabalho são aplicadas na análise de um caso de estudo, que consiste numa estrutura metálica porticada, a qual é analisada com recurso à plataforma *OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)*. São desenvolvidas um conjunto de análises considerando diferentes cenários de fogo, sismos e abordagens de modelação.

Primeiramente é analisada a resposta da estrutura no caso de ocorrência de um sismo isoladamente. São comparados e analisados os resultados de diferentes abordagens de modelação, num exemplo de análise sísmica não linear, estática e dinâmica.

Numa segunda fase, procura-se explorar os métodos de modelação ao fogo, bem como as metodologias adequadas para determinar o limite de capacidade resistente da estrutura sujeita a esta ação. Neste sentido, são propostos critérios de colapso, aplicados à estrutura do caso de estudo, com base no EN1998-3 [42]. Consideram-se neste trabalho curvas de incêndio padrão.

Numa terceira fase, são desenvolvidas análises de IPS, considerando um conjunto reduzido de sismos e cenários de incêndio que permitem testar as ferramentas em estudo e os critérios de colapso propostos. É analisada a resposta da estrutura num cenário de IPS e comparado com o caso de ocorrência de incêndio isoladamente, o que permite analisar a influência do dano devido ao sismo na capacidade resistente da estrutura para fazer face a um incêndio.

## Palavras chave:

Sismo, Incêndio, Incêndio Pós-Sismo, Análise Sísmica, Análise ao Fogo, Análise Estática Não Linear, Análise Dinâmica Não Linear, Análises Termomecânicas, *OpenSees*, Estruturas Metálicas





## Abstract

Passive fire protection design measures have been criticized due to the serious consequences resulting from large scale fires. Therefore, current codes have started to include design principles on this phenomenon, based on deterministic and probabilistic methods. Furthermore, numerical tools have been developed to simulate the nonlinear response of structures under fire.

Otherwise, large magnitude seismic events usually trigger fire ignitions. In fact, events such as earthquakes and fires can cause severe consequences, in terms of life and property losses. Multiple events like post-earthquake fires, PEF, increase the damage caused by the earthquake. Damaged structures are more vulnerable to the fire effects, than the undamaged ones, often responsible for additional damage to buildings.

The current work is focused on investigating the influence of the damage induced by a seismic event on the fire resistance of a steel structure. A benchmark case is considered and by performing several analyses assuming different fire scenarios, earthquakes and nonlinear frame element models, recommendation on the development of such analysis are provided.

The initial part of this study is based on a nonlinear static and dynamic analysis example, to evaluate the results of different frame element models, which are developed in the *OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)* platform. The structural model is validated by comparing the results associated with the seismic behavior.

Secondly, existing models and analysis of steel frame structures in fire are explored, which are suitable to the case study structure. Criteria to establish the structures resistance capability, based on EN1998-3 [42] is proposed and tested in the scope of this case study.

Finally, the post-earthquake fire scenario is analyzed considering a couple of seismic events and one fire scenario. Comparison is made between the response of damaged and undamaged structure.

## Keywords:

Earthquake, Fire, Post-Earthquake Fire, Seismic Analysis, Fire Analysis, Nonlinear Static Analysis, Nonlinear Dynamic Analysis, Thermomechanical Analysis, *OpenSees*, Steel Structures



# Índice

<b>Agradecimentos</b> .....	<b>i</b>
<b>Resumo</b> .....	<b>iii</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>v</b>
<b>Lista de Quadros</b> .....	<b>ix</b>
<b>Lista de Figuras</b> .....	<b>xi</b>
<b>Lista de Abreviaturas e Símbolos</b> .....	<b>xvii</b>
<b>1 Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1 Motivação.....	1
1.2 Objetivos .....	3
1.3 Conteúdo e Organização da Dissertação .....	3
<b>2 Análise sísmica de estruturas de aço no OpenSees</b> .....	<b>5</b>
2.1 Métodos de Análise Sísmica.....	5
2.2 Descrição geral da abordagem do <i>OpenSees</i> .....	6
2.3 Modelação da resposta sísmica de estruturas metálicas no <i>OpenSees</i> .....	6
2.3.1 Modelo de plasticidade concentrada .....	7
2.3.1.1 Descrição e propriedades .....	7
2.3.1.2 Exemplo de aplicação .....	10
2.3.2 Modelos de plasticidade distribuída .....	12
2.3.2.1 Descrição e propriedades .....	12
2.3.2.2 Exemplo de aplicação .....	14
2.4 Critérios de colapso local e global.....	15
2.5 Resultados do exemplo de aplicação .....	17
2.5.1 Aplicação dos critérios de colapso local e global .....	18
2.5.2 Resultados sem a aplicação dos critérios de colapso global e local.....	26
2.6 Discussão dos resultados e recomendações .....	29
<b>3 Análise termomecânica de estruturas de aço no OpenSees</b> .....	<b>32</b>
3.1 Métodos de Análise à Ação do Fogo .....	32
3.1.1 Modelos de cálculo das ações térmicas em compartimentos .....	33
3.1.2 Propriedades termomecânicas do aço .....	35
3.2 Descrição geral da abordagem do <i>OpenSees</i> .....	37
3.3 Modelação de estruturas metálicas para o cenário de Incêndio no <i>OpenSees</i> .....	39

<b>3.4</b>	<b>Critérios de colapso em cenário de incêndio .....</b>	<b>40</b>
<b>3.5</b>	<b>Caso de Estudo .....</b>	<b>42</b>
3.5.1	Descrição e modelação da estrutura .....	42
3.5.2	Análise ao cenário de Incêndio.....	45
<b>3.6</b>	<b>Discussão dos resultados e recomendações .....</b>	<b>54</b>
<b>4</b>	<b><i>Simulação da resposta estrutural no caso de Incêndio Pós-Sismo – Aplicação ao caso de estudo .....</i></b>	<b>56</b>
<b>4.1</b>	<b>Considerações iniciais .....</b>	<b>56</b>
<b>4.2</b>	<b>Análise Sísmica .....</b>	<b>57</b>
4.2.1	Seleção dos acelerogramas .....	57
4.2.2	Validação dos modelos de elementos finitos sob a ação sísmica .....	61
4.2.2.1	Análise sísmica global da estrutura .....	61
4.2.2.2	Análise sísmica local da estrutura .....	67
<b>4.3</b>	<b>Análise Incêndio Pós-Sismo .....</b>	<b>69</b>
4.3.1	Considerações iniciais .....	69
4.3.2	Determinação do tempo de colapso global e local da Análise IPS .....	70
4.3.2.1	Critério de flexão composta pelo EN 1993-1-2 .....	70
4.3.2.2	Verificação pela capacidade de rotação plástica.....	72
<b>4.4</b>	<b>Discussão de resultados e recomendações .....</b>	<b>77</b>
<b>5</b>	<b><i>Conclusões e Desenvolvimentos futuros .....</i></b>	<b>79</b>
<b>6</b>	<b><i>Bibliografia.....</i></b>	<b>81</b>
<b>Anexo A</b>	<b>.....</b>	<b>87</b>
<b>Anexo B</b>	<b>.....</b>	<b>96</b>
<b>Anexo C</b>	<b>.....</b>	<b>100</b>
<b>Anexo D</b>	<b>.....</b>	<b>101</b>

## Lista de Quadros

Quadro 2.1 – Combinação dos Modelos de Elementos com os Modelos de Comportamento dos Materiais para estruturas metálicas. ....	7
Quadro 2.2 – Características das secções transversais. ....	11
Quadro 2.3 – Características dos aços utilizados no exemplo do OpenSees em cada secção transversal. ....	11
Quadro 2.4 – Descrição das cargas gravíticas aplicadas na estrutura em estudo. ....	11
Quadro 2.5 – Descrição dos comandos de modelação no OpenSees dos elementos e do material... ..	12
Quadro 2.6 – Descrição dos Modelos de Elementos Finitos e de Comportamento do Material utilizados nas modelações de plasticidade distribuída.....	15
Quadro 2.7 – Valores de tensão última e coeficiente de endurecimento obtidos pelo Anexo A.4 para as secções transversais. ....	15
Quadro 2.8 – Capacidade de rotação plástica para classes de secção transversal 1 e 2, para os três estados limites de capacidade, adaptado [42]. ....	16
Quadro 2.9 – Critérios de colapso global e local para as análises estática e dinâmica não lineares. .	17
Quadro 2.10 – Comprimentos de rótula plástica utilizados nas vigas e nos pilares, $L_p$ , em função do comprimento do elemento, $L$ , adaptado de [30]. ....	18
Quadro 3.1 – Relação tensões-extensões do aço a temperaturas elevadas, adaptado de [46]. ....	36
Quadro 3.2 – Fatores de redução para a relação tensões-extensões do aço carbono a temperaturas elevadas, adaptado de [46]. ....	37
Quadro 3.3 – Quadro-resumo dos critérios de colapso global e local. ....	41
Quadro 3.4 – Cargas de dimensionamento vertical. ....	43
Quadro 3.5 – Cargas distribuídas nas vigas dos pisos. ....	43
Quadro 3.6 – Classes utilizadas nos modelos de plasticidade distribuída. ....	44
Quadro 4.1 – Análise de sensibilidade à discretização no M.P.D.D., para o sismo Artificial. ....	57
Quadro 4.2 – Espectro de resposta para os sismos seleccionados. ....	59
Quadro 4.3 – Valores de resposta espectral de aceleração com período nulo para todos os sismos, média e o valor de $agS$ . ....	60
Quadro 4.4 – Quadro com o deslocamento máximo e extensão máxima residual, em cada sismo, para os modelos: M.P.C., M.P.D.F. e M.P.D.D., e os valores obtidos por Jelinek et al. [19]. ....	63
Quadro 6.1 – Parâmetros para implementar o modelo de deterioração de Ibarra-Krawinkler modificado com resposta histerética bilinear, no OpenSees. ....	87
Quadro 6.2 – Análise de sensibilidade ao deslocamento máximo e deslocamento residual, para diferentes passos de cálculo de análise, $\Delta t$ , com vibração livre igual 0 segundos. ....	89
Quadro 6.3 – Análise de sensibilidade ao deslocamento máximo e deslocamento residual, para diferentes passos de cálculo de análise, $\Delta t$ , com vibração livre igual 20 segundos. ....	89
Quadro 6.4 – Calor específico do aço em função da temperatura, adaptado do NP EN 1993-1-2, [46]. ....	97
Quadro 6.5 – Quadro representativo do cálculo dos parâmetros $\theta_p$ e $\theta_{pc}$ , e valores intermédios....	100



## Lista de Figuras

Figura 2.1 – Diagrama de classes do domínio, análises, e classes de construção do modelo no OpenSees, adaptado de [26].	6
Figura 2.2 – Figura esquemática dos elementos na modelação de plasticidade concentrada.	8
Figura 2.3 – Modelo de deterioração de Ibarra-Krawinkler modificado: (a) curva monotónica; (b) curva cíclica, adaptado de [24].	10
Figura 2.4 – Modelo de plasticidade concentrada.	12
Figura 2.5 – Relações tensão-extensão do modelo de comportamento, bilinear com efeito de Bauschinger, Steel02 no OpenSees.	14
Figura 2.6 – Modelo de plasticidade distribuída com formulação em força e em deslocamentos.	14
Figura 2.7 – Critérios de colapso local com rotações plásticas.	19
Figura 2.8 – Critérios de colapso local com curvaturas últimas.	19
Figura 2.9 – Curva de capacidade com os critérios de colapso local e global.	20
Figura 2.10 – Curvas momento-curvatura: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso quando se violam os critérios de colapso local (nos pilares) e global; (b) na extremidade inferior do pilar do 1º piso quando se violam os critérios de colapso.	21
Figura 2.11 – Curva capacidade assinalado o 4% do roof drift.	21
Figura 2.12 – Curvas momento-curvatura até 4% de roof drift: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso; (b) na extremidade inferior do pilar do 1º piso.	22
Figura 2.13 – Critério de Colapso Global na Análise Dinâmica Não Linear.	22
Figura 2.14 – Relação deslocamento horizontal-tempo.	23
Figura 2.15 – Curvas momento-curvatura: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. sem deterioração; (b) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. com deterioração; (c) na extremidade inferior do pilar à esquerda do 1º piso – M.P.C. sem deterioração; (d) na extremidade inferior do pilar à esquerda do 1º piso – M.P.C. com deterioração.	24
Figura 2.16 – Curvas momento-curvatura: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso; (b) na extremidade inferior do pilar à esquerda do 1º piso.	24
Figura 2.17 – Gráfico roof drift ao longo do tempo.	25
Figura 2.18 – Curvas momento-curvatura: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. sem deterioração; (b) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. com deterioração; (c) na extremidade inferior do pilar à esquerda do 1º piso – M.P.C. sem deterioração; (d) na extremidade inferior do pilar à esquerda do 1º piso – M.P.C. com deterioração.	25
Figura 2.19 – Fatores de intensidade aplicados ao sismo para a violação do critério local.	26
Figura 2.20 – Comparação da Curva de capacidade entre os modelos: de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos (P.D.D.), de plasticidade distribuída com formulação em força (P.D.F.) e de plasticidade concentrada (P.C.).	27
Figura 2.21 – Relação momento-curvatura nos elementos: (a) viga entre do 1º piso (extremidade esquerda); pilar da esquerda do 1º piso (extremidade inferior).	27

Figura 2.22 – Curvas momento-curvatura: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. sem deterioração; (b) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. com deterioração; (c) na extremidade inferior do pilar do 1º piso à esquerda – M.P.C. sem deterioração; (d) na extremidade inferior do pilar do 1º piso à esquerda – M.P.C. com deterioração.....	29
Figura 3.1 – Curva temperatura-tempo (Fases de um incêndio), adaptado [8]. .....	33
Figura 3.2 – Modelos de incêndio. ....	33
Figura 3.3 – Classes associadas às análises termomecânicas para os elementos 2D, retirado de [50]. .....	38
Figura 3.4 – Relações tensão-extensão do modelo de comportamento, bilinear sem efeitos de degradação cíclica.....	40
Figura 3.5 – Estrutura do caso de estudo. ....	43
Figura 3.6 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 1L: (a) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 1L; (b) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 1L. ....	46
Figura 3.7 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 1L: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 1L; (b) na extremidade direita da viga do compartimento 1L; (c) a meio vão da viga do compartimento 1L; (d) deformada da estrutura para o cenário 1L aos 27,1 min (ampliada 10 vezes). ....	46
Figura 3.8 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 1LC: (a) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 1L; (b) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 1L; (c) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 1C. ....	47
Figura 3.9 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 1LC: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 1L; (b) a meio vão da viga do compartimento 1L; (c) na extremidade direita da viga do compartimento 1L; (d) a meio vão da viga do compartimento 1C; (e) na extremidade direita da viga do compartimento 1C; (f) deformada da estrutura para o cenário 1LC aos 21,9 min (ampliada 10 vezes). ....	48
Figura 3.10 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 1C: (a) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 1C; (b) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 1C. ....	49
Figura 3.11 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 1C: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 1C; (b) na extremidade direita da viga do compartimento 1C; (c) a meio vão da viga do compartimento 1C; (d) deformada da estrutura para o cenário 1C aos 23,7 min (ampliada 10 vezes). ....	50
Figura 3.12 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 1F: (a) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 1L; (b) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 1L; (c) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 1R; (d) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 1R. ....	51
Figura 3.13 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 1F: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 1L; (b) a meio vão da viga do compartimento 1L; (c) na extremidade direita da viga do compartimento 1L; (d) a meio vão da viga do compartimento 1C; (e) na extremidade direita da viga do compartimento 1C; (f) a meio vão da viga do compartimento 1R; (g) na extremidade	



direita da viga do compartimento 1R; (h) deformada da estrutura para o cenário 1F aos 27,4 min (ampliada 10 vezes). .....	52
Figura 3.14 – Tempo de colapso global e local da estrutura em estudo para o cenário 1L, da ação do fogo, no M.P.D.F, pelos critérios NP EN 1993-1-2 [46], e EN 1998-3 [42]. .....	53
Figura 4.1 – Acelerogramas dos sismos. ....	58
Figura 4.2 – Espectros de resposta com 5% de amortecimento, sobreposto com os espectros de resposta segundo o EC8-1 para sismo do tipo: (a) 1, e (b) 2. ....	60
Figura 4.3 – Espectros necessários à validação da condição (iii) dos acelerogramas segundo o EC8-1 para a: (a) ação sísmica tipo 1, (b) ação sísmica tipo 2. ....	61
Figura 4.4 – Períodos da estrutura para a modelação de plasticidade concentrada. ....	62
Figura 4.5 – Rácio entre os deslocamentos máximos dos modelos em estudo os valores obtidos por Jelinek et al. [19]. ....	63
Figura 4.6 – Rácio entre as extensões máximas residuais dos modelos em estudo os valores obtidos por Jelinek et al. [19]. ....	63
Figura 4.7 – Deslocamentos ao longo do tempo de todos os sismos no último piso da estrutura. ....	64
Figura 4.8 – Drifts residuais para todos os sismos por piso: (a) M.P.C.; (b) M.P.D.F.; (c) M.P.D.D., (d) por Jelinek et al. [19]. ....	65
Figura 4.9 – Interstorey drifts residual e máximo para todos os sismos, em cada piso, para os modelos: M.P.C., M.P.D.F., M.P.D.D. e Jelinek et al. [19]. ....	66
Figura 4.10 – Gráfico momento-curvatura na extremidade esquerda da viga do compartimento 1L, para o sismo Artificial, retirado de [19]. ....	67
Figura 4.11 – Gráficos momento-curvatura para os sismos Artificial e Montenegro, na viga do 1º piso na extremidade esquerda do cenário 1L, para o M.P.C.. ....	68
Figura 4.12 – Gráficos momento-curvatura para os sismos Artificial e Montenegro, na viga do 1º piso na extremidade esquerda do cenário 1L, para o M.P.D.F.. ....	68
Figura 4.13 – Gráficos momento-curvatura para os sismos Artificial e Montenegro, na viga do 1º piso na extremidade esquerda do cenário 1L, para o M.P.D.D.. ....	68
Figura 4.14 – Tempo de corrida para as diversas ações sísmicas nas modelações: M.P.C., M.P.D.F. e M.P.D.D.. ....	69
Figura 4.15 – Tempos de colapso global, determinados pelo critério à flexão composta pelo EN 1993-1-2, para a situação 1L, 1L-A e 1L-M. ....	70
Figura 4.16 – Tempos de colapso local, determinados pelo critério à flexão composta pelo EN 1993-1-2, para a situação 1L, 1L-A e 1L-M. ....	70
Figura 4.17 – Esforço normal e momento fletor ao longo da ação do fogo nas extremidades superiores dos pilares do compartimento 1L. ....	71
Figura 4.18 – Esforço normal e momento fletor ao longo da ação do fogo a meio vão da viga do compartimento 1L. ....	72
Figura 4.19 – Curvas relação tempo de colapso global com o fator de intensidade sísmica, para os cenários 1L-A e 1L-M, com M.P.D.F.. ....	73
Figura 4.20 – Drift no piso de topo, em percentagem, para cada nível de intensidade sísmica. ....	73

Figura 4.21 – Drift no 1º piso, em percentagem, para cada nível de intensidade sísmica. ....	74
Figura 4.22 – Tempo de colapso local, para as diferentes intensidades sísmicas, nos cenários 1L-A e 1L-M.....	74
Figura 4.23 – Deslocamento residual sísmico e no colapso, a ½ vão da viga do compartimento 1L, nos cenários 1L-A e 1L-M. ....	75
Figura 4.24 – Deformadas ampliadas 10 vezes, para os tempos de colapso global e local, e respetivamente para os fatores de intensidade sísmica (FIS) igual a 1 e 9, para o cenário 1L-A. ....	75
Figura 4.25 – Deformadas ampliadas 10 vezes, para os tempos de colapso global e local, e respetivamente para os fatores de intensidade sísmica (FIS) igual a 1 e 9, para o cenário 1L-M.....	76
Figura 4.26 – Tempos de colapso locais e globais sobreposto, para o cenário 1L-A e 1L-M. ....	76
Figura 4.27 – Comparação entre o tempo de colapso por Jelinek et al. [19] e do M.P.D.F.. ....	77
Figura 6.1 – Curvas momento-rotação, com a modelação de plasticidade concentrada: (a) vigas; (b) pilares. ....	88
Figura 6.2 – Curvas momento-rotação, com a modelação de plasticidade concentrada: (a) vigas; (b) pilares, até ao incremento de tempo igual 205. ....	88
Figura 6.3 – Características de aços, retirado de [1]. ....	90
Figura 6.4 – Relação tensão-extensão considerada para o cálculo do coeficiente de endurecimento. ....	90
Figura 6.5 – Curva drift-tempo no piso de topo, para as intensidades sísmicas: (a) 1,7; (b) 1,8; (c) 2,6. ....	92
Figura 6.6 – Curvas momento-curvatura na extremidade inferior do pilar à esquerda no 1º piso, para as intensidades: (a) 1,7; (c) 1,8; (e) 2,6. Curvas momento-curvatura na extremidade esquerda da viga do 1º piso, para as intensidades: (b) 1,7; (d) 1,8; (f) 2,6. ....	93
Figura 6.7 – Curva de capacidade com drift máximo assinalado para cada modelação, para o fator de intensidade sísmica igual a 1. ....	94
Figura 6.8 – Curva de capacidade com drift máximo assinalado para cada modelação, para o fator de intensidade sísmica igual a 1,7. ....	94
Figura 6.9 – Curva de capacidade com drift máximo assinalado para cada modelação, para o fator de intensidade sísmica igual a 1,8. ....	94
Figura 6.10 – Curva de capacidade com drift máximo assinalado para cada modelação, para o fator de intensidade sísmica igual a 2,6. ....	95
Figura 6.11 – Calor específico do aço em função da temperatura, adaptado de [6]. ....	97
Figura 6.12 – Curvas nominais para as secções transversais: (a) HEA 500; (b) IPE 360; (c) IPE 400; (d) IPE 330. ....	99
Figura 6.13 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 2L: (a) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 2L; (b) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 2L. ....	101
Figura 6.14 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 2L: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 2L; (b) na extremidade direita da viga do compartimento 2L; (c) a meio vão da viga do compartimento 2L; (d) deformada da estrutura para o cenário 2L aos 35,7 min (ampliada 10 vezes). ....	102

Figura 6.15 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 4L: (a) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 4L; (b) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 4L. ....	103
Figura 6.16 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 4L: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 4L; (b) na extremidade direita da viga do compartimento 4L; (c) a meio vão da viga do compartimento 4L; (d) deformada da estrutura para o cenário 4L aos 17,9 min (ampliada 10 vezes). .....	103
Figura 6.17 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 4F: (a) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 4L; (b) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 4L; (c) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 4R; (d) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 4R. ....	104
Figura 6.18 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 4F: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 4L; (b) a meio vão da viga do compartimento 4L; (c) na extremidade direita da viga do compartimento 4L; (d) a meio vão da viga do compartimento 4C; (e) na extremidade esquerda da viga do compartimento 4R; (f) a meio vão da viga do compartimento 4R; (g) na extremidade direita da viga do compartimento 4R; (h) deformada da estrutura para o cenário 4F aos 17,6 min (ampliada 10 vezes). .....	105
Figura 6.19 – Deformada da estrutura para o cenário 5L aos 15,9 min (ampliada 10 vezes).....	106



## Lista de Abreviaturas e Símbolos

### Abreviaturas:

DL	<i>Damage Limitation</i>
EC8-1	Eurocódigo EN 1998-1 [41]
EC8-3	Eurocódigo EN 1998-3 [42]
EF	Elemento Finito
EUA	Estados Unidos da América
FIS	Fator de Intensidade Sísmica
GDL	Grau de Liberdade
IPS	Incêndio Pós-Sismo
M.P.C.	Modelo de plasticidade concentrada
M.P.D.D.	Modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos
M.P.D.F.	Modelo de plasticidade distribuída com formulação em força
NC	<i>Near Collapse</i>
<i>NEES</i>	<i>Network for Earthquake Engineering Simulation</i>
<i>OpenSees</i>	<i>Open System for Earthquake Engineering Simulation</i>
P.C.	Plasticidade concentrada
P.D.D.	Plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos
P.D.F.	Plasticidade distribuída com formulação em força
PI	Pontos de Integração
<i>PEER</i>	<i>Pacific Earthquake Engineering Research Center</i>
RD	<i>Roof Drift</i>
SD	<i>Significant Damage</i>
<i>SIFBuilder</i>	<i>Structures in Fire Builder</i>

### Símbolos:

Letras maiúsculas latinas

$A$	área da secção transversal
$A_m$	área da superfície de um elemento por unidade de comprimento
$D_{neg}$	rácio de deterioração cíclica, no sentido de carregamento negativa
$D_{pos}$	rácio de deterioração cíclica, no sentido de carregamento positiva
$E_a$	inclinação da reta que representa o domínio elástico a 20°C
$E_{a,\theta}$	inclinação da reta que representa o domínio elástico
$EI$	rigidez de flexão
$E_s$	módulo de elasticidade
$E_{sh}$	módulo de elasticidade modificado
$G_k$	peso próprio
$I$	momento de inércia
$I_{mod}$	momento de inércia modificado

$I_{yy}$	momento de inércia segundo o eixo y
$K_b$	rigidez do elemento interior
$K_e$	rigidez elástica
$K_m$	rigidez de rotação das molas
$K_{mem}$	rigidez total
$L$	comprimento do elemento
$L_b$	altura livre do pilar
$L_p$	comprimento de rótula plástica
$M$	momento
$M_c$	momento fletor máximo
$M_{pl}$	momento fletor plástico
$M_{pl,y}$	momento fletor plástico segundo o eixo yy
$M_{ply,pos}$	momento plástico de cedência no sentido de carregamento positivo
$M_{ply,neg}$	momento plástico de cedência no sentido de carregamento negativo
$M_r$	momento fletor residual
$M_y$	momento fletor plástico
$M_{y,fi,Ed}$	momento fletor da estrutura sujeita ao cenário de incêndio
$N_{Ed}$	esforço normal atuante
$N_{fi,Ed}$	esforço normal atuante da estrutura sujeita ao cenário de incêndio
$N_{pl}$	esforço normal plástico
$P$	forças externas no elemento
$Q$	forças internas no elemento
$Q_k$	sobrecarga nos pisos regulares
$Q_{k,roof}$	sobrecarga no último piso
$(1/R)_{u,mon}$	curvaturas últimas em análise monotónica
$(1/R)_{u,cyc}$	curvaturas últimas em análise cíclica
$S$	coeficiente de solo
$T_1$	período fundamental da estrutura
$W_{pl,y}$	módulo de flexão plástico segundo o eixo yy
$V$	volume de um elemento por unidade de comprimento

#### Letras minúsculas latinas

$a_g$	valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
$a(x)$	função de interpolação de deslocamentos
$b$	largura
$b(x)$	função de interpolação de forças
$b_m$	coeficiente de endurecimento das molas de extremidade
$b_{mem}$	coeficiente de endurecimento do elemento estrutural

$b_{neg}$	coeficiente de endurecimento modificado no sentido de carregamento negativo
$b_{pos}$	coeficiente de endurecimento modificado no sentido de carregamento positivo
$c_a$	calor específico do aço
$c_A$	expoente do parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração da aceleração da rigidez de recarga
$c_D$	expoente do parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração da rigidez de descarga
$c_K$	expoente do parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração de resistência pós momento máximo
$c_S$	expoente do parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração de resistência
$dta$	incremento de tempo de análise
$f_{p,\theta}$	tensão limite de proporcionalidade
$f_u$	tensão última
$f_y$	tensão de cedência a 20°C
$f_{y,\theta}$	tensão de cedência efetiva
$g$	aceleração gravítica
$h$	altura
$h_1$	altura da alma com espessura constante
$\dot{h}_{net,c}$	fluxo de calor efetivo por convecção
$\dot{h}_{net,d}$	valor de cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área
$\dot{h}_{net,r}$	fluxo de calor efetivo por radiação
$i_z$	raio de giração segundo o eixo z
$k_{E,\theta}$	fator de redução de inclinação da reta que representa o domínio elástico
$k_{neg}$	rácio de resistência residual ( $= M_r/M_y$ ), no sentido de carregamento negativo
$k_{pos}$	rácio de resistência residual ( $= M_r/M_y$ ), no sentido de carregamento positivo
$k_{p,\theta}$	fator de redução de tensão limite de proporcionalidade
$k_{sh}$	fator de correção para o efeito de sombra
$k_y$	fator de interação
$k_{y,\theta}$	fator de redução de tensão de cedência efetiva
$n$	fator de amplificação da rigidez elástica
$p_{sd}$	carga de dimensionamento
$q$	forças nodais no elemento
$s(x)$	função de interpolação de deformações
$t$	tempo
$t_f$	espessura do banzo
$t_w$	espessura da alma
$u(x)$	deslocamentos no elemento
$v$	deformações no elemento

### Letras maiúsculas gregas

$\Delta t$	intervalo de tempo
$\Delta\theta_{a,t}$	incremento de temperatura no aço
$\Lambda_A$	parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração da aceleração da rigidez de recarga
$\Lambda_D$	parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração da rigidez de descarga
$\Lambda_K$	parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração de resistência pós momento máximo
$\Lambda_S$	parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração de resistência
$\Phi$	fator de vista
$\chi$	curvatura
$\chi_{fi}$	coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio
$\chi_{min,fi}$	coeficiente de redução mínimo para a encurvadura por flexão em situação de incêndio
$\chi_{y,fi}$	coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio segundo o eixo yy
$\chi_{z,fi}$	coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio segundo o eixo zz

### Letras minúsculas gregas

$\alpha$	coeficiente de transferência de calor por convecção
$\alpha_c$	coeficiente de transferência de calor por convecção (=25 W/m <sup>2</sup> K)
$\beta_{M,y}$	coeficiente de momento, segundo o eixo yy, uniforme equivalente
$\gamma_{M,fi}$	coeficiente parcial para a propriedade considerada do material, em situação de incêndio
$\varepsilon_f$	emissividade do fogo
$\varepsilon_{p,\theta}$	extensão limite de proporcionalidade
$\varepsilon_m$	emissividade da superfície do elemento
$\varepsilon_u$	extensão última
$\varepsilon_{y,\theta}$	extensão de cedência
$\varepsilon_{t,\theta}$	extensão limite para o patamar de cedência
$\varepsilon_{u,\theta}$	extensão última
$\delta U$	deslocamentos virtuais no elemento
$\delta U^T$	deslocamentos virtuais no elemento, vetor transposto
$\delta V$	deformações virtuais no elemento
$\delta V^T$	deformações virtuais no elemento, vetor transposto
$\delta P$	forças virtuais externas no elemento
$\delta P^T$	forças virtuais externas no elemento, vetor transposto
$\delta Q$	forças virtuais internas no elemento



$\delta Q^T$	forças virtuais internas no elemento, vetor transposto
$\theta$	rotação
$\theta_a$	temperatura do aço
$\theta_{a_i}$	temperatura do aço no instante i
$\theta_{a_{i-1}}$	temperatura do aço no instante anterior, i-1
$\theta_c$	rotação correspondente ao momento fletor máximo
$\theta_g$	temperatura do ar
$\theta_m$	temperatura da superfície do elemento
$\theta_p$	capacidade de rotação plástica até ao momento máximo
$\theta_{pc}$	capacidade de rotação plástica pós momento máximo
$\theta_{pc,neg}$	capacidade de rotação plástica pós momento máximo, no sentido de carregamento negativo
$\theta_{pc,pos}$	capacidade de rotação plástica pós momento máximo, no sentido de carregamento positivo
$\theta_{p,neg}$	capacidade de rotação plástica no sentido de carregamento negativo
$\theta_{p,pos}$	capacidade de rotação plástica no sentido de carregamento positivo
$\theta_r$	temperatura de radiação efetiva do ambiente de incêndio [°C]
$\theta_y$	rotação de cedência
$\theta_u$	rotação última
$\theta_{u,neg}$	capacidade de rotação última, no sentido de carregamento negativo
$\theta_{u,pos}$	capacidade de rotação última, no sentido de carregamento positivo
$\theta_{u,cic}^p$	capacidade de rotação plástica em análise cíclica
$\theta_{u,mon}^p$	capacidade de rotação plástica em análise monotónica
$\mu_y$	fator
$\nu_G$	rácio entre o esforço axial e o esforço axial plástico resistente
$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	esbelteza normalizada, segundo o eixo yy, em função da temperatura
$\bar{\lambda}_{y,20^\circ C}$	esbelteza normalizada, segundo o eixo yy, aos 20°C
$\bar{\lambda}_\theta$	esbelteza normalizada em função da temperatura
$\rho_a$	massa específica do aço
$\sigma$	constante de Stephan Boltzmann (= $5,67 \cdot 10^{-8}$ [W/m K])
$\varphi_\theta$	fator



# 1 Introdução

## 1.1 Motivação

As ações acidentais consecutivas e simultâneas, como é o caso de inundações depois de furacões, incêndios pós-sismos (IPS), tsunamis após sismo, entre outras, devido principalmente à resposta do segundo evento depender do primeiro, que ainda varia de estrutura para estrutura, existe dificuldade de estabelecer normas, e nesse sentido, estes eventos são ignorados pelas normas e códigos atuais. Estes fenômenos múltiplos podem ter consequências socioeconômicas severas, superiores a eventos singulares.

No cenário de IPS, as estruturas encontram-se mais vulneráveis aos efeitos dos incêndios, devido aos danos provocados pela ação sísmica [37]. Existem três fatores que definem o porquê do perigo da situação de IPS. A probabilidade de ignição de incêndio é superior devido aos danos cometidos pelo sismo em equipamentos elétricos, ou de gás, derrubes e deslocamentos de fontes de calor, segundo [35] a mais comum das causas de desencadeamento de incêndios. Adicionalmente, os sistemas de proteção ativa e passiva ao fogo podem ser danificados pela ação sísmica, e por fim a prontidão dos meios de socorro ser inferior às condições normais [8].

Os dois maiores IPS do último século ocorreram em São Francisco, nos Estados Unidos da América (EUA), em 1906, e em Kanto, no Japão, em 1923. A magnitude dos sismos foi de 7,9 e de 8,2, respectivamente. No entanto, nestes casos 80% dos danos foram causados pelos incêndios, o primeiro com área queimada de 12,2 km<sup>2</sup> e 28 000 edifícios, enquanto que, o segundo resultou em 140 000 mortes e 38,3 km<sup>2</sup> de área queimada [3].

Para além dos eventos anteriores, também foram registados outros eventos importantes de IPS, com menor impacto devido aos incêndios. É o caso da Nova Zelândia, em 1931, com sismo de magnitude 7,8, e da Turquia, em 1999, de magnitude 7,8. Nos EUA, em 1989, em Loma Prieta, com sismo de magnitude 7,1, e em Northridge, em 1994, de magnitude 6,7. No Japão, ocorreram IPS severos após o sismo de magnitude 7,9, que atingiu Kobe, em 1995, e mais recentemente, em 2011, após o sismo que atingiu a costa este, que causou adicionalmente um *tsunami* e o desastre nuclear em Fukujima [19] e [3].

A hora de ocorrência do sismo tem-se demonstrado ter um papel importante nas consequências do incêndio. O caso de IPS em Nova Zelândia, de 2010, com sismo de magnitude 7,1, causou estragos elevados em edifícios de alvenaria, porém por ocorrer às 12h51min não foram registadas mortes [3].

Dado que o dimensionamento sísmico permite danos plásticos nas estruturas, e o dimensionamento ao fogo assume elementos estruturais não danificados, é esperado que a resistência ao fogo diminua numa estrutura sujeita à ação sísmica, em função da extensão dos danos sísmicos. Nesse sentido, o desenvolvimento de metodologias de dimensionamento de estruturas para resistir à situação de IPS, e a inclusão nos códigos parece ser um assunto urgente [19]. O dimensionamento prescritivo, ou métodos de proteção passiva, de estruturas à ação do fogo tem sido criticado devido às graves consequências observadas em fogos de grande escala. Apesar dos estudos sobre o presente tópico, ainda não existem métodos estabelecidos para estimar a influência do dano devido a um sismo na resposta da estrutura ao fogo que poderá ocorrer subsequentemente.

A maioria dos estudos feitos a cenários de IPS foram desenvolvidos nas últimas duas décadas. No entanto, nos cenários de incêndio, a modelação dos materiais e o próprio impacto do IPS variam entre os diferentes estudos. *Della Corte et al.* [8] demonstrou que a resistência ao fogo diminui com o aumento dos danos causados pelo sismo, considerando o dimensionamento segundo o estado limite último e o estado limite de serviço, segundo o EN 1998-1 [41], concluindo que as normas deviam exigir critérios mais rigorosos de resistência ao fogo, em zonas sísmicas. *Benham e Ronagh* [4] provaram que a análise sequencial é importante para considerar os efeitos residuais de deformação residual do sismo, bem como a degradação de resistência e rigidez, demonstrando que as estruturas danificadas pelo sismo anteriormente apresentam redução da resistência ao fogo. Adicionalmente, observaram que nas situações de incêndio o colapso das estruturas era local (nas vigas), enquanto que, no caso de IPS as análises resultavam em colapso global (deslocamento lateral acentuado nos pilares). Neste estudo recorreram a análise sísmica estática não linear.

*Benham* em [5], citado por *Jelinek et al.* [19], concluiu que edifícios irregulares sofriam mais danos durante o sismo do que estruturas regulares, e nessa situação a resistência ao fogo revelou ser inferior. *Memari et al.* em [28], citado por *Jelinek et al.* [19], refere que ao focar no efeito das secções transversais reduzidas das vigas, em ligações viga-coluna, os resultados da análise IPS demonstraram que a resposta global da estrutura ao fogo não era afetada pelo sismo, no entanto, apenas consideraram configurações simétricas de situações de incêndio, que pode não ser o cenário mais crítico.

Neste âmbito, têm sido desenvolvidas ferramentas para simular a resposta estrutural não linear de estruturas sujeitas ao fogo. O software *OpenSees*, utilizado neste trabalho, foi desenvolvido em 1997 na *University of California, Berkeley* por *McKenna* [27], com o objetivo inicial de simular a resposta estrutural não linear de estruturas sujeitas a ações sísmicas. Em 2009, na *University of Edinburgh*, implementaram no *OpenSees* ferramentas para executar análises a estruturas sujeitas ao fogo, dando origem à versão *Thermal* do *OpenSees*, cujo desenvolvimento tem sido continuado ao longo dos últimos anos. No momento, encontram-se disponíveis vários tipos de elementos finitos, de laje e de barra, modelos de comportamento de material, de aço e betão, assim como várias possibilidades para modelação de cenários de incêndio. O *OpenSees Thermal* incluiu ainda uma forte componente de dinâmica de fluídos, uma ferramenta poderosa para simular de forma mais realista os cenários de fogo [20].

Atualmente, os engenheiros de estruturas ainda têm dificuldade em executar análises ao cenário de incêndio, em edifícios de grandes dimensões, considerando incêndios realistas. Com efeito, na prática da engenharia, é usual a manutenção de uma abordagem prescritiva, utilizando medidas de proteção ao fogo passivas (como a aplicação de revestimentos nos elementos de aço), no que concerne à regulamentação de proteção ao fogo [21].

Com o objetivo de atingir uma solução unificada de diversas análises, em 2014, começou a ser desenvolvida uma ferramenta de modelação designada por *Structures in Fire Builder (SIFBuilder)*, pela equipa do *OpenSees*, que visa em executar análises automatizadas a estruturas de grandes dimensões sujeitas a incêndios realistas. Esta ferramenta auxilia no desenvolvimento de análises de estrutura em cenários de incêndio, considerando diversos modelos e tipos de análise, como sejam as curvas

paramétricas de incêndio, os incêndios reais, localizados ou móveis, em edifícios de grandes dimensões, conjugando automaticamente os resultados da análise de transferência de calor com o modelo estrutural para executar análises termomecânicas [20].

Em geral, existem outros programas que contemplam a modelação do fogo como os programas *SAFIR*, [12] e [34], *VULCAN*, [15] e [16], e *ADAPTIC*, [10] e [18]. Todos abordam problemas de modelação específicos devido ao número limitado de utilizadores e equipas de desenvolvimento pequenas [21]. Quanto aos *software* comerciais como *ABAQUS*, [13] e [14], *ANSYS*, [7] e [22], e *DIANA*, [9], existe acesso limitado aos códigos fonte, pouca transparência da estrutura computacional, e custo elevado de compra e manutenção.

## 1.2 Objetivos

Este trabalho visa estudar a resposta ao fogo de estruturas de aço, em particular em cenários de Incêndio Pós-Sismo, IPS. O principal objetivo prende-se na avaliação da capacidade resistente das estruturas de aço sujeitas à ação do fogo, devido à influência de danos sísmicos anteriores.

O primeiro objetivo do trabalho, passa por enquadrar as análises sísmicas não lineares, em particular no que concerne à modelação estrutural. Neste âmbito, são analisadas as variantes de modelação de plasticidade concentrada e plasticidade distribuída. Adicionalmente, também se avaliaram critérios de resistência limite e critérios de capacidade de rotação plástica, provenientes da atualização do EN 1998-3 [23], através de análises de sensibilidade, para as diferentes modelações. Estes critérios são fundamentais na avaliação da capacidade resistente para estruturas sob a ação ao fogo e na situação de IPS.

Quanto se utilizam modelos de curvas de incêndio nominais, como as curvas ISO [47], quantifica-se, comumente, a resistência da estrutura sob ação do fogo em tempo de colapso. O tempo de colapso é um pseudo-tempo que representa uma temperatura. Assim sendo, através das diferenças desse parâmetro em situação de incêndio e de IPS, permite-se tirar conclusões em termos de resistência da estrutura. Visto que, os códigos atuais ignoram a ação sequencial de sismo e incêndio, estudam-se diversas formas de avaliar o desempenho da estrutura, sob este efeito.

Em suma, esta dissertação permite demonstrar a aplicação das análises sísmicas não lineares e das análises termomecânicas, separadamente e sequencialmente, no *OpenSees*. Com o foco principal de estudar a implementação de critérios nos cenários de Incêndio e IPS.

## 1.3 Conteúdo e Organização da Dissertação

Este trabalho organiza-se em 5 Capítulos, sendo o primeiro a presente Introdução, onde se apresenta a motivação, os objetivos do trabalho, e a descrição do conteúdo do mesmo.

O Capítulo 2 consiste em descrever sucintamente os Métodos de Análise Sísmica, que se exploraram nos Capítulos posteriores. São apresentados brevemente os Métodos de Análise Sísmica Não Linear, em específico, as Análises Estáticas Não Lineares (*Pushover*) e Análises Dinâmicas Não Lineares. Adicionalmente, contempla a Modelação de Estruturas no *OpenSees* orientado para a Análise Sísmica, incidindo na modelação de elementos finitos e de comportamentos dos materiais. Em

conjunto, as diversas modelações são aplicadas num exemplo [49], de um pórtico simples, que visa avaliar as diferenças nos resultados entre modelos, na situação de ação sísmica.

No Capítulo 3 é feito o enquadramento dos Métodos de Análise à Ação do Fogo, com o principal foco no Modelo de Curvas de Incêndio Nominais aplicado a elementos de aço segundo o NP EN 1991-1-2 [43], mencionado também nos códigos internacionais ISO 834 [47] e ASTM E119 [39]. Adicionalmente, introduziram-se as propriedades termomecânicas do aço pela EN 1993-1-2 [46].

De seguida, aborda a modelação de estruturas sujeitas à ação do fogo. Simultaneamente, introduz-se o caso de estudo da dissertação, através da avaliação da resistência ao fogo da estrutura sem ser danificada pelo sismo. São explorados métodos de determinação do tempo de colapso da estrutura, entre eles, a excedência da capacidade resistente do elemento, nomeadamente à flexão composta, segundo o cálculo da capacidade resistente à flexão composta pelo EN 1993-1-2 [46], e a capacidade de rotação plástica dos pilares e vigas segundo o EN 1998-3 [42]. No entanto, nos pilares utilizou-se a equação para o cálculo de capacidade de rotação plástica proposta por *Lignos e Hartloper* [23], que propõe uma atualização ao EN 1998-3 [42], por considerar mais parâmetros dos elementos para o cálculo.

O Capítulo 4 diz respeito ao caso de estudo na situação de Incêndio Pós-Sismo, repartindo-se em duas partes. A primeira explora a análise sísmica da estrutura, onde se comparam os resultados entre os tipos de modelações em estudo e resultados disponíveis na bibliografia [19], que resultaram de análises desenvolvidas no *software ABAQUS*. A segunda parte integra a avaliação da resistência da estrutura sob IPS, pela comparação do tempo de colapso entre a estrutura danificada anteriormente pela ação sísmica, com a estrutura apenas sob a ação do fogo, determinado no Capítulo 3.

O Capítulo 5 encerra o trabalho com as considerações finais e com propostas futuras para o desenvolvimento deste tema.

## 2 Análise sísmica de estruturas de aço no *OpenSees*

### 2.1 Métodos de Análise Sísmica

Um dos principais problemas no cenário IPS é o acesso ao estado físico e geométrico da estrutura no final do sismo, que representa o estado inicial para a ação sequencial, o incêndio. O uso de métodos numéricos sofisticados melhora a previsão da resposta sísmica, e conseqüentemente, do comportamento e estado da estrutura quando ocorre o incêndio, apesar das dificuldades inerentes em análises com inúmeras incertezas.

Nesse sentido, os danos sísmicos podem ser simplificados, o que é conveniente em análises paramétricas, em: (i) danos “geométricos” e (ii) danos “mecânicos”. Os primeiros baseiam-se nas alterações geométricas da estrutura inicial (antes do sismo) devido à degradação plástica durante a ação sísmica, ou seja, as deformações residuais. Enquanto que, os segundos estão relacionados com a degradação das propriedades mecânicas dos elementos estruturais despontadas pela deformação plástica, tal como, a degradação da rigidez e da resistência [8].

Os métodos de análise sísmica não lineares consideram o comportamento plástico de estruturas, descrito por relações força-deslocamento não lineares e permitindo grandes deformações se a estrutura apresentar níveis elevados de ductilidade. Estas subdividem-se em: (i) Análises Estáticas Não Lineares (*Pushover*) e (ii) Análises Dinâmicas Não Lineares. As análises lineares não se consideram habitualmente no estudo do cenário de IPS pela limitação, de não considerarem o comportamento não linear, quando o objetivo é avaliar as deformações residuais pós-sismo.

As análises estáticas não lineares divergem das análises dinâmicas não lineares na definição da ação sísmica, enquanto que as primeiras utilizam espectros de resposta, as segundas recorrem a históricos de acelerações sísmicas artificiais, registados ou simulados.

A análise estática não linear começa pela definição da curva de capacidade resistente, definida com recurso a uma análise estática da estrutura sujeita de cargas laterais equivalentes crescentes sob ação gravítica constante. Termina quando é atingido o deslocamento-alvo estabelecido pela exigência sísmica de dimensionamento, determinada a partir do espectro de resposta elástica, de um sistema equivalente de um grau de liberdade, 1 GDL. Por outro lado, a análise dinâmica não linear percorre uma história de acelerações sísmicas, e adicionalmente pode acrescer alguns segundos de vibração livre.

Usualmente, na análise estática não linear o estado residual da estrutura é correspondente ao deslocamento-alvo admissível pela exigência do dimensionamento estrutural. No entanto, também se podem executar análises estáticas não lineares cíclicas (de carga e descarga), porém é difícil definir o estado residual da estrutura realista. O que constitui uma limitação do método de análise quando o objetivo central é a obtenção do estado real da estrutura no final do sismo, para corresponder à condição inicial da análise à ação do fogo. Mesmo assim, através da curva de capacidade conseguimos obter a capacidade resistente da estrutura para qualquer deslocamento no nó de controlo, contudo perde-se sempre o comportamento dinâmico da estrutura.

A análise dinâmica não linear através do histórico de acelerações, permite introduzir o fogo em qualquer instante da análise sísmica, de uma forma mais adequada. Se o incêndio ocorrer quando o

sismo termina, o final da análise dinâmica não linear a estrutura corresponde exatamente à situação residual sísmica mais realista, para se introduzir a ação do fogo.

## 2.2 Descrição geral da abordagem do OpenSees

O *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*, [27], é um *software open-source* orientado a objetos, suportado pelo *Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER*, e *Network for Earthquake Engineering Simulation, NEES*, consistindo numa ferramenta computacional avançada para analisar a resposta estrutural não linear sujeita a ações sísmicas. Nos últimos anos, a biblioteca do programa foi alargada para ser considerado o fogo, o que possibilita agora a simulação do cenário de Incêndio Pós-Sismo, IPS.

Os modelos do *OpenSees* são definidos pelo conjunto de várias componentes, distinguidas por classes, Figura 2.1. Esta agregação de objetos permite a execução da simulação estrutural, através da resolução dos sistemas de equações governativas pelo método de elementos finitos.

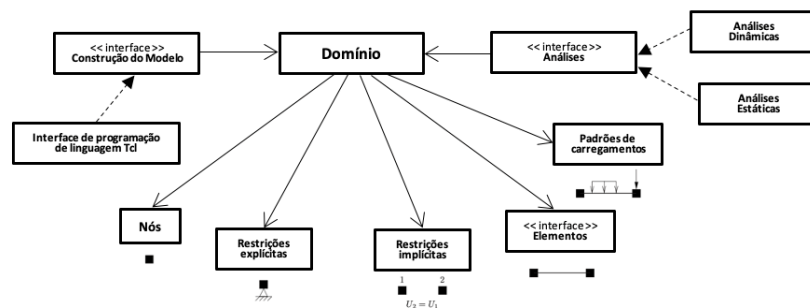


Figura 2.1 – Diagrama de classes do domínio, análises, e classes de construção do modelo no *OpenSees*, adaptado de [26].

Visto que o *OpenSees* é uma ferramenta *open source* oferece não só o potencial de código comum para a comunidade científica, mas também uma capacidade de modelação alargada e em crescimento, em várias áreas da engenharia de estruturas, que através da colaboração dos investigadores livremente, potencializa a ferramenta.

Os principais pontos a considerar na modelação de estruturas são: (i) os modelos de comportamento dos materiais e (ii) os modelos de elementos finitos, enunciados na secção 2.3. Neste capítulo, a modelação de uma estrutura no *OpenSees* é exemplificada através de um pórtico simples retirado de [49]. Neste exemplo são utilizados três tipos de modelos de elementos finitos: (i) modelo de plasticidade concentrada (M.P.C.), (ii) modelo de plasticidade distribuída com formulação em força (M.P.D.F.), e, (iii) modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos (M.P.D.D.). Com este caso de estudo são desenvolvidas análises estáticas e dinâmicas não lineares.

## 2.3 Modelação da resposta sísmica de estruturas metálicas no OpenSees

Os modelos de comportamento das secções transversais são baseados em leis “mecânicas” ou “fenomenológicas”. Os modelos mecânicos consideram o comportamento não-linear nas secções transversais, discretizadas em fibras com comportamento uniaxial. Nos modelos fenomenológicos, as não-linearidades da secção são descritas por leis não-lineares momento-curvatura ou momento-



rotação. Estes modelos têm a vantagem de os mecanismos de degradação poderem ser calibrados com valores experimentais para simularem fenómenos de degradação cíclica e encurvadura dos elementos, que os modelos de fibras não são capazes de reproduzir, porque simulam o comportamento uniaxial nas secções transversais [33].

No que se segue deste capítulo são apresentadas abordagens comuns de modelação de estruturas metálicas, o modelo fenomenológico proposto por *Lignos e Krawinkler* [24] foi combinado com a abordagem do método dos elementos finitos de plasticidade concentrada. Enquanto que o modelo mecânico, que considera as secções discretizadas em fibras, foi combinado com os modelos de plasticidade distribuída, com formulação em força e em deslocamentos, que no *OpenSees* se traduzem como ilustrado no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Combinação dos Modelos de Elementos com os Modelos de Comportamento dos Materiais para estruturas metálicas.

Modelo de Elementos Finitos		Modelo de Comportamento dos Materiais	
Modelo	Implementação no <i>OpenSees</i>	Modelo	Implementação no <i>OpenSees</i>
<b>M.P.C.</b>	Molas rígido-plásticas: <i>zeroLength elements</i>	Modelo fenomenológico: Exemplo: <b>Modified Ibarra Krawinkler Deterioration Model</b>	<i>Bilin uniaxialMaterial</i>
	Elementos interiores: <i>elasticBeamColumn elements</i>	<b>Elástico Linear</b>	<i>Elastic uniaxialMaterial</i>
<b>M.P.D.F.</b>	<i>forceBeamColumn elements</i>	Modelo mecânico uniaxial: Exemplo: <b>Giuffré-Menegotto-Pinto</b>	<i>Steel02 uniaxialMaterial</i>
<b>M.P.D.D.</b>	<i>dispBeamColumn elements</i>		

Por conseguinte, esta secção subdivide-se em duas partes correspondentes aos modelos de elementos finitos a analisar, plasticidade concentrada e plasticidade distribuída, em conjunto com os modelos de comportamento respetivos. Em paralelo, foi desenvolvido o exemplo de aplicação e as análises não lineares: estáticas e dinâmicas.

## 2.3.1 Modelo de plasticidade concentrada

### 2.3.1.1 Descrição e propriedades

Os modelos de plasticidade concentrada são modelos em que o comportamento não-linear do elemento é concentrado nas extremidades do mesmo, introduzidos na modelação como molas coincidentes com os nós de extremidade, designados como *zeroLength elements*. Estas molas seguem um comportamento bilinear com deterioração baseado no *Modified Ibarra Krawinkler Deterioration Model*, proposto por *Lignos e Krawinkler* [24].

Entre as extremidades é definido um elemento de barra com comportamento elástico linear, denominado no *OpenSees* como *elasticBeamColumn element*, ilustrado esquematicamente na Figura

2.2. Com a necessidade de conseguir obter a curvatura elástica no elemento interior (para obter a curvatura do membro estrutural, através da soma das curvaturas do elemento interior com a curvatura nas molas), este elemento também foi modelado como elemento de plasticidade distribuída (*forceBeamColumn elements*), no entanto, o comportamento das fibras foi considerado elástico. Permitindo assim, a obtenção da resposta local ao nível das secções ao longo do comprimento do elemento.

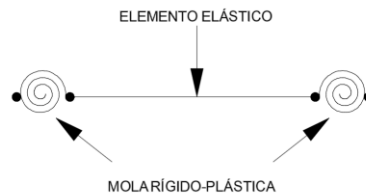


Figura 2.2 – Figura esquemática dos elementos na modelação de plasticidade concentrada.

Assim sendo, na definição dos elementos é necessário modificar a rigidez das molas e do elemento interior. Tem de se afetar a rigidez das molas por uma variável constante  $n$  (fator de amplificação da rigidez elástica), de forma a que as molas sejam rígidas, enquanto o elemento responde em regime elástico, relacionando as rigidezes destes elementos como na Equação (2.1). Considerou-se  $n$  igual a 10 como recomendado em [31]. Após a plastificação, a resposta do elemento é controlada pelo comportamento das molas.

$$n = K_m/K_b \quad (2.1)$$

em que  $K_m$  e  $K_b$  são respetivamente a rigidez de rotação das molas e a rigidez do elemento interior, definidas na modelação, respetivamente, pela Equação (2.3) e (2.4).

Sendo o elemento global (membro estrutural) composto em série, a sua rigidez total,  $K_{mem}$ , parte do princípio que:

$$K_{mem} = \frac{1}{\frac{1}{K_m} + \frac{1}{K_b}} \quad (2.2)$$

$$K_m = \frac{n + 1}{n} * K_{mem} \quad (2.3)$$

$$K_b = (n + 1) * K_{mem} \quad (2.4)$$

Sabendo que, para uma configuração antissimétrica a rigidez à flexão dos membros estruturais,  $K_{mem}$ , é dada pela Equação (2.5).

$$K_{mem} = \frac{6 EI}{L} \quad (2.5)$$

em que:

- $EI$ , rigidez de flexão;
- $L$ , comprimento do elemento.

O momento de inércia dos pilares e vigas foi modificado nos elementos interiores:

$$I_{mod} = \frac{n + 1}{n} * I \quad (2.6)$$

em que:

- $I_{mod}$ , momento de inércia modificado;
- $I$ , momento de inércia.

Consequentemente também se modificou o coeficiente de endurecimento das molas de extremidade,  $b_m$ :

$$b_m = \frac{b_{mem}}{(1 + n * (1 - b_{mem}))} \quad (2.7)$$

em que, o coeficiente de endurecimento do elemento estrutural,  $b_{mem}$ :

$$b_{mem} = \frac{M_y * \left( \frac{M_c}{M_y} - 1 \right)}{K_{mem} * \theta_{p,pos}} \quad (2.8)$$

em que:

- $M_y$ , momento fletor plástico;
- $M_c$ , momento fletor máximo;
- $\theta_{p,pos}$ , capacidade de rotação plástica, no sentido de carregamento positivo.

Segue-se agora a descrição do modelo de comportamento atribuído às molas não lineares. Este modelo é baseado no modelo proposto por *Ibarra et al.* [17], que captura os modos mais importantes da deterioração de componentes, implementado no *OpenSees* como *Bilin uniaxialMaterial*, que simula o modelo de deterioração de *Ibarra-Krawinkler* modificado com resposta histerética bilinear. A resposta histerética deste material foi calibrada com mais de 350 dados experimentais, que permitiu desenvolver relações entre os parâmetros de deterioração do modelo e as propriedades dos materiais que controlam a deterioração nas componentes de aço estrutural [24] e [51]. No *OpenSees* é definido por 23 parâmetros, descritos no Anexo A.1.

O modelo de *Lignos e Krawinkler* tem a capacidade de deterioração da resistência e da rigidez, o que o constitui um modelo analítico poderoso na avaliação ao colapso de sistemas estruturais sob carga sísmica. O foco deste modelo é conseguir prever a deterioração das propriedades dos componentes estruturais.

O comportamento histerético dos componentes estruturais depende de inúmeros parâmetros que afetam a dissipação de energia e deformação.

Este modelo foi modificado para considerar o comportamento histerético assimétrico, incluindo diferentes tipos de deterioração cíclica nas duas direções do carregamento. O modelo modificado estabeleceu limites na curva monotónica, Figura 2.3 (a), e instituiu regras para definir as características do comportamento histerético entre os limites impostos, Figura 2.3 (b). O modelo geral originou a implementação no *OpenSees* de três diferentes modelos. O modelo que aqui se apresenta, na Figura 2.3, é designado de *Bilin*, sendo o modelo mais usado para caracterização de perfis metálicos com ligações dúcteis.

A curva, para uma resposta bilinear histerética, é definida por três modos de deterioração: deterioração da resistência e rigidez plástica antes do momento máximo (A), deterioração da rigidez de

descarga (B) e deterioração da resistência e rigidez pós momento máximo (C), demonstrado na Figura 2.3 (b).

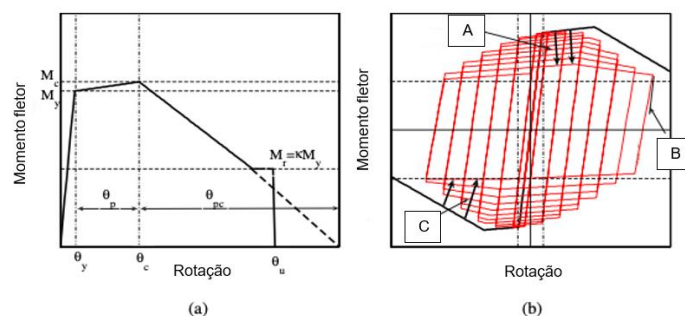


Figura 2.3 – Modelo de deterioração de Ibarra-Krawinkler modificado: (a) curva monotónica; (b) curva cíclica, adaptado de [24].

O modelo é aplicado a quaisquer relações força-deformação. E a curva é definida por 3 parâmetros de resistência  $M_y$ ,  $M_c$ ,  $M_r$ , e 4 parâmetros de deformação:  $\theta_y$ ,  $\theta_p$ ,  $\theta_{pc}$ ,  $\theta_c$  e  $\theta_u$ . Em que:

- $M_r$ , momento fletor residual;
- $\theta_y$ , rotação de cedência;
- $\theta_p$ , capacidade de rotação plástica até ao momento máximo;
- $\theta_{pc}$ , capacidade de rotação plástica pós momento máximo;
- $\theta_c$ , rotação correspondente ao momento fletor máximo;
- $\theta_u$ , rotação última.

### 2.3.1.2 Exemplo de aplicação

Nesta secção desenvolvem-se as análises sísmicas: (i) análise estática não linear e (ii) análise dinâmica não linear, entre outras análises de sensibilidade, na estrutura descrita no exemplo do programa *OpenSees* [49]. Recorre-se ao modelo de plasticidade concentrada, descrito anteriormente na secção 2.3.1.1, para a modelação do pórtico.

#### Descrição da estrutura

O exemplo base (pórtico simples retirado de [49]) considera uma estrutura metálica porticada com dois pisos elevados ligada com elementos rígidos horizontais a um elemento vertical designado por *leaning column* ou *P-Delta Column*, Figura 2.4, na qual é aplicada a carga associada aos pórticos gravíticos da estrutura. A estrutura principal possui elementos horizontais de secção transversal W27x102 e elementos verticais de W24x131. Os elementos secundários da estrutura são rígidos modelados com comportamento elástico linear. As principais características destas secções apresentam-se no Quadro 2.2, e do aço no Quadro 2.3, onde:

- $b$ , largura;
- $h$ , altura;
- $t_f$ , espessura do banzo;
- $t_w$ , espessura da alma;
- $A$ , área da secção transversal;

- $I_{yy}$ , momento de inércia segundo o eixo yy;
- $M_{pl,y}$ , momento fletor plástico segundo o eixo yy;
- $f_y$ , tensão de cedência;
- $E_s$ , módulo de elasticidade.

Quadro 2.2 – Características das secções transversais.

Secção transversal	$b$ (mm)	$h$ (mm)	$t_f$ (mm)	$t_w$ (mm)	$A$ (m <sup>2</sup> ) x10 <sup>4</sup>	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> ) x10 <sup>9</sup>	$M_{pl,y}$ (kNm)
W27x102	254,381	688,086	21,082	13,081	1,935	1,507	1235,828
W24x131	326,517	621,792	24,384	15,367	2,484	1,673	2299,241

Quadro 2.3 – Características dos aços utilizados no exemplo do OpenSees em cada secção transversal.

Secção transversal	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)
W27x102	248,21	199,95
W24x131	379,21	

Adicionalmente, no Quadro 2.4 apresentam-se as cargas gravíticas aplicadas na estrutura.

Quadro 2.4 – Descrição das cargas gravíticas aplicadas na estrutura em estudo.

	Piso	Carga gravítica
<b>Estrutura principal</b>	Piso 2	260,26 kN/m
	Piso 3	255,39 kN/m
<b>Leaning Column</b>	Piso 2	1770,48 kN
	Piso 3	1740,63 kN

### Modelação da estrutura

A modelação em elementos de plasticidade concentrada é materializada seguindo os princípios anteriormente apresentados. Este exemplo também considera elementos horizontais rígidos, biarticulados, e um elemento vertical designado por *leaning column* ou *P-Delta Column*, Figura 2.4. Este tipo de elemento é modelado através dos elementos *elasticBeamColumn elements*. Os elementos verticais são igualmente rígidos e estão ligados por rótulas ao nível dos pisos, simulando assim ligações sem resistência face a ações horizontais [49].

O objetivo da *leaning column* é a transferência dos efeitos *P-Delta* dos pórticos gravíticos para o pórtico resistente, por meio de elementos axialmente rígidos (na realidade é um pilar fictício).

Em suma, nesta estrutura a modelação com plasticidade concentrada encontra-se apenas na estrutura principal, com os elementos de comportamento elástico, e as molas plásticas segundo o comportamento do modelo deterioração de *Lignos e Krawinkler*. O Quadro 2.5, resume os comandos de modelação, no *OpenSees*, da modelação da estrutura em plasticidade concentrada.

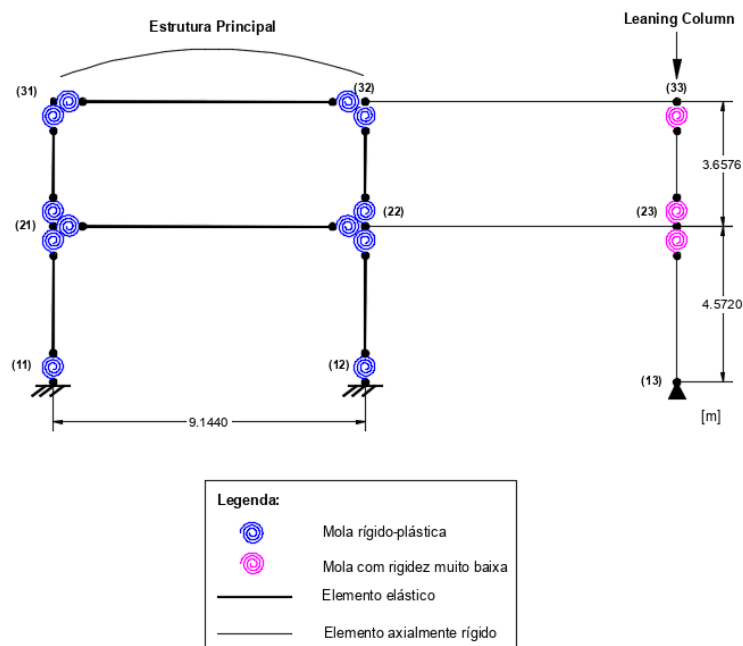


Figura 2.4 – Modelo de plasticidade concentrada.

Quadro 2.5 – Descrição dos comandos de modelação no OpenSees dos elementos e do material.

Estrutura	Tipos de Elementos	Comportamento do Material
Pórtico	Elementos verticais e horizontais	<i>zeroLength elements</i> <i>elasticBeamColumn elements</i>
		<i>bilin uniaxialMaterial</i> <i>elastic uniaxialMaterial</i>
Leaning Column	Elementos horizontais	<i>truss elements</i>
	Elementos verticais	<i>zeroLength elements</i> <i>elasticBeamColumn elements</i>
		Rígido Elementos de barra rígidos e molas com rigidez muito baixa

## 2.3.2 Modelos de plasticidade distribuída

### 2.3.2.1 Descrição e propriedades

A principal diferença entre a modelação com plasticidade distribuída e plasticidade concentrada consiste no facto de que o comportamento não linear está distribuído ao longo do elemento estrutural, no caso dos modelos de plasticidade distribuída. Esta é uma vantagem, em comparação com os modelos de plasticidade concentrada, que consideram que as deformações não-lineares apenas ocorrem nas extremidades dos elementos, o que não é uma hipótese razoável em elementos de pisos mais elevados, devido a não considerarem deformações plásticas ao longo do elemento [11], assim

como, a possibilidade de considerar de forma direta a interação esforço axial-momento, que não se consegue nos modelos de plasticidade concentrada.

Para os modelos de plasticidade distribuída existem dois tipos de formulação: em força (*force-based elements*) e em deslocamentos (*displacement-based elements*).

Embora os modelos mais comuns derivem de métodos de análise em deslocamentos, estudos posteriores comprovaram os benefícios das funções de interpolação em força. Com menor número de graus de liberdade os elementos com formulação em força apresentam a mesma precisão na resposta local e global [29].

Na formulação *displacement-based*, o campo de deslocamentos dos elementos,  $u(x)$ , é discretizado e interpolado, em termos dos graus de liberdade, ou seja, pelo produto de funções de interpolação de deslocamentos,  $a(x)$ , com as deformações do elemento,  $v$ , como apresentado na Equação (2.9). Assim, as deformações nas secções são interpoladas pelo campo de deslocamentos utilizando o princípio virtual dos deslocamentos, para formar a relação de equilíbrio do elemento. Esta abordagem satisfaz as equações de equilíbrio da estrutura na medida em que o trabalho feito pelos deslocamentos virtuais,  $\delta U$ , nas forças externas,  $P$ , é igual ao trabalho das deformações virtuais,  $\delta V$ , compatíveis com os deslocamentos virtuais, nas forças do elemento (internas),  $Q$ , como demonstra a Equação (2.10). [11]

$$u(x) = a(x) v \quad (2.9)$$

$$\delta U^T P = \delta V^T Q \quad (2.10)$$

Por outro lado, na formulação *force-based*, o campo de forças relaciona as forças nodais,  $q$ , com as forças internas,  $s(x)$ , por funções de interpolação,  $b(x)$ , Equação (2.11). Ou seja, as deformações do elemento podem ser estabelecidas pelo princípio virtual das forças, que é equivalente à satisfação das condições de compatibilidade geométricas. Se as deformações,  $V$ , são compatíveis com os deslocamentos,  $U$ , o trabalho as forças virtuais externas,  $\delta P$ , nos deslocamentos, é igual ao trabalho das forças virtuais internas,  $\delta Q$ , que estão em equilíbrio com as forças externas, nas deformações, Equação (2.12). [11]

$$s(x) = b(x) q \quad (2.11)$$

$$\delta P^T U = \delta Q^T V \quad (2.12)$$

Os modelos de plasticidade distribuída com formulação em força e em deslocamento, no *OpenSees*, são designados como *forceBeamColumn elements* e *dispBeamColumn elements*, respetivamente. A integração numérica de *Gauss-Lobatto* foi utilizada e permite até 10 pontos de integração, no *OpenSees*; este fator é importante na determinação da precisão dos resultados, bem como, o número de elementos de discretização do membro estrutural.

De entre os modelos mecânicos existentes utilizou-se o *Steel02*, no *OpenSees*, que recorre às leis de *Giuffré-Menegotto-Pinto*, utilizando leis bilineares com endurecimento cinemático descrito por equações não lineares, e ainda considera efeitos não lineares como a degradação cíclica, efeito de

*Bauschinger*, adequado para descrever o comportamento histerético do aço [52]. Na Figura 2.5, apresenta-se o modelo de comportamento referido.

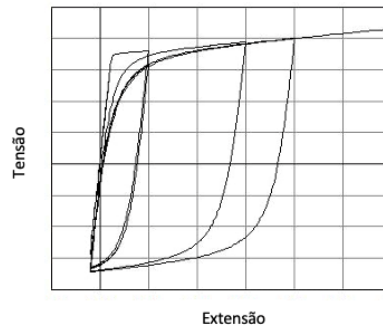


Figura 2.5 – Relações tensão-extensão do modelo de comportamento, bilinear com efeito de Bauschinger, *Steel02* no *OpenSees*.

### 2.3.2.2 Exemplo de aplicação

Nesta secção vai ser explorada a modelação da mesma estrutura com modelos de plasticidade distribuída, não só os elementos finitos utilizados no *OpenSees*, bem como a discretização utilizada em cada modelo. E por fim, a comparação dos resultados entre os modelos, incluindo o modelo de plasticidade concentrada, nas análises sísmicas.

#### Modelação da estrutura

A modelação da estrutura principal entre os modelos de plasticidade distribuída difere na discretização utilizada. Como descrito na secção 2.3.2.1, o modelo com formulação em força com menor número de graus de liberdade, devido a menor discretização em elementos finitos, obtêm a mesma precisão de resposta, em comparação o modelo com formulação em deslocamentos, tal como se vai mostrar nesta secção, com as discretizações ilustradas na Figura 2.6.

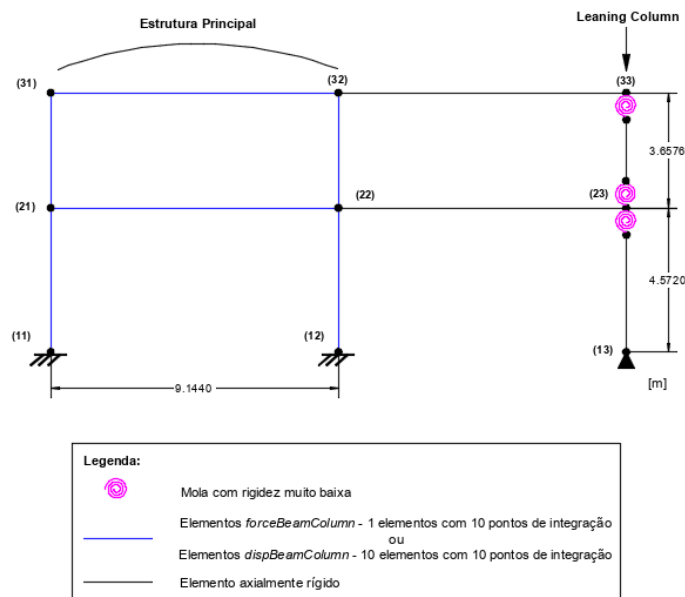


Figura 2.6 – Modelo de plasticidade distribuída com formulação em força e em deslocamentos.



Em suma, na Figura 2.6, na estrutura principal com a modelação *force-based*, pelo *OpenSees*, os elementos encontram-se discretizados em 1 elemento finito (EF) com 10 pontos de integração (PI), modelados pelo comando designado *forceBeamColumn elements*. Enquanto que, na modelação *displacement-based* a discretização dos elementos é feita por 10 elementos finitos, com 10 pontos de integração cada. A *leaning-column* mantém-se igual como descrita na secção 2.3.1.2, na modelação por plasticidade concentrada. Resumidamente, o Quadro 2.6 apresenta os modelos de elementos finitos e de comportamento do material utilizados.

Quadro 2.6 – Descrição dos Modelos de Elementos Finitos e de Comportamento do Material utilizados nas modelações de plasticidade distribuída.

Estrutura	Modelo de EF	Elementos verticais e horizontais	Modelo de Comportamento do Material	Nº EF	Nº PI
Estrutura principal	M.P.D.F.	<i>forceBeamColumn elements</i>	<i>Steel02 uniaxialMaterial</i>	1	10
	M.P.D.D.	<i>dispBeamColumn elements</i>	<i>Steel02 uniaxialMaterial</i>	10	10

Devido à não discriminação dos dois tipos de aço no exemplo [49], através de pesquisas assumiram-se os valores de tensões últimas do aço apresentadas no Quadro 2.7. E pela simplificação do comportamento do material, como demonstrado no Anexo A.4, obtiveram-se os valores de coeficiente de endurecimento no Quadro 2.7.

Quadro 2.7 – Valores de tensão última e coeficiente de endurecimento obtidos pelo Anexo A.4 para as secções transversais.

Secção transversal	Tensões últimas (MPa)	Coefficiente de endurecimento (%)
W27x102	399,90	0,34
W24x131	482,63	0,41

## 2.4 Critérios de colapso local e global

Seguidamente foram estabelecidos critérios de colapso local e global. Quanto ao critério de colapso global da análise *pushover* foi considerado como ponto de colapso 80% da força de corte máxima em cada modelo, nas curvas de capacidade respetivas. Este critério está de acordo com o preconizado no EN 1998-3 [42] (eurocódigo para ações sísmicas em elementos de aço), que considera como deslocamento último na curva de capacidade, o deslocamento correspondente a 80% da força basal máxima.

Assumindo este deslocamento último como representativo do estado limite de colapso, na análise dinâmica definiu-se como critério de colapso global, o *roof drift* correspondente ao deslocamento último associado ao ponto de colapso no critério global da análise *pushover*.

O critério local foi definido por limite de rotação última, imposto apenas aos pilares. Os critérios propostos pelo EN 1998-3, [42], não consideram fatores como as dimensões da alma do perfil e o esforço axial dos perfis.

Segundo o EN 1998-3, [42], são dados para três limites de capacidade da estrutura: (i) *DL* - *Damage Limitation*, (ii) *SD* – *Significant Damage*, e (iii) *NC* – *Near Collapse*, a capacidade de rotação plástica, para classes de secção transversal 1 ou 2, apresentados no Quadro 2.8. O estado *DL* corresponde ao ponto de cedência da capacidade global, o estado *SD* é definido como ¾ da capacidade do deslocamento último (deslocamento último definido como dos 80% do deslocamento correspondente ao ponto de forças basais máximas na curva de capacidade), e por fim, o estado *NC* é efetivamente o ponto último da curva, o ponto dos 80% das forças basais máximas na curva de capacidade.

Quadro 2.8 – Capacidade de rotação plástica para classes de secção transversal 1 e 2, para os três estados limites de capacidade, adaptado [42].

Classe da secção transversal	Estado Limite		
	DL	SD	NC
1	1,0 $\theta_y$	6,0 $\theta_y$	8,0 $\theta_y$
2	0,25 $\theta_y$	2,0 $\theta_y$	3,0 $\theta_y$

*Lignos e Hartloper* [23] propuseram recentemente expressões alternativas onde são tidos em conta mais fatores, considerados importantes, constituindo assim uma proposta de atualização aos valores do EN 1998-3, [42], para pilares. Esta proposta distingue a capacidade de rotação plástica em análise monotónica e análise cíclica, respetivamente pela Equação (2.13) e Equação (2.14), o que não acontece no EN 1998-3, [42].

$$\theta_{u,mon}^p = 296,75 \cdot \left(\frac{h_1}{t_w}\right)^{-1,4} \cdot \left(\frac{L_b}{i_z}\right)^{-0,8} \cdot (1 - v_G)^{2,7} \leq 0,15 \text{ rad} \quad (2.13)$$

$$\theta_{u,cic}^p = 7,37 \cdot \left(\frac{h_1}{t_w}\right)^{-0,95} \cdot \left(\frac{L_b}{i_z}\right)^{-0,5} \cdot (1 - v_G)^{2,4} \leq 0,15 \text{ rad} \quad (2.14)$$

- onde:
- $h_1$ , altura da alma com espessura constante;
  - $t_w$ , espessura da alma da secção transversal;
  - $L_b$ , altura livre do pilar;
  - $i_z$ , raio de giração segundo o eixo z;
  - $v_G$ , rácio entre o esforço axial e o esforço axial plástico resistente.

No Quadro 2.9, são apresentados os critérios globais e locais aplicados nas análises estática e dinâmica não lineares. Para poder aplicar aos modelos de plasticidade distribuída transformaram-se os valores de rotação em curvatura, tal como descrito na secção 2.5.1.

Quadro 2.9 – Critérios de colapso global e local para as análises estática e dinâmica não lineares.

Análise	Critério de Colapso Global	Critério de Colapso Local (imposto apenas nos pilares)
Análise Estática Não Linear	<i>Roof drift</i> correspondente a 80% das forças basais para cada modelo	Curvatura última monotónica associada à rotação obtida pela Equação (2.13)
Análise Dinâmica Não Linear	<i>Roof drift</i> limite da análise estática não linear correspondente a cada modelo para o critério de colapso da análise <i>pushover</i>	Curvatura última monotónica associada à rotação obtida pela Equação (2.14)

## 2.5 Resultados do exemplo de aplicação

### Considerações iniciais

Os métodos de análise sísmica descritos na secção 2.1 são aplicados a esta estrutura com o objetivo de introduzir a análise sísmica no *OpenSees*, e analisar os resultados locais e globais da estrutura. Foram considerados os efeitos *P-Delta*, em ambas as análises: estática e dinâmica não linear.

Efetuarão-se análises de sensibilidade introdutórias no modelo de plasticidade concentrada: (i) análise da distribuição da não linearidade pela estrutura, (ii) análise do tempo de vibração livre para definir o instante  $t$  para a definição das deformações residuais, e, (iii) análise do passo de cálculo de análise. Através de (i), pelos resultados da análise *Pushover*, como demonstrado no Anexo A.2, foi possível verificar que o elemento mais condicionante para o colapso da estrutura é a viga do primeiro piso, na estrutura principal, seguidas pelos pilares da base. Não só demonstra que globalmente a estrutura está bem dimensionada de acordo com os princípios básicos de capacidades resistentes (*capacity design*), bem como evidencia os elementos mais condicionantes a considerar na análise local da estrutura.

Complementarmente, pelas análises (ii) e (iii), através dos resultados de análises dinâmicas não lineares, apresentadas no Anexo A.3, tomaram-se as seguintes considerações: os valores das deformações residuais devem ser avaliados ao fim de 20 segundos de vibração livre, e o incremento de análise de 0,001 segundos, para um incremento de tempo de *input* de dados 0,01 segundos. Estas considerações permitem obter resultados mais adequados, não é razoável assumir que as deformações residuais da estrutura são as que a estrutura apresenta no final do sismo, porque a estrutura ainda se encontra em vibração, e por isso deve-se considerar algum tempo de vibração livre, para depois obter o estado residual da estrutura.

Decorrente das não linearidades de comportamento do modelo de plasticidade concentrada e dos modelos de plasticidade distribuída serem diferentes, respetivamente, momento-rotação ( $M - \theta$ ) e momento-curvatura ( $M - \chi$ ), para os resultados das análises sísmicas poderem ser comparados a nível local, é necessário transformar os resultados do modelo de plasticidade concentrada em momento-curvatura.

O processo contrário de obter o comportamento momento-rotação dos modelos de plasticidade distribuída pela transformação ( $\theta = \chi \cdot L_{inf}$ ), depende do comprimento de influência considerado para

cada secção do elemento. Esse comprimento de influência é determinado pela discretização do elemento, o comprimento de influência depende do número de pontos de integração considerados influentes para cada secção do elemento. Quanto maior o número de pontos de integração em um elemento, menor o comprimento de influência de cada ponto de integração. Não sendo comparáveis os resultados sempre que se utilizam diferentes discretizações, entre modelos ou no próprio modelo.

Tal não acontece quando a comparação é feita segundo o comportamento momento-curvatura, porque no modelo de plasticidade concentrada dividem-se as rotações pelo valor do comprimento de rótula plástica, como descrito na Equação (2.15), que é um valor assumido como fixo, apresentado no Quadro 2.10. Por conseguinte, todos os resultados a nível local vão ser representados pelo comportamento momento-curvatura.

$$\chi = \theta/L_p \quad (2.15)$$

em que:

-  $L_p$ , comprimento de rótula plástica.

Quadro 2.10 – Comprimentos de rótula plástica utilizados nas vigas e nos pilares,  $L_p$ , em função do comprimento do elemento,  $L$ , adaptado de [30].

Elementos	$L_p$
Vigas	$\approx L/8$
Pilares	$\approx L/16$

Adicionalmente, no modelo de plasticidade concentrada, a curvatura total corresponde à soma da curvatura elástica, associada à deformação do elemento interior, com a curvatura não-linear, associada à deformação das molas. Contudo, os elementos de comportamento elástico-linear, designados por *elasticBeamColumn elements*, não fornecem diretamente a curvatura, porque não permitem obter a resposta em secções, uma vez que não calculam a resposta dessa forma (através de interpolação por pontos de integração ao longo do elemento), mas sim através da solução analítica baseada nas deformações dos nós.

Por isso, desenvolveram-se modelos de plasticidade concentrada em que o elemento de comportamento elástico-linear foi modelado por elementos de fibras com formulação em força, denominados por *forceBeamColumn elements*, que permitem resultados diretos da curvatura elástica do elemento. As fibras têm um comportamento elástico, portanto o que difere é que em vez de ter o elemento elástico por si só, que tem uma solução analítica, este faz uma interpolação por pontos de integração.

A partir das considerações anteriores apresentam-se os resultados da análise estática não linear e análise dinâmica não linear, entre os três tipos de modelação.

### 2.5.1 Aplicação dos critérios de colapso local e global

Os valores de limites para o critério de colapso local comparados com o valor dado pelo critério do EN 1998-3 (EC8-3), [42], no estado de *NC*, são apresentados na Figura 2.7, para a análise *pushover*

utilizou-se a rotação para análises monotônicas,  $\theta_{u,mon}^p$ , e a rotação cíclica,  $\theta_{u,cic}^p$ , para a análise dinâmica não linear.

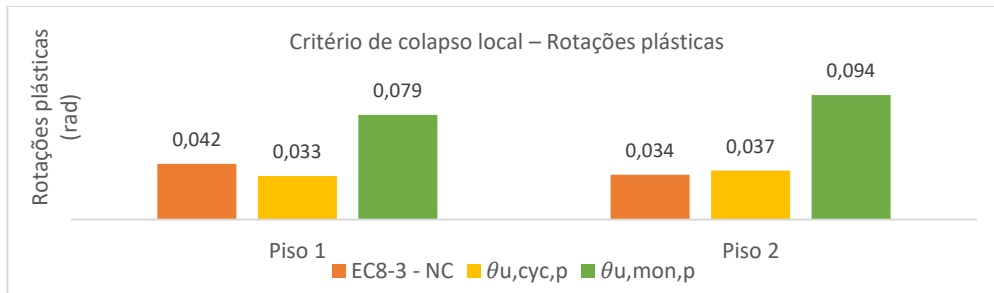


Figura 2.7 – Critérios de colapso local com rotações plásticas.

É possível verificar que os valores de rotação última monotônica são 2 a 3 vezes superiores às rotações últimas cíclicas devido aos danos cumulativos nas análises cíclicas não lineares imposto aos perfis de aço, em contraste com o carregamento monotônico, como descrito em [23]. Também, se observa que os valores dados pelo EC8-3 se aproximam dos valores cíclicos, não tendo em conta com este efeito nas análises monotônicas. Daí se terem utilizados os valores propostos por *Lignos e Hartloper* [23]. Os valores cíclicos são mais adequados para a análise dinâmica não linear, e os valores monotônicos na análise *pushover*.

Contudo, nos modelos de plasticidade distribuída os limites no *OpenSees* têm de ser impostos em curvatura última, e por isso os valores utilizados nos limites são os apresentados na Figura 2.8. Ou seja, obteve-se primeiramente a soma dos valores de rotação última plástica com os de rotação de cedência, e de seguida, transformou-se a rotação em curvatura, pelo comprimento de rótula plástica, dado no Quadro 2.10.

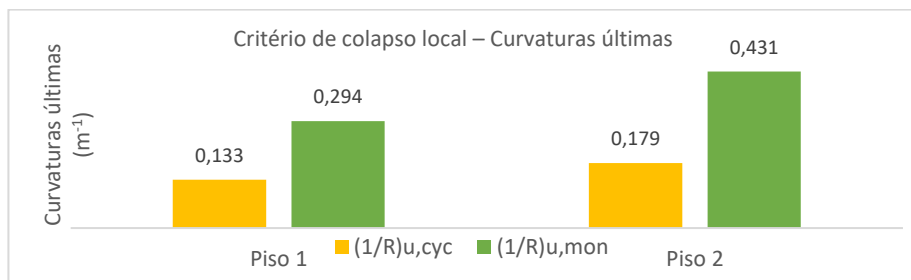


Figura 2.8 – Critérios de colapso local com curvaturas últimas.

Os passos de cálculo para os critérios de colapso local e global são demonstrados no Anexo A.5. No Quadro 2.9 apresentaram-se, em suma, os critérios adotados.

Sendo assim, nos pontos seguintes apresentam-se as análises *pushover* e dinâmica não linear com os critérios local e global impostos, e a sua comparação e análise dos resultados entre os modelos de plasticidade distribuída e o de plasticidade concentrada.

### Análise Estática Não Linear

Pelos critérios descritos anteriormente apresenta-se a curva de capacidade, na Figura 2.9, assinalando para cada modelo: modelo de plasticidade concentrada (P.C.), modelo de plasticidade

distribuída com formulação em força (P.D.F.) e, modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos (P.D.D.), o critério local e global. Como esperado, os pontos associados aos critérios de colapso nos modelos de plasticidade distribuída encontram-se praticamente coincidentes porque é imposta a mesma curvatura de colapso.

Nos modelos de plasticidade distribuída o critério mais condicionante é o local, ao contrário do modelo de plasticidade concentrada, que é o global. Isto acontece devido ao decaimento pós-pico no modelo de plasticidade concentrada; o ponto de 80% de forças basais máximas neste modelo, devido ao declive pós-pico ser mais acentuado, acontece mais cedo que nos modelos de plasticidade distribuída, onde a degradação tem haver apenas com os efeitos geometricamente não lineares. Contudo, o critério de colapso local encontra-se relativamente próximo nos três modelos.

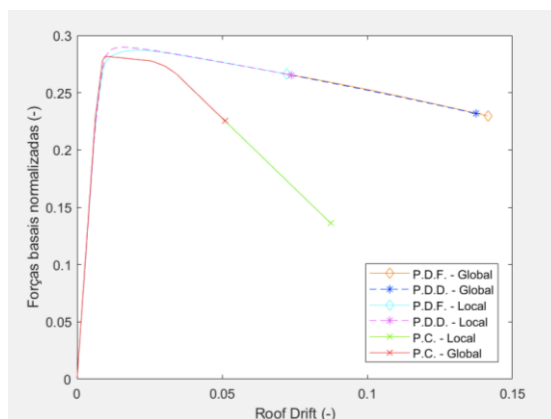


Figura 2.9 – Curva de capacidade com os critérios de colapso local e global.

É importante mencionar que os elementos que condicionaram no critério de colapso local foram em todos os modelos a secção inferior do pilar esquerdo do 1º piso correspondente ao nó (11). No modelo de plasticidade concentrada foram as rótulas plásticas (11) e (21), que correspondem às secções inferiores dos pilares do 1º piso.

Consequentemente, ao nível local analisou-se o comportamento momento-curvatura nessa secção do pilar, na Figura 2.10 (b), e adicionalmente, também a secção correspondente ao nó (12) da viga do primeiro piso, na Figura 2.10 (a), por ser considerada a secção mais condicionante das vigas, como demonstrado anteriormente. Na análise da viga o ponto de colapso local, é devido à violação do critério de colapso local nos pilares (o critério de colapso local é imposto aos pilares).

Pelo mesmo motivo que se verificou na curva *pushover*, ao nível local temos curvaturas mais elevadas nos modelos de plasticidade distribuída quando se atinge o critério global. Relativamente ao critério local, este é atingido em ambos os modelos para a mesma curvatura. Contudo, no gráfico da viga, verificamos que a viga apresenta maiores curvaturas nos modelos de plasticidade distribuída do que no modelo de plasticidade concentrada, mais especificamente o modelo de plasticidade distribuída com formulação em força. Verifica-se que o critério local é atingido na secção crítica do pilar antes de ser atingido na viga.

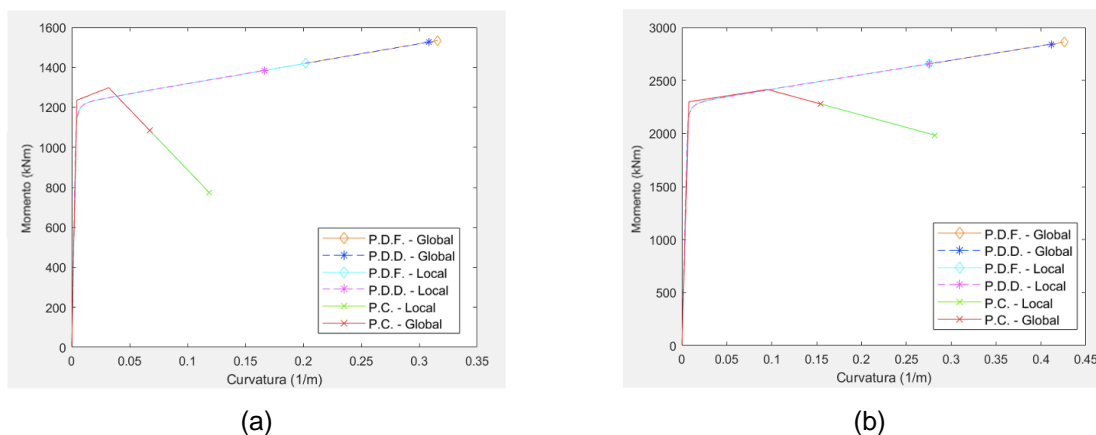


Figura 2.10 – Curvas momento-curvatura: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso quando se violam os critérios de colapso local (nos pilares) e global; (b) na extremidade inferior do pilar do 1º piso quando se violam os critérios de colapso.

Para compreender melhor este efeito no comportamento local da estrutura, assumiu-se um *roof drift* de 4% em todos os modelos como apresentado na Figura 2.11. E de seguida, desenharam-se os gráficos momento-curvatura para a mesma viga e o mesmo pilar até ao ponto de 4% de *roof drift*, na Figura 2.12.

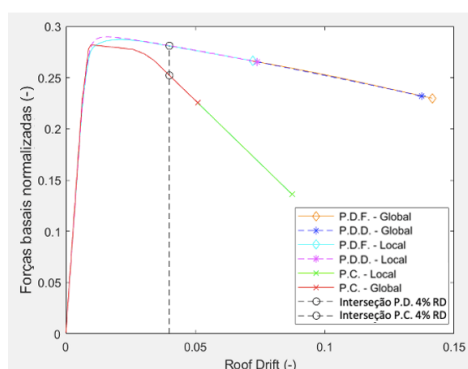


Figura 2.11 – Curva capacidade assinalado o 4% do roof drift.

Como se observa na Figura 2.12, o modelo de plasticidade distribuída com formulação em força apresenta curvaturas superiores em comparação aos outros modelos. Em resumo, conclui-se que a resposta global é compatível entre modelos de plasticidade distribuída, e que as diferenças com o modelo de plasticidade concentrada se prendem com a modelação do comportamento dos materiais. Contudo, a resposta ao nível local não é compatível entre os modelos: o modelo de plasticidade concentrada apresenta sempre os valores mais baixos, e o modelo de plasticidade distribuída com formulação em força os valores mais elevados.

Se quiséssemos melhorar os resultados seria necessário aumentar o número de elementos finitos e/ou número de pontos de integração no M.P.D.F., e fazer análises de sensibilidade ao comprimento de rótula plástica no M.P.C..

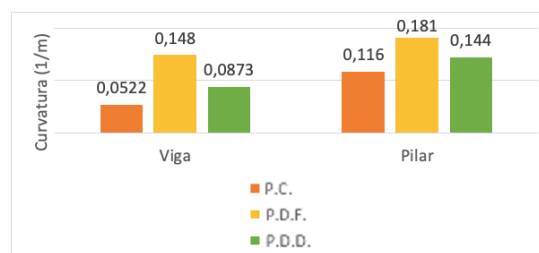
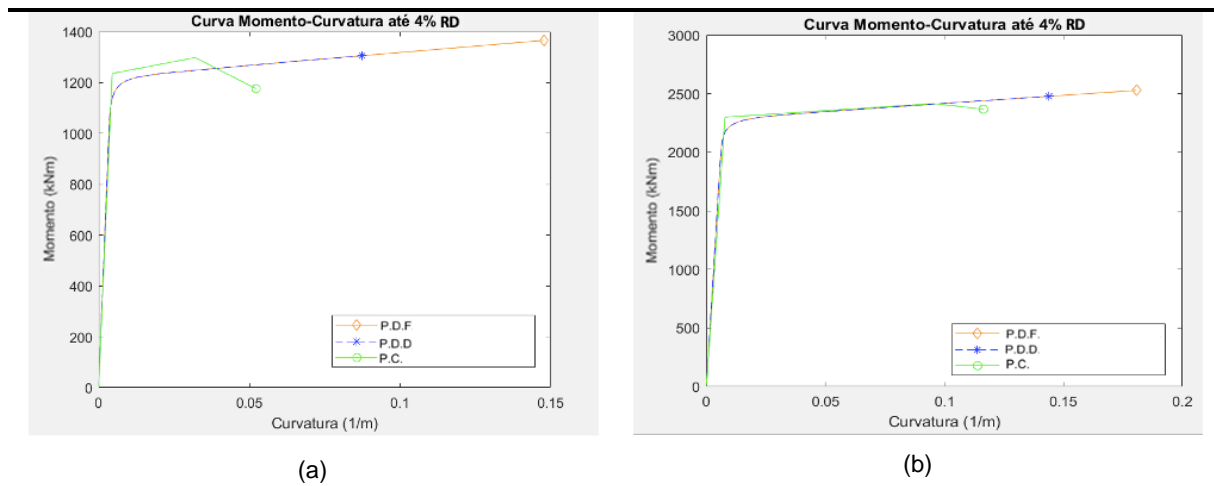


Figura 2.12 – Curvas momento-curvatura até 4% de roof drift: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso; (b) na extremidade inferior do pilar do 1º piso.

### Análise Dinâmica Não Linear

Após a análise estática não linear, obtiveram-se para o critério global os valores de *roof drift*, na Figura 2.13, na análise dinâmica não linear, correspondentes aos *drifts* da curva de capacidade no ponto de 80% da força da corte máxima. Os limites do critério local são os valores de curvatura cíclica apresentados na Figura 2.8, anteriormente.

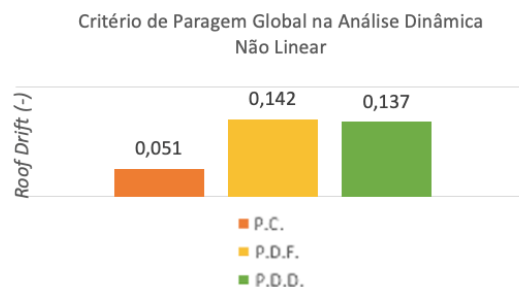


Figura 2.13 – Critério de Colapso Global na Análise Dinâmica Não Linear.

O comportamento global das análises dinâmicas não lineares foi avaliado por gráficos deslocamento-tempo do último piso, porém nenhum dos critérios de colapso, local ou global, foi atingido. Na Figura 2.14, apresenta-se o deslocamento ao longo do tempo no piso de topo, em conjunto com o deslocamento máximo e residual para cada modelação. Como os critérios não foram atingidos



na secção 2.5.2, esta figura é igual a não aplicar critérios de colapso, e por isso apenas não se repetiu a figura.

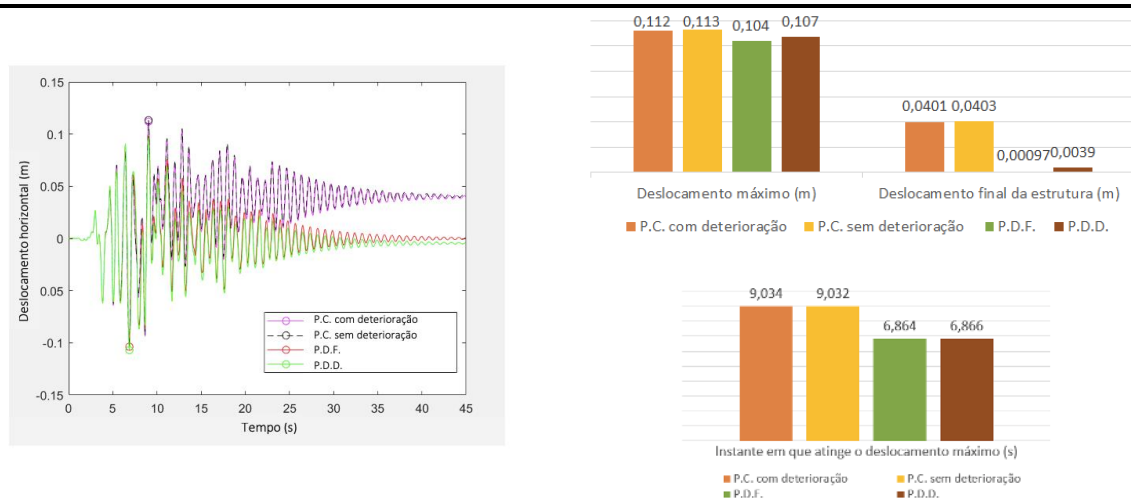


Figura 2.14 – Relação deslocamento horizontal-tempo.

Segue-se a análise da resposta local, na Figura 2.15, tal como mencionado anteriormente o modelo de plasticidade concentrada encontra-se sem degradação ao nível da resistência e rigidez, possível através da alteração dos parâmetros de regulação da deterioração:  $\Lambda_S$ ,  $\Lambda_K$ ,  $\Lambda_A$  e  $\Lambda_D$ , enunciados no Anexo A.1, para considerar no modelo de plasticidade concentrada alguma deterioração de resistência como se observa na Figura 2.3 (b).

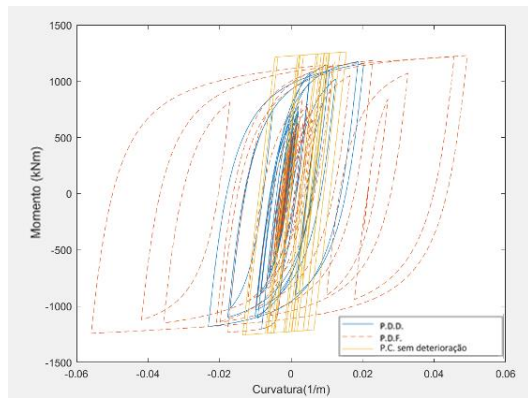
Como é possível verificar na Figura 2.15, nenhum dos critérios foi condicionante no comportamento local da estrutura, o que se queria avaliar era se as diferenças nos modelos ocorriam para níveis de deformação acima do nível de “colapso”, contudo não foi isso que se verificou, os resultados não são comparáveis.

Também não houve aproximação dos resultados entre os modelos de plasticidade distribuída como se observa pela Figura 2.16. Assim, não era por falta de precisão no M.P.D.F. que não se atingiram resultados mais próximos entre os modelos de plasticidade distribuída.

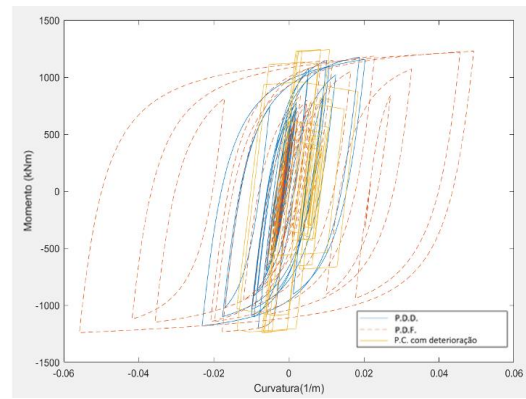
Em suma, na análise dinâmica não linear os critérios de colapso não surtiram nenhum efeito em aproximar a resposta local e global entre modelos, as curvaturas limites são superiores às verificadas durante toda a análise dinâmica não linear.

Estamos num nível de não linearidade muito baixo, ainda nem sequer se atingiu o valor máximo de resistência, ao contrário da viga que já se encontra em comportamento não linear. Vê-se na Figura 2.15 (b) e (d) muito mais degradação de resistência na viga do que no pilar, no modelo de plasticidade concentrada, com diminuição do momento fletor em cada ciclo (o que não se observa no pilar). E pelos modelos de plasticidade distribuída, as vigas já têm vários ciclos longos em regime plástico, os pilares ainda não.

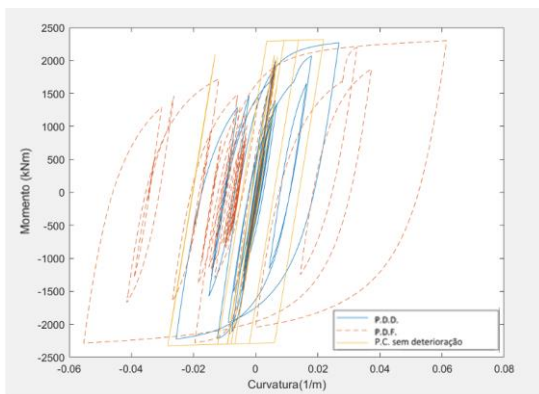
Consequentemente, foi feita uma análise de sensibilidade para avaliar para o mesmo *roof drift*, qual a resposta local dos vários modelos. Assumiu-se o *roof drift* de 1,26%, valor máximo do modelo de plasticidade distribuída com elementos *force-based*, como demonstrado na Figura 2.17. E de seguida, são assinalados na Figura 2.18 os pontos no comportamento local em que atinge o mesmo *roof drift*.



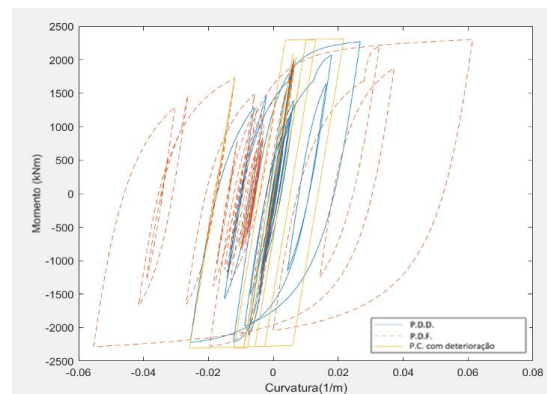
(a)



(b)

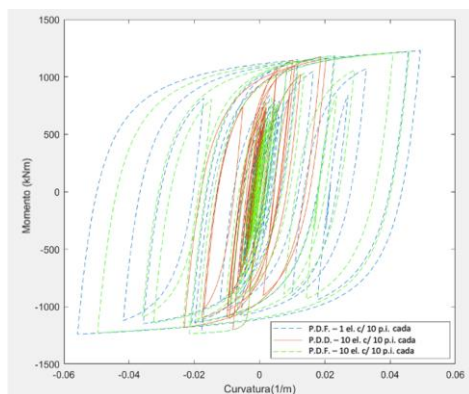


(c)

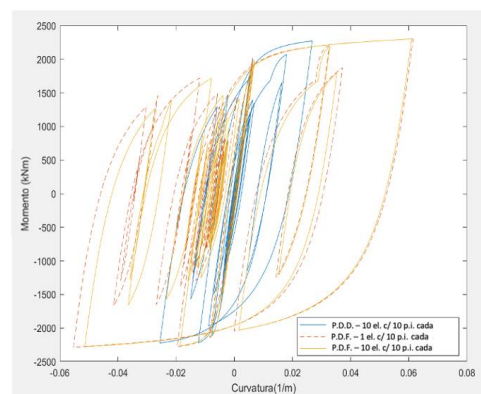


(d)

Figura 2.15 – Curvas momento-curvatura: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. sem deterioração; (b) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. com deterioração; (c) na extremidade inferior do pilar à esquerda do 1º piso – M.P.C. sem deterioração; (d) na extremidade inferior do pilar à esquerda do 1º piso – M.P.C. com deterioração.



(a)



(b)

Figura 2.16 – Curvas momento-curvatura: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso; (b) na extremidade inferior do pilar à esquerda do 1º piso.

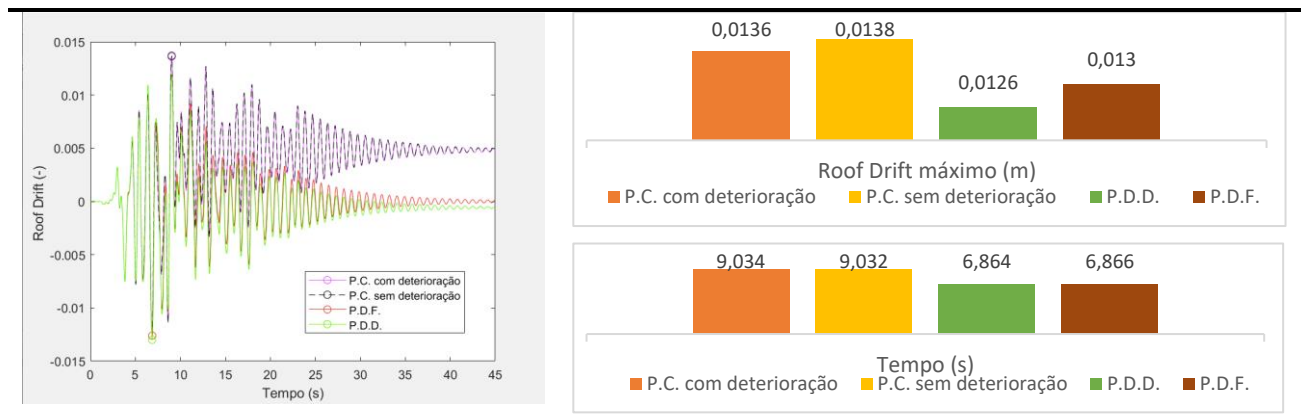


Figura 2.17 – Gráfico roof drift ao longo do tempo.

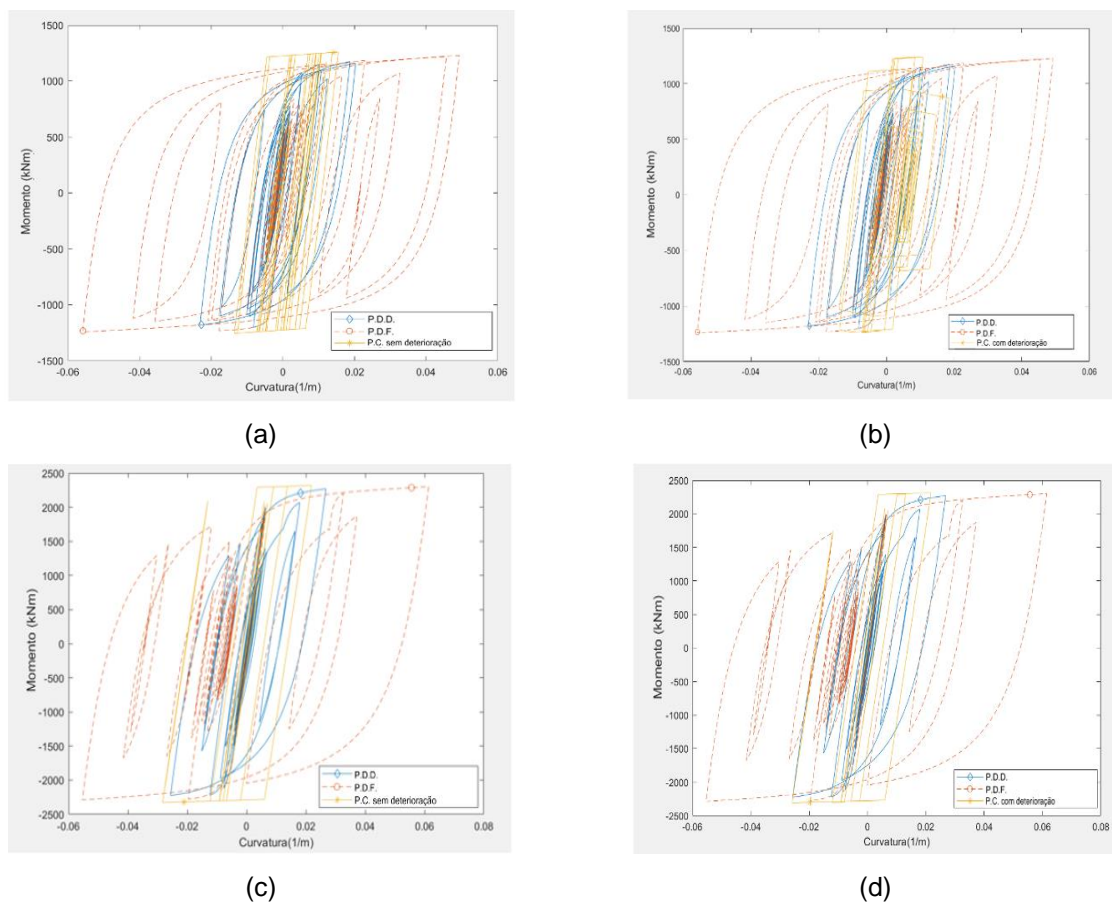


Figura 2.18 – Curvas momento-curvatura: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. sem deterioração; (b) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. com deterioração; (c) na extremidade inferior do pilar à esquerda do 1º piso – M.P.C. sem deterioração; (d) na extremidade inferior do pilar à esquerda do 1º piso – M.P.C. com deterioração.

Em síntese, conclui-se novamente que na análise dinâmica não linear o comportamento local para o mesmo *drift* global é distinto entre modelos. Novamente, as curvaturas são muito superiores no modelo de plasticidade distribuída com elementos *force-based*.

Como concluído anteriormente, o nível de não linearidade ainda é muito baixo, e decidiu-se aumentar a intensidade do sismo através do fator escala, no intuito de aumentar a degradação no

comportamento dos modelos e permitir que os critérios de colapso sejam condicionantes, para avaliar a compatibilidade entre modelos. Na Figura 2.19, apresentam-se os fatores de escala utilizados para a violação do critério local ser verificada nos vários modelos e, no Anexo A.6, encontram-se os gráficos de comportamento global e local da estrutura para os fatores de escala: 1,7, 1,8 e 2,6. Estes fatores de escala são a ampliação dos acelerogramas.

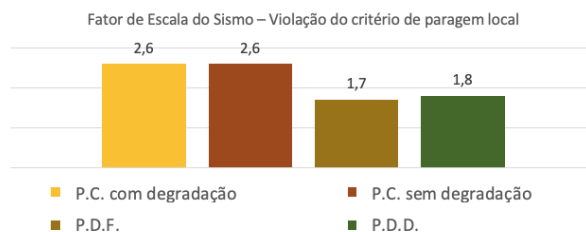


Figura 2.19 – Fatores de intensidade aplicados ao sismo para a violação do critério local.

No mesmo Anexo A.6, também se efetuou uma análise de sensibilidade ao nível de não linearidade segundo a curva de capacidade, através do *roof drift* máximo em cada modelo na análise dinâmica não linear para as três intensidades sísmicas.

Em suma, conclui-se que era expetável o fator de escala ser superior nos modelos de plasticidade concentrada do que nos modelos de plasticidade distribuída devido a ser o modelo que apresenta curvaturas inferiores para o mesmo *roof drift*, e por esse motivo precisou de uma intensidade sísmica superior para violar o critério de colapso local nos pilares, que se define com níveis de deformações superiores. Para o fator de escala mais elevado, em que todos os modelos violam o critério de colapso local, o comportamento local das vigas pode considerar-se semelhante. Com o fator de escala de 1,7, em que apenas o modelo de plasticidade distribuída com formulação em força violou o critério, o comportamento local aproximou-se do comportamento com o modelo de P.D.D. no pilar, na viga manteve com curvas de histerese mais largas.

Consegue-se concluir que realmente com todos os testes efetuados o comportamento ao nível local é diferente entre os modelos.

A implementação dos critérios de colapso global e local iniciou-se com o estudo do comportamento entre as modelações, devido às diferenças que se observaram nos resultados das análises estática e dinâmica não lineares. Com o objetivo de apurar o colapso da estrutura, para não considerar a resposta pós colapso, e poder avaliar realmente os diferentes comportamentos da estrutura para os diferentes modelos. Sendo assim, na secção 2.5.2, demonstram-se os resultados antes de serem aplicados os critérios de colapso para compreender a importância de os considerar, para não cometer erros de avaliação.

## 2.5.2 Resultados sem a aplicação dos critérios de colapso global e local

### Análise Estática Não Linear

A análise do comportamento global da estrutura pela análise *pushover* é feita a partir da curva de capacidade da estrutura, na Figura 2.20, descrita pela relação entre as forças basais normalizadas (forças basais a dividir pelo peso da estrutura) e o *roof drift* (deslocamento no nó do último piso a dividir pela altura da estrutura).

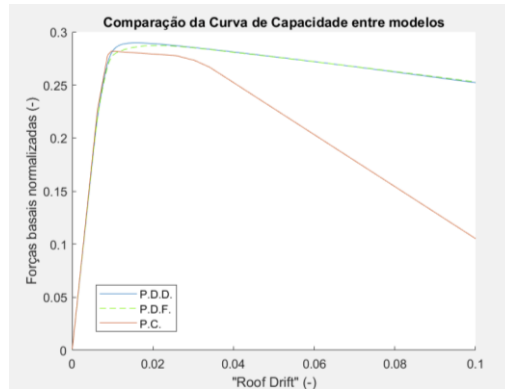


Figura 2.20 – Comparação da Curva de capacidade entre os modelos: de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos (P.D.D.), de plasticidade distribuída com formulação em força (P.D.F.) e de plasticidade concentrada (P.C.).

Os resultados globais da análise *pushover* demonstram que os resultados obtidos com os modelos de plasticidade distribuída são quase idênticos. Conclui-se que, com a formulação em força não é necessário dividir cada membro estrutural em vários elementos finitos, já que não temos nenhum acréscimo em termos de precisão de resultados. Enquanto que, na formulação em deslocamentos isso acontece.

Quanto ao modelo de plasticidade concentrada, a curva de capacidade apresenta um decaimento de resistência aos cerca dos 3% de *roof drift*. Este comportamento é expectável devido à modelação das rótulas plásticas pelo modelo de *Lignos e Krawinkler* que considera degradação da resistência pós-pico, ao passo que nos modelos de fibras de comportamento bilinear consideram um regime de endurecimento contínuo, ou seja, não se verifica aquele decaimento de resistência. Contudo, os valores máximos de força basais, em todos os modelos, são semelhantes.

O comportamento local nos elementos condicionantes, na extremidade esquerda da viga entre os nós (21) e (22) e na extremidade inferior do pilar entre os nós (11) e (21), apresenta-se pela relação momento-curvatura na Figura 2.21.

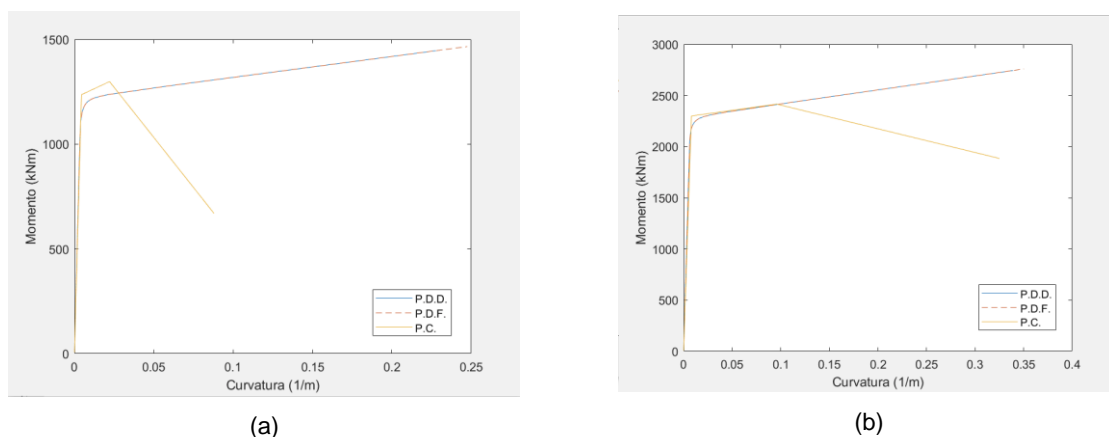


Figura 2.21 – Relação momento-curvatura nos elementos: (a) viga entre do 1º piso (extremidade esquerda); pilar da esquerda do 1º piso (extremidade inferior).

Os resultados obtidos pela análise estática não linear mostram que ao nível local se obtêm curvaturas mais elevadas no pilar e na viga no modelo de plasticidade distribuída com elementos *force-*

*based*. Mesmo assim, os modelos de plasticidade distribuída sobrepõem-se bem, enquanto o modelo de plasticidade concentrada considera degradação da resistência pós-pico. Por isso, a resposta tanto a nível global como a nível local serão inevitavelmente diferentes.

Em suma, ao nível global como se está a utilizar uma malha muito refinada no modelo de plasticidade distribuída *disp-based* a aproximação é muito boa, por isso a nível global os modelos são perfeitamente comparáveis, mas a nível local apresentam diferenças. Esta comparação serviu também de validação das propriedades dos materiais e definição geométrica dos elementos, p.e. conseguimos verificar que os momentos de cedência são iguais em todos os modelos.

### Análise Dinâmica Não Linear

Na análise dinâmica não linear o estudo global da estrutura prende-se com a análise do deslocamento máximo e residual entre os modelos dado pelas curvas deslocamento-tempo no nó do último piso da estrutura, apresentadas na Figura 2.14. Nesta Figura 2.14, representam-se dois modelos de plasticidade concentrada, um modelo em que se considera a degradação das propriedades do aço devido à dissipação de energia hysterética, e um modelo em que não há degradação cíclica. O controlo da degradação é conseguido através da alteração dos parâmetros de regulação da deterioração:  $\Lambda_S$ ,  $\Lambda_K$ ,  $\Lambda_A$  e  $\Lambda_D$ , enunciados no Anexo A.1. Junto com o gráfico deslocamento-tempo, na Figura 2.14, apresentam-se os deslocamentos máximos, e o instante em que foi atingido e os deslocamentos residuais.

Os resultados globais demonstram que os valores de deslocamento máximo são da mesma ordem de grandeza entre todos os modelos, apenas acontecem em sentidos diferentes (negativo e positivo). Contudo, ao nível dos deslocamentos residuais, a diferença é muito superior, os modelos de plasticidade concentrada têm deslocamentos residuais na ordem dos 4 cm, enquanto que os modelos de plasticidade distribuída apresentam valores nulos, resultante da diferença de modelação do comportamento dos materiais. De facto, os modelos de plasticidade concentrada, por considerarem degradação da resistência do material, impedem que a estrutura volte à posição indeformada.

O comportamento local da estrutura é analisado a partir das curvas momento-curvatura na extremidade esquerda da viga entre os nós (21) e (22), e na extremidade inferior do pilar entre os nós (11) e (21), como ilustrado na Figura 2.22.

Consegue-se observar pela Figura 2.22 que os M.P.C. não apresentam degradação de rigidez e alguma degradação de resistência. Nos modelos de plasticidade distribuída é visível o comportamento hysterético com efeito de *Bauschinger*.

O modelo de plasticidade distribuída *force-based* apresenta ciclos de amplitude superior quando as máximas deformações são atingidas, em comparação com os outros modelos.

Em suma, ao nível global tem-se modelos perfeitamente comparáveis. No entanto, a nível local observa-se diferenças significativas. Quanto à degradação da resistência, este modelo *Steel02* apenas permite controlar os parâmetros da curva que descreve o efeito de *Bauschinger*, pelo que não se consegue aumentar a degradação da resistência.



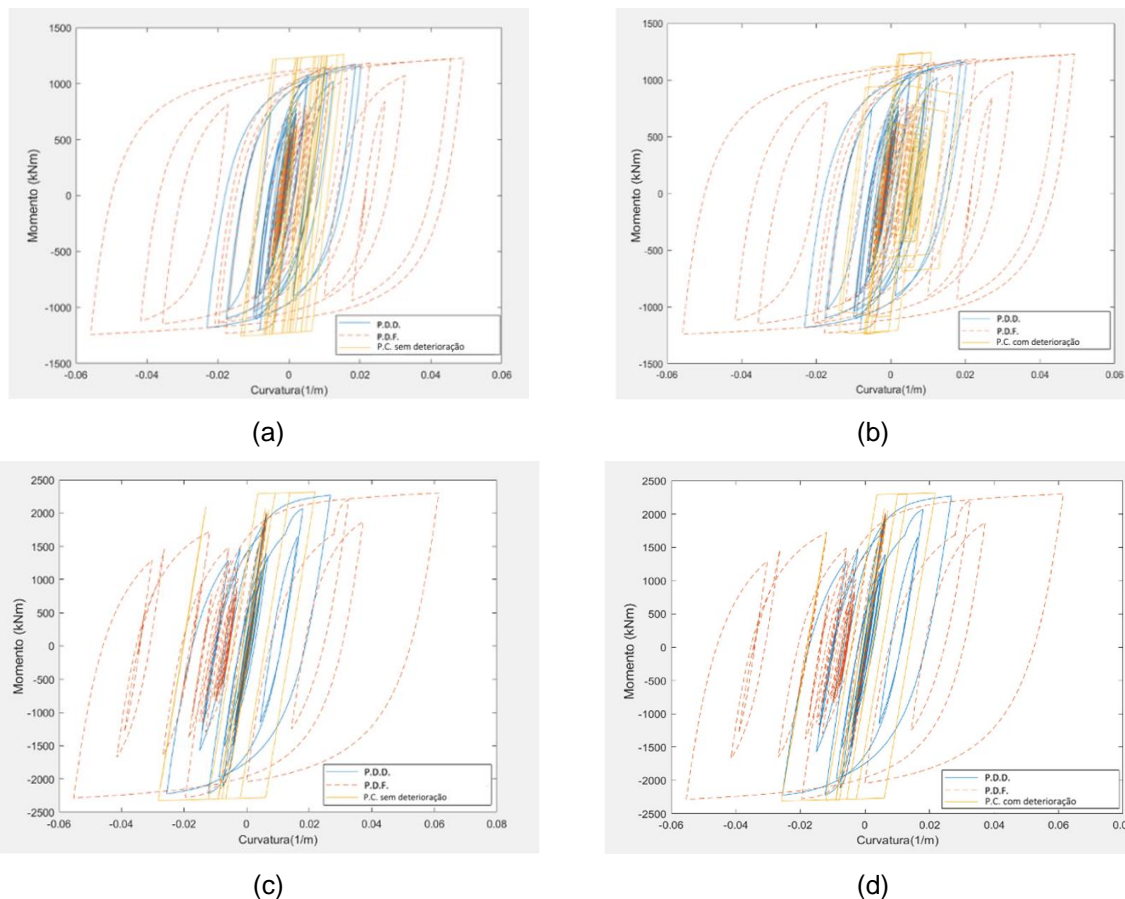


Figura 2.22 – Curvas momento-curvatura: (a) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. sem deterioração; (b) na extremidade esquerda da viga do 1º piso – M.P.C. com deterioração; (c) na extremidade inferior do pilar do 1º piso à esquerda – M.P.C. sem deterioração; (d) na extremidade inferior do pilar do 1º piso à esquerda – M.P.C. com deterioração.

## 2.6 Discussão dos resultados e recomendações

Dentro do grande espectro de modelos existentes na literatura, os modelos de plasticidade concentrada têm sido modelos de referência para a análise sísmica de estruturas metálicas ao longo das últimas décadas. Ainda assim, os modelos de plasticidade distribuída apresentam algumas vantagens em comparação com a modelação anterior.

Os resultados deste capítulo evidenciam pontos negativos e positivos das três modelações. Sendo o mais importante a realçar os cuidados que devemos ter quando estamos a analisar os resultados em diferentes modelações. Por vezes certas abordagens podem não ser adequadas às análises, e levar-nos a cometer erros de interpretação de resultados. É importante não esquecer o que implica as diferentes modelações, e que os resultados vão ser diferentes.

Por conseguinte, as conclusões principais deste capítulo são:

- A importância de deixar a estrutura pós-sismo ter vibração livre para avaliar as deformações residuais. Quando o sismo termina ainda existe vibração resultante da ação sísmica, esse deslocamento ainda é muito significativo, cerca de 50% do deslocamento máximo, o que não representa o deslocamento residual.

- Na análise de sensibilidade ao passo de cálculo a utilizar, considerando com o incremento de tempo de análise, *dta*, de 0,001 segundos (10 vezes inferior ao passo dos *inputs*) é suficiente para capturar a resposta dinâmica da estrutura. Verificando-se que, comparativamente a utilizar o incremento de análise de 0,01 segundos (igual ao incremento dos *inputs*), os resultados de deslocamento máximo, nas análises com e sem vibração livre, com *dta* igual a 0,001 segundos, apresentam diferenças de 0,45%. No entanto, quanto ao deslocamento residual a diferença entre os resultados, com e sem vibração livre, das análises com 0,001 segundos e 0,01 segundos de incremento de análise, são respectivamente, 2,67% e 1,79%. Consegue-se demonstrar, que não são erros muito significativos, mas que é importante ter em conta que existem.
- Outro ponto de grande importância é a comparação do comportamento local entre modelos de formulações diferentes em gráficos momento-curvatura ao invés de momento-rotação. A transformação de curvatura para rotação nos modelos de fibras, que é influenciado diretamente pelo comprimento de influência do ponto de integração, faz com que os modelos não sejam comparáveis porque os modelos têm discretizações diferentes, o que torna diferentes os comprimentos de influência dos pontos de integração, e produz resultados locais diferentes. Mesmo no próprio modelo, os resultados são diferentes alterando apenas a discretização.
- Assim, a representação dos resultados locais no modelo de plasticidade concentrada é feita pela divisão das rotações pelo comprimento de rótula plástica, que é um comprimento fixo qualquer que seja a discretização do elemento.
- Relativamente ao modelo de plasticidade concentrada, a modelação do comportamento dos materiais pelo modelo modificado de *Lignos e Krawinkler* permite que o modelo de plasticidade concentrada tivesse degradação da resistência pós-pico, ao passo que nos modelos de fibras de comportamento bilinear consideram um regime de endurecimento contínuo, ou seja, não se verifica aquele decaimento de resistência.
- É importante referir que, na análise dinâmica não linear os deslocamentos máximos são compatíveis entre modelos, no entanto existe uma diferença ao nível do deslocamento residual derivada por considerar degradação da resistência do material, que impede que volte à posição indeformada.
- Quanto às diferenças entre os modelos de plasticidade distribuída, a nível global obtiveram resultados semelhantes tanto na análise estática como na análise dinâmica. Contudo, a resposta local demonstrou, efetivamente, que o modelo com elementos *force-based* apresenta resultados sempre com deformações superiores, em comparação com a modelação *disp-based*, que se tornam mais evidentes na análise dinâmica não linear, com ciclos de histerese bem mais largos.
- Através das análises de sensibilidade é possível verificar que o comportamento entre modelos não é compatível a nível local. Para o mesmo estado global, com o *roof drift* fixo, as curvaturas do modelo *force-based* são superiores a todos os modelos, cerca de 2,8 vezes a curvatura do modelo de P.C. na viga, e 1,6 vezes no pilar, como demonstrado na Figura 2.13.
- A grande desvantagem do modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos é precisar de esforço computacional muito superior para obter resultados semelhantes à



modelação com formulação em força, com 10 vezes mais graus de liberdade, que faz aumentar os tempos de análise na mesma proporção.

Com este capítulo conseguiu-se ter uma boa compreensão dos modelos e do seu desempenho nas análises sísmicas, e principalmente conseguem-se compreender os resultados residuais sísmicos para o objetivo principal de modelação do cenário de Incêndio Pós-Sismo, aplicado no Capítulo 4.

### 3 Análise termomecânica de estruturas de aço no *OpenSees*

#### 3.1 Métodos de Análise à Ação do Fogo

O método apropriado para analisar o cenário de Incêndio Pós-Sismo (IPS) consiste na análise sequencial do efeito sísmico e do fogo. Sucessivamente, em 3 fases são aplicadas à estrutura as cargas: (i) gravíticas, (ii) sísmicas e (iii) a ação do fogo.

Ao longo da análise, assumem-se cargas gravíticas estáticas e uniformes. No caso da ação sísmica, os métodos de análise mais adequados para o cenário de IPS são os métodos de análise não lineares, por admitirem relações força-deslocamento não lineares e permitirem grandes deslocamentos nas relações de equilíbrio e compatibilidade, sendo considerados os mais sofisticados.

Os métodos de análises a situações de incêndio são muito diversos, divididos em dois grupos: determinísticos e probabilísticos. No entanto, os primeiros consistem apenas em previsões estatísticas sobre as fases de crescimento do incêndio. Enquanto que, os modelos probabilísticos abrangem desde modelos computacionais de dinâmica de fluídos, modelos de zonas até modelos de cálculo manual [32]. Nestes últimos, inserem-se os modelos contemplados nos códigos atuais e comumente utilizados no cálculo das ações térmicas, produzidas por incêndios em compartimentos: as curvas tempo-temperatura.

A ação do fogo é um evento que altera significativamente, com o aumento da temperatura ao longo do tempo, as características térmicas e mecânicas do material. O aço é um material considerado sensível a temperaturas elevadas, e quando sujeito à ação do fogo é visível uma rápida redução da rigidez, tensão de cedência e tensão limite de proporcionalidade. A temperaturas acima dos 500°C, a tensão última do aço diminui 50% [4].

Após definir o estado físico e geométrico final da estrutura pós-sismo, o objetivo prende-se com a seleção da ação do fogo e a modelação dos elementos estruturais.

Segundo a abordagem ISO 834, [47], na análise ao fogo é determinada a resposta da estrutura pelo tempo de colapso da mesma enquanto sujeito à ação. Contudo, existem diversos critérios de verificação de resistência para definir o tempo de colapso, tanto locais como globais, utilizados em estruturas metálicas.

O cenário de IPS demonstra uma grande variabilidade de fatores tornando as análises complexas e extensas exigindo diversas combinações de hipóteses possíveis. Desde utilizar sismos de diferentes intensidades e direções preferenciais, até analisar quais os compartimentos da estrutura, onde estabelecer a ação do fogo é menos favorável à sua resistência.

Tipicamente, um incêndio real passa por cinco fases distintas: ignição, propagação do incêndio, combustão generalizada ou *Flashover*, combustão contínua e declínio. Também é conhecida a fase intermédia anterior ao declínio como *Post-Flashover*, tal como está representado na Figura 3.1.

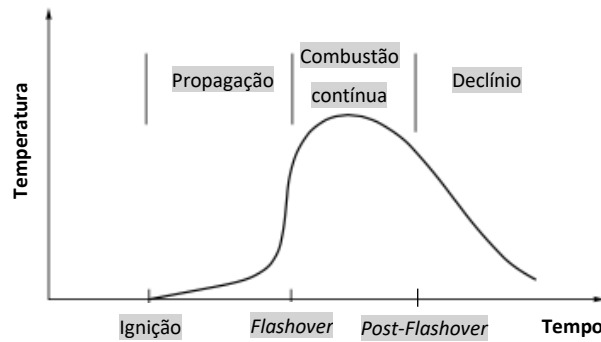


Figura 3.1 – Curva temperatura-tempo (Fases de um incêndio), adaptado [8].

No dimensionamento de estruturas para resistir ao fogo existem diversos métodos para obter as curvas de variação de temperatura ao longo do tempo. Desde modelos de cálculo manual, curvas publicadas até equações paramétricas, segundo [8].

Em [32] são contemplados dois grupos de modelos de incêndio em compartimentos: determinísticos e probabilísticos, descritos na Figura 3.2. Os primeiros consistem apenas em previsões estatísticas sobre as fases de crescimento do incêndio. No entanto, os segundos modelos são discriminados em três tipos: modelos computacionais de dinâmica de fluídos, modelos de zonas e modelos de cálculo manual. Nestes últimos refere modelos que definem tanto diferentes fases do incêndio: modelos de incêndio *Pre-Flashover* e *Post-Flashover*, como consideram a mobilidade do mesmo: modelos de Fogos Móveis.

O NP EN 1991-1-2, [43], tem em conta dois grupos de modelos de cálculo manual de análise de temperaturas: curvas de incêndio nominais e modelos de incêndio natural.

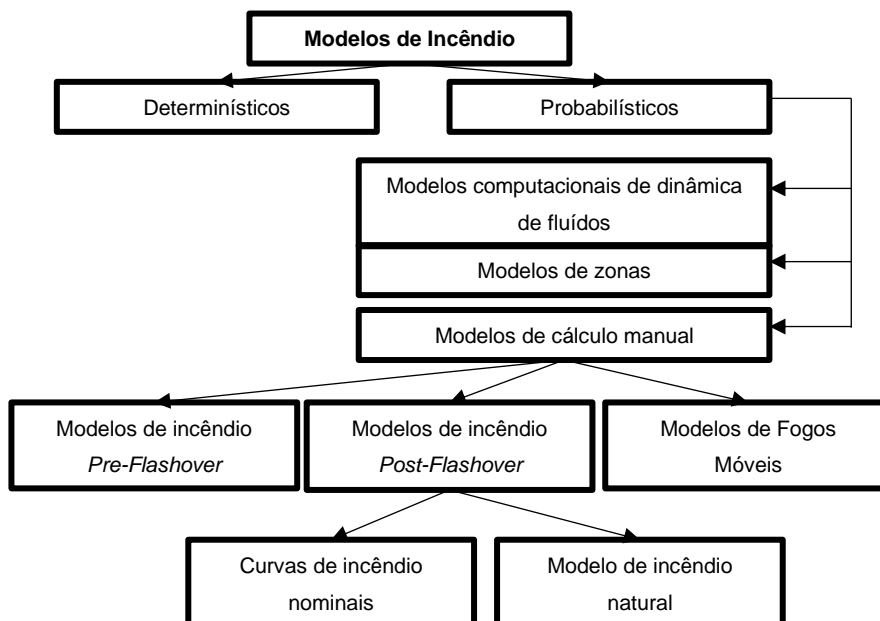


Figura 3.2 – Modelos de incêndio.

### 3.1.1 Modelos de cálculo das ações térmicas em compartimentos

Os modelos de incêndio *Post-Flashover* são subdivididos em: (i) modelos de curvas de incêndio nominais e (ii) modelos de incêndio natural. Ambos os modelos são considerados pelo NP EN 1991-1-

2, [43]. Os primeiros também são mencionados nos códigos internacionais ISO 834, [47], e ASTM E119, [39], enquanto que, os segundos aparecem nos códigos ASCE/SEI 7, [38].

Os modelos de curvas de incêndio nominais estimam a temperatura no tempo em edifícios convencionais, como edifícios residenciais e comerciais, apresentam limitações nas dimensões dos compartimentos e no espectro de propriedades térmicas tidas em conta.

Como esperado, os modelos de incêndio natural são mais precisos, não só aplicam diretamente as propriedades térmicas nos compartimentos e fronteiras, as paredes e aberturas, como também são considerados outros fatores como sistemas de deteção e proteção em situações de incêndio.

Mesmo assim, ambos os modelos representam o fogo desde a ignição até ao incêndio estar completamente desenvolvido, ou seja, por todas as fases do incêndio apresentadas na Figura 3.1. E apesar da diferente abordagem no cálculo de temperatura, os dois métodos representam o incêndio através de um único parâmetro, a temperatura dependente do tempo num compartimento [4].

Não obstante as curvas nominais serem curvas convencionais, ou seja, que não representam nenhum incêndio em particular que possa ocorrer em edifícios reais, foi o modelo utilizado neste estudo simples, com o fim de reduzir o número de parâmetros aplicáveis.

### **Modelo de curvas de incêndio nominais aplicada a elementos de aço**

Pelo NP EN 1991-1-2 [43], a curva de incêndio padrão, também conhecida como curva ISO 834, é definida pela Equação (3.1) onde  $\theta_g$  é a temperatura do ar, em °C, no compartimento sob a ação do fogo, e  $t$  é o tempo.

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (3.1)$$

Segundo o NP EN 1993-1-2 [46], o desenvolvimento da temperatura em estruturas de aço interiores sem proteção, assumindo uma distribuição equivalente de temperatura uniforme na secção transversal, durante um intervalo de tempo  $\Delta t$ , é dado pela Equação (3.2).

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net,d} \cdot \Delta t \quad (3.2)$$

em que:

- $\Delta\theta_{a,t}$ , incremento de temperatura no aço;
- $k_{sh}$ , fator de correção para o efeito de sombra;
- $A_m$ , área da superfície de um elemento por unidade de comprimento;
- $V$ , volume de um elemento por unidade de comprimento;
- $c_a$ , calor específico do aço;
- $\rho_a$ , massa específica do aço;
- $\dot{h}_{net,d}$ , valor de cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área.

O incremento de temperatura,  $\Delta\theta_{a,t}$ , é a carga da ação do fogo aplicada diretamente aos elementos estruturais dependente da secção transversal. A temperatura do ar no compartimento,  $\theta_g$ , entra na Equação (3.2), pelo valor de cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área,  $\dot{h}_{net,d}$ , de unidades W/m, pela relação dada na Equação (3.3).

$$\dot{h}_{net,d} = (\dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}) \cdot \gamma_{M,fi} \quad (3.3)$$

em que:

- $\dot{h}_{net,c}$ , fluxo de calor efetivo por convecção;
- $\dot{h}_{net,r}$ , fluxo de calor efetivo por radiação;
- $\gamma_{M,fi}$ , coeficiente parcial para a propriedade considerada do material, em situação de incêndio;

No Anexo B, o processo de cálculo do modelo de curvas de incêndio nominais em estruturas de aço é detalhado, inclusive a obtenção de todas as variáveis inerentes.

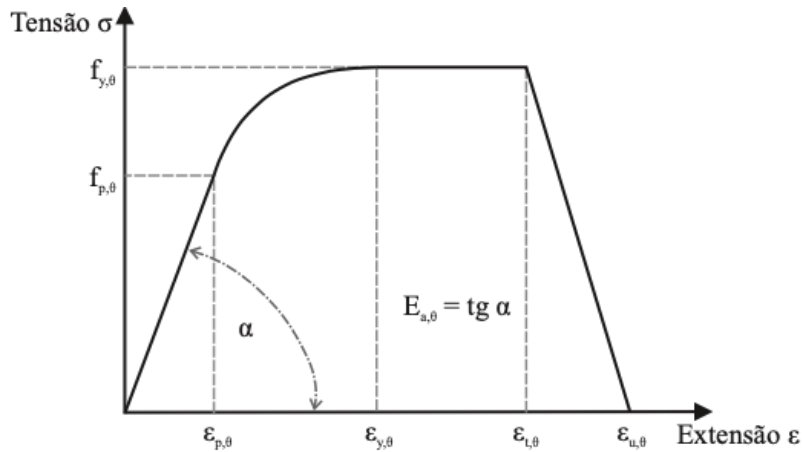
### 3.1.2 Propriedades termomecânicas do aço

Outro aspecto essencial a contemplar na análise do cenário IPS é a alteração das propriedades características de resistência e deformação do material quando sujeito à variação de temperatura. O NP EN 1993-1-2 [46], prevê três fatores de redução para a relação tensões-extensões do aço (apresentada no Quadro 3.1): (i) fator de redução de tensão de cedência efetiva,  $k_{y,\theta}$ , (ii) fator de redução de tensão limite de proporcionalidade,  $k_{p,\theta}$ , e (iii) fator de redução de inclinação da reta que representa o domínio elástico,  $k_{E,\theta}$ . Estas propriedades degradam-se com o aumento da temperatura, através dos fatores de redução. Como demonstrado no Quadro 3.2, tanto o módulo de elasticidade, como a tensão última, começam a diminuir a partir dos 100°C, enquanto que, a tensão de cedência começa aos 400°C.

No Quadro 3.1 e Quadro 3.2 surgem os parâmetros:

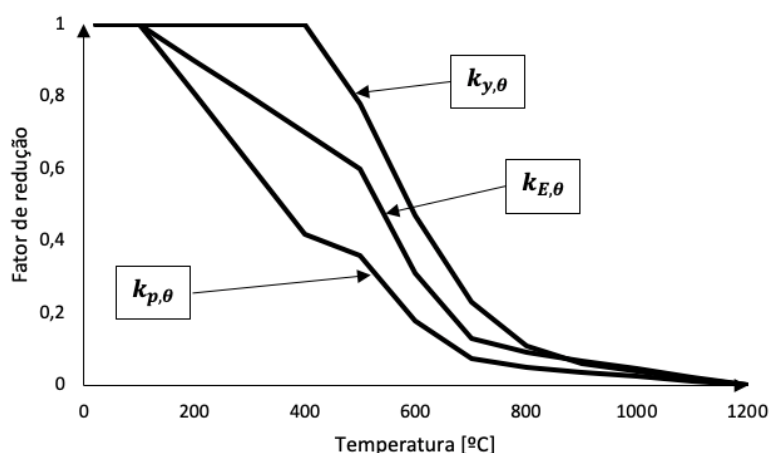
- $f_{p,\theta}$ , tensão limite de proporcionalidade;
- $f_{y,\theta}$ , tensão de cedência efetiva;
- $E_{a,\theta}$ , inclinação da reta que representa o domínio elástico;
- $\varepsilon_{p,\theta}$ , extensão limite de proporcionalidade;
- $\varepsilon_{y,\theta}$ , extensão de cedência;
- $\varepsilon_{t,\theta}$ , extensão limite para o patamar de cedência;
- $\varepsilon_{u,\theta}$ , extensão última;
- $f_y$ , tensão de cedência efetiva a 20°C;
- $E_a$ , inclinação da reta que representa o domínio elástico a 20°C.

Quadro 3.1 – Relação tensões-extensões do aço a temperaturas elevadas, adaptado de [46].



Domínio de Extensões	Tensão $\sigma$	Módulo tangente		
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon \cdot E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$		
$\varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a \cdot [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}}$		
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0		
$\varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$	-		
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0.00	-		
<b>Parâmetros</b>	$\varepsilon = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$	$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$	$\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$	$\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$
<b>Função</b>	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta})$			
	$b^2 = c \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{a,\theta} + c^2$			
	$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{a,\theta} - 2 \cdot (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$			

Quadro 3.2 – Fatores de redução para a relação tensões-extensões do aço carbono a temperaturas elevadas, adaptado de [46].



Temperatura do aço $\theta_a$	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20 °C	1,0000	1,0000	1,0000
100 °C	1,0000	1,0000	1,0000
200 °C	1,0000	0,8070	0,9000
300 °C	1,0000	0,6130	0,8000
400 °C	1,0000	0,4200	0,7000
500 °C	0,7800	0,3600	0,6000
600 °C	0,4700	0,1800	0,3100
700 °C	0,2300	0,0750	0,1300
800 °C	0,1100	0,0500	0,0900
900 °C	0,0600	0,0375	0,0675
1000 °C	0,0400	0,0250	0,0450
1100 °C	0,0200	0,0125	0,0225
1200 °C	0,0000	0,0000	0,0000

**Nota:** Para os valores intermédios da temperatura do aço, poderá efetuar-se uma interpolação linear.

### 3.2 Descrição geral da abordagem do *OpenSees*

Neste momento, a biblioteca do *OpenSees* considera classes de materiais dependentes da temperatura para aço e betão, com base nos Eurocódigos, e elementos finitos de barra (*frame*) e de laje (*shell*).

Para além disso, as ferramentas computacionais disponíveis para modelar a ação do fogo de forma realista têm sido desenvolvidas nas últimas décadas. Ainda assim, não há métodos computacionais suficientemente estabelecidos que contemplem simultaneamente os seguintes aspetos: (i) as modelações relativamente realistas, como incêndios localizados e incêndios móveis; (ii) a transferência de calor entre componentes estruturais, por radiação, convecção e condução; e (iii) a resposta estrutural global.

Atualmente, os engenheiros de estruturas não conseguem executar análises ao cenário de incêndio em edifícios de grandes dimensões considerando incêndios realistas, apenas aplicam regulamentações de proteção ao fogo, implementando medidas que se revelam, em muitos casos, pouco ajustadas à realidade, e às reais necessidades dos edifícios [21]. A ferramenta *Structures in Fire Builder (SIFBuilder)*, desenvolvida pela equipa do *OpenSees*, visa em executar análises automatizadas a estruturas de grandes dimensões sujeitas a incêndios realistas. Esta ferramenta permite mínimo *input* permitindo análises ao cenário de incêndio rápidas para diversos cenários de incêndio como incêndios nominais, localizados ou móveis, em edifícios de grandes dimensões, conjugando automaticamente os resultados da análise de transferência de calor com o modelo estrutural para executar análises termomecânicas. [20]

Contudo já existem classes no *OpenSees Thermal* para executar análises termomecânicas, em elementos lineares, de *shell*, assim como análises de transferência de calor. Como o caso de estudo se trata de análises termomecânicas em estruturas 2D, na Figura 3.3, apresentam-se as classes de comportamento de material, e elemento finitos existentes.

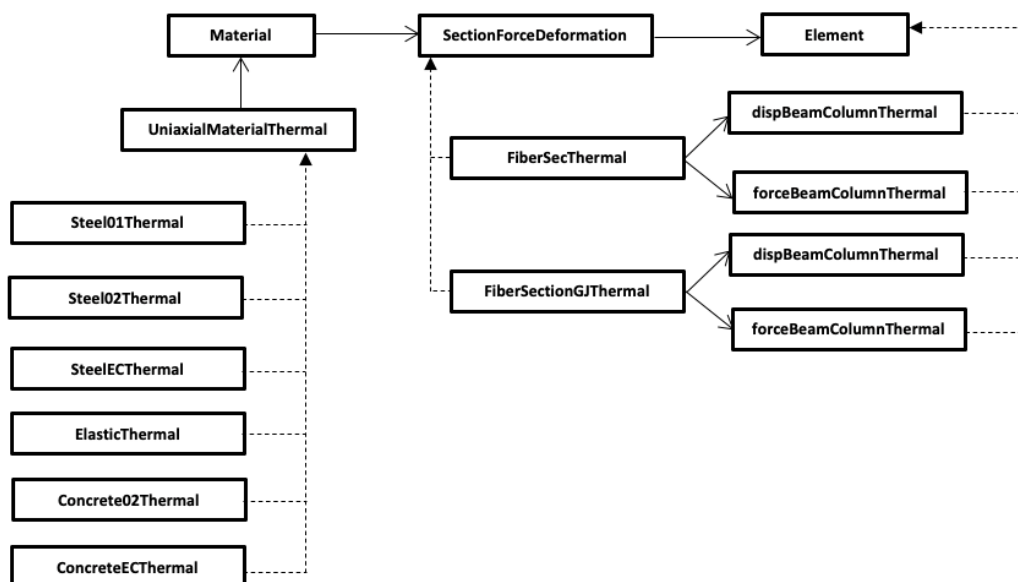


Figura 3.3 – Classes associadas às análises termomecânicas para os elementos 2D, retirado de [50].

Tal como é possível verificar na Figura 3.3, quanto aos modelos de comportamento existem modelos para simular elementos de aço e de betão. Relativamente aos elementos finitos de barra, estão implementadas formulações de plasticidade distribuída com formulação em força (*forceBeamColumnThermal*) e em deslocamentos (*dispBeamColumnThermal*).

Na secção 3.1 são descritos os métodos de análise à ação do fogo mais comuns, em particular o modelo de cálculo das ações térmicas em compartimentos, utilizado no caso de estudo abordado neste Capítulo, na situação de Incêndio, e no Capítulo 4, na situação de Incêndio Pós-Sismo, IPS.

Os pontos mais relevantes considerados neste capítulo relativamente à modelação da ação do fogo são: (i) os modelos de comportamento dos materiais e (ii) os modelos de elementos finitos, que contemplam a degradação do material devido às cargas térmicas em análises não lineares.



No *OpenSees* apenas é possível aplicar as ações térmicas em secções definidas com fibras, por esse motivo os tipos de modelos de elementos finitos utilizados foram: (i) modelo de plasticidade distribuída com formulação em força (M.P.D.F.), e, (ii) modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos (M.P.D.D.). Tal como no Capítulo 2, as ferramentas de modelação são exemplificadas através de um exemplo, neste caso a estrutura metálica estudada por *Jelinek et al.* [19], que será também utilizada neste trabalho como caso de estudo.

Este capítulo consiste na descrição das ferramentas de modelação estrutural, no *OpenSees*, para a ação do fogo. O objetivo final é estimar a capacidade resistente da estrutura, medida através do tempo para o qual é registado o colapso da estrutura sob uma curva de incêndio padrão [47]. Na secção 3.4, são explorados critérios utilizados para definir o colapso global e local das estruturas nesta situação.

Uma vez avaliada a capacidade resistente da estrutura para fazer face a um incêndio, pretende-se avaliar o seu comportamento num cenário de IPS e, em particular, aferir da importância das deformações residuais devidas ao sismo no colapso da estrutura quando sujeita ao fogo. Este tópico será abordado neste capítulo.

### **3.3 Modelação de estruturas metálicas para o cenário de Incêndio no *OpenSees***

Esta secção aborda as principais ferramentas de modelação no *OpenSees* para o cenário de Incêndio, também aplicado no cenário de IPS (Capítulo 4), fazendo a comparação com a modelação sísmica descrita, anteriormente, no Capítulo 2.

No *OpenSees*, as classes que foram adaptadas para a modelação de estruturas em análises termomecânicas não lineares são: (i) Material, (ii) Secção, (iii) Elemento, e (iv) Ação. Na Figura 3.3, apresentam-se as classes disponíveis, neste momento, no *software* para a modelação para ações térmicas.

Para o comportamento do aço estão disponíveis no *OpenSees* três tipos de modelos de comportamento do material: (i) *Steel01Thermal*, (ii) *Steel02Thermal* e (iii) *SteelECThermal*. O primeiro deriva da classe existente *Steel01* modelado segundo as leis de Menegotto e Pinto (1973), apresentado na Figura 3.4, utilizando leis bilineares com endurecimento cinemático descrito por equações não lineares, contudo não considera efeitos não lineares como a degradação cíclica [33], no contexto das ações térmicas (*Steel01Thermal*) inclui as propriedades dependentes da temperatura de acordo com a NP EN 1993-1-2 [46]. Tal como o modelo anterior o *Steel02Thermal* deriva do *Steel02*, que considera o modelo de *Giuffre-Menegotto-Pinto*, descrito no Capítulo 2. O último modelo é um novo modelo que simula os diferentes tipos de materiais definidos de acordo com a NP EN1992-1-1 [44], para as armaduras de aço, e NP EN 1993-1-1 [45], para os perfis em aço de carbono.

É de salientar que não é possível proceder à modelação de estruturas, no *OpenSees*, sob ação térmica, através de modelos de plasticidade concentrada, por não existirem ainda elementos, como *zerolength elements*, nem o modelo de comportamento de materiais *Modified Ibarra Krawinkler Deterioration Model*, que inclua a variação das propriedades com os efeitos termomecânicos, como se

verifica na Figura 3.3. Este facto deve-se à dificuldade em ajustar as leis empíricas momento-rotação à variação das propriedades do material sob ação da temperatura.

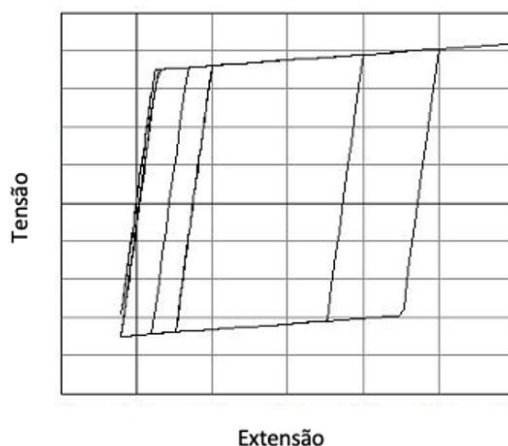


Figura 3.4 – Relações tensão-extensão do modelo de comportamento, bilinear sem efeitos de degradação cíclica.

### 3.4 Critérios de colapso em cenário de incêndio

Geralmente, a avaliação da resistência ao fogo é definida pelo período de tempo em que a integridade do membro sujeito ao fogo se mantém a resistir às cargas aplicadas [37]. Partindo deste princípio, existem diversas abordagens, que seguidamente se sumarizam, para a determinação do tempo de colapso, tanto local como global, da estrutura sujeito ao cenário de incêndio.

Segundo *Benham et al.* [4], são estabelecidos limites ao nível global pelo *drift* no piso onde ocorre o cenário de incêndio, e a nível local das deformações a meio vão da viga. A nível global é identificado na curva deslocamento-tempo quando se aproxima a uma assíntota horizontal por um erro de 1%.

*Zaharia et al.* [37], considera que, quando a temperatura na secção transversal do elemento estrutural produz uma redução da resistência do elemento abaixo do nível das ações da situação de dimensionamento do incêndio, o elemento perdeu a capacidade resistente à ação do fogo.

Considerando a definição apresentada em [37], utilizam-se as verificações de resistência ao fogo da NP EN 1993-1-2 [46], para elementos com secções transversais das classes 1, 2 ou 3, sujeitos a flexão composta, dado pela Equação (3.4):

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y \cdot M_{fi,Ed}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (3.4)$$

onde os valores de  $N_{fi,Ed}$  e  $M_{y,fi,Ed}$  representam o esforço normal e o momento fletor da estrutura sujeita ao cenário de incêndio, respetivamente. O fator de interação  $k_y$  obtém-se pela Equação (3.5). Enquanto que, o coeficiente parcial em situação de incêndio,  $\gamma_{M,fi}$ , tem um valor recomendado de 1. O coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio,  $\chi_{min,fi}$ , é dado pelo mínimo entre o  $\chi_{y,fi}$  e  $\chi_{z,fi}$  determinado de acordo com a Equação (3.7). Por último,  $A$  é a área da secção transversal,  $W_{pl,y}$ , o módulo de flexão plástico segundo o eixo  $yy$  e,  $f_y$  é a tensão de cedência.

Os cálculos dos fatores intermédios encontram-se da Equação (3.6) a (3.10).

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3 \quad (3.5)$$

$$\mu_y = (2 \cdot \beta_{M,y} - 5) \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0,44 \cdot \beta_{M,y} + 0,29 \leq 0,8 \text{ com } \bar{\lambda}_{y,20^\circ C} \leq 1,1 \quad (3.6)$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \quad (3.7)$$

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2] \quad (3.8)$$

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{235/f_y} \quad (3.9)$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \cdot [k_{y,\theta}/k_{E,\theta}]^{0,5} \quad (3.10)$$

em que:

- $\mu_y$ , fator;
- $\beta_{M,y}$ , coeficiente de momento, segundo o eixo yy, uniforme equivalente;
- $\bar{\lambda}_{y,\theta}$ , esbelteza normalizada, segundo o eixo yy, em função da temperatura;
- $\bar{\lambda}_{y,20^\circ C}$ , esbelteza normalizada, segundo o eixo yy, aos 20°C;
- $\chi_{fi}$ , coeficiente de redução para a encurvadura por flexão, em situação de incêndio;
- $\varphi_\theta$ , fator;
- $\bar{\lambda}_\theta$ , esbelteza normalizada em função da temperatura;
- $\alpha$ , coeficiente de transferência de calor por convecção.

Adicionalmente, consideraram-se os critérios limite de capacidade de rotação plástica imposto aos pilares no Capítulo 2 para a análise sísmica, descritos na secção 2.4 (Equação (2.14) para ações cíclicas). Neste caso, como as características da estrutura variam com o tempo, devido à variação de temperatura nos elementos, foram criados ficheiros com os valores limites ao longo do tempo.

Em suma, definiu-se o tempo de colapso local e global, tanto na situação de Incêndio como na situação de IPS, segundo os critérios apresentados no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Quadro-resumo dos critérios de colapso global e local.

<b>Critério de Colapso Pilares (Global)</b>	<b>Critério de Colapso Vigas (Local)</b>
Ver. Flexão Composta, referente ao [46]	Ver. Flexão Composta, referente ao [46]
Capacidade de rotação plástica, Equação (2.14), de acordo com [23]	Capacidade de rotação plástica, Quadro 2.8 (NC), de acordo com [42]

## 3.5 Caso de Estudo

### 3.5.1 Descrição e modelação da estrutura

O caso de estudo que aqui se apresenta consiste na avaliação da resistência de uma estrutura metálica ao cenário de Incêndio Pós-Sismo. O objetivo do estudo prende-se com a avaliação da progressão do estado de dano da estrutura, até ao colapso, causado pelo cenário IPS, comparando a resistência da estrutura face a um incêndio isolado, em que a estrutura parte de um estado inicial sem danos.

A estrutura em análise corresponde a um pórtico plano, dimensionado por *Zaharia et al.* [37], segundo o código sísmico Romeno, P100-1/2004 [48], adaptado do código europeu EN 1998-1 [41], para a região de Vrancea, que corresponde a uma zona sísmica severa, e a aceleração de dimensionamento de pico foi de 0,32  $g$  ( $g$  representa a aceleração gravítica).

Este pórtico foi analisado por *Jelinek et al.* [19] com recurso ao programa *ABAQUS*. *Jelinek et al.* [19] analisaram também a estrutura em três cenários: (i) sismo; (ii) incêndio; e (iii) incêndio pós-sismo, pelo que os resultados iniciais aqui obtidos serão comparados com os resultados disponíveis na literatura usando o *ABAQUS*.

A estrutura do caso de estudo não se encontra isolada ao fogo, porém foi dimensionada para cumprir o estado limite de utilização prescrito pelo EN 1998-1 [41]. A resposta sísmica não linear é analisada através de 6 sismos de características diferentes, escalados para a mesma aceleração de pico. Posteriormente, no cenário de IPS são selecionados dois destes sismos, para analisar a resposta. Quanto ao cenário de Incêndio, foram consideradas curvas padrão (ISO 834) [47].

Nesta secção apresenta-se a descrição da estrutura e da modelação no *OpenSees* para o cenário de Incêndio e Incêndio Pós-Sismo.

#### **Descrição da estrutura do caso de estudo**

A estrutura escolhida para caso de estudo, analisada por *Jelinek et al.* [19], apresentada na Figura 3.5, representa a estrutura principal de um edifício residencial já estudado na literatura [37]. Consiste num edifício com 5 pisos elevados, simétrico, com 18,5 m de altura. Os elementos em aço S235, com ligações entre viga-pilar rígidas, não isolados contra o fogo, porém dimensionados para resistir às ações gravíticas e sísmicas segundo o EN 1998-1, [41], seguindo o conceito pilares fortes – vigas fracas. Os pilares têm secção transversal HEA500, enquanto que existem três tipos de secções nas vigas: IPE400, IPE360 e IPE330, como demonstrado na Figura 3.5. As cargas de dimensionamento vertical apresentam-se no Quadro 3.4.

O primeiro passo é a análise estática linear onde se aplicam as cargas gravíticas, calculadas utilizando a combinação sísmica e acidental para o fogo. No entanto, ambos os fatores de combinação  $\psi_2$  no caso sísmico e  $\psi_1$  no caso de incêndio, apresentam o valor de 0,3 [19]. Sendo assim, a carga de dimensionamento é igual em ambos os cenários, dada pela Equação (3.11).

$$p_{sd} = G_k + 0,3 \cdot Q_k \quad (3.11)$$

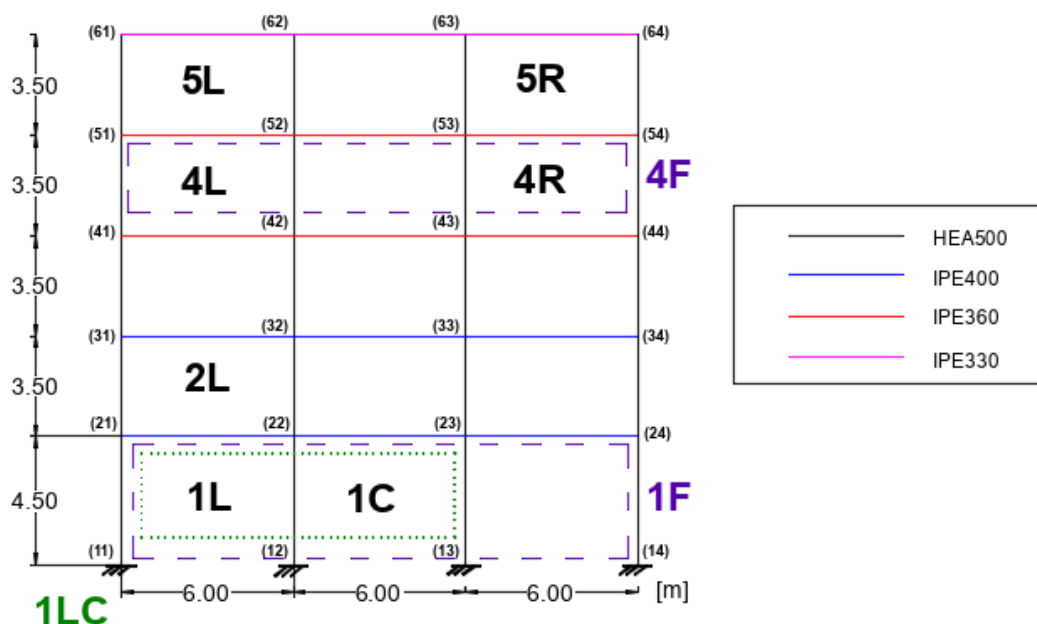


Figura 3.5 – Estrutura do caso de estudo.

Quadro 3.4 – Cargas de dimensionamento vertical.

<b>Peso próprio, <math>G_k</math></b>	3,5 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecarga nos pisos regulares, <math>Q_k</math></b>	2,5 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecarga no último piso, <math>Q_{k,roof}</math></b>	1,5 kN/m <sup>2</sup>

Considerando os valores do Quadro 3.4, e assumindo uma distância fora do plano de 6 m entre pórticos [19], as cargas distribuídas em cada piso resultam nos valores demonstrados no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Cargas distribuídas nas vigas dos pisos.

<b>Pisos regulares</b>	25,5 kN/m
<b>Último piso</b>	23,7 kN/m

Na análise não linear ao incêndio, foram considerados 10 cenários de incêndio, identificados na Figura 3.5, o número refere-se ao piso onde ocorre o cenário, e a letra ao compartimento: esquerdo (L – *left*), central (C), direito (R – *right*), quando o cenário é aplicado em todo o piso, utilizou-se a letra F (*floor*). Por exemplo, o cenário 4L corresponde ao cenário no 4º piso, no compartimento da esquerda.

Segundo *Jelinek et al.* [19], 7 dos cenários consideram apenas o fogo em um compartimento, e foram escolhidos devido a serem os compartimentos que demonstraram valores de *drift* mais elevados durante o sismo ou onde são esperados maiores danos devido ao incêndio. Os outros 3 cenários consideram cenários de incêndio em mais do que um compartimento.

Como descrito na secção 3.1, o incêndio foi modelado através de curvas de incêndio *standard*, determinadas de acordo com o NP EN 1993-1-2 [46], considerando a temperatura uniforme ao longo da secção dos perfis. Em comparação com as curvas paramétricas de incêndio e as curvas de

incêndios naturais, estas curvas não considerarem a ventilação e as condições de isolamento dos compartimentos.

### **Modelação da estrutura**

Os elementos da estrutura foram modelados por dois tipos de modelos de plasticidade distribuída: (i) formulação em força, e (ii) formulação em deslocamentos. Como demonstrado no Capítulo 2, os elementos com formulação em força apresentam a mesma precisão na resposta com menor discretização dos elementos. Foi feita uma análise de sensibilidade no sentido de aferir o número de elementos a utilizar em ambos os casos, garantindo que a resposta seria semelhante a nível global e local. Sendo assim, no modelo (i) cada membro estrutural é subdividido em 6 elementos finitos com 10 pontos de integração cada, enquanto que no modelo (ii) a discretização dos membros é feita em 30 elementos finitos com 5 pontos de integração cada. A discretização utilizada no modelo (ii) assume um número de elementos muito elevado, correspondente à máxima discretização que se avaliou na análise de sensibilidade. Com efeito, apenas com esta discretização se obtiveram respostas locais semelhantes em ambos os modelos. Não obstante, uma discretização muito menos refinada garante que a resposta global é semelhante. Discretizou-se ao máximo para poder ver a influência da discretização na resposta local e poder comparar com os resultados obtidos no M.P.D.F..

Quanto à ação do fogo, assumiu-se que todos pilares estão sujeitos ao fogo nos 4 lados, enquanto em as vigas são expostas ao fogo em 3 lados, admitindo que o lado de cima é protegido pela laje.

Os resultados obtidos com esta discretização foram comparados com os resultados obtidos por *Jelinek et al.* [19], tal como apresentado no Capítulo 4. Foram utilizadas as transformações geométricas *P-Delta*, tal como no Capítulo 2.

O modelo de comportamento do material utilizado foi o *Steel01Thermal*. Como descrito na secção anterior, este modelo segue os princípios estabelecidos por *Menegotto e Pinto (1973)*, utilizando leis bilineares com endurecimento cinemático descrito por equações não lineares, sem considerar o efeito de *Bauschinger*. Idealmente, seria preferível modelar a estrutura segundo o modelo *Steel02Thermal*, porém não se conseguiram análises bem-sucedidas com esta modelação. Tal como na modelação feita por *Jelinek et al.* [19], foi considerado endurecimento nulo.

Em suma, o Quadro 3.6 sintetiza as classes utilizadas na modelação tanto para o cenário de Incêndio com para o cenário de Incêndio Pós-Sismo, explorado no Capítulo 4.

*Quadro 3.6 – Classes utilizadas nos modelos de plasticidade distribuída.*

<b>Modelo</b>	<b>Material</b>	<b>Secção</b>	<b>Elemento</b>	<b>Ação</b>
M.P.D.F.	<i>Steel01Thermal</i>	<i>FiberSecThermal</i>	<i>ForceBeamCounmThermal</i>	<i>Beam2DThermalAction</i>
M.P.D.D.	<i>Steel01Thermal</i>	<i>FiberSecThermal</i>	<i>DispBeamColumnThermal</i>	<i>Beam2DThermalAction</i>

### 3.5.2 Análise ao cenário de Incêndio

Os tempos de colapso global e local, em situação de incêndio, foram estudados para os 10 cenários de incêndio considerados, estimados através dos modelos M.P.D.F. e M.P.D.D.. Contudo, nos cenários acima do 1º piso, o *OpenSees* demonstrou ter dificuldades de convergência, e as estruturas não atingiram o colapso durante o tempo de análise. Por isso, e também para não tornar a análise repetitiva, foram analisados todos os cenários do primeiro piso: 1L, 1C, 1LC e 1F. No entanto, encontra-se a análise dos restantes cenários no Anexo D.

Os valores obtidos são comparados com os valores obtidos por *Jelinek et al.* [19], com o programa *ABAQUS*. É de salientar que em [2] não se definem os critérios de colapso, sendo apenas referido que os tempos de colapso são determinados por meio de análise a grandes deformações.

Contudo a análise para definição dos tempos de colapso sob a ação do fogo começou com a análise dos gráficos deslocamento-tempo, para os modelos de plasticidade distribuída, onde se identificaram os cenários mais condicionantes para a estrutura.

De seguida, estimou-se o tempo de colapso através da aplicação do critério descritos no Quadro 3.3. Foi escolhido o cenário 1L para estudar a determinação do tempo de colapso, por ser um cenário no piso mais condicionante ao colapso da estrutura, e não pertencer a um compartimento central na estrutura, ou seja, provoca um comportamento assimétrico. Por esses motivos, esse é o cenário analisado na situação de Incêndio Pós-Sismo, no Capítulo 4.

#### **Análise das curvas deslocamento-tempo e deformadas da estrutura**

Nesta secção são analisados os cenários do 1º piso: 1L, 1LC, 1C e 1F, para a modelação de plasticidade distribuída com formulação em força (*force-based*), quanto ao tempo em que os deslocamentos começam a ter um aumento em pico, em comparação com o modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos (*disp-based*). Adicionalmente, no Anexo D, demonstram-se os resultados dos restantes cenários.

- Cenário 1L

No seguimento das análises anteriores analisou-se neste cenário os deslocamentos horizontais ao longo do tempo a meia altura dos elementos verticais, na Figura 3.6, enquanto que nos elementos horizontais se analisaram os deslocamentos verticais, na Figura 3.7.

Com o aumento de temperatura no compartimento, ocorre a expansão dos elementos, como se consegue observar com o aumento do deslocamento vertical na Figura 3.7 (a) e (b), nas extremidades superiores dos pilares do compartimento.

No entanto, quando os elementos deixam de comportar a expansão, começam a fletir, como se verifica pelo aumento do deslocamento horizontal a meia altura dos pilares, na Figura 3.6. E no aumento do deslocamento vertical a meio vão da viga do compartimento, na Figura 3.7 (c). Até níveis de deformação excessivos levarem ao colapso.

Aos 23,6 min na Figura 3.6 (b) há um aumento acentuado dos deslocamentos a ½ altura do pilar da direita do compartimento, enquanto que no pilar da esquerda os deslocamentos encontram-se muito inferiores, com os valores máximos na ordem de grandeza dos  $10^{-2}$  m.

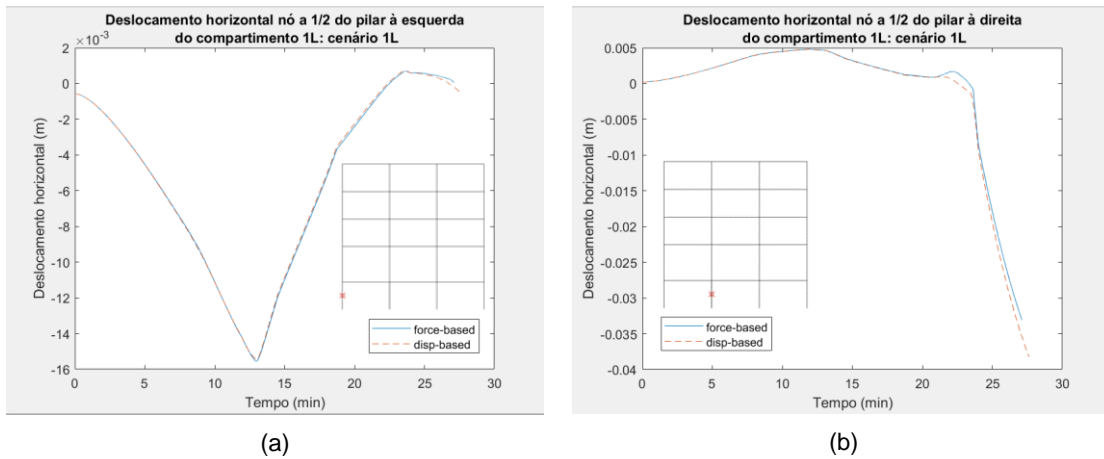


Figura 3.6 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 1L: (a) a 1/2 altura do pilar da esquerda do compartimento 1L; (b) a 1/2 altura do pilar da direita do compartimento 1L.

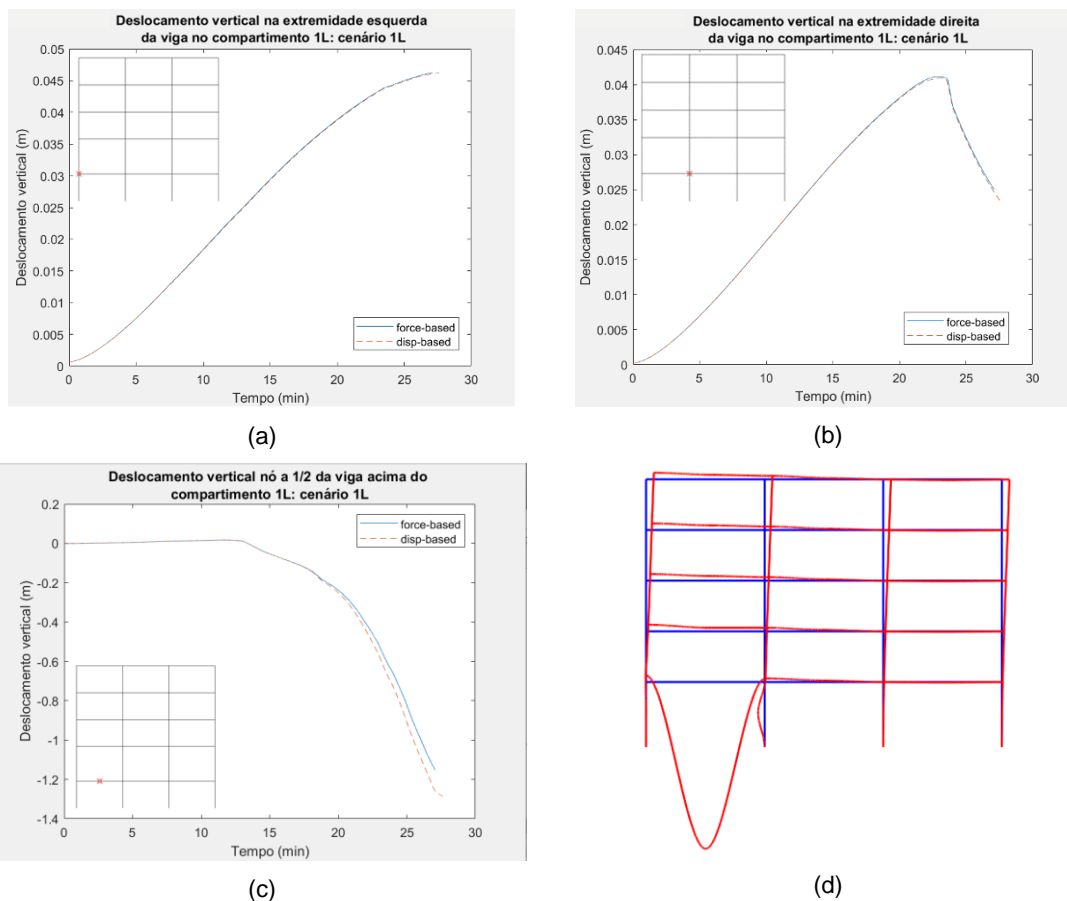


Figura 3.7 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 1L: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 1L; (b) na extremidade direita da viga do compartimento 1L; (c) a meio vão da viga do compartimento 1L; (d) deformada da estrutura para o cenário 1L aos 27,1 min (ampliada 10 vezes).

Na extremidade da direita da viga também, há um aumento dos deslocamentos aos 23,6 min, como é visível pela Figura 3.7 (b). Os deslocamentos a meio vão da viga encontram-se próximos dos 1,4 m, como ilustrado na Figura 3.7 (c), o colapso da viga já ocorreu.



Pela deformada da estrutura apresentada na Figura 3.7 (d), no último instante da análise aos 27,1 min, demonstra o colapso da viga e a encurvadura do pilar da direita do compartimento 1L.

Também é importante verificar na Figura 3.6 e Figura 3.7, que os resultados da modelação com formulação em força e em deslocamentos são praticamente coincidentes neste cenário.

Aos 23,6 min nos dois modelos verifica-se o aumento dos deslocamentos a  $\frac{1}{2}$  vão da viga e a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da direita. Em [19] o tempo de colapso é aos 28 min, o que vai de encontro com os resultados de início de aumentos de deslocamentos.

- Cenário 1LC

Assim como no cenário anterior analisaram-se os deslocamentos horizontais ao longo do tempo a meia altura dos elementos verticais, na Figura 3.8, enquanto que nos elementos horizontais se analisaram os deslocamentos verticais, na Figura 3.9, em comparação com as duas modelações.

Conseguimos observar novamente a expansão dos elementos, devido ao aumento do deslocamento vertical na Figura 3.9 (a), (c) e (e), nas extremidades superiores dos pilares dos compartimentos. E a flexão a meio vão da viga e meio altura dos pilares, com o aumento do deslocamento vertical e horizontal, respetivamente, na Figura 3.8 e na Figura 3.9 (b) e (d).

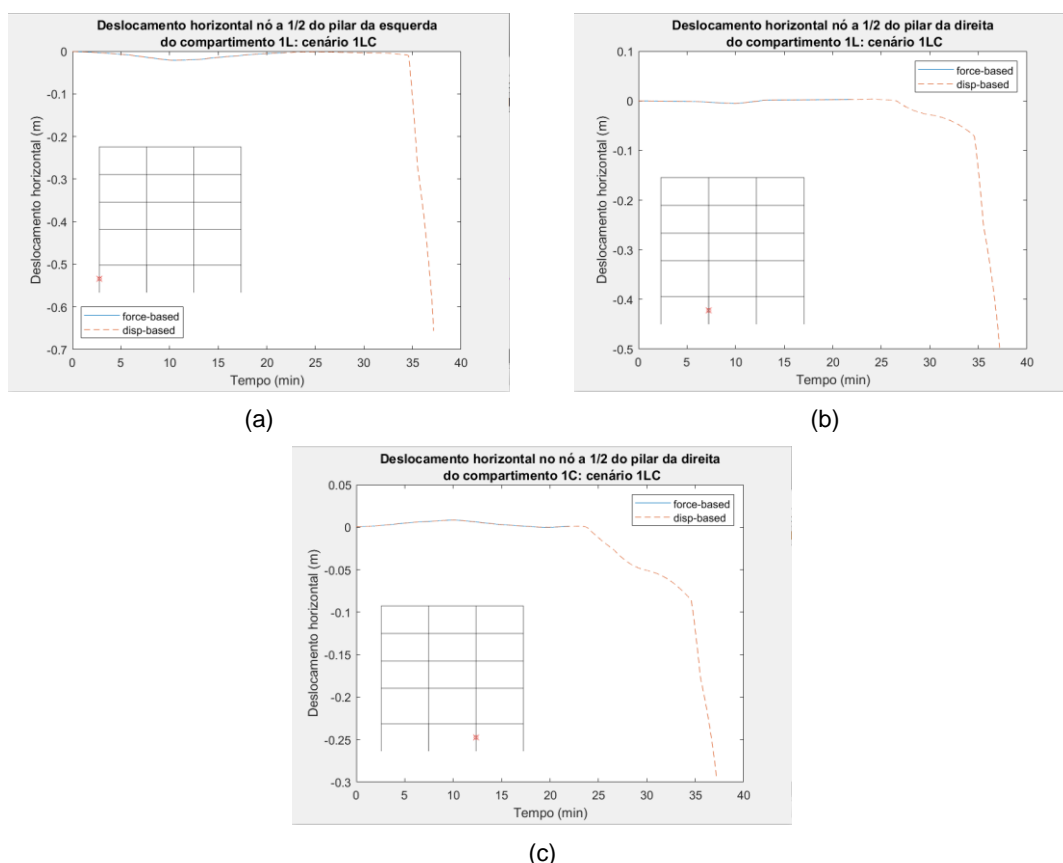


Figura 3.8– Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 1LC: (a) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da esquerda do compartimento 1L; (b) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da direita do compartimento 1L; (c) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da direita do compartimento 1C.

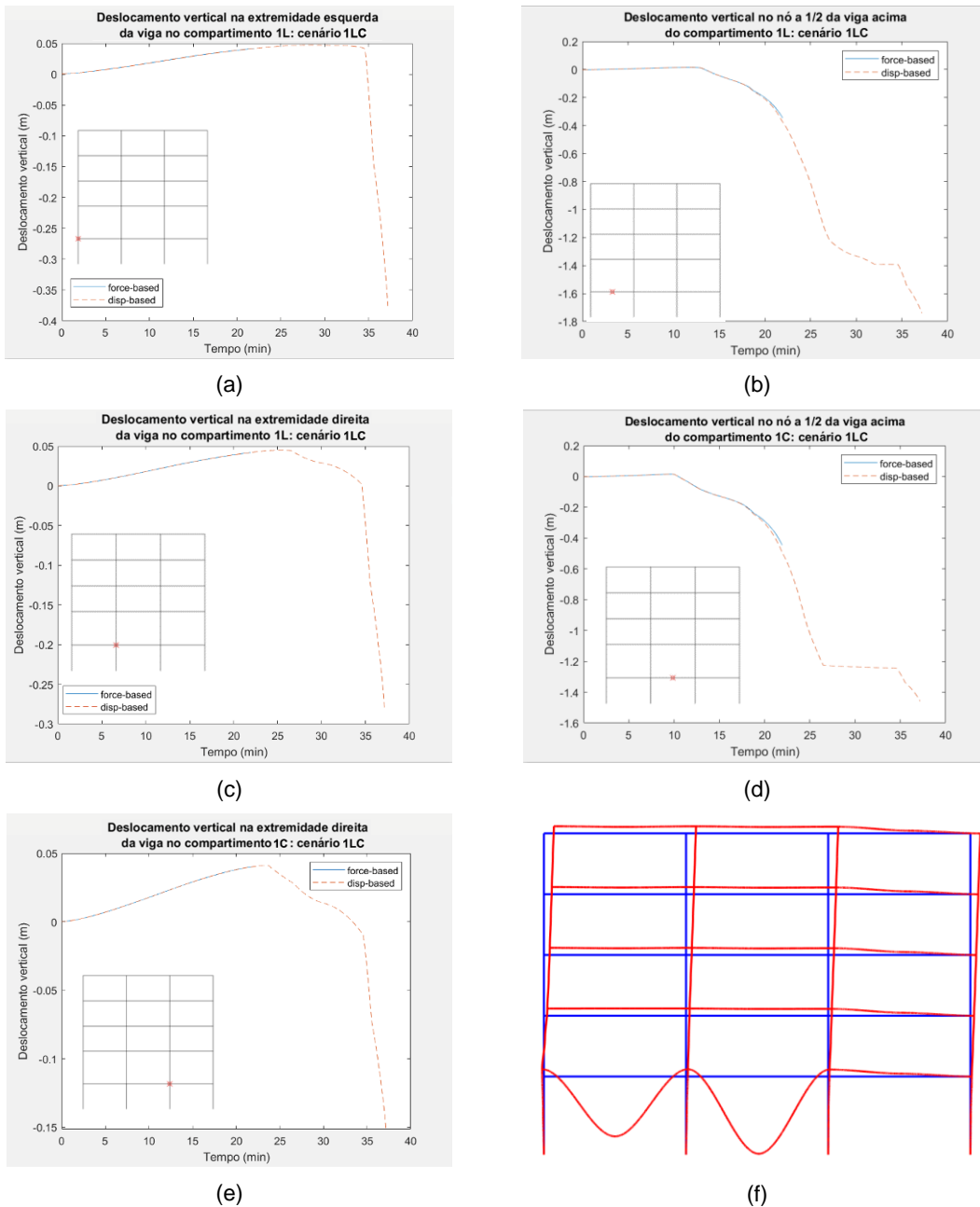


Figura 3.9 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 1LC: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 1L; (b) a meio vão da viga do compartimento 1L; (c) na extremidade direita da viga do compartimento 1L; (d) a meio vão da viga do compartimento 1C; (e) na extremidade direita da viga do compartimento 1C; (f) deformada da estrutura para o cenário 1LC aos 21,9 min (ampliada 10 vezes).

Neste cenário há uma clara diferença entre as duas modelações, a modelação *force-based* terminou a análise devido a problemas de convergência perto dos 25 min, enquanto que a modelação *disp-based* termina entre os 35 e os 40 min. Contudo, no cenário 1L e durante este cenário os resultados dos modelos sobrepuseram-se bem.

Por esse motivo, apenas temos os valores do modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos para os pontos de aumento de deslocamentos horizontais, cerca de 34,5 min. Temos o início de aumento de deslocamentos horizontais a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da direita do compartimento 1C aos 23,8 min. No entanto, o tempo de colapso da estrutura segundo *Jelinek et al.*

[19] é aos 25,5 min, porém para a modelação *disp-based* aos 25,5 min, ainda não existia o colapso global da estrutura.

Na Figura 3.9, observa-se o mesmo que na Figura 3.8 a modelação *force-based* termina a análise muito cedo, porém com resultados praticamente coincidentes com a modelação *disp-based*. O colapso das vigas é evidente com deslocamentos máximos no final da análise cerca de 1,8 m, na modelação *disp-based*.

Como comentado anteriormente, na Figura 3.9 (d) evidencia-se o colapso das vigas, contudo o restante da estrutura no final da análise *force-based* aos 21,9 min ainda não demonstravam deslocamentos excessivos a  $\frac{1}{2}$  altura dos pilares, como são apresentados no final da análise *disp-based*.

Mesmo assim, existe uma diferença de resultados entre os valores de *Jelinek et al.* [19] porque aos 25,5 min na modelação *disp-based* não é visível o colapso global da estrutura.

- Cenário 1C

Conforme os cenários anteriores apresentam-se os deslocamentos horizontais ao longo do tempo a meia altura dos elementos verticais, na Figura 3.10, enquanto que nos elementos horizontais se analisaram os deslocamentos verticais, na Figura 3.11, em comparação com as duas modelações.

É visível, tal como nos cenários anteriores, a expansão dos elementos, devido ao aumento do deslocamento vertical na Figura 3.11 (a) e (b), nas extremidades superiores dos pilares dos compartimentos. E quando não comportam mais a expansão, verifica-se a flexão dos elementos, a meio vão da viga e meio altura dos pilares, com o aumento do deslocamento vertical e horizontal, respetivamente, na Figura 3.10 e na Figura 3.11 (c).

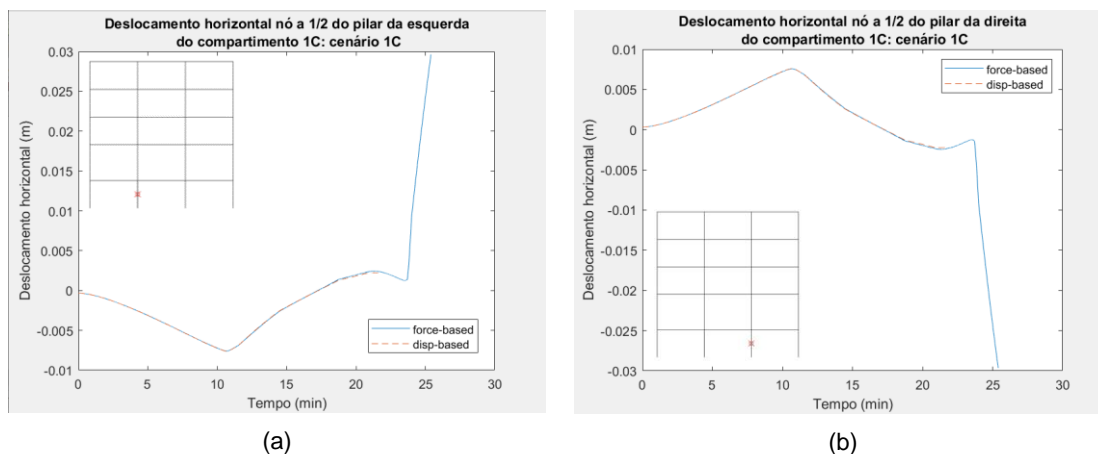


Figura 3.10 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 1C: (a) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da esquerda do compartimento 1C; (b) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da direita do compartimento 1C.

Na Figura 3.10 observa-se o contrário do cenário anterior a modelação *disp-based* termina mais cedo do que a modelação *force-based* devido a erros de convergência. Contudo, também se verificou que os resultados são praticamente coincidentes. Entre o pilar da esquerda e da direita é possível analisar que os comportamentos são simétricos, tal como esperado devido ao cenário ser num

compartimento central, 1C, e por isso simétrico na estrutura. Os deslocamentos atingiram o pico de aumento aos 23,6 min.

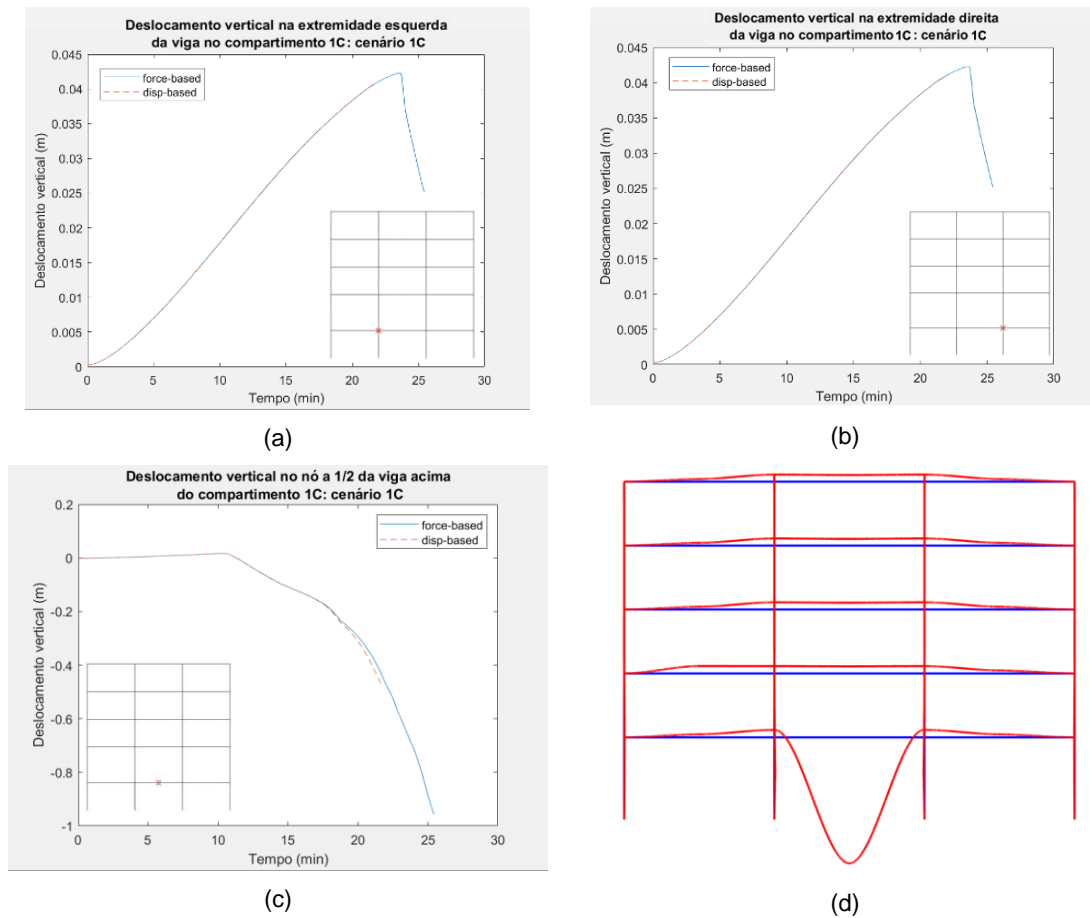


Figura 3.11 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 1C: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 1C; (b) na extremidade direita da viga do compartimento 1C; (c) a meio vão da viga do compartimento 1C; (d) deformada da estrutura para o cenário 1C aos 23,7 min (ampliada 10 vezes).

Tal como na Figura 3.10, na Figura 3.11 também se observou que a modelação *disp-based* terminou antes. Nas Figura 3.11 (a) e Figura 3.11 (b) as extremidades da viga chegaram ao pico de aumento de deslocamentos, na modelação *force-based*, aos 23,7 min. A meio vão da viga, na Figura 3.11 (c) esta modelação chegou perto do 1,0 m de deslocamento vertical.

Pela Figura 3.11 (d), verificámos a simetria da deformada da estrutura e o colapso da viga do compartimento 1C, porém o deslocamento horizontal a  $\frac{1}{2}$  altura dos pilares do compartimento ainda não apresentam deslocamentos excessivos no final da análise *force-based*, no início do pico dos deslocamentos horizontais dos pilares, os deslocamentos encontram-se próximos de zero.

Em comparação, o valor de *Jelinek et al.* [19] para o colapso da estrutura é aos 32,6 min, o que é possível acontecer com o nível de deformação que se verificou no final da análise aos 25,4 min.

- Cenário 1F

Para este cenário apresentam-se os deslocamentos horizontais ao longo do tempo a meia altura dos elementos verticais, na Figura 3.12, enquanto que nos elementos horizontais se analisaram os deslocamentos verticais, na Figura 3.13, em comparação com as duas modelações.

Na Figura 3.13 (a), (c), (e) e (g), verifica-se a expansão nas extremidades superiores dos pilares, devido ao aumento do deslocamento vertical. Adicionalmente, é visível a flexão dos elementos, após não comportam mais a expansão, a meio vão da viga e meio altura dos pilares, com o aumento do deslocamento vertical e horizontal, respetivamente, na Figura 3.12 e na Figura 3.13 (b), (d) e (f).

Os deslocamentos horizontais neste cenário não atingiram aumentos excessivos, como demonstrado na Figura 3.12. Como esperado há um comportamento simétrico da estrutura, devido ao carregamento da ação do fogo ser em todo o 1º piso, e é possível analisar que os deslocamentos máximos se apresentam a ½ altura dos pilares exteriores próximos de 0,02 m, enquanto que nos pilares interiores não chegam a atingir 0,007 m de deslocamento horizontal.

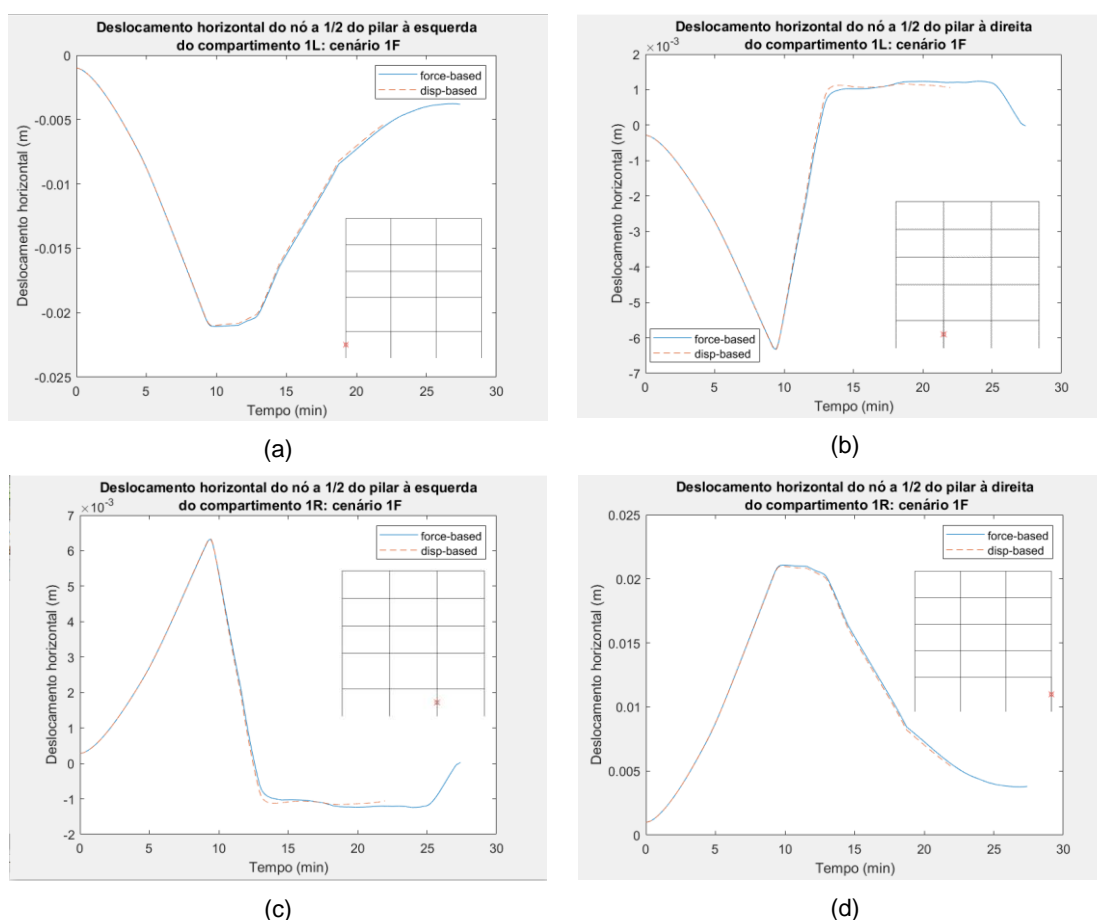
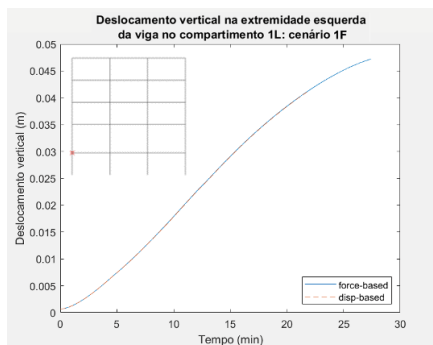
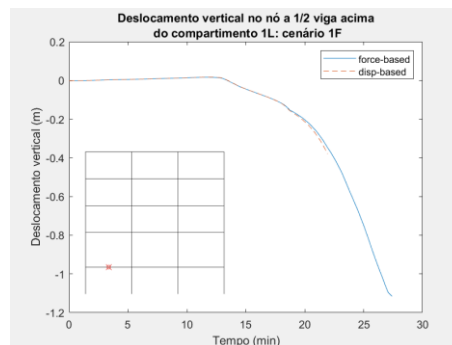


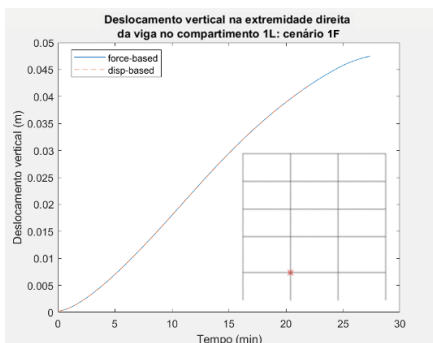
Figura 3.12 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 1F: (a) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 1L; (b) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 1L; (c) a ½ altura do pilar da esquerda do compartimento 1R; (d) a ½ altura do pilar da direita do compartimento 1R.



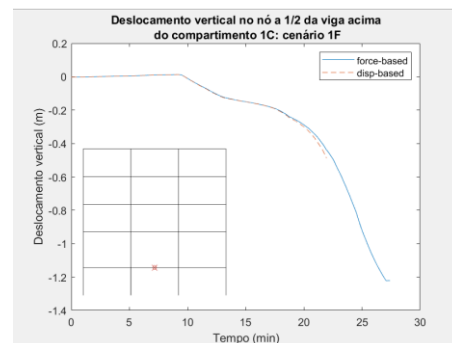
(a)



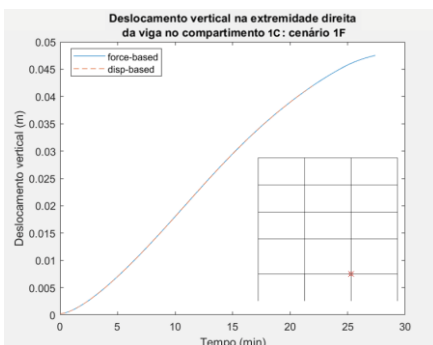
(b)



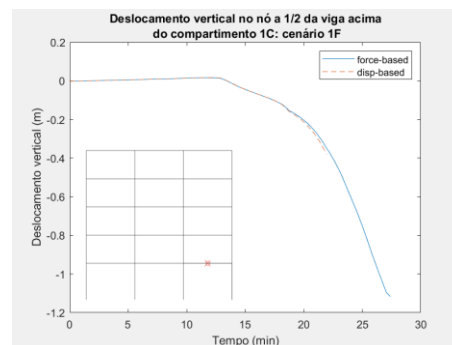
(c)



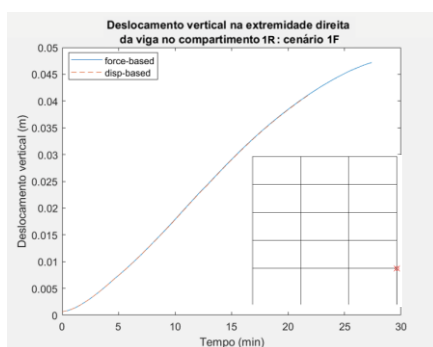
(d)



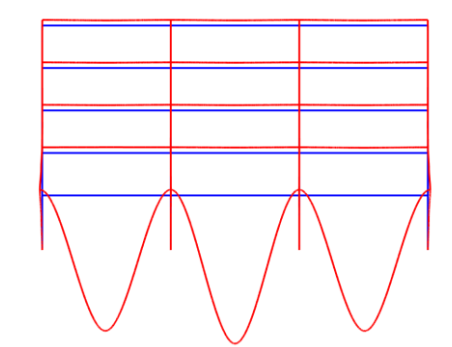
(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 3.13 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 1F: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 1L; (b) a meio vão da viga do compartimento 1L; (c) na extremidade direita da viga do compartimento 1L; (d) a meio vão da viga do compartimento 1C; (e) na extremidade direita da viga do compartimento 1C; (f) a meio vão da viga do compartimento 1R; (g) na extremidade direita da viga do compartimento 1R; (h) deformada da estrutura para o cenário 1F aos 27,4 min (ampliada 10 vezes).

Como foi visível nos cenários anteriores os pilares interiores, em carregamentos simétricos, tendem a deformar-se para dentro do compartimento, e os pilares exteriores para fora. Neste caso, os pilares interiores com carregamentos nos dois sentidos, pela ação em dois compartimentos contíguos e por toda a ação do fogo ser simétrica ao nível da estrutura, equilibram-se as deformações devido ao seu sentido. Não se verificou o mesmo no cenário 1LC, porque apesar do pilar interior estar entre dois compartimentos sob a ação do fogo, o carregamento era assimétrico na estrutura o que fez com que a deformação, apesar de inferior à deformação do outro pilar interior, pende para o sentido negativo do movimento.

Nos deslocamentos verticais das vigas do compartimento, ilustrados na Figura 3.13, novamente a modelação *disp-based* termina mais cedo do que a modelação *force-based*. As extremidades das vigas não atingem o pico de aumento de deslocamentos, porém a meio vão as vigas atingem até ao final da análise deslocamentos entre 1,0 e 1,2 m.

No último instante da análise a deformada da estrutura, aos 27,4 min, ainda não apresenta deslocamentos excessivos a  $\frac{1}{2}$  altura dos pilares do 1º piso, contudo as vigas já colapsaram, como demonstrado na Figura 3.13 (h).

#### **Comparação entre o tempo de colapso estimado pelo critério de colapso global e local pelo NP EN 1993-1-2 e o critério de colapso global e local (EN 1998-3) para o Cenário 1L**

O tempo de colapso global e local é estimado pelo critério de flexão composta do NP EN 1993-1-2 [46], dado pela Equação (3.4). Para a verificação pela Equação (3.4), o comprimento de Euler considerado nas vigas foi igual ao comprimento real, 6 m, enquanto que o comprimento de Euler para o pilar foi considera de 0,58 do comprimento real, ou seja, 2,61 m ( $=0,58 \times 4,50$ ), obtido pelo *Ábaco de Wood* para deslocamentos transversais impedidos nas duas extremidades, de acordo com [40].

O critério de limite de capacidade de rotação plástica segundo NP EN1998-3 [42] foi aplicado para determinar o tempo de colapso local (na viga do compartimento 1L), apresentado anteriormente, no Quadro 2.8, no estado de Colapso Iminente (*Near Collapse*, NC), para classe de secção transversal 1. A atualização do critério de limite de capacidade de rotação plástica, para pilares dada segundo [23], apresentado na Equação (2.14), para ações dinâmicas.

Os resultados dos tempos de colapso pelos vários critérios são apresentados na Figura 3.14.

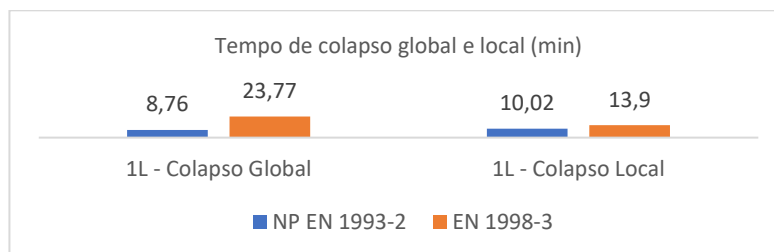


Figura 3.14 – Tempo de colapso global e local da estrutura em estudo para o cenário 1L, da ação do fogo, no M.P.D.F, pelos critérios NP EN 1993-1-2 [46], e EN 1998-3 [42].

Existem diferenças entre os resultados obtidos pelo critério NP EN 1993-1-2 [46], e EN 1998-3 [42], demonstrado pela Figura 3.14. Comparativamente, com as deformações apresentadas na Figura

3.6 e Figura 3.7, os valores obtidos pelo critério de NP EN 1993-1-2 [46], são pouco credíveis nível global, visto que as deformações aos 8,76 min, ainda não são significativas.

Em comparação com o tempo de colapso apresentado segundo *Jelinek et al.* [19] de 28,0 min, é possível verificar que o tempo obtido para o colapso global, segundo o critério EN 1998-3 [42], é inferior, mais condicionante que o local, mas a diferença não é significativa.

Em suma, as análises deslocamento ao longo do tempo e pelo EN1998-3 [42], demonstraram-se interessantes para a obtenção do tempo de colapso global e local da estrutura, principalmente as análises segundo o EN1998-3 [42], ao contrário do critério pelo NP EN 1993-1-2 [46].

### 3.6 Discussão dos resultados e recomendações

A estrutura do *OpenSees* tem sido alargada para executar análises termomecânicas não lineares e de transferência de calor para estruturas sujeitas a incêndios. Tem capacidade de modelar estruturas 2D e 3D, com elementos lineares para modelar vigas e pilares, e elementos *shell* para modelar lajes, paredes, cascas, entre outros. Adicionalmente, permite diversos modelos de comportamento de materiais uniaxiais e triaxiais, tanto para estruturas metálicas como estruturas de betão.

As diversas análises deste Capítulo revelaram resultados interessantes em termo das análises ao fogo executadas pelo *OpenSees*, e pelas diferentes modelações e verificações de resistência, salientados nos pontos seguintes:

- Primeiramente, pela análise segundo o M.P.D.D. evidenciou-se claramente os cenários mais críticos para esta estrutura, tanto as diferenças entre carregamentos simétricos e assimétricos, como em altura do piso:
  - Em cenários de cargas assimétricas de variação de temperatura, consegue-se perceber pelo cenário 1L, que o pilar interior é mais crítico apresentando maiores deformações para dentro do compartimento.
  - Em altura os cenários assimétricos demonstram deformações nos pilares cada vez menores (as deformações no cenário 2L são inferiores ao cenário 1L, e nos cenários 4L e 5L já não são evidentes). Isso acontece com a diminuição, em altura, do esforço axial nos pilares.
  - O cenário 1LC também é assimétrico e permite analisar a diferença entre os pilares interiores (um dos pilares encontra-se entre compartimentos com ação do fogo, e o outro apenas um dos compartimentos está submetido ao fogo), é evidente pela deformada da estrutura que o pilar interior em que um dos compartimentos é submetido ao fogo apresenta maiores deslocamentos a meia altura para dentro do compartimento. Consegue-se concluir que quando se encontra envolto por dois compartimentos sob a ação do fogo existe no início equilíbrio do sentido das deformações, no entanto ao longo da análise acaba por seguir o sentido de deformações do pilar mais crítico.
  - Quanto aos cenários simétricos evidenciam pouco deslocamento horizontal nos pilares e menores deslocamentos a meio vão das vigas. Em altura, esses valores ainda diminuem tal como se observou pelas diferenças entre o cenário 1F e 4F.



- A comparação entre as modelações analisou-se pelos resultados que revelaram ser praticamente coincidentes principalmente no início das análises, ou seja, comparáveis a nível local e global. Contudo é preciso evidenciar que a modelação com formulação em deslocamentos apresenta discretizações muito superiores para obter os mesmos resultados da modelação com formulação em força. O que implica também no tempo de análise do *software OpenSees* o M.P.D.D. despendeu cerca de 4 vezes mais de tempo do que M.P.D.F..
- Um ponto negativo do *software* foi não chegar ao colapso global da estrutura por problemas de convergência das soluções, o que acontece em *Jelinek et al.* [19] onde utilizaram o *software ABAQUS*. E por esse motivo, também houve dificuldade de estabelecer o tempo de colapso.
- Em relação à determinação do tempo de colapso pela verificação de segurança de dimensionamento do NP EN 1993-1-2 [46], obtiveram-se resultados pouco realistas.
- Porém, os valores de colapso global obtidos pela atualização do EN 1998-3 [42], para os pilares, e pelo EN 1998-3 [42], na viga do compartimento 1L, revelaram ser muito interessantes comparativamente com as deformações apresentadas pela estrutura, através da imposição do limite de capacidade de rotação plástica.

No Capítulo 4, vão se aplicar a verificação do tempo de colapso local e global da estrutura no cenário 1L, em situação de Incêndio Pós-Sismo, para conseguir avaliar as diferenças de resistência da estrutura à ação do fogo encontram-se danificada pela ação sísmica.

## 4 Simulação da resposta estrutural no caso de Incêndio Pós-Sismo – Aplicação ao caso de estudo

### 4.1 Considerações iniciais

O foco deste Capítulo é a análise da situação de Incêndio Pós-Sismo (IPS) que visa comparar a resistência ao fogo de uma estrutura sem danos iniciais, situação avaliada no Capítulo 3, com a mesma estrutura danificada anteriormente pela ação sísmica.

A modelação ao fogo no *OpenSees* da estrutura em estudo foi explorada em detalhe no Capítulo 3, tanto em relação à modelação dos elementos finitos, ao comportamento do material, como à simulação de situação de incêndio. Descreveram-se as suas limitações e expectativas de futuro para o *software* na modelação de situações de incêndio.

Assim sendo, a descrição da estrutura em estudo apresenta-se na secção 3.5.1. A estrutura foi analisada quanto ao sismo por três modelos: (i) modelo de plasticidade concentrada, (ii) modelos de plasticidade distribuída com formulação em força, e (iii) modelos de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos, modelados na situação de Incêndio Pós-Sismo, IPS, como descrito na secção 3.3. O que permitiu a validação da estrutura com a comparação de resultados globais e locais da estrutura com resultados disponíveis na literatura [19].

Para a análise sísmica tinham-se considerado algumas características diferentes da análise ao fogo, e da análise IPS, em cada modelação, como se descreve nos pontos seguintes.

#### Modelo de plasticidade concentrada

Os modelos de plasticidade concentrada não podem ser utilizados na análise termomecânica por não existirem classes no *OpenSees Thermal* capazes de simular as molas plásticas e os modelos de comportamento como apresentado no Capítulo 3. Contudo, analisou-se o comportamento da estrutura com esta modelação apenas para a análise sísmica. Para a modelação desta estrutura de acordo com modelo de deterioração de *Ibarra-Krawinkler* modificado, [24], para as vigas e pilares da estrutura, encontra-se no Anexo C, o cálculo dos parâmetros.

À semelhança da modelação em *ABAQUS*, por *Jelinek et al.* [17], utilizou-se o coeficiente de endurecimento nulo, e para não serem consideradas degradações das propriedades mecânicas dos materiais devidas às cargas cíclicas, nos parâmetros  $\Lambda_S$ ,  $\Lambda_K$ ,  $\Lambda_A$  e  $\Lambda_D$ , enunciados no Capítulo 2, assumiu-se o valor de 1000,0. Em relação à modelação dos elementos da estrutura, foram considerados entre as molas plásticas, elementos *forceBeamColumn* com 10 pontos de integração, e comportamento elástico linear.

#### Modelo de plasticidade distribuída com formulação em força

Na modelação de elementos finitos utilizaram-se as classes do *OpenSees* apresentadas no Capítulo 2, para este tipo de modelação. A análise sísmica executou-se com a modelação por membro estrutural de 1 elemento finito com 10 pontos de integração. Para assegurar um comportamento do material semelhante à modelação em *ABAQUS*, por *Jelinek et al.* [17], utilizou-se um coeficiente de endurecimento nulo.

## Modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos

Para esta modelação, em relação à discretização de cada membro estrutural, realizou-se uma análise de sensibilidade comparando os resultados, apresentados no Quadro 4.1, para o deslocamento máximo e extensão residual máxima, para o sismo Artificial. O processo começou com a discretização considerada para o exemplo de aplicação do Capítulo 2, contudo com a diferença de resultados considerada significativa (não só entre o resultado de *Jelinek et al.* [19] como do M.P.D.F.), houve necessidade de realizar esta análise de sensibilidade.

Quadro 4.1 – Análise de sensibilidade à discretização no M.P.D.D., para o sismo Artificial.

Número de Elementos	Número de Pontos de Integração	Deslocamento máximo (m)	Extensão máxima residual (-)	Deslocamento máximo (m): <i>Jelinek et al.</i> [19]	Extensão máxima residual (-): <i>Jelinek et al.</i> [19]
10	10	0,1356	0,0034		
10	5	0,1357	0,0032		
6	5	0,1390	0,0019	0,1273	0,0111
16	5	0,1336	0,0052		
30	5	0,1324	0,0103		

Assumiu-se a discretização de 30 elementos com 5 pontos de integração, por atingir o deslocamento máximo de topo igual ao M.P.D.F., como ilustrado no Quadro 4.4, e por apresentar uma extensão próxima do valor de *Jelinek et al.* [19].

No seguimento da análise sísmica executa-se a análise IPS com a avaliação do tempo de colapso da estrutura segundo os critérios de colapso definidos na secção 3.4. No entanto, apenas se utilizaram os modelos de plasticidade distribuída devido às classes existentes no *OpenSees Thermal* não permitirem a modelação dos elementos para o M.P.C., como apresentado no Capítulo 3.

Finaliza-se este Capítulo com a discussão da avaliação da resistência da estrutura sujeita ao cenário de Incêndio Pós-Sismo, em conjuntos com recomendações.

## 4.2 Análise Sísmica

### 4.2.1 Seleção dos acelerogramas

A estrutura foi dimensionada de acordo com a EN 1998-1 [19]. Além disso, a estrutura não tem qualquer tipo de isolamento ao fogo.

As cargas gravíticas foram apresentadas no Capítulo 3, no Quadro 3.4, segundo as combinações da Equação (3.11). Quanto às ações sísmicas, foram selecionados diferentes registos de acelerações compatíveis com o espectro de resposta da EN 1998-1 [19]. Foram considerados 6 registos, um artificial e 5 reais, apresentados na Figura 4.1, disponibilizados por Tomás Jelínek. No estudo *Jelinek et al.* [19] são utilizados 6 registos reais, contudo não foi possível utilizar 1 dos acelerogramas. No Quadro 4.2, apresentam-se os respetivos espectros de resposta para os sismos selecionados. É importante referir que o período fundamental da estrutura,  $T_1$ , é de 1 s.

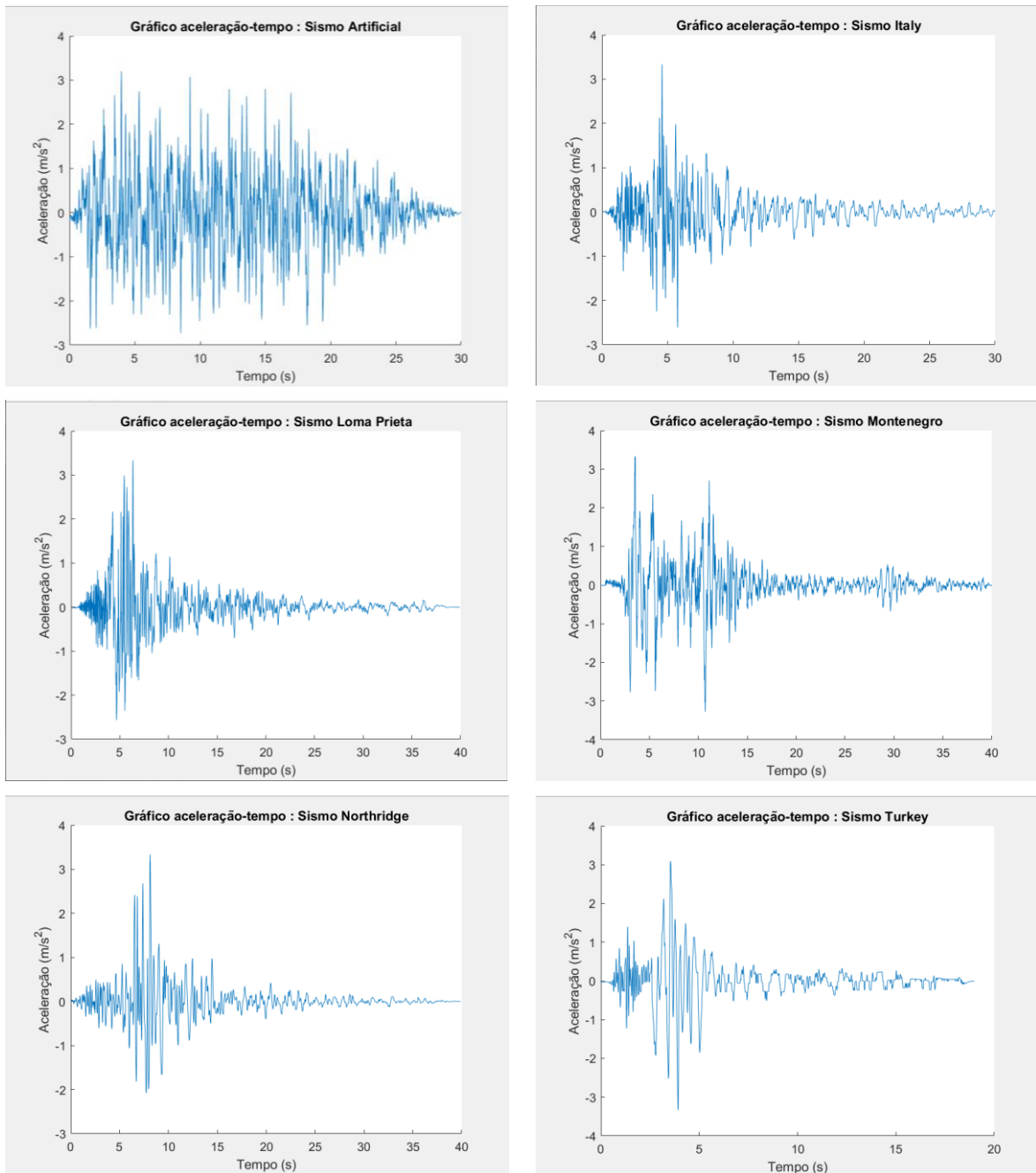


Figura 4.1 – Acelerogramas dos sismos.

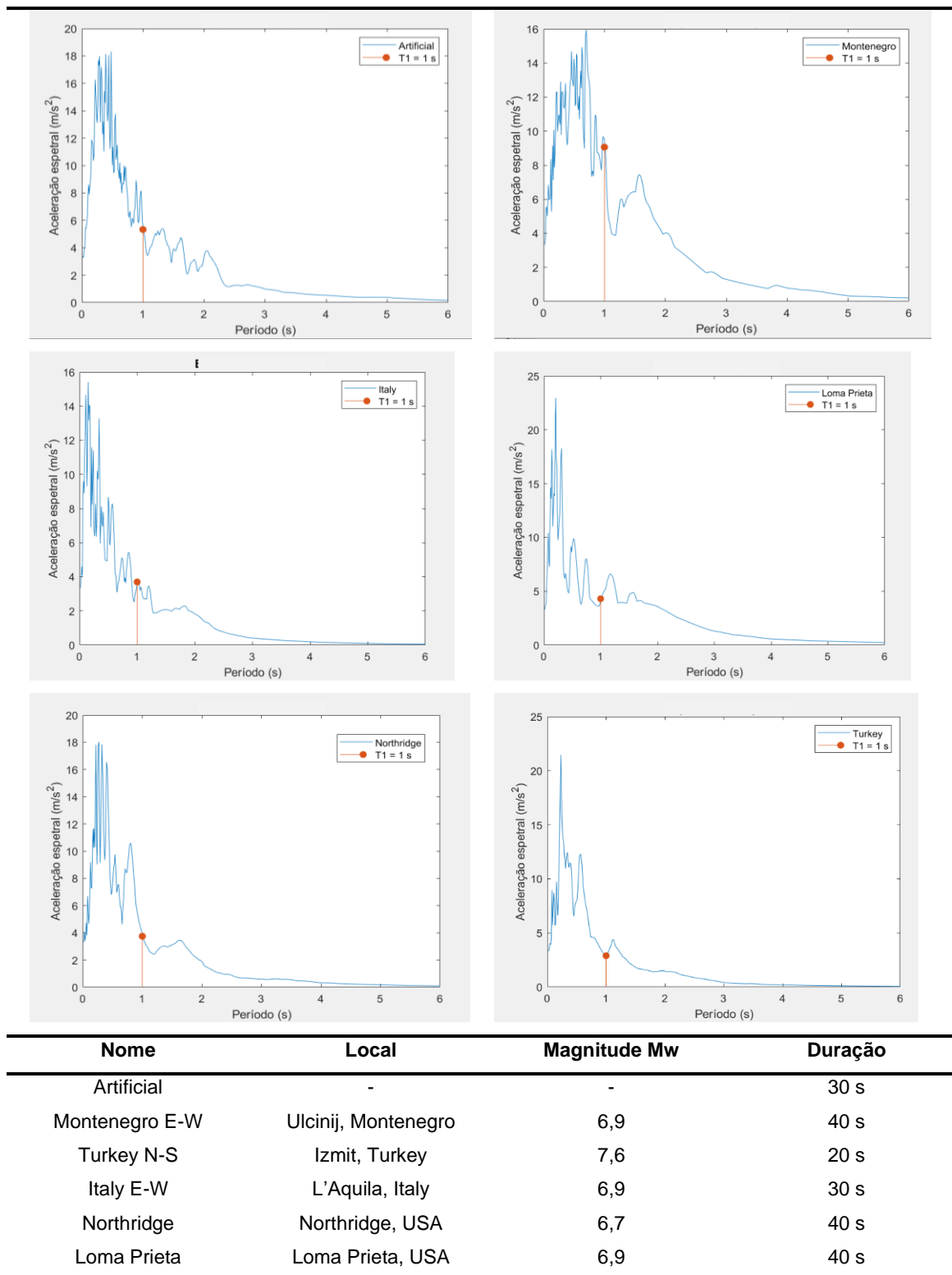
Os acelerogramas destes sismos foram escalados para conterem aceleração de pico do solo igual a  $0,32 g$  ( $g$  representa a aceleração gravítica), igual ao sismo de dimensionamento, como descrito na secção 3.5.1. O amortecimento de *Rayleigh* da estrutura foi considerado constante e igual a 1%, característico de elementos de aço.

Esta secção inicia-se com a confirmação segundo o EN 1998-1 (EC8-1), [41], de que os acelerogramas são adequados para análises sísmicas, verificando as condições:

- (i). Deverão ser utilizados, no mínimo, 3 acelerogramas;
- (ii). A média dos valores da resposta espectral de aceleração com período nulo não deverá ser inferior ao valor de  $a_g S$  para o local em questão;

- (iii). No domínio dos períodos compreendidos entre  $0,2 T_1$  e  $2 T_1$ , nenhum valor do espectro de resposta elástica médio com 5% de amortecimento, calculado a partir de todos os registos no tempo, deverá ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento.

Quadro 4.2 – Espectro de resposta para os sismos seleccionados.



A condição (i) verifica-se automaticamente visto que são utilizados 6 acelerogramas, tal como apresentado na Figura 4.1. A condição (ii) foi validada para ação sísmica do tipo 1 e 2, assumindo solo tipo A ( $S=1$ ) e sabendo que  $a_g$  é igual a  $3,14 \text{ m/s}^2$  ( $0,32 \times 9,81 \text{ m/s}^2$ ). No Quadro 4.3, apresentam-se os valores de aceleração espectral com período nulo (aceleração do solo), e a média de todos os espectros para comparar com o valor de  $a_g S$ .

Quadro 4.3 – Valores de resposta espectral de aceleração com período nulo para todos os sismos, média e o valor de  $a_g S$ .

Sismo	Valor da Resposta espectral de aceleração com período nulo
Artificial	3,25
Italy	3,33
Loma Prieta	3,33
Montenegro	3,34
Northridge	3,33
Turkey	3,34
<b>Média</b>	<b>3,32</b>
<b><math>a_g S</math></b>	<b>3,14</b>

Como se pode verificar pelo Quadro 4.3 a média dos valores da resposta espectral de aceleração com período nulo é de 3,32, e o valor de  $a_g S$  é de 3,14 (inferior a 3,32) consequentemente a condição (ii) é verificada.

Para a validação da condição (iii) são apresentados os espectros de resposta segundo o EC8-1 para o sismo tipo 1 e tipo 2, sobrepostos com os espectros de resposta dos sismos com 5% de amortecimento, na Figura 4.2.

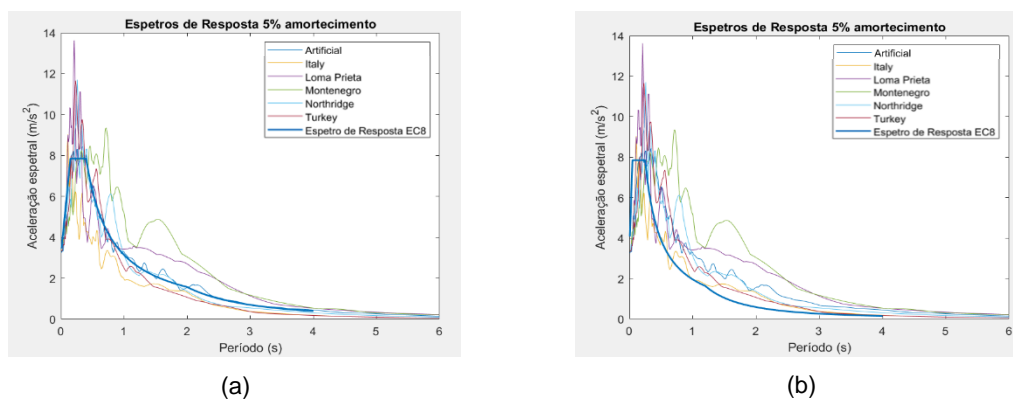


Figura 4.2 – Espectros de resposta com 5% de amortecimento, sobreposto com os espectros de resposta segundo o EC8-1 para sismo do tipo: (a) 1, e (b) 2.

Para validar a condição (iii) desenhou-se o espectro médio de todos os sismos, em conjunto com 90% do espectro do EC8-1 e os limites ( $0,2 T_1$  e  $2 T_1$ ), apresentados na Figura 4.3.

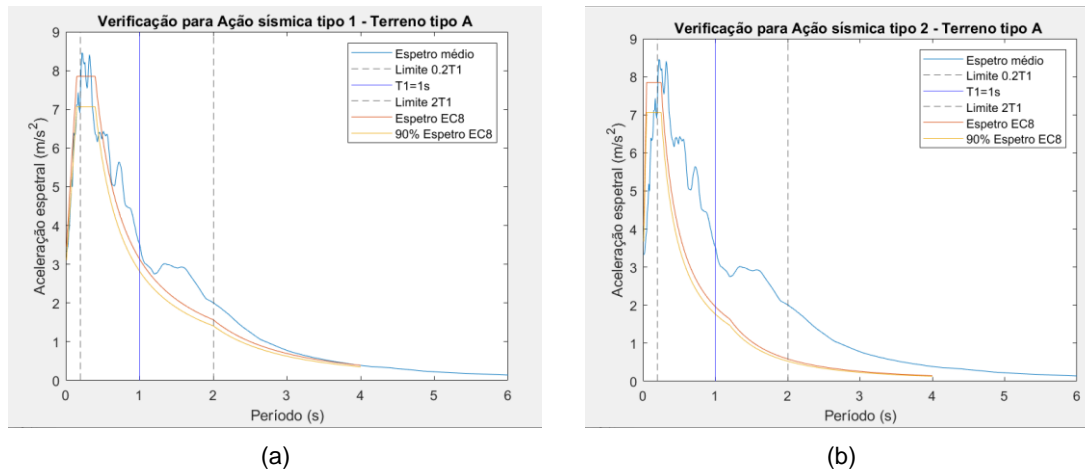


Figura 4.3 – Espectros necessários à validação da condição (iii) dos acelerogramas segundo o EC8-1 para a: (a) ação sísmica tipo 1, (b) ação sísmica tipo 2.

Segundo a Figura 4.3, conclui-se que a ação sísmica tipo 1 apresenta um espectro com andamento mais similar, apesar de ambos os espectros verificaram a condição (iii).

#### 4.2.2 Validação dos modelos de elementos finitos sob a ação sísmica

Esta secção subdivide-se na análise sísmica da estrutura do caso de estudo para as três modelações de elementos finitos: (i) modelo de plasticidade concentrada, (ii) modelo de plasticidade distribuída com formulação em força, e (iii) modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos.

Por conseguinte, a comparação entre as modelações analisadas e a modelação de *Jelinek et al.* [19] em *ABAQUS* demonstra-se na secção 4.2.2.1, a análise sísmica global da estrutura, e na secção 4.2.2.2 a análise local.

##### 4.2.2.1 Análise sísmica global da estrutura

Nesta secção, comparam-se os resultados globais obtidos neste estudo, correspondentes à análise sísmica da estrutura, desenvolvido no *OpenSees*, com os modelos de plasticidade concentrada e de plasticidade distribuída, com os resultados da investigação de *Jelinek et al.* [19], desenvolvidos no *software ABAQUS*.

Inicia-se a comparação dos resultados dos diferentes modelos pela avaliação dos primeiros quatro períodos da estrutura, apresentados na Figura 4.4. Analisou-se também a reação global vertical (determinada a partir dos somatórios das reações verticais dos nós da base) com o somatório das cargas gravíticas aplicadas antes do início das análises.

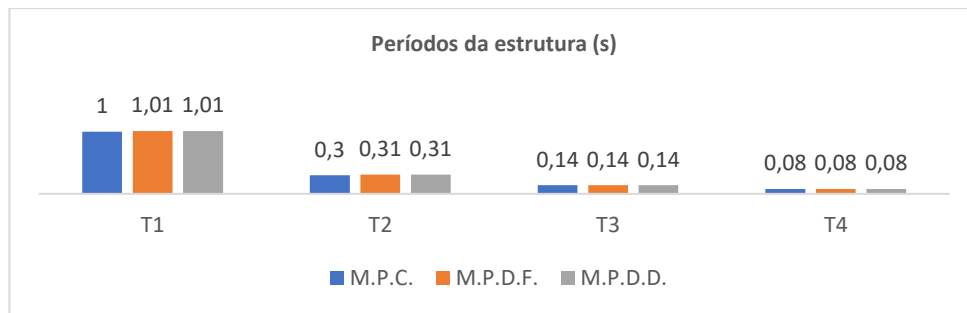


Figura 4.4 – Períodos da estrutura para a modelação de plasticidade concentrada.

A diferença de resultados entre modelos de plasticidade distribuída e o modelo de plasticidade concentrada não é significativa. No entanto, numa análise à parte considerando  $n = 100$ , fator de amplificação da rigidez elástica (aplicado na modificação da rigidez da estrutura, como se descreveu na secção 2.3.1.1), no M.P.C. atingiram-se os mesmos resultados que nos outros modelos para os períodos da estrutura, contudo o modelo apresentou problemas de convergência no decorrer da análise.

As verificações sísmicas globais começam com a comparação do deslocamento máximo e extensão residual máxima para cada sismo, apresentados na Figura 4.5 e Figura 4.6, através dos rácios entre os resultados das modelações.

Os rácios, apresentados Figura 4.5 e Figura 4.6, permitem não só comparar os resultados entre o modelo de *Jelinek et al.* [19] como também comparar os valores entre modelos. Na Figura 4.5, o resultado mais afastado da unidade pertence ao M.P.C. no sismo Artificial, com 14% de diferença. Por conseguinte, obtiveram-se resultados compatíveis entre as modelações em estudo e do *ABAQUS*, em relação aos deslocamentos máximos.

No entanto, os rácios referentes às extensões máximas residuais apresentam diferenças não só entre as modelações de plasticidade distribuída em estudo, como também com os resultados do estudo de *Jelinek et al.* [19]. A maior diferença é de 61% no M.P.D.D. para a ação sísmica em Loma Prieta. Como visto anteriormente, no Capítulo 2 e na análise de sensibilidade ao número de elementos finitos, e de pontos de integração, no Quadro 4.1, as extensões residuais são muito mais sensíveis às diferenças de modelação, sendo mais difícil a obtenção de resultados idênticos, pelo que se considera aceitáveis as diferenças registadas.

Não se compararam no M.P.C. a extensão residual máxima, devido a apenas se conseguir obter diretamente a parte elástica da extensão, retirada dos elementos elásticos, entre as molas plásticas. Para conseguir a parte não linear ter-se-ia de transformar a rotação nas rótulas, em curvatura e por fim conseguir a extensão. Nesse sentido, não se considerou interessante fazer a comparação das extensões residuais máximas para essa modelação.



Quadro 4.4 – Quadro com o deslocamento máximo e extensão máxima residual, em cada sismo, para os modelos: M.P.C., M.P.D.F. e M.P.D.D., e os valores obtidos por Jelinek et al. [19].

Sismo	Deslocamento máximo (m)			Extensão máxima residual (-)		Jelinek et al. [19]	
	M.P.C.	M.P.D.F.	M.P.D.D.	M.P.D.F.	M.P.D.D.	Deslocamento máximo (m)	Extensão máxima residual (-)
Artificial	0,1408	0,1324	0,1324	0,0170	0,0103	0,1273	0,0111
Montenegro	0,1878	0,1838	0,1786	0,0221	0,0128	0,1852	0,0162
Turkey	0,1027	0,1042	0,1039	0,0089	0,0052	0,1051	0,0069
Italy	0,1040	0,1000	0,1012	0,0086	0,0055	0,1047	0,0067
Northridge	0,1087	0,1011	0,1033	0,0107	0,0061	0,1069	0,0097
Loma Prieta	0,1390	0,1422	0,1410	0,0086	0,0052	0,1517	0,0134

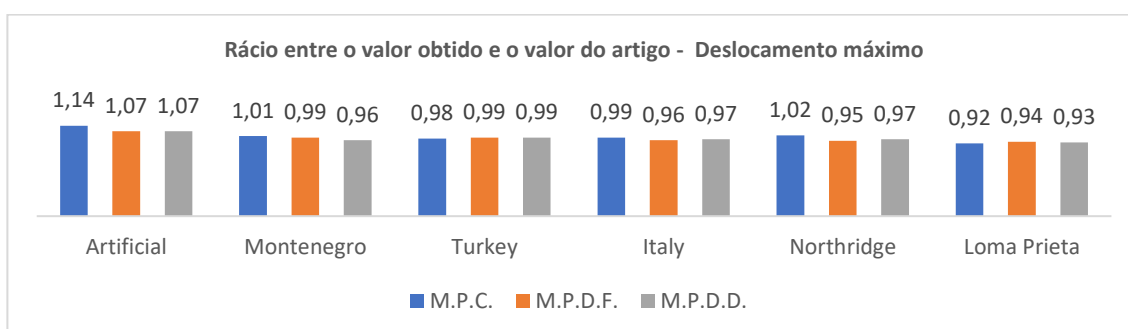


Figura 4.5 – Rácio entre os deslocamentos máximos dos modelos em estudo os valores obtidos por Jelinek et al. [19].

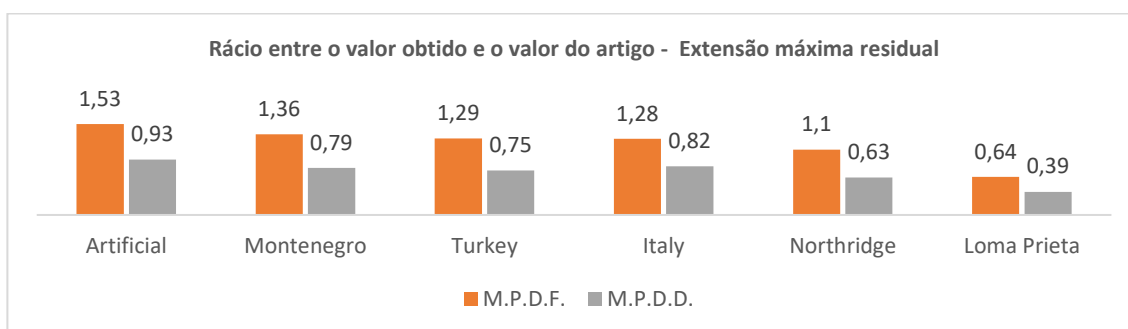


Figura 4.6 – Rácio entre as extensões máximas residuais dos modelos em estudo os valores obtidos por Jelinek et al. [19].

É possível concluir que os resultados são compatíveis entre modelos para os deslocamentos, porém para melhorar os resultados das extensões seria necessária maior discretização dos elementos. Em geral, os rácios mais elevados de deslocamento máximo pertencem ao M.P.C., contudo nos rácios da extensão é visível que o M.P.D.F. apresenta resultados superiores.

De seguida, avaliaram-se os comportamentos ao longo do tempo do deslocamento no último piso do edifício entre modelos para os sismos em estudo, na Figura 4.7.

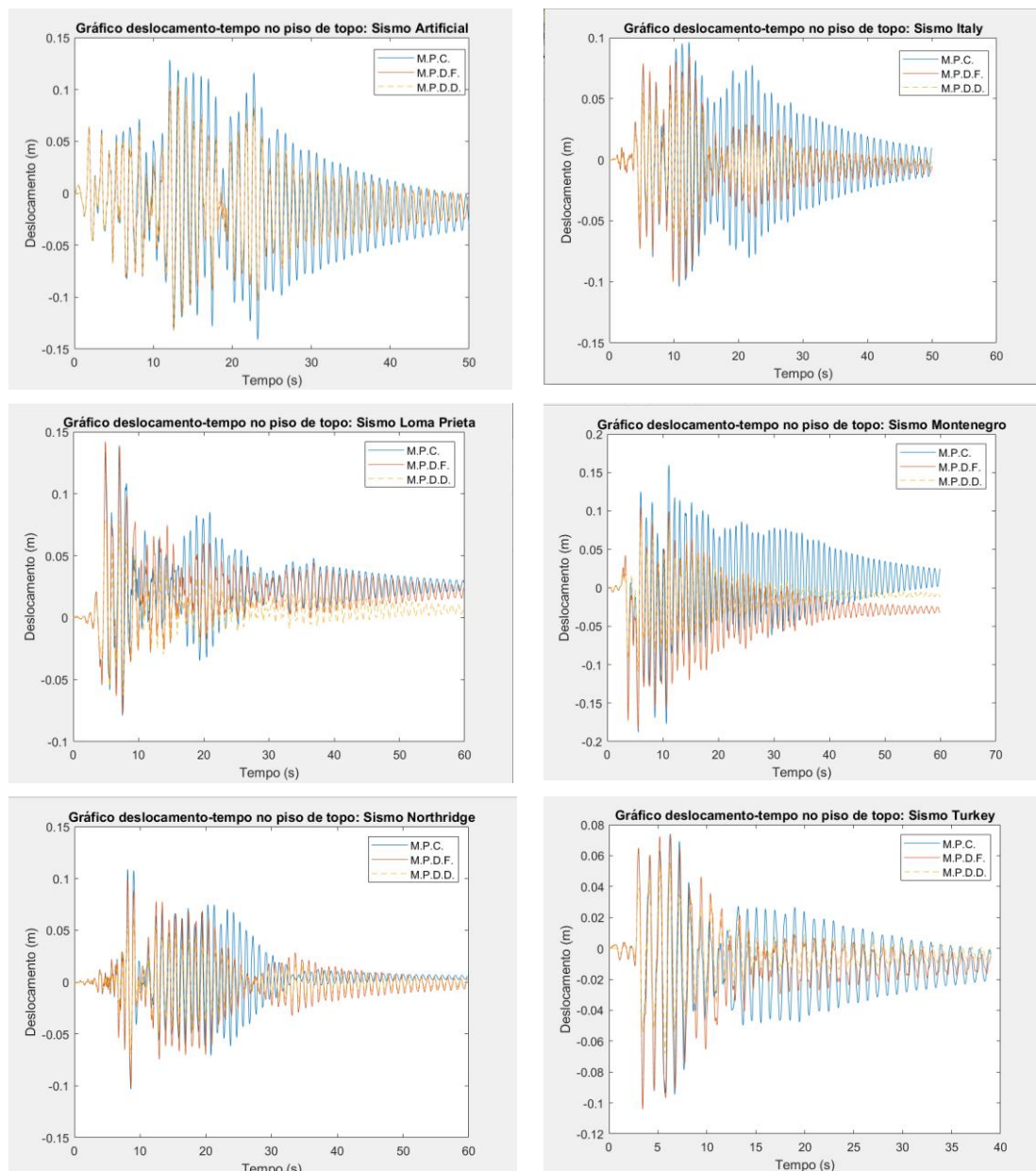


Figura 4.7 – Deslocamentos ao longo do tempo de todos os sismos no último piso da estrutura.

É possível verificar, pela Figura 4.7, que o deslocamento no último piso ao longo do tempo tende a ser superior no modelo de plasticidade concentrada do que nos modelos de plasticidade distribuída. Tal como analisado no Capítulo 2, o M.P.C. considera degradação da resistência do material, que impede que volte à posição indeformada.

Em comparação com os valores de *Jelinek et al.* [19], o M.P.C. apresenta deslocamentos máximos superiores tanto no sismo Artificial, como no sismo Montenegro, sendo o andamento das curvas mais compatível com os modelos de plasticidade distribuída. Estes resultados confirmam o que se tinha observado na Figura 4.5, que na maioria dos casos o M.P.C. apresentava valores mais elevados de deslocamento, no entanto, a diferença não é significativa.

Adicionalmente, são avaliados os *drifts* residuais para os sismos na Figura 4.8, em comparação com os de [19].

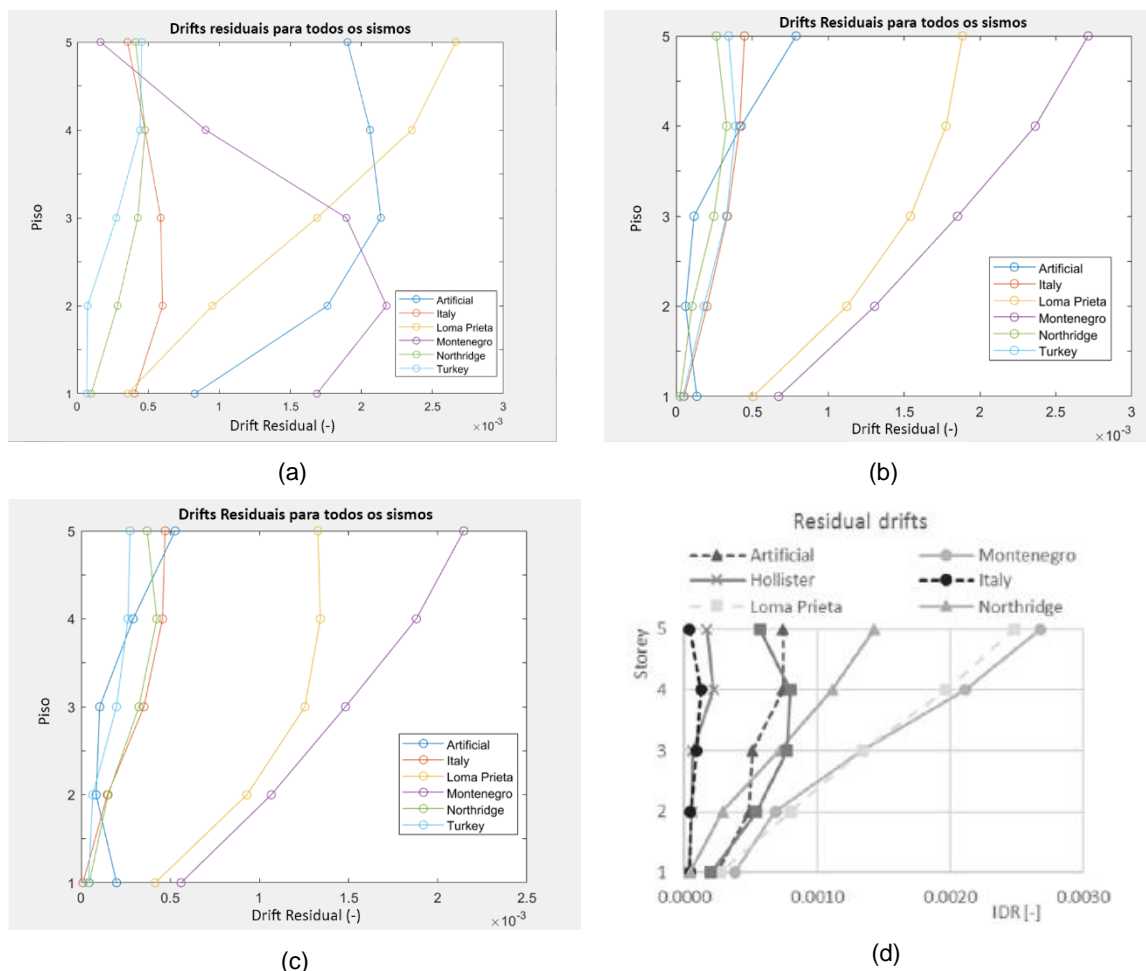


Figura 4.8 – *Drifts* residuais para todos os sismos por piso: (a) M.P.C.; (b) M.P.D.F.; (c) M.P.D.D., (d) por Jelinek et al. [19].

Em termos de comparação com os *drifts* residuais obtidos em [19], os valores na Figura 4.8 encontram-se no mesmo intervalo, abaixo dos 0,3% de *drift*, contudo era esperado devido às diferenças de modelação e de *software* que o estado residual da estrutura não fosse exatamente igual em cada piso, mas sim na mesma ordem de grandeza, como acontece.

Mesmo assim, o andamento dos *drifts* é mais compatível nos modelos de plasticidade distribuída do que no M.P.C. aos valores obtidos pela modelação em ABAQUS. Os sismos que apresentam maiores *drifts* são os sismos de Montenegro e Loma Prieta. Contudo, no M.P.D.D. os resultados para o sismo de Montenegro parecem ser inferiores.

Estes resultados confirmam que os modelos de plasticidade distribuída são mais compatíveis com os resultados de Jelinek et al. [19], como esperado devido à modelação ser semelhante.

Na Figura 4.9, representam-se os *drifts* entre pisos para as diferentes ações sísmicas em estudo, tal como foi analisado em Jelinek et al. [19].

Não existem diferenças significativas entre os resultados dos modelos, como demonstrado pela Figura 4.9.. Como podemos observar, na Figura 4.9, os valores de *drift* que obtivemos para o sismo Artificial encontram-se abaixo dos 0,002, tal como Jelinek et al. [19], enquanto que os valores máximos

de *drift* apresentam-se entre 0,005 e 0,009, em comparação com os resultados de *Jelinek et al.* [19], entre 0,006 e 0,010. Em suma, os valores mesmo assim são mais próximos do M.P.C..

Quanto aos restantes sismos os *drifts* entre pisos encontram-se na mesma ordem de grandeza, abaixo do 1% de *drift*, o que indica que a intensidade sísmica de todos estes sismos é baixa.

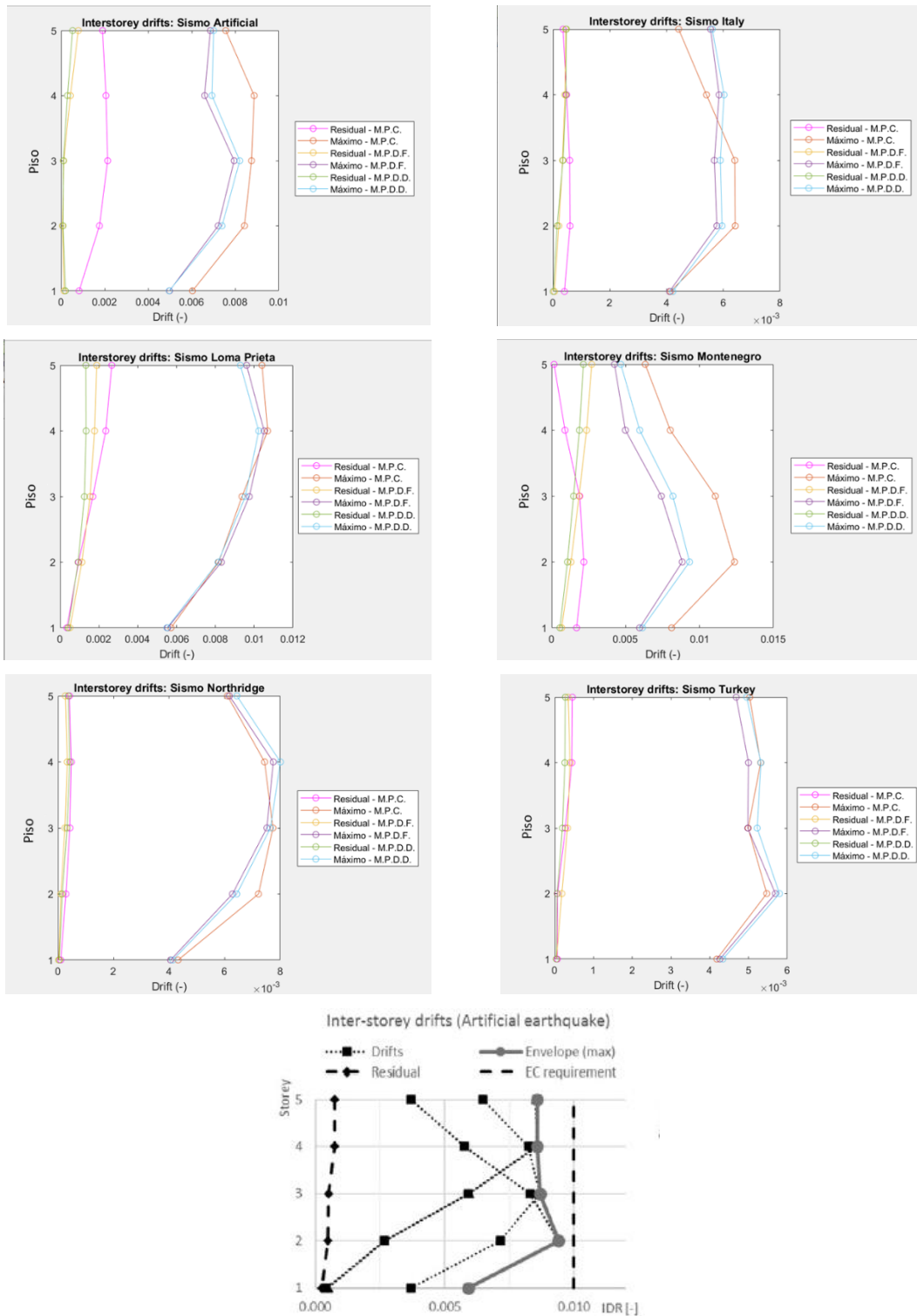


Figura 4.9 – Interstorey drifts residual e máximo para todos os sismos, em cada piso, para os modelos: M.P.C., M.P.D.F., M.P.D.D. e *Jelinek et al.* [19].

#### 4.2.2.2 Análise sísmica local da estrutura

Quanto à análise local da estrutura, verificou-se os resultados obtidos na extremidade esquerda da viga do compartimento 1L para cada sismo, comparando os resultados do estudo de *Jelinek et al.* [19] (Figura 4.10). Os resultados determinados no *OpenSees* em termos de momento-curvatura são apresentados na Figura 4.11, Figura 4.12 e Figura 4.13, para os modelos M.P.C., M.P.D.F. e M.P.D.D., respetivamente.

É evidente a diferença entre os resultados de *Jelinek et al.* [19] (Figura 4.10) e os resultados obtidos para o modelo M.P.C. (Figura 4.11), para o sismo Artificial. Esta diferença deve-se ao facto de o modelo de comportamento do material, o modelo de deterioração de *Ibarra-Krawinkler* modificado, que tal como analisado no Capítulo 2 não apresenta comportamento histerético do aço. Os valores dos momentos fletores são da mesma ordem de grandeza, entre 300kNm positivos e negativos, contudo a curvatura máxima positiva encontra-se próximo dos 0,014 na Figura 4.11, enquanto que na Figura 4.10, não atinge os 0,06. Mesmo assim, os valores máximos negativos são inferiores a -0,01, e os pontos de início e fim da análise sísmica encontram-se em posições equivalentes.

Os resultados determinados com os modelos de plasticidade distribuída, Figura 4.12 e Figura 4.13, estão mais próximos do obtido em [19], do que o M.P.C., devido ao modelo de comportamento de material ser bilinear com efeito de *Bauschinger*, dado pelas leis de *Giuffré-Menegotto-Pinto*, descrito no Capítulo 2, na secção 2.3.2. Semelhante ao modelo de comportamento elástico perfeitamente plástico utilizado em *ABAQUS*, visto que nesta modelação se considerou um coeficiente de endurecimento nulo para retratar o modelo de [19].

Mesmo assim, para o sismo Artificial é visível que o M.P.D.F. apresenta ciclos mais largos, com as curvaturas máximas a chegarem próximas dos 0,07 m<sup>-1</sup>, enquanto que o M.P.D.D. não atinge os 0,05 m<sup>-1</sup>. Como tinha sido evidenciado na Figura 4.6, o M.P.D.F. também apresentava extensões superiores ao M.P.D.D.. O modelo do *ABAQUS* parece encontrar-se num estado intermédio em que a curvatura se encontra próxima dos 0,06 m<sup>-1</sup>.

Os resultados obtidos com os restantes sismos encontram-se aproximadamente nos mesmos limites em termos de momentos fletores e curvaturas, como ilustrado na Figura 4.11, Figura 4.12 e Figura 4.13, e em geral com os mesmos fatores a apontar na relação de resultados entre modelos.

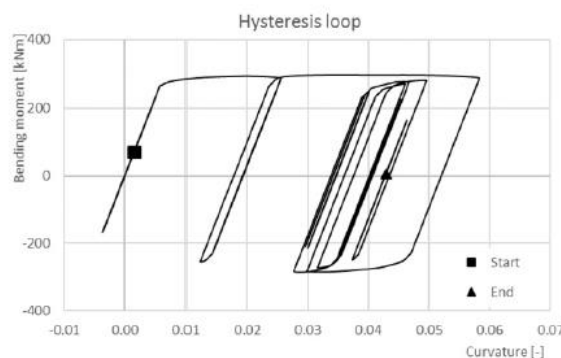


Figura 4.10 – Gráfico momento-curvatura na extremidade esquerda da viga do compartimento 1L, para o sismo Artificial, retirado de [19].

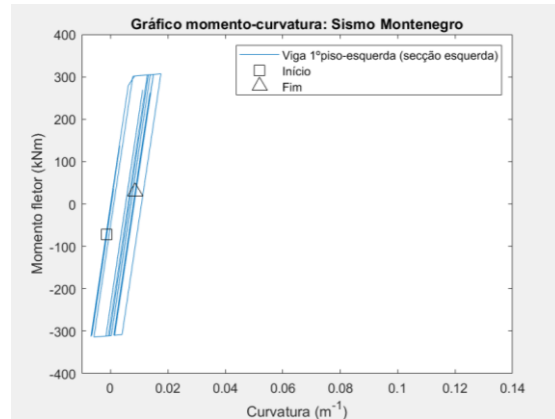
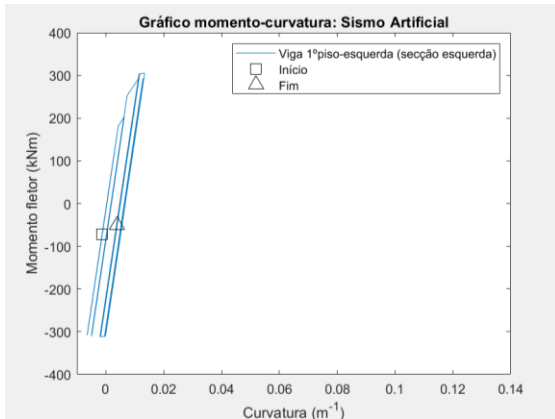


Figura 4.11 – Gráficos momento-curvatura para os sismos Artificial e Montenegro, na viga do 1º piso na extremidade esquerda do cenário 1L, para o M.P.C..

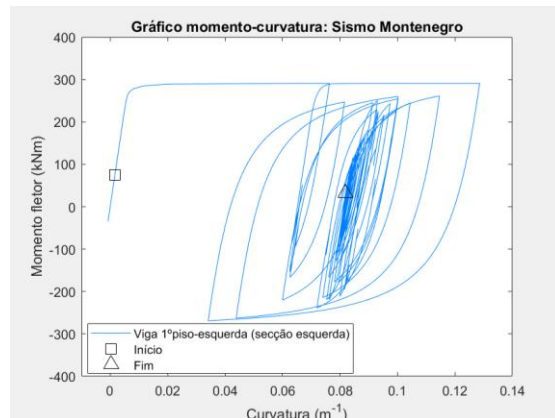
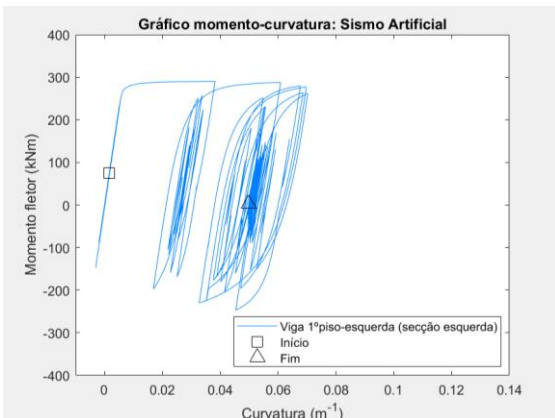


Figura 4.12 – Gráficos momento-curvatura para os sismos Artificial e Montenegro, na viga do 1º piso na extremidade esquerda do cenário 1L, para o M.P.D.F..

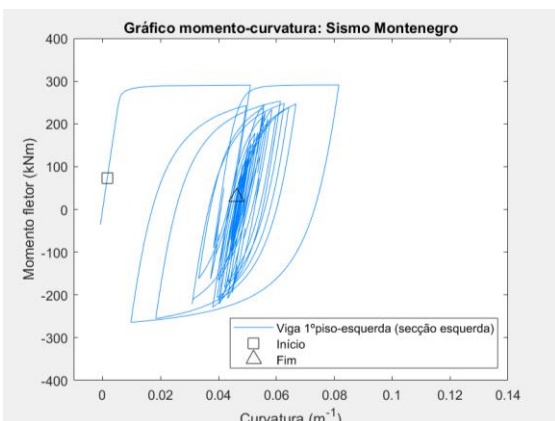
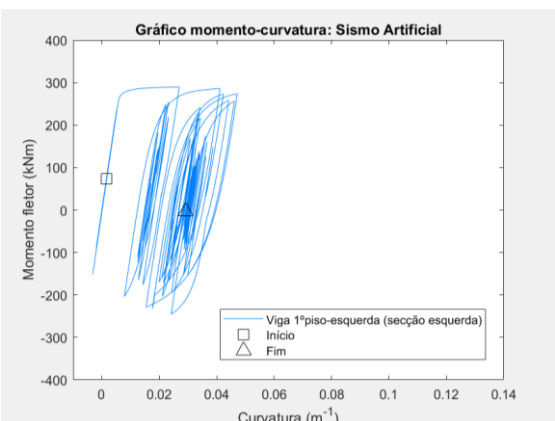


Figura 4.13 – Gráficos momento-curvatura para os sismos Artificial e Montenegro, na viga do 1º piso na extremidade esquerda do cenário 1L, para o M.P.D.D..

Por último, estudou-se a diferença do tempo de corrida para os diversos sismos e modelações. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 4.14.

Não existe nenhuma relação evidente entre as características sísmicas e o tempo de corrida, contudo existe entre o M.P.C. e o M.P.D.F. com o M.P.D.D.. Como visto anteriormente também no Capítulo 2, o M.P.D.D. precisa de esforço computacional muito superior para obter resultados semelhantes à modelação com formulação em força, devido ao aumento da discretização dos elementos, neste caso uma discretização 18 vezes superior. Que consequentemente, aumenta os tempos de corrida, cerca de 60 vezes superior em comparação com os outros modelos.

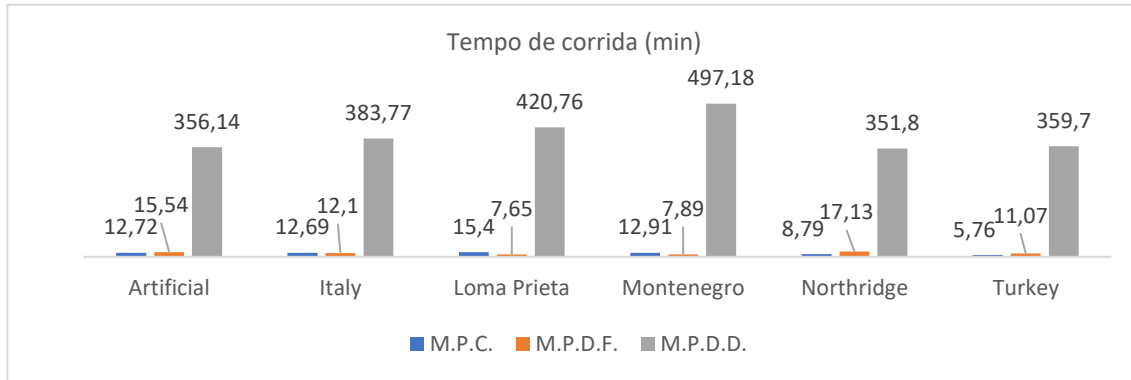


Figura 4.14 – Tempo de corrida para as diversas ações sísmicas nas modelações: M.P.C., M.P.D.F. e M.P.D.D..

Como visto anteriormente, conclui-se que o esforço computacional do modelo de plasticidade distribuída é significativamente superior para obter resultados semelhantes à modelação com formulação em força.

## 4.3 Análise Incêndio Pós-Sismo

### 4.3.1 Considerações iniciais

Esta secção visa estudar o tempo de colapso global e local da estrutura sujeita ao fogo pós-sismo, para avaliar a resistência tendo em conta que a estrutura se encontra danificada por uma ação sísmica. É feita a comparação com o tempo de colapso da estrutura sob situação de incêndio, porém sem ser danificada, demonstrado no Capítulo 3.

Quanto à modelação apenas são considerados os modelos de plasticidade distribuída devido às classes existentes no *OpenSees Thermal*, apresentadas no Capítulo 3, que não contemplam elementos para a modelação em plasticidade concentrada.

O estudo da determinação do tempo de colapso foi realizado para o cenário 1L, por não pertencer a um compartimento central na estrutura, ou seja, provoca um comportamento assimétrico, e por ser apenas um compartimento sujeito ao cenário de incêndio. Quanto aos sismos analisaram-se o Artificial e de Montenegro, na situação de IPS, tal como em [19], por representarem modos de deformação da estrutura diferentes, como é possível observar na Figura 4.8.

Para determinar o tempo de colapso da estrutura devido ao cenário de incêndio 1L, utilizaram-se critérios de colapso, nomeadamente o critério de flexão composta pelo NP EN 1993-1-2 [46], como descrito na secção 3.4, e a verificação da capacidade de rotação plástica para análises cíclicas [23], enunciada na secção 2.4, nos pilares e viga.



## 4.3.2 Determinação do tempo de colapso global e local da Análise IPS

### 4.3.2.1 Critério de flexão composta pelo EN 1993-1-2

À semelhança da verificação feita ao cenário de incêndio 1L, no Capítulo 3, o critério de flexão composta segundo NP EN 1993-1-2 [46], é dado pela Equação (3.4). Os sismos considerados foram escalados em 10 níveis, de forma a introduzirem deformações residuais diferentes, permitindo assim a avaliação direta da influência do dano sísmico na capacidade resistente ao fogo.

Assim sendo, os resultados do tempo de colapso avaliado nos pilares da estrutura e na viga do compartimento 1L, para as situações de IPS, a situação de incêndio no compartimento 1L, após o sismo Artificial, 1L-A, e a situação de incêndio no compartimento 1L, após o sismo Montenegro, 1L-M, apresentam-se na Figura 4.15 e Figura 4.16, respetivamente, em conjunto com os resultados da situação de incêndio 1L (que corresponde ao fator de intensidade igual a 0).

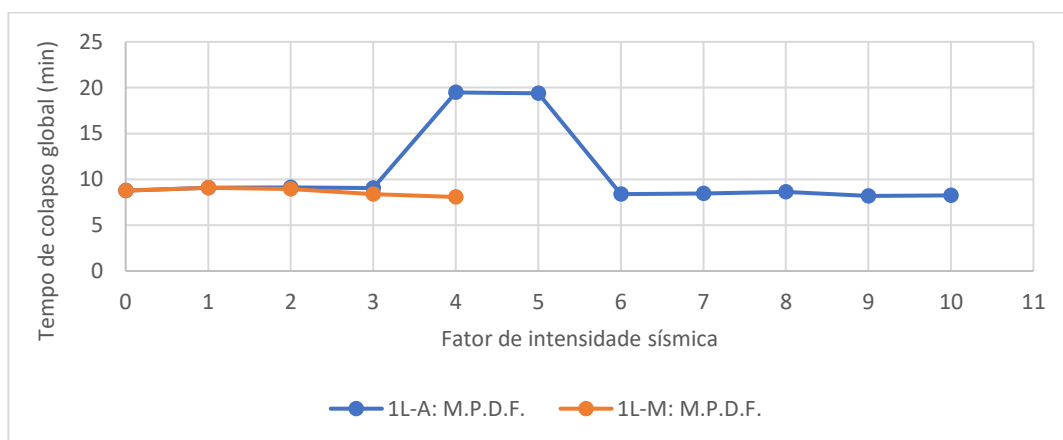


Figura 4.15 – Tempos de colapso global, determinados pelo critério à flexão composta pelo EN 1993-1-2, para a situação 1L, 1L-A e 1L-M.

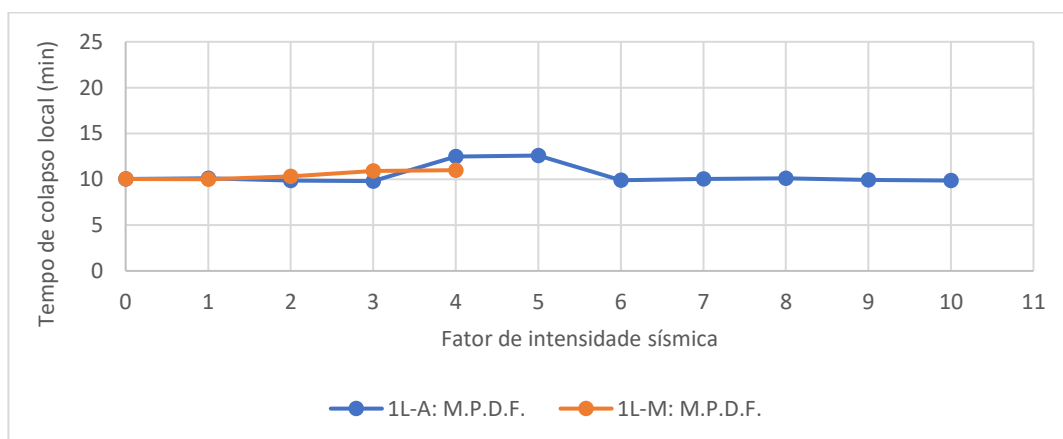


Figura 4.16 – Tempos de colapso local, determinados pelo critério à flexão composta pelo EN 1993-1-2, para a situação 1L, 1L-A e 1L-M.

Ao avaliar os tempos de colapso segundo esta verificação como demonstrado na Figura 4.15 e Figura 4.16, respetivamente, consegue ver-se uma ligeira diminuição, para as intensidades mais elevadas. No entanto, essa diminuição é muito pouco significativa. O que levou à análise do esforço normal e momento fletor para as secções críticas do compartimento 1L, as extremidades superiores



dos pilares, e a secção de meio vão da viga, na Figura 4.17 e Figura 4.18, em diferentes fatores de intensidades sísmicas (FIS).

Com a expansão dos elementos devido à ação do fogo (aumento de temperatura), há um aumento da compressão das secções, que se reflete na diminuição do esforço normal da viga (aumento em valor absoluto), como se observa na Figura 4.18 à esquerda. Quando a viga deixa de comportar a expansão e começa a fletir. Por sua vez, o pilar devido ao aumento de comprimento da viga, o momento fletor aumenta em valor absoluto, visível na Figura 4.17, e a partir do instante em que a viga começa a fletir, por perda de capacidade resistente, o pilar tenta restabelecer a sua posição, até ao ponto em que também começa a ceder, aumentando as deformações. Fazendo com que aquela parte da estrutura deixe de contribuir para a resistência da estrutura, o que leva ao colapso.

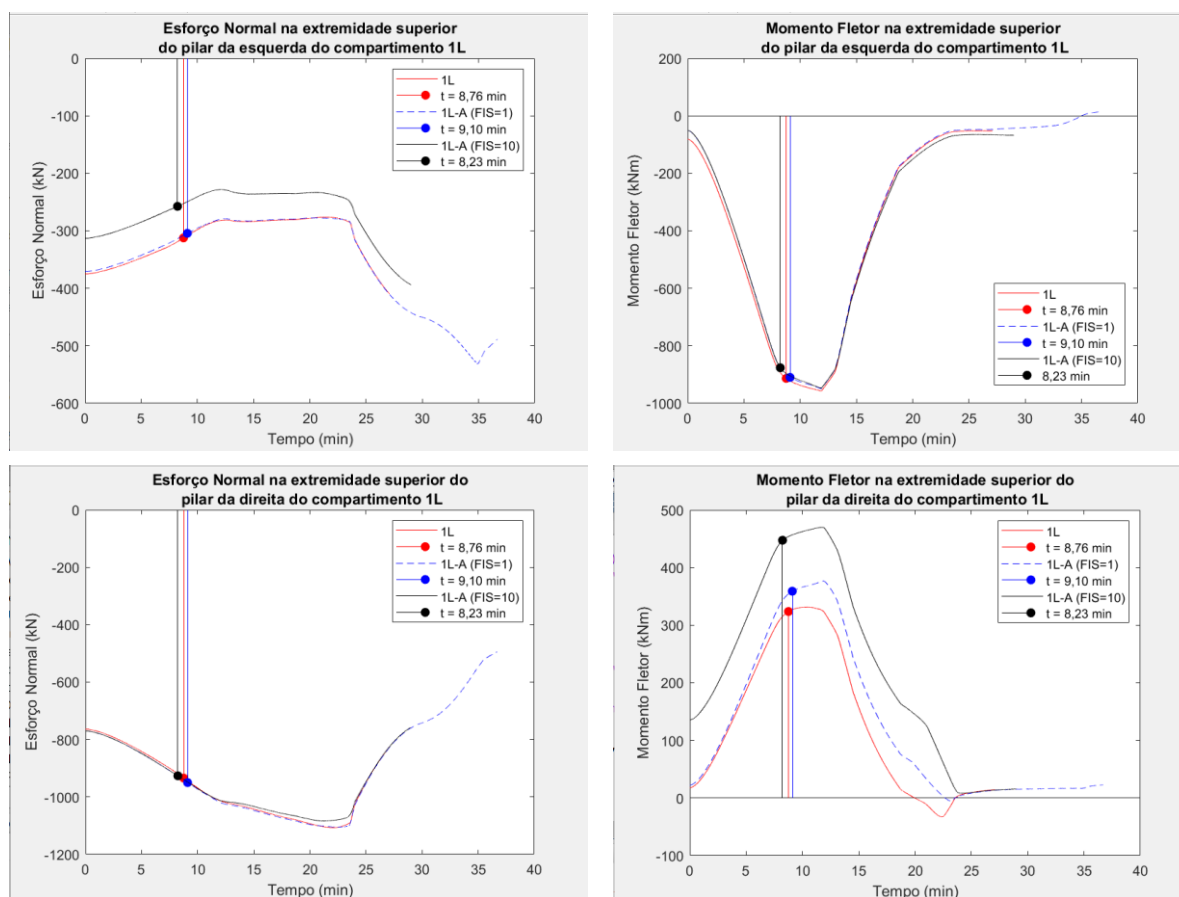


Figura 4.17 – Esforço normal e momento fletor ao longo da ação do fogo nas extremidades superiores dos pilares do compartimento 1L.

Na Figura 4.17 à esquerda, o esforço normal dos pilares aumenta também em valor absoluto devido à sua expansão, com o aumento da temperatura, no entanto, como expande no sentido de empurrar a estrutura para cima, causa dificuldades, e o aumento do esforço normal não é tão significativo.

Sendo assim, o que se conclui é que o ponto em que o critério de flexão composta é violado nos pilares e na viga do compartimento 1L, apenas está a capturar a perda de capacidade resistente da viga. No caso da viga como o momento fletor é inferior ao que temos na extremidade superior do pilar está a influenciar pouco a verificação na viga, no entanto, no pilar como o esforço normal é mais

elevado está a limitar o critério mais cedo do que o colapso do pilar. Seria interessante avaliar com critérios de esforço normal e momento fletor separadamente, para analisar se iriam capturar a perda da capacidade resistente dos pilares.

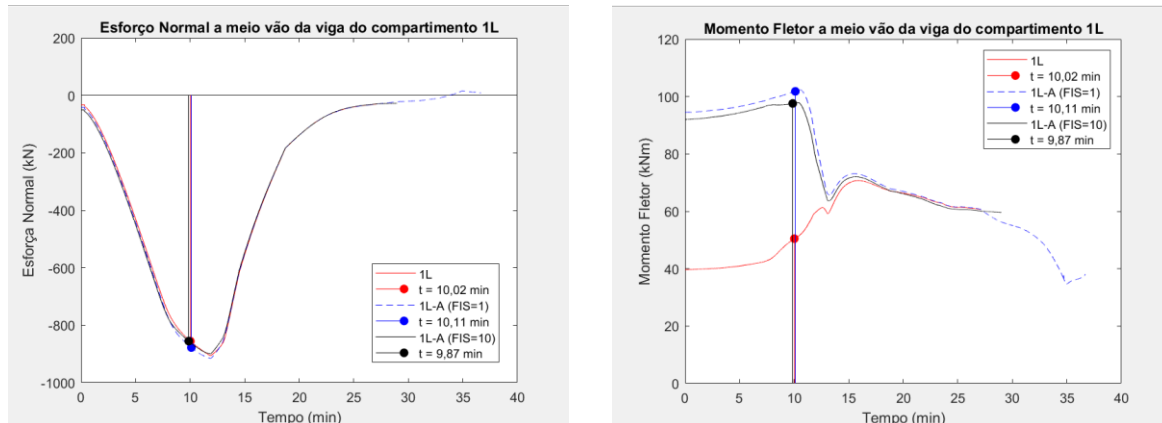


Figura 4.18 – Esforço normal e momento fletor ao longo da ação do fogo a meio vão da viga do compartimento 1L.

É interessante verificar que os resultados do EN 1993-1-2 [46], são conservativos por violarem o critério antes do que acontece na realidade, como observa na Figura 4.18 à esquerda, o valor máximo absoluto de esforço normal é aproximadamente aos 12 min, e o critério é violado cerca de 2 min antes.

Em relação às variações pouco relevantes dos esforços mesmo com o aumento da intensidade sísmica, conclui-se que os resultados foram condicionados pelo modelo constitutivo considerado, se fosse possível usar um modelo termomecânico que considerasse a degradação da resistência devida ao sismo e, subsequentemente, fosse sujeito à variação térmica, obteríamos certamente resultados diferentes.

#### 4.3.2.2 Verificação pela capacidade de rotação plástica

Conforme, as verificações ao cenário de incêndio 1L, no Capítulo 3, e ao exemplo do *OpenSees*, no Capítulo 2, seguem-se os resultados da verificação da capacidade de rotação plástica segundo [23], tal como descrito na secção 2.4, pela Equação (2.14). Nesse sentido, os resultados do tempo de colapso global da estrutura para as situações de IPS, 1L-A e 1L-M, apresentam-se na Figura 4.19, em conjunto com os resultados da situação de incêndio 1L (FIS = 0). Como já se demonstrou que as deformações residuais da estrutura são reduzidas, na secção 4.2.2.1, analisaram-se os tempos de colapso globais, para diferentes intensidades sísmicas, para o M.P.D.F.. Visto que, já se ter comprovado a sua compatibilidade de resultados do M.P.D.D. com o M.P.D.F., em termos de tempo de colapso global, no entanto, precisar de esforço computacional muito superior para obter os resultados.

Para as intensidades analisadas verificaram-se os valores de *drifts* residuais máximos sísmicos, para o piso de topo e para o primeiro piso, onde se encontra o cenário de incêndio, respetivamente, na Figura 4.20 e na Figura 4.21.

É muito interessante observar a relação entre a diminuição do tempo de colapso global, obtido pela verificação da capacidade de rotação plástica segundo [23], e o aumento do *drift* residual máximo

sísmico, no piso de topo e no 1º piso. Para uma escala inferior, o aumento do *drift* residual máximo sísmico apresenta um andamento inverso semelhante, à diminuição do tempo de colapso global.

Entre 2 e 3% de *drift* residual devido ao efeito da ação sísmica, a estrutura já apresenta colapso global no fim do sismo, ou seja, a ação do fogo já não influencia o colapso da estrutura.

Consegue-se observar que o sismo Artificial e o sismo de Montenegro apresentam comportamentos distintos. O sismo Montenegro, com fator de escala inferior atinge deformações superiores, ao contrário do sismo Artificial. Ou seja, o sismo Montenegro, com fator de escala igual a 1, causa mais danos à estrutura do que o sismo Artificial. É possível observar pelos acelerogramas destes sismos, na Figura 4.1, que o sismo Artificial apresenta valores máximos de aceleração abaixo dos valores do sismo Montenegro, e que apesar de apresentar ciclos de aceleração máxima, máxima amplitude, continuamente durante praticamente 20 segundos da sua duração. O sismo Montenegro tem picos de aceleração mais elevados que o sismo Artificial. Esse motivo demonstra causar maiores danos na estrutura, com o sismo Montenegro, tal como também já demonstrava pelos *drifts* residuais superiores, em comparação com os diferentes sismos, apresentados na Figura 4.8.

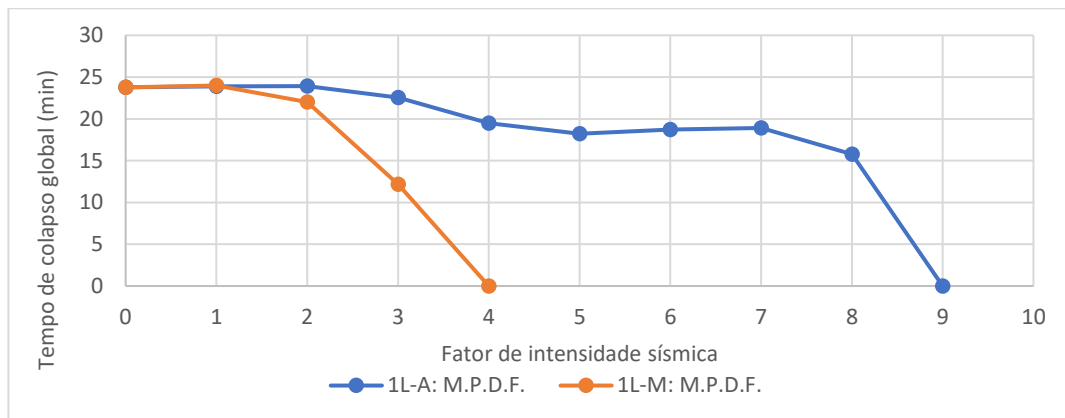


Figura 4.19 – Curvas relação tempo de colapso global com o fator de intensidade sísmica, para os cenários 1L-A e 1L-M, com M.P.D.F..

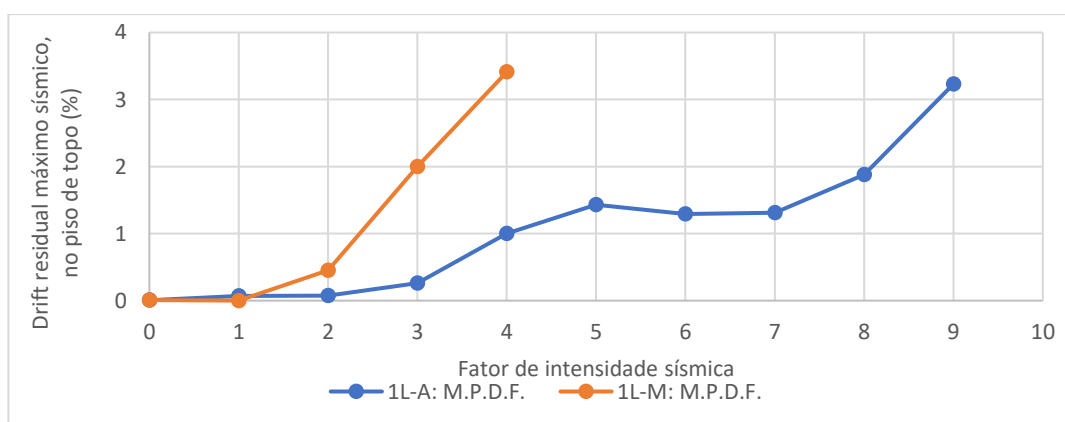


Figura 4.20 – Drift no piso de topo, em percentagem, para cada nível de intensidade sísmica.

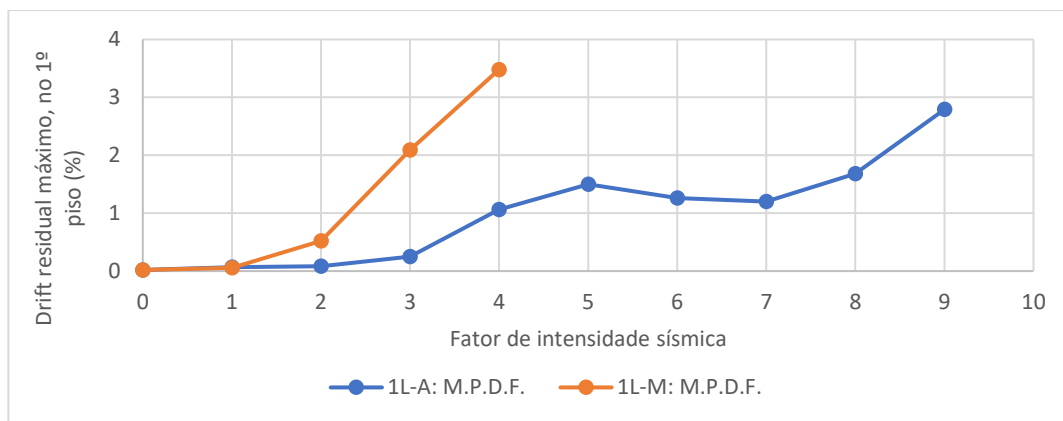


Figura 4.21 – Drift no 1º piso, em percentagem, para cada nível de intensidade sísmica.

Adicionalmente, determinou-se o tempo de colapso local, como a atualização do NP EN 1998-3 [42], apenas se aplica a pilares, utilizou-se os valores de capacidade de rotação plástica do NP EN 1998-3 [42], apresentados anteriormente, no Quadro 2.8, para o estado de Colapso Iminente (*Near Collapse*, NC), para classe de secção transversal 1. Apresenta-se os resultados para diferentes intensidades sísmicas, para os cenários 1L (intensidade igual a zero), 1L-A e 1L-M, na Figura 4.22. Nesse sentido, apresenta-se o deslocamento residual da ação sísmica, e também o deslocamento para o tempo de colapso local, apresentado na Figura 4.23, a meio vão da viga do compartimento 1L, para as várias intensidades sísmicas.

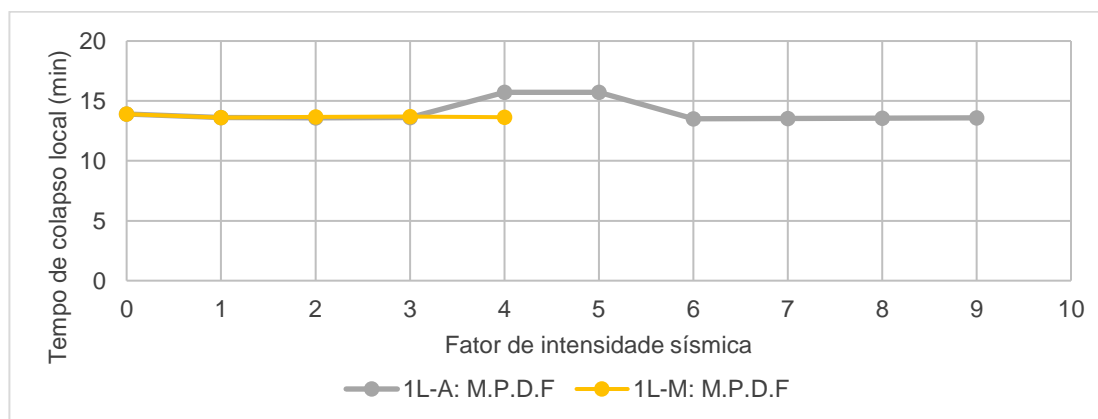


Figura 4.22 – Tempo de colapso local, para as diferentes intensidades sísmicas, nos cenários 1L-A e 1L-M.

Na Figura 4.22, verifica-se que o colapso local não varia muito com o aumento do fator de intensidade sísmica, analisando a Figura 4.23 observa-se que o deslocamento a meio vão da viga aumenta muito pouco com o aumento fator de intensidade sísmica.

É interessante notar, pela Figura 4.23, que o deslocamento de colapso se encontra entre 0,0165m e 0,0418m, e que existe um incremento, em geral, praticamente constante, de 0,010 m, entre o estado residual sísmico e o colapso da viga. Para consolidar os resultados apresentam-se na Figura 4.24 e Figura 4.25, respetivamente, as deformadas dos cenários 1L-A e 1L-M (ampliadas 10 vezes) para os tempos de colapso nos pilares e na viga, para os fatores de intensidade sísmica 1 e 9.

É evidente pela Figura 4.24 e Figura 4.25, que com o aumento do FIS o *drift* aumenta significativamente, porém os deslocamentos verticais a meio vão da viga é aproximadamente igual. Também se consegue observar que para o colapso global do FIS igual 1, as deformações na viga

revelam o seu colapso, no entanto, para o FIS igual a 9, o colapso global acontece e as deformações a meio vão das vigas são muito inferiores.

Geralmente, o colapso da viga antecede o colapso da estrutura, como se verifica pela Figura 4.26.

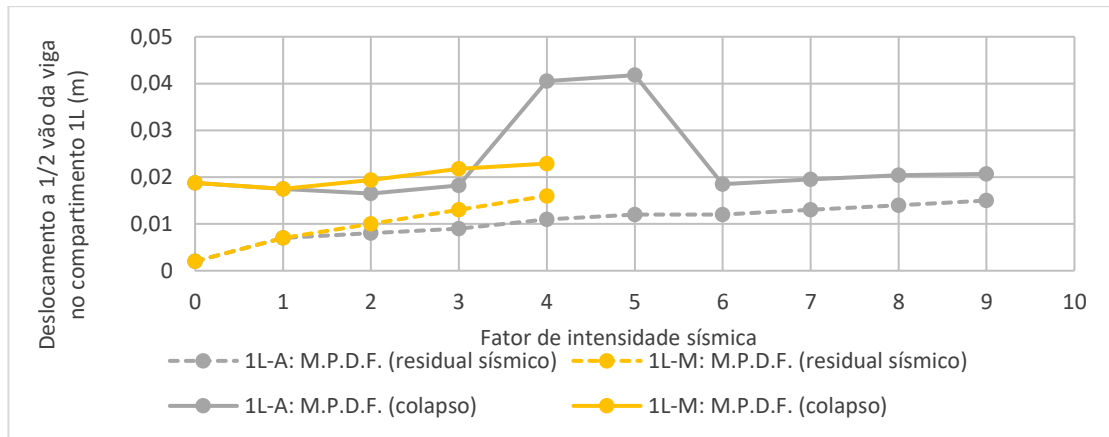


Figura 4.23 – Deslocamento residual sísmico e no colapso, a 1/2 vão da viga do compartimento 1L, nos cenários 1L-A e 1L-M.

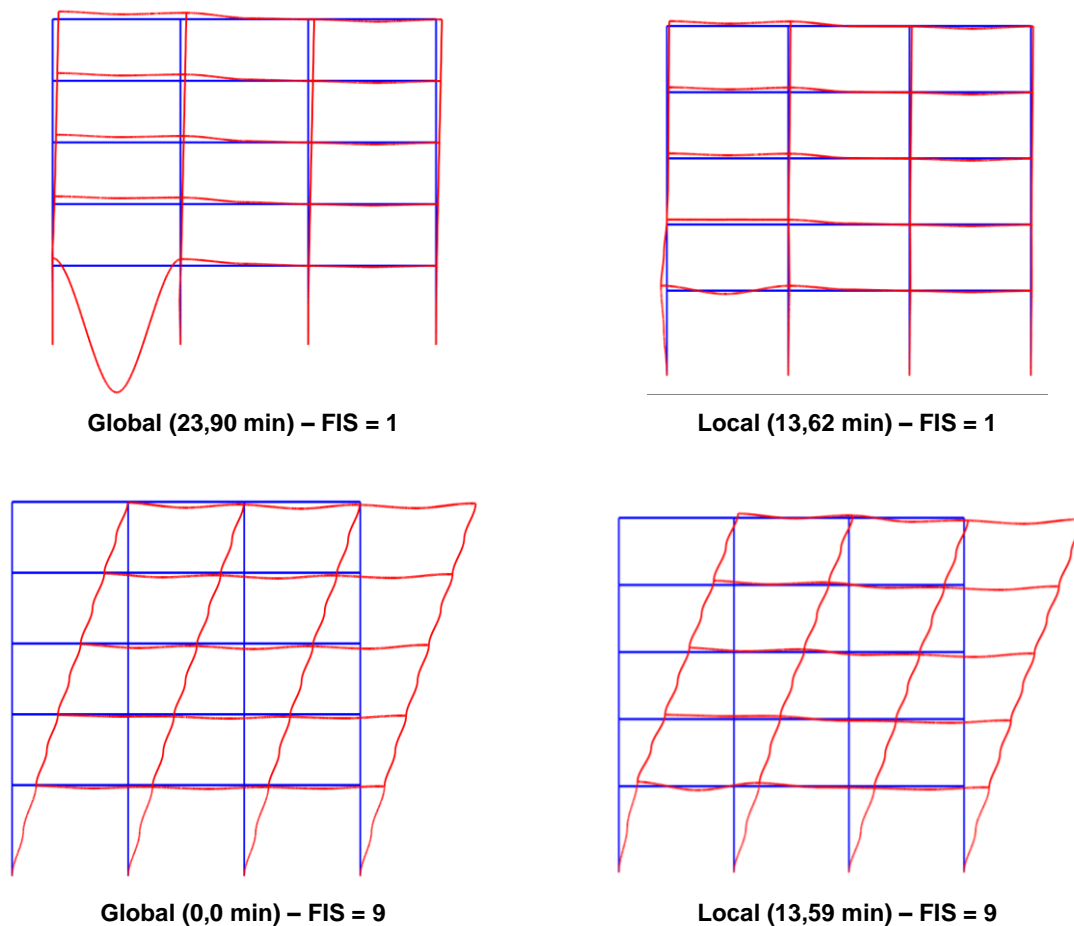


Figura 4.24 – Deformadas ampliadas 10 vezes, para os tempos de colapso global e local, e respetivamente para os fatores de intensidade sísmica (FIS) igual a 1 e 9, para o cenário 1L-A.

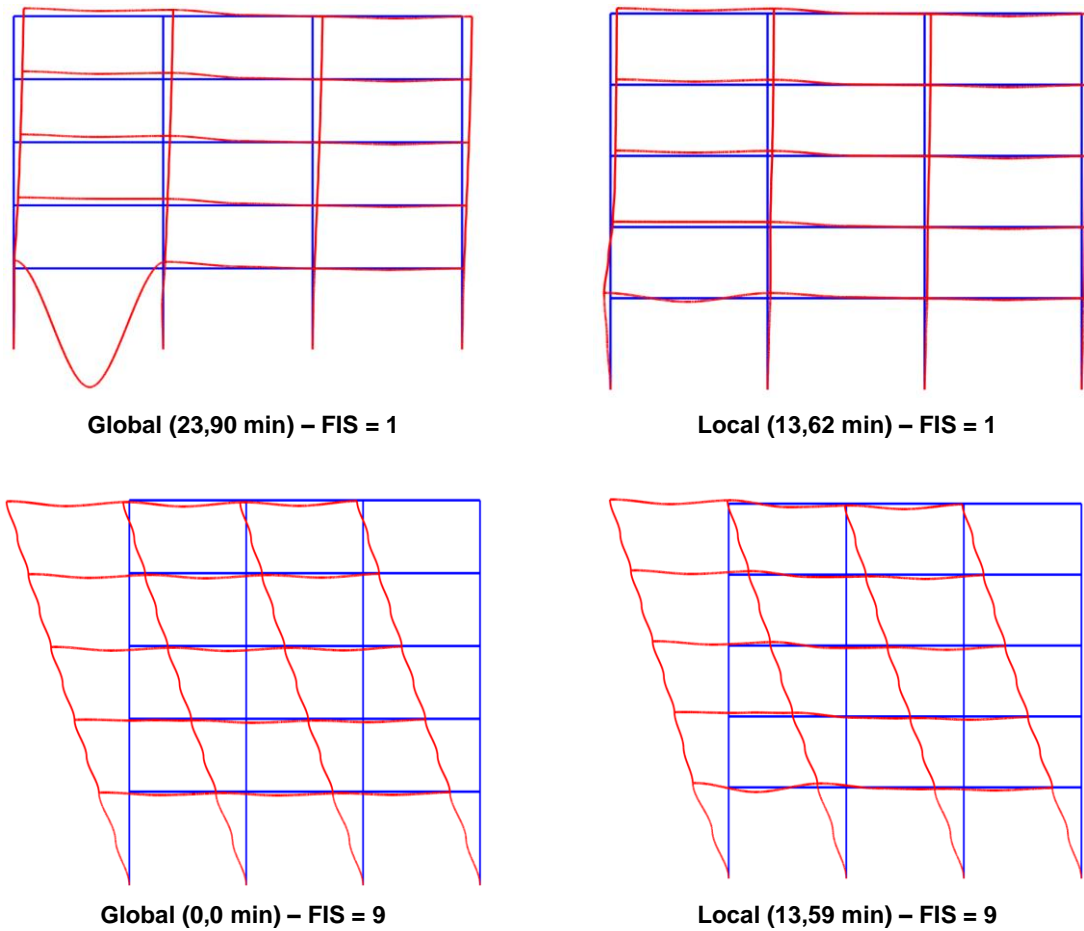


Figura 4.25 – Deformadas ampliadas 10 vezes, para os tempos de colapso global e local, e respetivamente para os fatores de intensidade sísmica (FIS) igual a 1 e 9, para o cenário 1L-M.

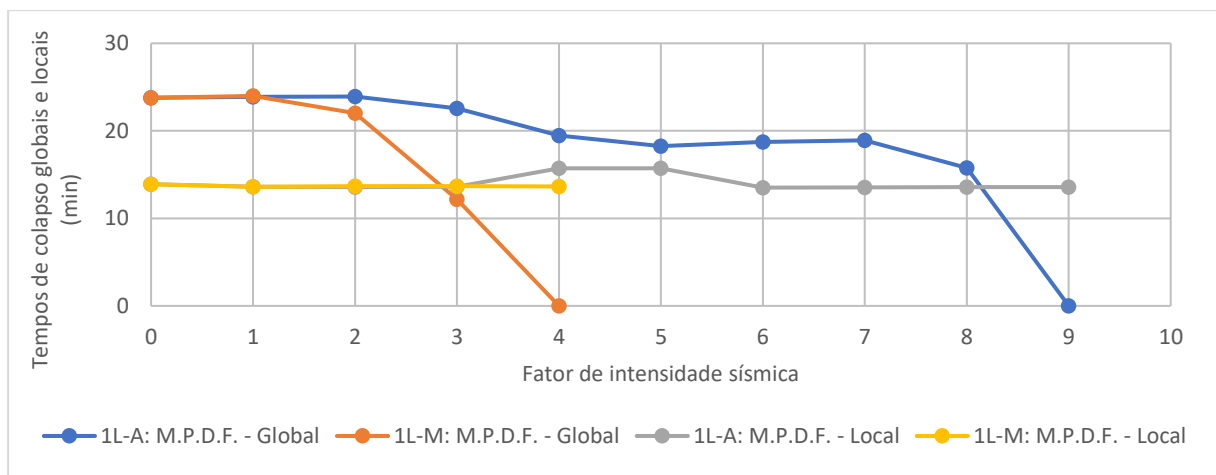


Figura 4.26 – Tempos de colapso locais e globais sobrepostos, para o cenário 1L-A e 1L-M.

Em comparação com os valores obtidos por *Jelinek et al.* [19], para o tempo de colapso, as diferenças entre os resultados são pouco significativas, como se apresenta na Figura 4.27.

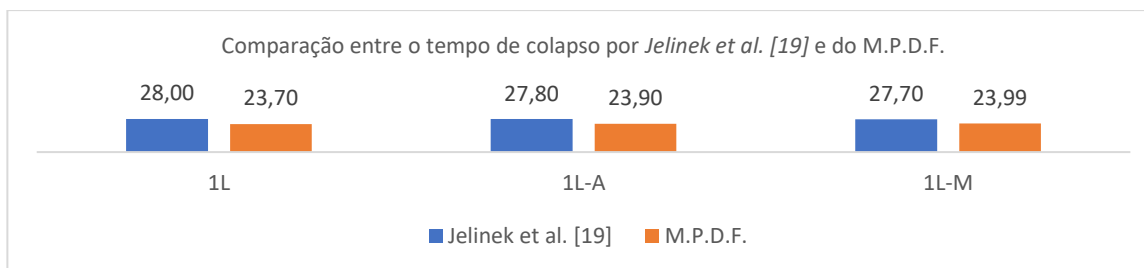


Figura 4.27 – Comparação entre o tempo de colapso por Jelinek et al. [19] e do M.P.D.F..

#### 4.4 Discussão de resultados e recomendações

O principal objetivo deste trabalho foi a determinação e estudo da resistência de estruturas sujeitas a IPS, a partir da avaliação e comparação do tempo de colapso entre a estrutura sujeita a incêndio, e sujeita a IPS. Devido às classes existentes no *OpenSees*, e aos resultados dos capítulos anteriores, que demonstraram pior desempenho dos M.P.D.D. para resultados comparáveis com M.P.D.F., o estudo do comportamento de estruturas sujeitas a IPS realizou-se com a modelação de plasticidade distribuída com formulação em força.

Por não existir especificamente, critérios de verificação de capacidade em situações de incêndio, decidiu-se avaliar o tempo de colapso segundo a critério de flexão composta pelo EN 1993-1-2 [46], e a verificação da capacidade de rotação plástica (por [23] e [42]), dos pilares e viga, à semelhança do Capítulo 3, na determinação dos tempos de colapso local e global do cenário de incêndio 1L.

Estes critérios permitiram retirar as seguintes conclusões:

- Primeiramente, o critério de dimensionamento à flexão composta pelo EN 1993-1-2 [46], aplicado para determinar o tempo de colapso da estrutura aplicado nos pilares e viga do compartimento 1L, demonstrou estar apenas a capturar a perda de capacidade resistente da viga. E que seria interessante avaliar o tempo de colapso pelos critérios de esforço normal e momento fletor separadamente.
- Adicionalmente, na análise do critério da flexão composta pelo EN 1993-1-2 [46], mostraram-se variações pouco significativas dos esforços com o aumento da intensidade sísmica, que demonstram serem relacionadas com o modelo termomecânico, por considerar pouca degradação da resistência devida ao sismo.
- No entanto, a verificação da capacidade de rotação plástica, aos pilares de acordo com [23], e às vigas segundo [42], demonstrou resultados interessantes para a determinação do tempo de colapso global e local da estrutura, respetivamente.
- Observou-se a relação entre a diminuição do tempo de colapso global, e o aumento do *drift* residual máximo sísmico, no piso de topo e no 1º piso.
- Verificou-se ainda que para *drift* residual, resultante da ação sísmica, entre 2 e 3% a estrutura já apresenta colapso global no fim da ação sísmica.
- Ao nível local, verificou-se que o colapso da viga não é influenciado pelo aumento da intensidade sísmica, tal como o deslocamento residual sísmico a meio vão da viga.

- Os deslocamentos de colapso da viga encontram-se entre 0,0165m e 0,0418m.
- Demonstrou-se que, o sismo Montenegro, com fator de escala inferior atinge deformações superiores do que sismo Artificial. Ou seja, confirmou-se que apesar do sismo Artificial apresentar valores máximos de aceleração abaixo dos valores do sismo Montenegro, continuamente durante praticamente 20 segundos da sua duração, o sismo Montenegro apresenta picos de aceleração mais elevados e, por esse motivo, causou maiores danos na estrutura, com o sismo Montenegro. Este resultado é também comprovado quando se analisou os valores dos *drifts* residuais devido à ação sísmica, já que são mais elevados para o sismo Montenegro.
- Em geral, o tempo de colapso local demonstra ser inferior ao global para a situação de incêndio e IPS.

Estes resultados mostram que, com este tipo de modelação, o que condiciona a verificação de segurança são as deformações e não os esforços, reforçando a necessidade de verificações com base em deformações. Devido à interessante relação entre a diminuição do tempo de colapso global, e o aumento do *drift* residual máximo sísmico, no piso de topo e no 1º piso, o que não se verificou pelo critério de flexão composta pelo EN 1993-1-2 [46].

Os resultados obtidos neste trabalho são os esperados e estão de acordo com os de *Della Corte et al.* [8], que mostrou que a resistência ao fogo diminui com o aumento dos danos causados pelo sismo.

Para os sismos com fator de escala igual a 1, não se provou que existia redução da resistência ao fogo, por apresentarem valores ligeiramente superiores de tempo de colapso, relativamente à situação de incêndio. Isto verificou-se, pois, os sismos iniciais são pouco intensos e a estrutura comportava-se essencialmente em regime linear; com o aumento da intensidade sísmica, as estruturas já são danificadas pelo sismo e, conseqüentemente, passam a apresentar redução da resistência ao fogo, à semelhança de *Benham e Ronagh* [4].



## 5 Conclusões e Desenvolvimentos futuros

Nesta dissertação foram apresentadas várias abordagens de modelação com elementos finitos, assim como modelos de comportamento de materiais, para estudar a resposta de estruturas de aço à ação sísmica, à ação do fogo e à ação consecutiva de sismo e fogo, a situação de Incêndio Pós-Sismo, IPS. A ação sísmica foi explorada por meio de análises não lineares estáticas e dinâmicas, enquanto que, a ação do fogo foi implementada por curvas de incêndio nominais. O principal objetivo deste trabalho é a avaliação do desempenho de estruturas de aço sujeitas à situação de IPS.

A seguir à introdução, no capítulo 2 compararam-se as análises estáticas e dinâmicas não lineares e identificam-se as vantagens e inconvenientes de ambas as análises para a aplicação em situação de IPS. A análise dinâmica não linear permite obter um estado residual da estrutura mais realista, no instante definido, por seguir um histórico de acelerações real ou artificial, ao contrário da análise estática não linear. No capítulo 2 mostraram-se as diferenças entre modelações de plasticidade concentrada e distribuída numa estrutura sujeita à ação sísmica. É importante realçar que as diferentes abordagens de modelação implicam resultados diferentes, que podem não ser adequados às análises que se pretendem. Para comparar respostas locais entre modelos devem ser feitas curvas momento-curvatura, e não momento-rotação. A transformação de curvatura para rotação nos modelos de fibras, depende do comprimento de influência do número de pontos de integração, o que faz com que os modelos não sejam comparáveis devido às diferentes discretizações. Demonstraram-se diferenças ao nível local e ao nível global entre modelações decorrentes dos modelos de comportamento, mais especificamente, como se consideram as degradações de resistência do material. A maior desvantagem do modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos é precisar de esforço computacional muito superior para obter resultados semelhantes à modelação com formulação em força, com 10 vezes mais graus de liberdade, e que conseqüentemente, faz aumentar os tempos de análise. O principal objetivo do estudo desenvolvido e apresentado neste capítulo foi compreender as diferentes abordagens para a modelação e análise sísmica não linear de estruturas e definir a abordagem adequada para obter os resultados residuais sísmicos, fundamentais no estudo do cenário IPS.

No terceiro capítulo introduziram-se os métodos de análise à ação do fogo, e descreveu-se particularmente os modelos de curvas de incêndio nominais para elementos de aço. Explorou-se a modelação da estrutura do caso de estudo sujeita à ação do fogo, para diversos cenários, no *OpenSees*. Nomeadamente, ainda existem limitações na implementação de modelos de plasticidade concentrada e, por esse motivo, analisaram-se os resultados das modelações de plasticidade distribuída. As conclusões principais foram que os carregamentos assimétricos e, em geral, no piso da base das estruturas são os mais críticos para a resistência da estrutura. Os resultados entre modelações revelaram ser comparáveis a definição do colapso a nível local e global, no entanto, a modelação com formulação em deslocamentos exige discretizações muito superiores para obter os mesmos resultados da modelação com formulação em força. A maior desvantagem do *OpenSees* é não conseguir atingir o colapso global da estrutura por problemas de convergência das soluções.

No capítulo 4 avaliou-se a influência da ação sísmica na resistência da estrutura na situação de IPS, através da comparação com os resultados obtidos no capítulo 3, onde a estrutura foi sujeita apenas à ação do fogo. Num cenário assimétrico de carregamento do fogo, e no primeiro piso da estrutura, que demonstrou ser dos cenários mais críticos no capítulo 3. O critério de capacidade de rotação plástica segundo a atualização do NP EN 1998-3 [23], nos pilares, produz resultados muito interessantes por apresentar quase que um andamento invertido. Com a diminuição do tempo de colapso, devido ao aumento da intensidade sísmica, verificou-se o aumento do *drift* e do deslocamento residual da ação sísmica, no piso de topo e no primeiro piso da estrutura. Estes resultados demonstraram que o condicionante na verificação da segurança são as deformações e não os esforços, como se verificou na análise com o critério de flexão composta segundo EN 1993-1-2 [46]. Estes resultados são os esperados e estão de acordo com o estudo de *Della Corte et al.* [8], que mostrou a resistência ao fogo diminuir com o aumento dos danos causados pelo sismo.

Também foi interessante avaliar que para *drifts* residuais da ação sísmica entre 2 e 3% a estrutura já apresenta colapso global no fim da ação sísmica. E que as deformações nas vigas em geral ocorreram antes do colapso dos pilares, com valores de deformação a meio vão da viga entre 0,0165 m e 0,0418 m.

Para os dois sismos em estudo, com acelerogramas bem distintos, provou-se que apesar de um sismo apresentar ciclos de elevada amplitude de aceleração, durante muito tempo, outro sismo com picos de aceleração superior demonstra criar mais danos na estrutura.

Em relação a desenvolvimentos futuros, não só seria interessante poder estudar mais cenários de incêndio e mais ações sísmicas com diferentes características, como também simular a situação de IPS em estruturas 3D, para avaliar as consequências da ação do fogo e do IPS no plano perpendicular.

Em termos de modelação de estruturas no *OpenSees* para melhorar a qualidade de desempenho seria uma mais valia explorar a ferramenta *SIFBuilder* que permite executar análises automatizadas a estruturas de grandes dimensões sujeitas a incêndios realistas, com mínimo *input*. E adicionalmente, utilizar paralelização nos modelos no *OpenSees*, é um processo utilizado em análises com milhares de graus de liberdade, para facilitar o processamento de modelos em computadores comuns, por exemplo, o processamento de um modelo que antes demorava 1356 horas, com a utilização de paralelização demorou 5 horas (em 452 processadores) [25].

## 6 Bibliografia

### - Publicações Escritas

- [1] Anderson, M., Carter, C. J., Schlarfly, T.J., *Are You Properly Specifying Materials?*, Modern Steel Construction, 2015.
- [2] Araújo, M., Castro, J. M., & Delgado, R., *Simplified procedures for the seismic assessment of structural component demands*, In Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2013.
- [3] Baker, Gregory B., Collier, Peter C.R., Abu, Anthony K., Houston, Brent J., *Post-earthquake structural design for fire-a New Zealand perspective*, 7th International Conference on Structures in Fire, M. Fontana, A. Frangi, M. Knobloch (Eds.), Zurich, Switzerland, June 6-8, 2012.
- 12
- [4] Behnam, B., & Ronagh, H. R., *Post-Earthquake Fire performance-based behavior of unprotected moment resisting 2D steel frames*. KSCE Journal of Civil Engineering, 19(1), 274-284, 2015.
- [5] Behnam, B., *Structural response of vertically irregular tall moment-resisting steel frames under pre-and post-earthquake fire*, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 25(12), 543-557, 2016.
- [6] Buchanan, A. H., Abu, A.K., *Structural design for fire safety*, Second Edition, Wiley, United Kingdom, 2001, ISBN 9780470972892.
- [7] Cai, J. G., Feng, J., and Zhang, J., *Thermoelastic buckling of steel columns with load-dependent supports.*, Int. J. Non-linear Mech., 47(4), 8–15, 2012.
- [8] Della Corte, G., Landolfo, R., & Mazzolani, F. M., *Post-earthquake fire resistance of moment resisting steel frames*, Fire Safety Journal, 38(7), 593-612, 2003.
- [9] *DIANA user's manual-version 7. Finite element analysis user's manual- nonlinear analysis. TNO building and construction research*. Delft (The Netherlands), 2000.
- [10] Elghazouli, A. Y., and Izzuddin, B. A., *Response of idealised composite beam-slab systems under fire conditions.*, J. Constr. Steel Res., 56(3), 199–224, 2000.

- [11] Filippou, F. and Fenves, G., *Methods of analysis for earthquake-resistant structures, chapter 6*, Y. Bozorgnia, V.V. Bertero (Eds.), 2004.
- [12] Franssen, J. M., *SAFIR: a thermal/structural program modelling structures under fire.*, Proc., North American Steel Construction Conf., A.I.S.C., Baltimore, 2003.
- [13] Gillie, M., Usmani, A. S., and Rotter, J. M., *Structural analysis of the first cardington test.*, J. Constr. Steel Res., 57(6), 581–601, 2001.
- [14] Gillie, M., Usmani, A. S., and Rotter, J. M., *A structural analysis of the cardington british steel corner test.*, J. Constr. Steel Res., 58(4), 427–443, 2002.
- [15] Huang, Z., Burgess, I. W., and Plank, R. J., *Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs subjected to fire.*, ACI Struct. J., 96(1), 127–135, 1999.
- [16] Huang, Z., Burgess, I. W., and Plank, R. J., *Effective stiffness modelling of composite concrete slabs in fire.*, Eng. Struct., 22(9), 1133–1144, 2000.
- [17] Ibarra, L. F. and Krawinkler, H., *Global collapse of frame structures under seismic excitations*, Report No. 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA, 2005.
- [18] Izzuddin, B. A., Tao, X. Y., and Elghazouli, A. Y., *Realistic modelling of composite and R/C floor slabs under extreme loading – Part I: Analytical method.*, J. Struct. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004) 130:12(1972), 1972–1984, 2004.
- [19] Jelinek, T., Zania, V., & Giuliani, L., *Post-earthquake fire resistance of steel buildings*, Journal of Constructional Steel Research, 138, 774-782, 2017.
- [20] Jiang, L., Dai, X., Usmani, A., & Kamath, P., *OpenSees-based integrated tool for modelling structures in fire*, In The First International Conference on Structural Safety under Fire & Blast, 461-468, 2015.
- [21] Jiang, J., & Usmani, A., *Modeling of steel frame structures in fire using OpenSees*, Computers & Structures, 118, 90-99, 2013.
- [22] Kodur, V., and Dwaikat, M. M. S., *Response of steel beam-column exposed to fire.*, Eng. Struct., 31(2), 369–379, 2009.

- [23] Lignos, D. G., & Hartloper, A. R., *Steel column stability and implications in the seismic assessment of steel structures according to Eurocode 8 Part 3*, Stahlbau, 89(1), 16-27, 2020.
- [24] Lignos, D., Krawinkler, H., *Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading*, Journal of Structural Engineering, 137(11): 1291-1302, 2011.
- [25] McKenna, F., *OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation.*, Computing in Science & Engineering, 13(4), 58-66, 2011.
- [26] McKenna, F., Scott, M., Fenves, G., *Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition*, Journal of Computing in Civil Engineering, Vol. 24, No. 1, January 1, 2010.
- [27] McKenna, F. T., *Object-oriented finite element programming: Frameworks for analysis, algorithms and parallel computing*, A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Engineering – Civil Engineering in the Graduate Division of the University of California, Berkeley, 1999.
- [28] Memari, M., Mahmoud, H., & Ellingwood, B., *Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections*, Journal of Constructional Steel Research, 103, 215-229, 2014.
- [29] Neuenhofer, A., Filippou, F., *Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models*. Journal of Structural Engineering, Vol. 123, Issue 7, 1997.
- [30] Ribeiro, F., *Análise de Robustez de Estruturas Sujeitas a Eventos Sísmicos Consecutivos*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Perfil Estruturas, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [31] Ribeiro, F., Barbosa, A., Scott, M. and Neves, L., *Deterioration Modeling of Steel Moment Resisting Frames Using Finite-Length Plastic Hinge Force-Based Beam-Column Elements*, Journal of Structural Engineering, Vol. 141, Issue 2, 2014.
- [32] Rosário, Rúben Miguel Paulos Ribeiro, *Modelação Não Linear de Estruturas Metálicas e Mistas em Situações de Incêndio no Software OpenSees*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2014.

- [33] Terrenzi, M., Spacone, E. and Camata, G., *Comparison Between Phenomenological and Fiber-Section Non-linear Models*, *Frontiers in Built Environment*, 6, 38, 2020.
- [34] Vila Real, P. M. M., Lopes, N., Silva, L. S., Piloto, P., and Franssen, F. M., *Numerical modelling of steel beam-column in case of fire-comparisons with Eurocode 3*, *Fire Saf. J.*, 39(1), 23-39, 2004.
- [35] Wellington Lifelines Group, *Fire following earthquake; identifying key issues for New Zealand*, Wellington Lifelines Group, Wellington, New Zealand, 2002.
- [36] Yun, X., & Gardner, L., *Stress-strain curves for hot-rolled steels*, *Journal of Constructional Steel Research*, 133, 36-46, 2017.
- [37] Zaharia, R., & Pintea, D., *Fire after earthquake analysis of steel moment resisting frames*, *International Journal of Steel Structures*, 9(4), 275-284, 2009.

#### - Documentos Normativos

- [38] ASCE, SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2013.
- [39] ASTM Designation E 119-88, *Standard Methods of Fire Tests of Building Construction and Materials*, Section 4, Vol. 04.07, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, 1994.
- [40] CEN. EN 1993-1-1: 1992, *Eurocode 3: Design of steel structures. General rules and rules for buildings*, Comité Européen de Normalisation, 1992.
- [41] CEN. EN 1998-1: 2004, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Comité Européen de Normalisation, 2004.
- [42] CEN. EN 1998-3: 2005, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, Comité Européen de Normalisation, 2005.
- [43] IPQ. NP EN 1991-1-2:2010, *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-2: Acções gerais. Acções em estruturas expostas ao fogo*, 2010.
- [44] IPQ. NP EN 1992-1-1:2010, *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão; Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010.

[45] IPQ. NP EN 1993-1-1:2010, *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010.

[46] IPQ. NP EN 1993-1-2: 2010, *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-2: Regras gerais. Verificação da resistência ao fogo*, Instituto Português da Qualidade, 2010.

[47] ISO 834 *Fire-resistance tests — Elements of building construction*, 1999.

[48] P100-1/2004, *Seismic design code-Part 1: Rules for buildings Indicativ P100-1/2004*, Buletinul Constructiilor, Vol. 5 (in Romanian), 2005.

### - Páginas Web

[49] Eads, L., *Pushover Analysis of 2-Story Moment*, 2012  
[https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pushover\\_Analysis\\_of\\_2-Story\\_Moment\\_Frame](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pushover_Analysis_of_2-Story_Moment_Frame), consultado em: 2020.

[50] Jiang, L., *Classes for OpenSees Thermal*, 2016,  
<http://openseesforfire.github.io/Subpages/classes.html>, consultado em 2020.

[51] *OpenSees Comand Manual, Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Bilinear Hysteretic Response (Bilin Material)*, 2020  
[https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified\\_Ibarra-Medina-Krawinkler\\_Deterioration\\_Model\\_with\\_Bilinear\\_Hysteretic\\_Response\\_\(Bilin\\_Material\)](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified_Ibarra-Medina-Krawinkler_Deterioration_Model_with_Bilinear_Hysteretic_Response_(Bilin_Material)), consultado em: 2020.

[52] *OpenSees Comand Manual, Steel02 Material -- Giuffré-Menegotto-Pinto Model with Isotropic Strain Hardening*, 2012, [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel02\\_Material\\_-\\_Giuffré-Menegotto-Pinto\\_Model\\_with\\_Isotropic\\_Strain\\_Hardening](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel02_Material_-_Giuffré-Menegotto-Pinto_Model_with_Isotropic_Strain_Hardening), consultado em: 2020.





## Anexo A Análise de sensibilidade para calibração e Parâmetros para construção dos modelos

### A.1 Modelo de deterioração de *Ibarra-Krawinkler* modificado com resposta histerética bilinear no *OpenSees*

O comando utilizado para construir o modelo de deterioração de *Ibarra-Krawinkler* modificado, [24], com resposta histerética bilinear é o *Bilin*, implementado com 23 parâmetros, apresentados no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Parâmetros para implementar o modelo de deterioração de *Ibarra-Krawinkler* modificado com resposta histerética bilinear, no *OpenSees*.

$K_e$	Rigidez elástica
$b_{pos}$	Coefficiente de endurecimento modificado no sentido de carregamento positivo
$b_{neg}$	Coefficiente de endurecimento modificado no sentido de carregamento negativo
$M_{ply,pos}$	Momento plástico de cedência no sentido de carregamento positivo
$M_{ply,neg}$	Momento plástico de cedência no sentido de carregamento negativo
$\Lambda_S$	Parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração de resistência
$\Lambda_K$	Parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração de resistência pós momento máximo
$\Lambda_A$	Parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração da aceleração da rigidez de recarga
$\Lambda_D$	Parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração da rigidez de descarga
$c_S$	Expoente do parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração de resistência
$c_K$	Expoente do parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração de resistência pós momento máximo
$c_A$	Expoente do parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração da aceleração da rigidez de recarga
$c_D$	Expoente do parâmetro de deterioração cíclica, para deterioração da rigidez de descarga
$\theta_{p,pos}$	Capacidade de rotação plástica no sentido de carregamento positivo
$\theta_{p,neg}$	Capacidade de rotação plástica no sentido de carregamento negativo
$\theta_{pc,pos}$	Capacidade de rotação plástica pós momento máximo, no sentido de carregamento positivo
$\theta_{pc,neg}$	Capacidade de rotação plástica pós momento máximo, no sentido de carregamento negativo
$k_{pos}$	Rácio de resistência residual ( $= M_r/M_y$ ), no sentido de carregamento positivo
$k_{neg}$	Rácio de resistência residual ( $= M_r/M_y$ ), no sentido de carregamento negativo
$\theta_{u,pos}$	Capacidade de rotação última, no sentido de carregamento positivo
$\theta_{u,neg}$	Capacidade de rotação última, no sentido de carregamento negativo
$D_{pos}$	Rácio de deterioração cíclica, no sentido de carregamento positivo
$D_{neg}$	Rácio de deterioração cíclica, no sentido de carregamento negativo

### A.2 Análise da distribuição da não linearidade pela estrutura

Para avaliar a distribuição da não linearidade na estrutura, foi feita uma análise local, momento-rotação, através do modelo de plasticidade concentrada, ilustrado na Figura 6.1. Como é possível

observar, as extremidades inferiores dos pilares e das vigas demonstram curvaturas mais acentuadas, enquanto que os restantes elementos nem ultrapassam a fase elástica.

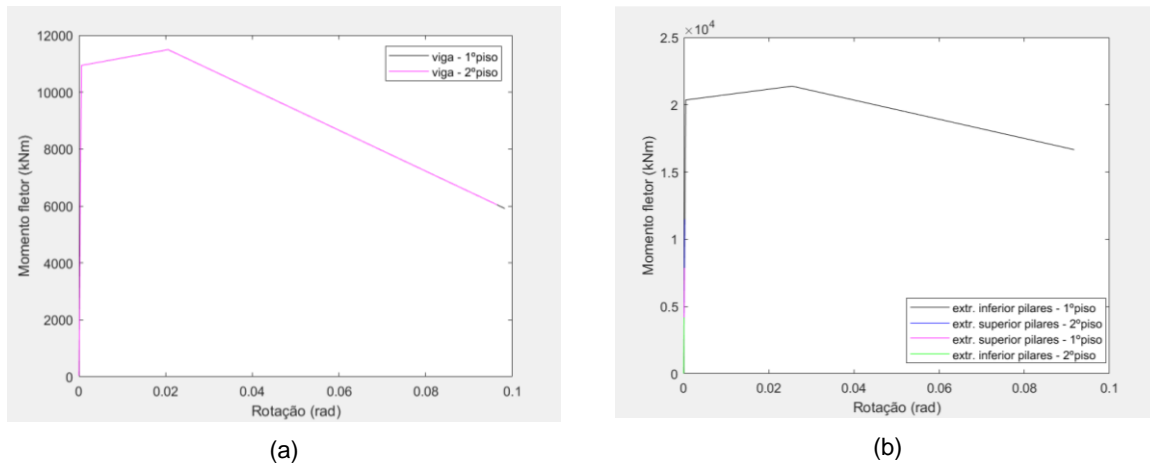


Figura 6.1 – Curvas momento-rotação, com a modelação de plasticidade concentrada: (a) vigas; (b) pilares.

Mesmo assim, avaliando para o mesmo instante de tempo, o elemento mais condicionante foi a viga do primeiro piso, que já ultrapassava a rotação de cedência, enquanto que as restantes vigas e os pilares ainda estavam em fase elástica, Figura 6.2. Demonstrando que, globalmente, a estrutura está bem dimensionada de acordo com os princípios básicos de capacidades resistentes (*capacity design*).

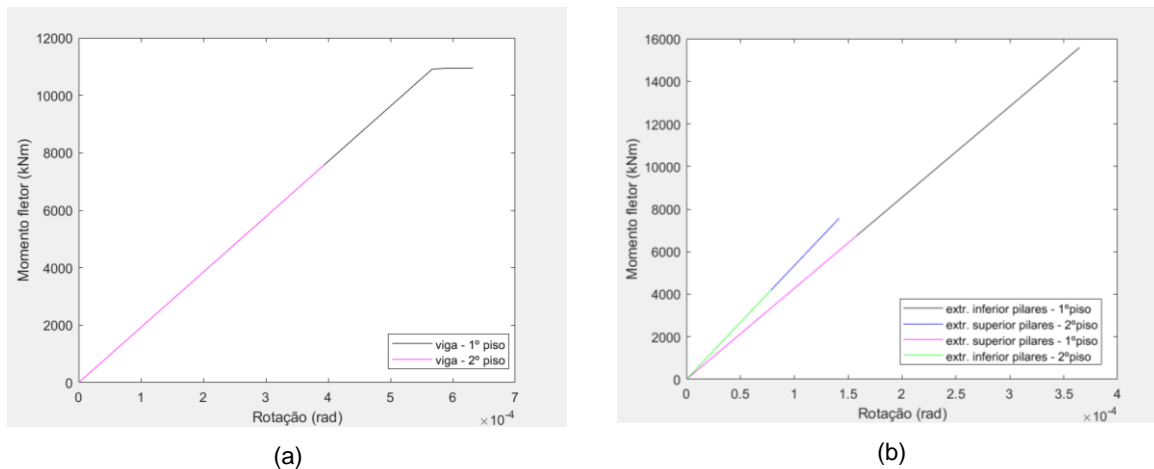


Figura 6.2 – Curvas momento-rotação, com a modelação de plasticidade concentrada: (a) vigas; (b) pilares, até ao incremento de tempo igual 205.

### A.3 Análise de sensibilidade ao tempo de vibração livre, e ao incremento de análise

Na construção de modelos é razoável considerar tempo de vibração livre, porque a estrutura no final da ação sísmica ainda se encontra em vibração, e esse estado não deve de ser considerado o estado residual da estrutura. Quanto ao incremento de análise a utilizar em modelos, é necessário também proceder a análises de sensibilidade para apurar o passo de análise mais adequado, quanto maior o passo de cálculo de análise, menos precisos são os resultados obtidos. Nesse sentido, analisaram-se as diferenças entre resultados de deslocamento máximo e deslocamento residual, sem vibração livre e com vibração livre de 20 s. Visto que, o passo de *input* de dados no modelo é de 0,01

s, foram analisados os passos de cálculo de análise: 2 vezes inferior e 10 vezes inferior, apresentado no Quadro 6.2 e Quadro 6.3. Este último, por ser 10 vezes inferior ao passo de *input* dos dados no modelo, assumiu-se ter 0% de erro, para conseguir estabelecer comparação entre os outros passos de cálculo de análise.

Quadro 6.2 – Análise de sensibilidade ao deslocamento máximo e deslocamento residual, para diferentes passos de cálculo de análise, *dta*, com vibração livre igual 0 segundos.

<i>dta</i> (s)	Deslocamento máximo (m)	Erro (%)	Deslocamento residual (m)	Erro (%)
0,001	0,1127	-	0,0672	-
0,005	0,1128	0,09	0,0674	0,30
0,01	0,1132	0,44	0,0684	1,79

Quadro 6.3 – Análise de sensibilidade ao deslocamento máximo e deslocamento residual, para diferentes passos de cálculo de análise, *dta*, com vibração livre igual 20 segundos.

<i>dta</i> (s)	Deslocamento máximo (m)	Erro (%)	Deslocamento residual (m)	Erro (%)
0,001	0,1127	-	0,0416	-
0,005	0,1128	0,09	0,0419	0,72
0,01	0,1132	0,44	0,0427	2,64

Foi possível observar pelo Quadro 6.2, que sem vibração livre o deslocamento residual é cerca de 60% do deslocamento máximo, isso é muito elevado para ser considerado deslocamento residual, o que demonstra que a estrutura ainda se encontra num patamar de degradação muito alto. Aos 20 segundos, no Quadro 6.3, é possível verificar que o deslocamento residual é cerca de 37% do deslocamento máximo, o que é um valor mais aceitável.

Em relação ao passo de cálculo de análise, *dta*, é possível observar que com *dta* = 0,001 s, considerando 20 s de vibração livre, em relação ao deslocamento residual, há uma melhoria de 2,64% na precisão dos resultados, apesar de não ser muito significativo.

#### A.4 Determinação do coeficiente de endurecimento

Apesar de não ser conhecido a nomenclatura dos aços aplicados na estrutura, através das tensões de cedência,  $f_y$ , assumiram-se pela consulta na Figura 6.3, de acordo com [1], os valores de tensão última,  $f_u$ , apresentados no Quadro 2.7. De seguida, com os valores de tensão última, obtiveram-se os valores de extensão última,  $\epsilon_u$ , pela aplicação da Equação (6.1), retirada de [36].

Nesse sentido, obteve-se com as grandezas anteriores, o módulo de elasticidade pós cedência,  $E_{sh}$ , como se demonstra pela Figura 6.4. O coeficiente de endurecimento, calculou-se então pelo rácio entre o módulo de elasticidade pós-cedência, e o módulo de elasticidade elástico ( $E_{sh}/E$ ), e assim se obtiveram os resultados no Quadro 2.7.

Applicable ASTM Specifications for Various Structural Shapes														
Steel Type	ASTM Designation	$F_y$ Min. Yield Stress (ksi)	$F_u$ Tensile Stress <sup>a</sup> (ksi)	Applicable Shape Series										
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS Rect. Round	Pipe		
Carbon	A36	36	58-80 <sup>b</sup>											
	A53 Gr. B	35	60											
	A500	Gr. B	42	58										
			46	58										
		Gr. C	46	62										
			50	62										
	A501	Gr. A	36	58										
		Gr. B	50	70										
	A529 <sup>c</sup>	Gr. 50	50	65-100										
		Gr. 55	55	70-100										
High-Strength Low-Alloy	A572	Gr. 42	42	60										
		Gr. 50	50	65 <sup>d</sup>										
		Gr. 55	55	70										
		Gr. 60 <sup>e</sup>	60	75										
		Gr. 65 <sup>e</sup>	65	80										
	A618 <sup>f</sup>	Gr. I & II	50 <sup>g</sup>	70 <sup>g</sup>										
		Gr. III	50	65										
	A913	50	50 <sup>h</sup>	60 <sup>h</sup>										
		60	60	75										
		65	65	80										
70		70	90											
A992	50-65 <sup>i</sup>	65 <sup>i</sup>												
Corrosion Resistant High-Strength Low-Alloy	A242	42 <sup>j</sup>	63 <sup>j</sup>											
		46 <sup>k</sup>	67 <sup>k</sup>											
		50 <sup>l</sup>	70 <sup>l</sup>											
	A588	50	70											
A847	50	70												

<sup>a</sup> Minimum unless a range is shown.  
<sup>b</sup> For shapes over 426 lb/ft, only the minimum of 58 ksi applies.  
<sup>c</sup> For shapes with a flange thickness less than or equal to 1.5 in. only. To improve weldability a maximum carbon equivalent can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S78). If desired, maximum tensile stress of 90 ksi can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S79).  
<sup>d</sup> If desired, maximum tensile stress of 70 ksi can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S91).  
<sup>e</sup> For shapes with a flange thickness less than or equal to 2 in. only.  
<sup>f</sup> ASTM A618 can also be specified as corrosion-resistant; see ASTM A618.  
<sup>g</sup> Minimum applies for walls nominally 3/4-in. thick and under. For wall thicknesses over 3/4 in.,  $F_y = 46$  ksi and  $F_u = 67$  ksi.  
<sup>h</sup> If desired, maximum yield stress of 65 ksi and maximum yield-to-tensile strength ratio of 0.85 can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S75).  
<sup>i</sup> A maximum yield-to-tensile strength ratio of 0.85 and carbon equivalent formula are included as mandatory in ASTM A992.  
<sup>j</sup> For shapes with a flange thickness greater than 2 in. only.  
<sup>k</sup> For shapes with a flange thickness greater than 1.5 in. and less than or equal to 2 in. only.  
<sup>l</sup> For shapes with a flange thickness less than or equal to 1.5 in. only.

■ Preferred material specification.    ■ Other applicable material specification, the availability of which should be confirmed prior to specification.    □ Material specification does not apply.

Figura 6.3 – Características de aços, retirado de [1].

$$\epsilon_u = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_y}{f_u}\right), \quad \text{porém } \epsilon_u \geq 0,06 \text{ para aços laminados a quente} \quad (6.1)$$

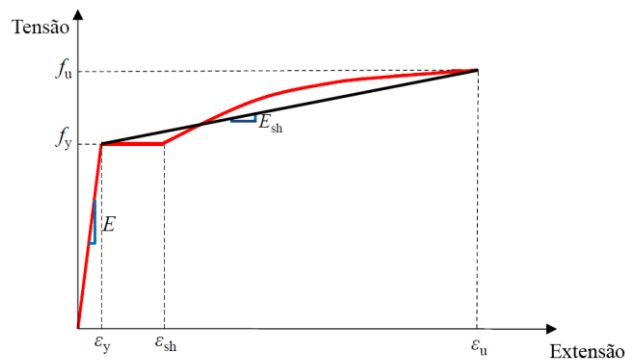


Figura 6.4 – Relação tensão-extensão considerada para o cálculo do coeficiente de endurecimento.

## A.5 Determinação dos critérios de capacidade de rotação última em pilares e vigas

Os passos de cálculo para os critérios de colapso local começam com o cálculo da capacidade de rotação plástica aplicados aos pilares, dados pela Equação (2.13) e (2.9), segundo [23]. Porém, para obter a capacidade de rotação última, é necessário somar à capacidade de rotação plástica, as rotações de cedência,  $\theta_y$ , das secções transversais, calculadas de acordo com [2], apresentadas na Equação (6.2) e na Equação (6.3), respetivamente, para as vigas e pilares.

$$\theta_y = M_{pl} \cdot L/6EI \quad (6.2)$$

$$\theta_y = M_{pl} \cdot \frac{L}{6EI} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl}}\right) \quad (6.3)$$

em que:

- $M_{pl}$ , momento plástico;
- $L$ , comprimento do elemento;
- $E$ , módulo de elasticidade;
- $I$ , momento de inércia;
- $N_{Ed}$ , esforço normal atuante;
- $N_{pl}$ , esforço normal plástico.

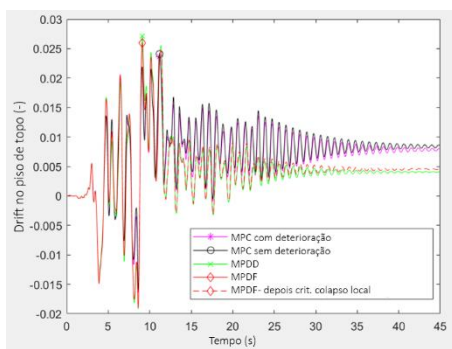
## **A.6 Análise dinâmica não linear e de sensibilidade para as diferentes intensidades sísmicas**

Na primeira parte são apresentadas, respetivamente, na Figura 6.5 e na Figura 6.6, as curvas de *drift* no piso de topo ao longo do tempo, e as curvas momento-curvatura para os diferentes modelos, e para as intensidades sísmicas apresentadas na Figura 2.19, correspondentes aos fatores de intensidade sísmicas que violam o critério de colapso local para os diferentes modelos.

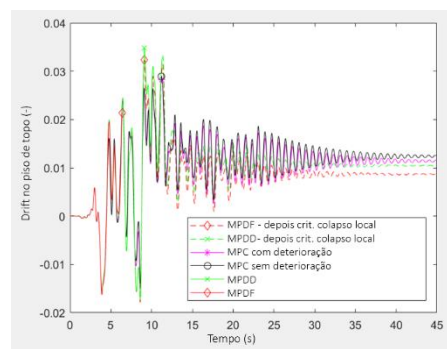
De seguida, na segunda parte é realizada uma análise de sensibilidade ao *drift* máximo no piso de topo através da curva de capacidade da análise estática não linear para as diferentes intensidades sísmicas.

### **Análise dinâmica não linear para as diferentes análises de sensibilidade**

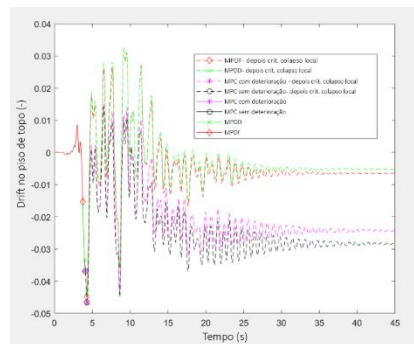
É possível observar na Figura 6.5 e na Figura 6.6, que com o aumento da intensidade sísmica, e correspondentemente, com a limitação do critério local, que os modelos parecem aproximarem-se em termos de comportamento global e local.



(a)

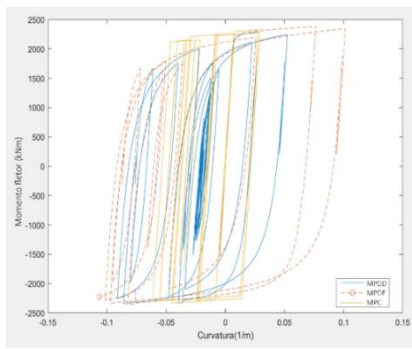


(b)

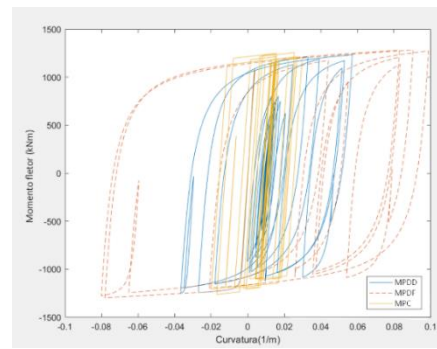


(c)

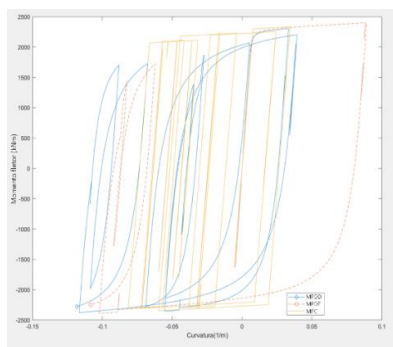
Figura 6.5 – Curva drift-tempo no piso de topo, para as intensidades sísmicas: (a) 1,7; (b) 1,8; (c) 2,6.



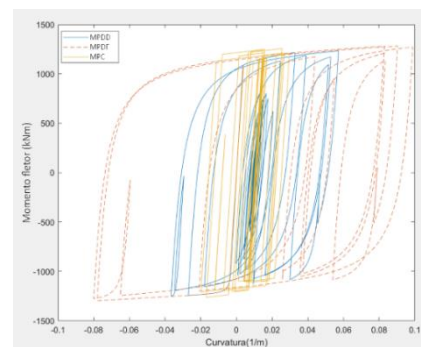
(a)



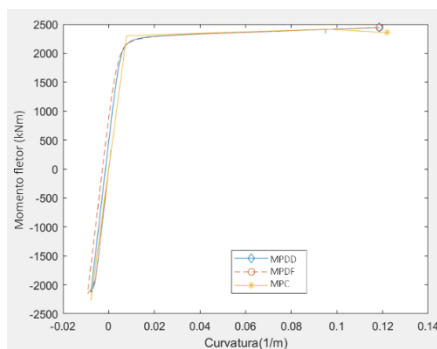
(b)



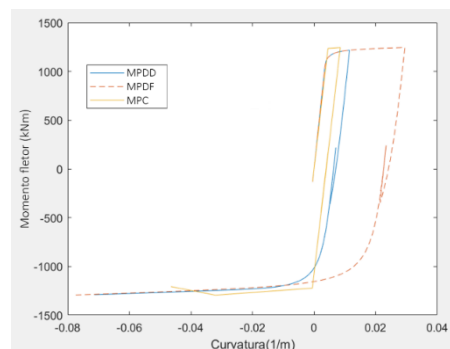
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 6.6 – Curvas momento-curvatura na extremidade inferior do pilar à esquerda no 1º piso, para as intensidades: (a) 1,7; (c) 1,8; (e) 2,6. Curvas momento-curvatura na extremidade esquerda da viga do 1º piso, para as intensidades: (b) 1,7; (d) 1,8; (f) 2,6.

### Análise de sensibilidade ao *drift* máximo através da curva de capacidade

Com o aumento da intensidade sísmica como de esperado as deformações da estrutura aumentaram, passando do patamar de cedência até ao ramo plástico da curva de capacidade, como se consegue observar pela Figura 6.7, Figura 6.8, Figura 6.9 e Figura 6.10.

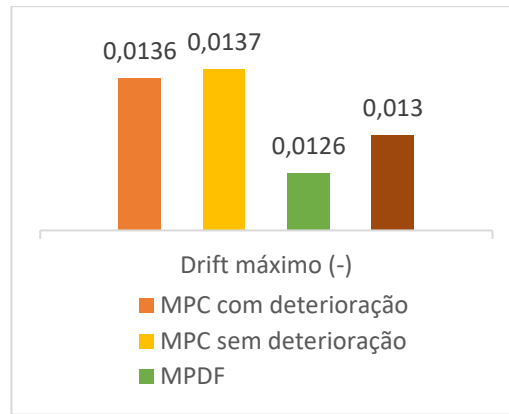
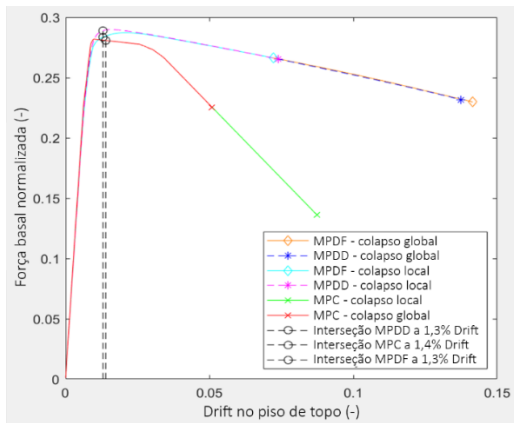


Figura 6.7 – Curva de capacidade com drift máximo assinalado para cada modelação, para o fator de intensidade sísmica igual a 1.

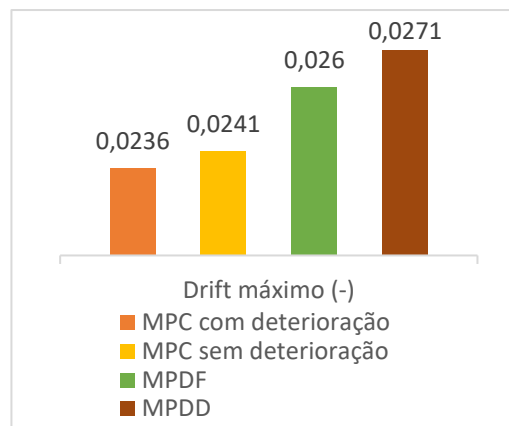
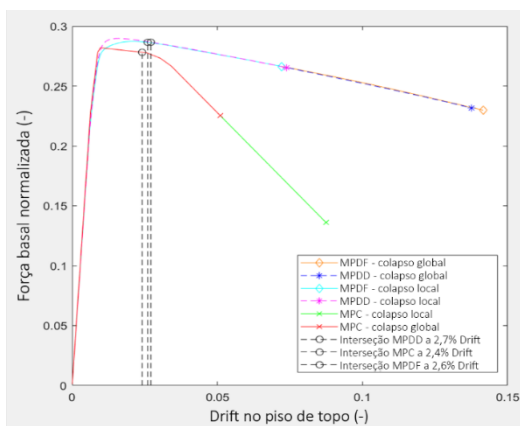


Figura 6.8 – Curva de capacidade com drift máximo assinalado para cada modelação, para o fator de intensidade sísmica igual a 1,7.

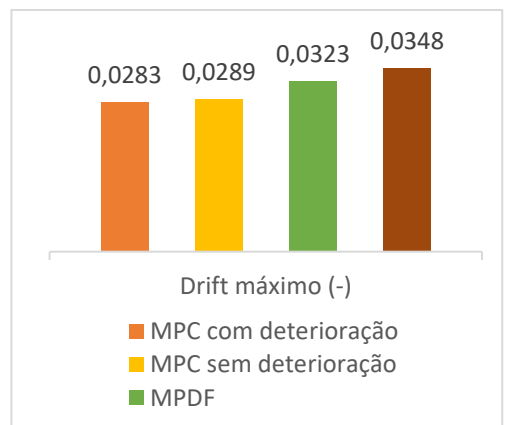
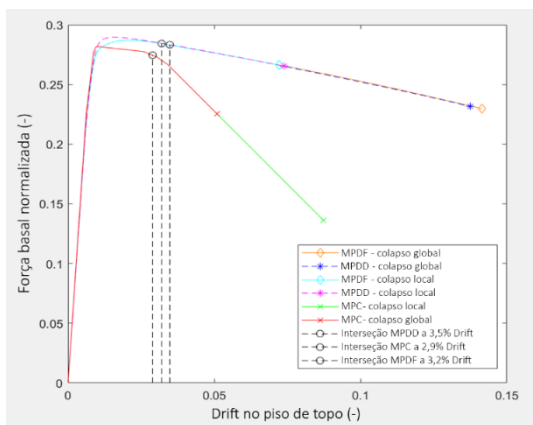


Figura 6.9 – Curva de capacidade com drift máximo assinalado para cada modelação, para o fator de intensidade sísmica igual a 1,8.



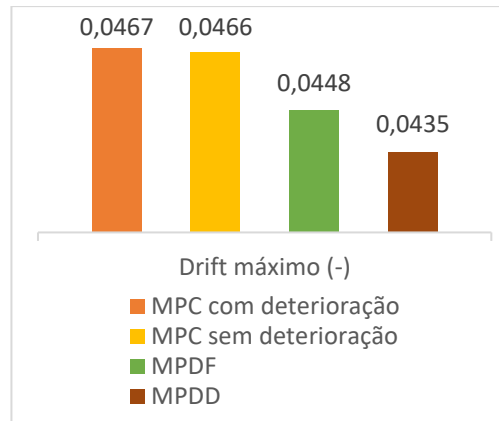
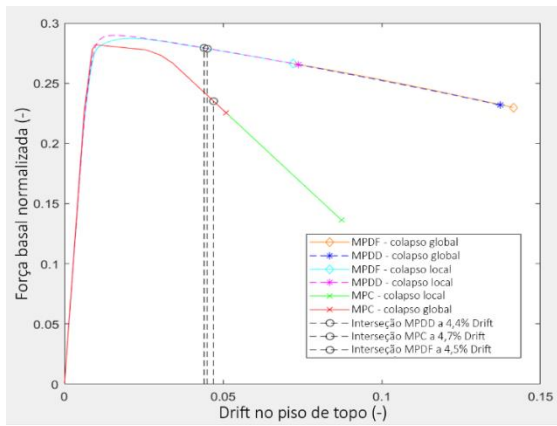


Figura 6.10 – Curva de capacidade com drift máximo assinalado para cada modelação, para o fator de intensidade sísmica igual a 2,6.

## Anexo B Cálculo das curvas de incêndio nominais em estruturas de aço com secção transversal em I

Neste anexo é descrito o procedimento de cálculo do modelo de curvas de incêndio nominais em estruturas de aço, de acordo com o NP EN 1991-1-2, [43], e NP EN 1993-1-2, [46]. Assumiu-se neste estudo que as estruturas em análise se encontram sem proteção.

### B.1 Desenvolvimento da temperatura em estruturas de aço interiores sem proteção

Inicia-se o processo, para  $t = 0s$ , com a secção a  $20^{\circ}C$ , e para o intervalo de tempo  $\Delta t$  escolhido, segundo o NP EN 1993-1-2, [46], a distribuição equivalente de temperatura, em cada secção transversal, é considerada uniforme, dada por incrementos de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$ , na Equação (6.4).

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net,d} \cdot \Delta t \quad (6.4)$$

em que:

$k_{sh}$	fator de correção para o efeito de sombra;
$A_m/V$	fator de massividade para os elementos de aço não protegidos [1/m];
$A_m$	área da superfície do elemento por unidade de comprimento [m <sup>2</sup> /m];
$V$	volume do elemento por unidade de comprimento [m <sup>3</sup> /m];
$c_a$	calor específico do aço [J/kgK];
$\dot{h}_{net,d}$	valor de cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área [W/m <sup>2</sup> ];
$\rho_a$	massa específica do aço [kg/m <sup>3</sup> ];
$\Delta t$	intervalo de tempo [s].

Nota: Poderá considerar-se que a massa específica do aço,  $\rho_a$ , é independente da sua temperatura, tomando o valor de 7850 kg/m<sup>3</sup>. Como  $\Delta t$  considerou-se 1 s.

- **Fator de correção para o efeito de sombra,  $k_{sh}$ , para secções em I:**

$$k_{sh} = 0,9 [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad (6.5)$$

em que:

- $[A_m/V]_b$  fator de massividade calculado como se o perfil tivesse proteção em caixão [1/m].
- **Fator de massividade calculado como se o perfil tivesse proteção em caixão,  $[A_m/V]_b$ :**

$$[A_m/V]_b = \frac{2(b+h)}{\text{área da secção transversal}} \quad (6.6)$$

Nota: No estudo, considerou-se como no *Jelinek et al.* [19], que a secção transversal das vigas se encontra exposta a 3 lados, nesse sentido:

$$[A_m/V]_b = \frac{b+2h}{\text{área da secção transversal}} \quad (6.7)$$

- **Fator de massividade para os elementos de aço não protegidos,  $A_m/V$ :**

$$A_m/V = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da secção transversal}} \quad (6.8)$$

Nota: No estudo, considerou-se como em *Jelinek et al.* [19], que a secção transversal das vigas se encontra exposta a 3 lados, nesse sentido:

$$A_m/V = \frac{\text{superfície exposta ao fogo}}{\text{área da secção transversal}} \quad (6.9)$$

- **Calor específico do aço,  $c_a$ :**

Quadro 6.4 – Calor específico do aço em função da temperatura, adaptado do NP EN 1993-1-2, [46].

Temperatura do aço [°C] $\theta_a$	$c_a$ calor específico do aço [J/kgK]
$20 \text{ °C} \leq \theta_a < 600 \text{ °C}$	$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_a^3$
$600 \text{ °C} \leq \theta_a < 735 \text{ °C}$	$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}$
$735 \text{ °C} \leq \theta_a < 900 \text{ °C}$	$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$
$900 \text{ °C} \leq \theta_a \leq 1200 \text{ °C}$	$c_a = 650$

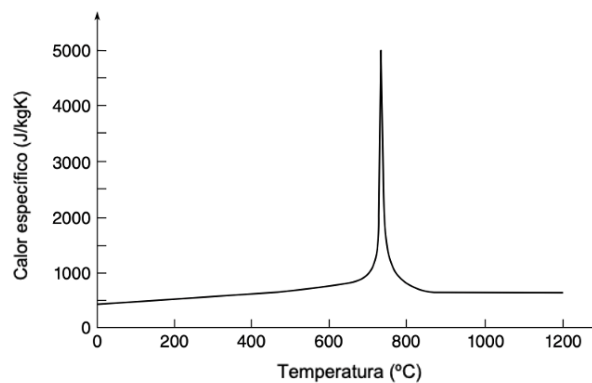


Figura 6.11 – Calor específico do aço em função da temperatura, adaptado de [6].

em que:

$\theta_a$  temperatura do aço [°C].

Cada instante de temperatura obtém-se:

$$\theta_{a_i} = \theta_{a_{i-1}} + \Delta\theta_{a,t} \quad (6.10)$$

em que:

$\theta_{a_i}$  temperatura do aço no instante  $i$  [°C].

$\theta_{a_{i-1}}$  temperatura do aço no instante anterior,  $i-1$  [°C].

- **Valor de cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área,  $\dot{h}_{net,d}$ :**

$$\dot{h}_{net,d} = (\dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}) \cdot \gamma_{M,fi} \quad (6.11)$$

em que:

$\dot{h}_{net,c}$  Componente do fluxo de calor efetivo por convecção [W/m<sup>2</sup>];

$\dot{h}_{net,r}$  Componente do fluxo de calor efetivo por radiação [W/m<sup>2</sup>];

$\gamma_{M,fi}$  coeficiente parcial para a propriedade considerada do material, em situação de incêndio.

**Nota:** Para as propriedades mecânicas do aço, o coeficiente parcial para a situação de incêndio recomenda-se a utilização de  $\gamma_{M,fi} = 1,0$ .

- $\dot{h}_{net,c}$  Componente do fluxo de calor efetivo por convecção [W/m<sup>2</sup>]:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (6.12)$$

em que:

$\alpha_c$  coeficiente de transferência de calor por convecção (=25 W/m<sup>2</sup>K);

$\theta_g$  temperatura dos gases na proximidade do elemento exposto ao fogo [°C];

$\theta_m$  temperatura da superfície do elemento [°C].

**Nota:** Considerou-se  $\theta_m$  visto a distribuição ser uniforme ao longo da secção transversal do elemento,  $\theta_m = \theta_a$ .

- $\theta_g$  temperatura dos gases na proximidade do elemento exposto ao fogo [°C]:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (6.13)$$

em que:

$t$  tempo [min].

- $\dot{h}_{net,r}$  Componente do fluxo de calor efetivo por radiação [W/m<sup>2</sup>];

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (6.14)$$

em que:

$\Phi$  fator de vista;

$\varepsilon_m$  emissividade da superfície do elemento;

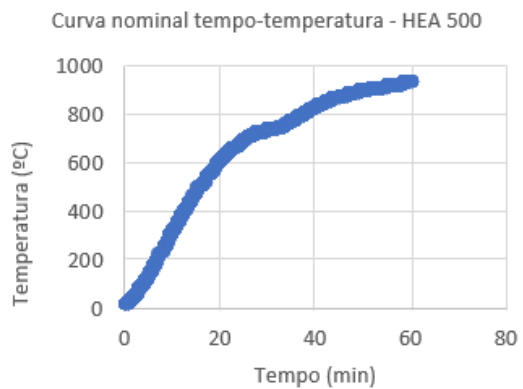
$\varepsilon_f$  emissividade do fogo;

$\sigma$  constante de Stephan Boltzmann (=  $5,67 \cdot 10^{-8}$  [W/m<sup>2</sup> K]);

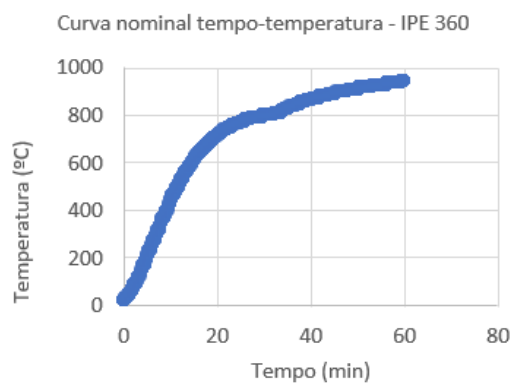
$\theta_r$  temperatura de radiação efetiva do ambiente de incêndio [°C];

**Nota:** Considerou-se  $\Phi = 1,0$ ,  $\varepsilon_m = 0,8$ ,  $\varepsilon_f = 1,0$  e  $\theta_r = \theta_g$ .

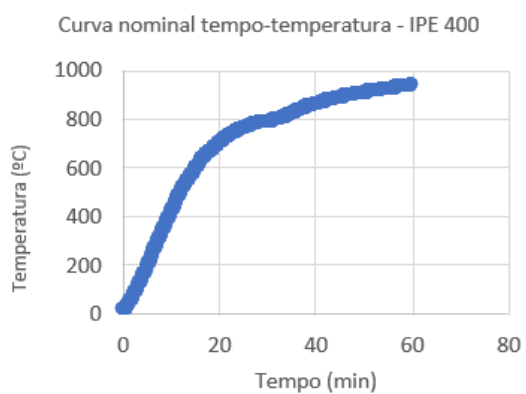
Na Figura 6.12, apresentam-se as curvas nominais utilizadas para as secções transversais da estrutura.



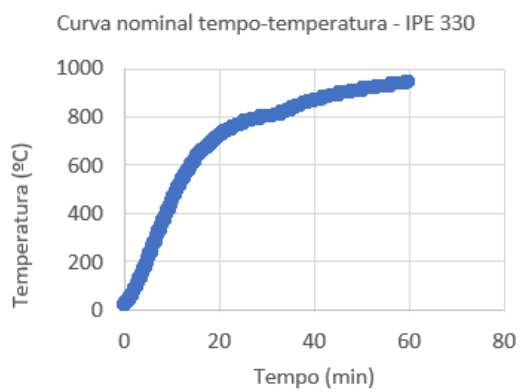
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.12 – Curvas nominais para as secções transversais: (a) HEA 500; (b) IPE 360; (c) IPE 400; (d) IPE 330.

## Anexo C Caso de estudo – modelação

### C.1 Modelo de plasticidade concentrada

Para a modelação desta estrutura ao contrário do exemplo de aplicação apresentado no Capítulo 2, obtiveram-se os parâmetros que descrevem o modelo de deterioração de *Ibarra-Krawinkler* modificado, [24], para as vigas e pilares da estrutura. Os parâmetros  $\theta_{pam\acute{a}x}$  e  $\theta_{pc}$  são dados pela Equação (6.15) e Equação (6.16), respetivamente, retiradas de [24]. Que resultaram nos valores apresentados no Quadro 6.5, onde também se apresentam os valores das variáveis necessárias ao cálculo.

$$\theta_p = 0,0865 \cdot \left(\frac{h_w}{t_w}\right)^{-0,365} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,140} \cdot \left(\frac{L_v}{h}\right)^{0,340} \cdot \left(\frac{h}{533}\right)^{-0,721} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{355}\right)^{-0,230} \text{ (rad)} \quad (6.15)$$

$$\theta_{pc} = 5,63 \cdot \left(\frac{h_w}{t_w}\right)^{-0,565} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,800} \cdot \left(\frac{h}{533}\right)^{-0,280} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{355}\right)^{-0,430} \text{ (rad)} \quad (6.16)$$

Quadro 6.5 – Quadro representativo do cálculo dos parâmetros  $\theta_p$  e  $\theta_{pc}$ , e valores intermédios.

Secção transversal	$h_w$ (mm)	$t_w$ (mm)	$b_f$ (mm)	$t_f$ (mm)	$L_v$ (mm)	$h$ (mm)	$\sigma_y$ (MPa)	$\theta_p$ (rad)	$\theta_{pc}$ (rad)
IPE 400	331,0	8,6	180,0	13,5	1500,0	400,0	235	0,04	0,20
IPE 360	298,6	8,0	170,0	12,7	1500,0	360,0	235	0,04	0,21
IPE 330	271,0	7,5	160,0	11,5	1500,0	330,0	235	0,05	0,21
HEA 500 (1º piso)	390,0	12,0	300,0	23,0	1125,0	490,0	235	0,03	0,21
HEA 500 (restantes pisos)	390,0	12,0	300,0	23,0	875,0	490,0	235	0,03	0,21

Em conjunto com as rotações  $\theta_p$  e  $\theta_{pc}$ , consideraram-se os valores de  $\theta_u$  igual a 0,06 radianos, devido a carga sísmica ser dinâmica, adicionalmente assumiu-se o parâmetro  $k$  igual 0,4, dado pela relação entre o momento residual e o momento de cedência, e a relação  $M_c/M_y$  igual a 1,10. Todos os valores destes parâmetros foram retirados de [24].

## Anexo D Cenários de Incêndio

Neste anexo apresentam-se alguns cenários de incêndio que foram analisados, mas não foram considerados representativos, segundo o modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos.

Como descrito na secção 3.5.2, o aumento de temperatura nos compartimentos onde é aplicado o cenário de incêndio, os elementos verticais e horizontais expandem, esse comportamento pode ser observado nas figuras em que é representado o deslocamento vertical das extremidades superiores dos pilares.

Contudo, quando os elementos deixam de comportar a expansão, começam a fletir, como é visível pelo aumento do deslocamento horizontal a meia altura dos pilares, e o aumento do deslocamento vertical a meio vão das vigas dos compartimentos dos respectivos cenários onde é aplicado a ação do fogo. Até levar ao colapso da estrutura.

Estes comportamentos são demonstrados nos seguintes cenários, em conjunto com a análise dos aumentos acentuados de deslocamentos, com o objetivo de relacionar com o colapso da estrutura nos diferentes cenários de incêndio.

- Cenário 2L

Para o cenário no compartimento 2L, analisaram-se as curvas de deslocamento horizontal dos pilares, na Figura 6.13, e os deslocamentos verticais da viga, na Figura 6.14, ao longo do tempo.

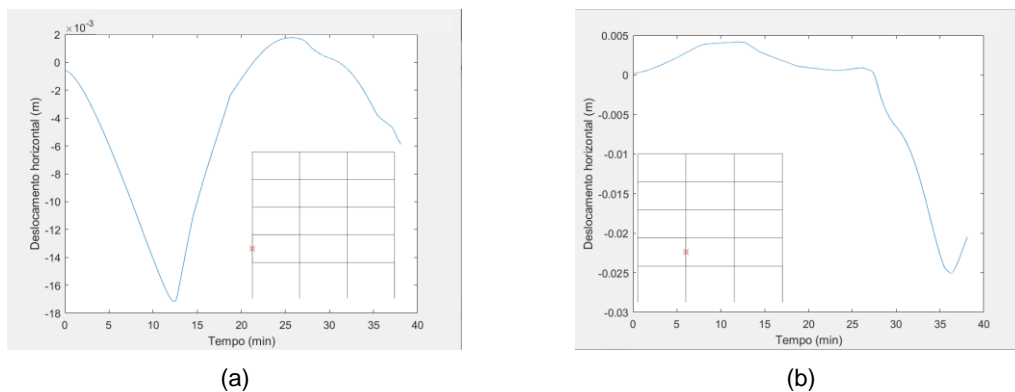


Figura 6.13 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 2L: (a) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da esquerda do compartimento 2L; (b) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da direita do compartimento 2L.

Consegue-se observar na Figura 6.13 (a), que aos 27,5 min existe um aumento de deslocamento, mas que depois mais tarde acima dos 35,0 min consegue recuperar, ou seja, não levou ao colapso, até porque o deslocamento máximo não chega a atingir os 0,03 m, um valor de deformação baixo. Pela Figura 6.14, a meio vão da viga observa-se o colapso local, com deformações a atingir os 1,4 m. Na Figura 6.14 (d), apresenta-se a deformada da estrutura para o tempo de colapso presente em [19] para este cenário, 35,7 min. Em suma, pode-se concluir que segundo a análise do colapso global da estrutura irá demorar mais tempo do que o valor de *Jelinek et al.* [19].

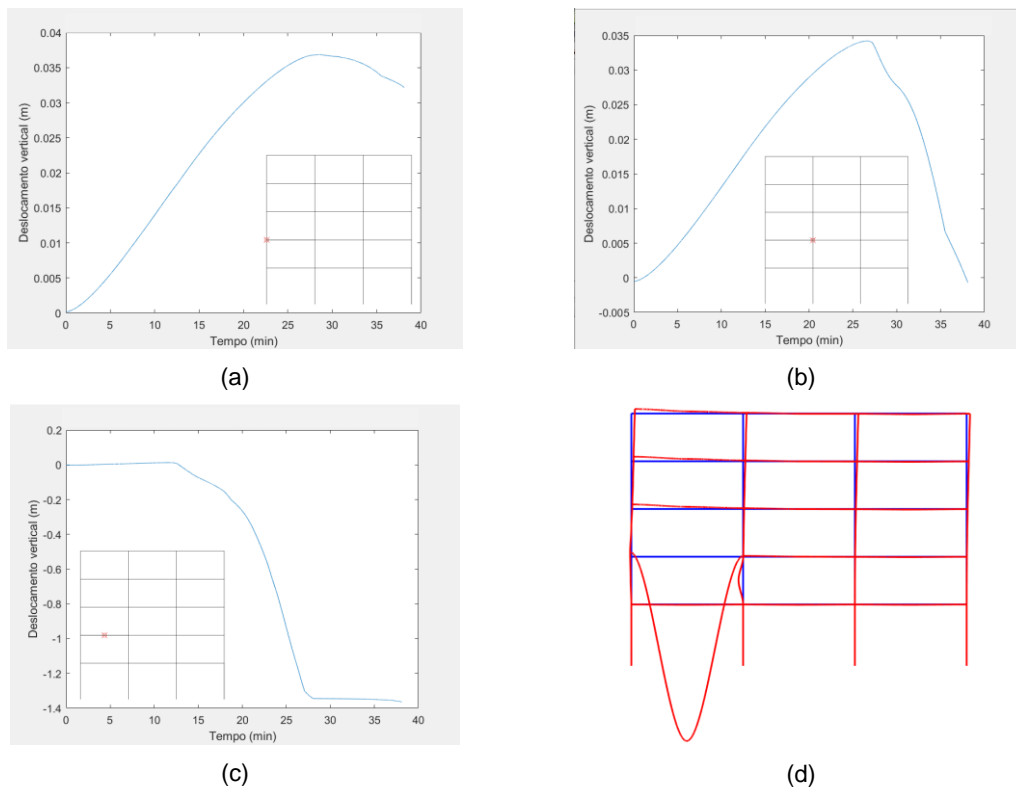


Figura 6.14 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 2L: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 2L; (b) na extremidade direita da viga do compartimento 2L; (c) a meio vão da viga do compartimento 2L; (d) deformada da estrutura para o cenário 2L aos 35,7 min (ampliada 10 vezes).

- Cenário 4L /Cenário 4R

Neste caso, devido aos resultados serem simétricos entre o cenário 4L e 4R, apresentam-se os resultados do cenário 4L. Na Figura 6.15, apresentam-se os gráficos deslocamento horizontal - tempo a meia altura dos pilares do compartimento. E na Figura 6.16, as curvas deslocamento vertical - tempo nas extremidades da viga e a meio vão. Na Figura 6.16, nas extremidades das vigas ainda não atingiram aumento excessivo de deformações, enquanto que a meio vão já ocorreu colapso local da estrutura com as deformações a atingirem 0,4 m. Contudo é possível observar pela deformada da estrutura para o último valor da análise que existe colapso local da viga do compartimento, no entanto o resto da estrutura não se encontra com deformações excessivas. Apenas se conseguiu ir até aos 17,9 min da análise devido a problemas de convergência, e segundo *Jelinek et al.* [19] o colapso acontece aos 45,8 min, o que faz sentido com a análise.



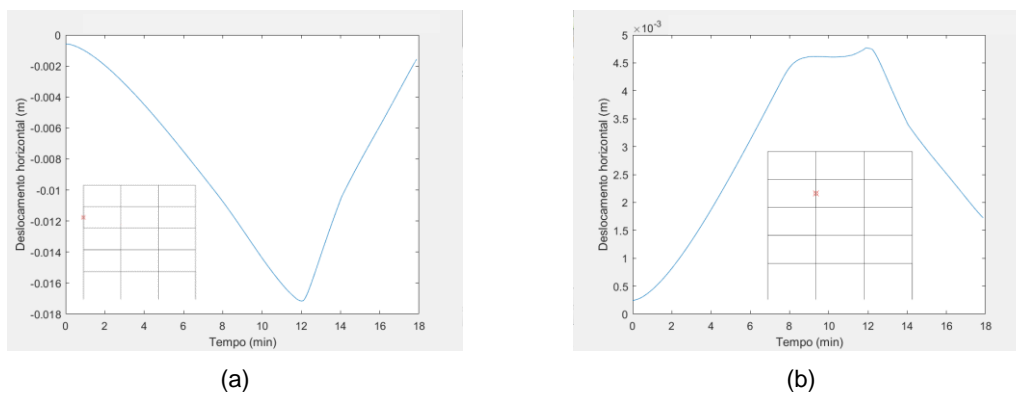


Figura 6.15 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 4L: (a) a 1/2 altura do pilar da esquerda do compartimento 4L; (b) a 1/2 altura do pilar da direita do compartimento 4L.

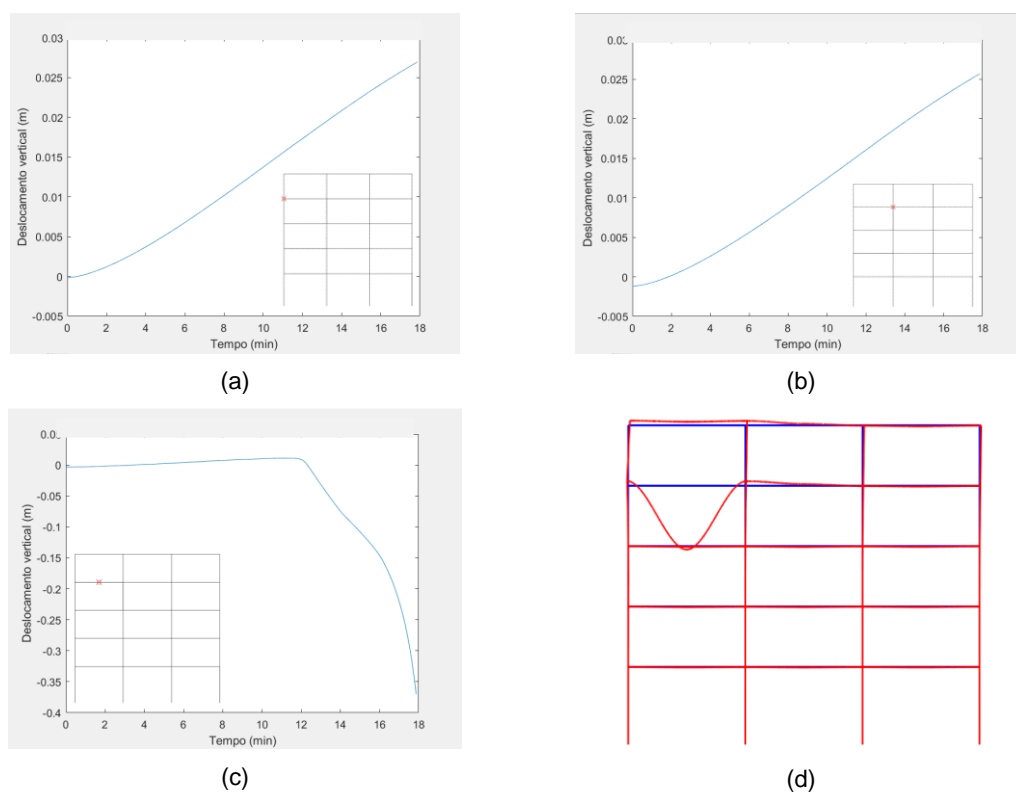


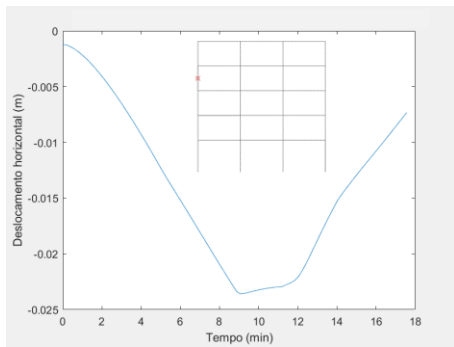
Figura 6.16 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 4L: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 4L; (b) na extremidade direita da viga do compartimento 4L; (c) a meio vão da viga do compartimento 4L; (d) deformada da estrutura para o cenário 4L aos 17,9 min (ampliada 10 vezes).

- Cenário 4F

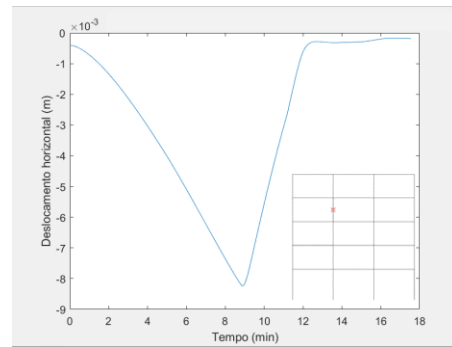
Em semelhança com o cenário 1F, no cenário 4F analisam-se todos os elementos verticais e horizontais, contudo pertencentes ao 4º piso.

Pela Figura 6.17 consegue-se observar que os deslocamentos horizontais a meia altura dos pilares são superiores nos elementos exteriores da estrutura, no entanto com valores na ordem de grandeza dos  $10^{-2}$  m.

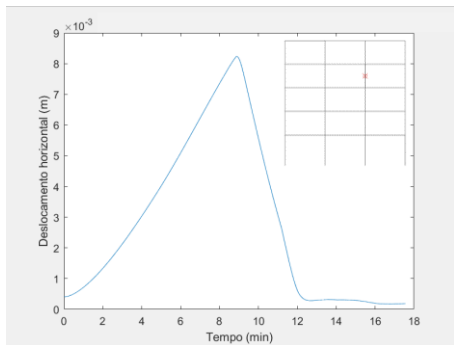
As extremidades das vigas não atingiram aumentos de deslocamentos excessivos, porém os deslocamentos a meio vão já atingiram o colapso das vigas.



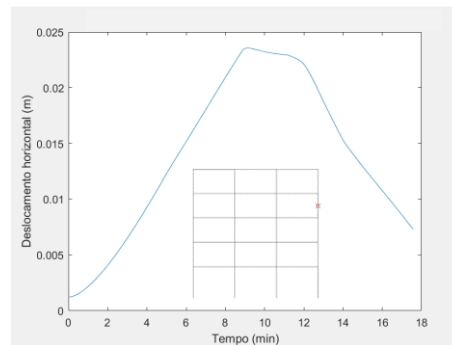
(a)



(b)



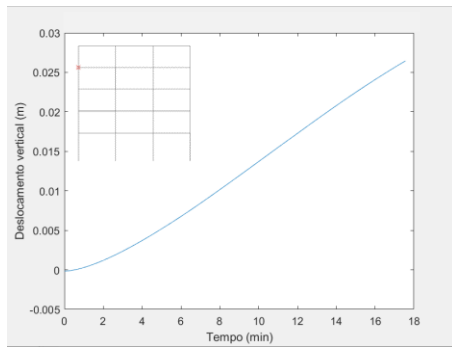
(c)



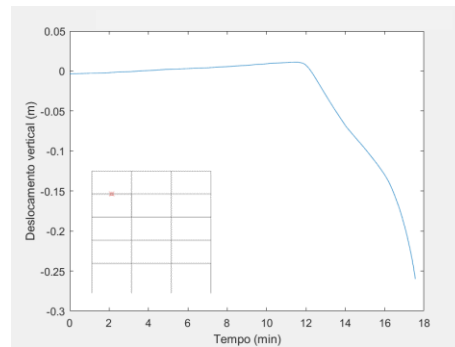
(d)

Figura 6.17 – Curvas deslocamento horizontal ao longo do tempo para o cenário 4F: (a) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da esquerda do compartimento 4L; (b) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da direita do compartimento 4L; (c) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da esquerda do compartimento 4R; (d) a  $\frac{1}{2}$  altura do pilar da direita do compartimento 4R.

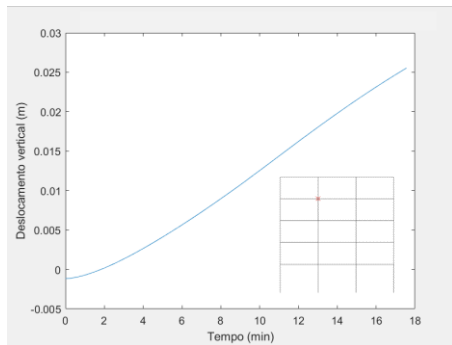
O tempo de análise foi de 17,6 min, a análise não avançou mais devido a problemas de convergência, segundo *Jelinek et al.* [19] atinge-se o colapso global da estrutura aos 40,7 min, o que vai de acordo com a análise executada, aos 17,6 min, como se observa na Figura 6.18 (h), os elementos verticais não apresentam deslocamentos excessivos para o colapso global.



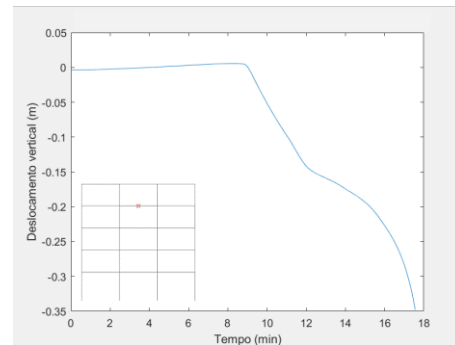
(a)



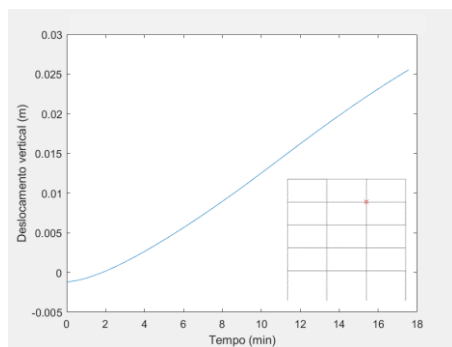
(b)



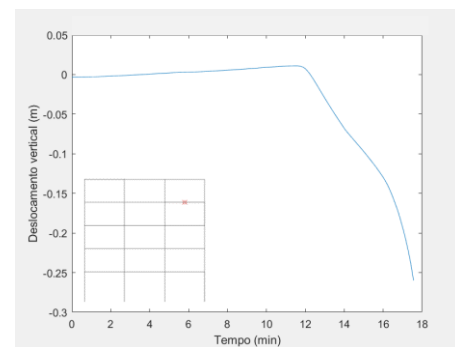
(c)



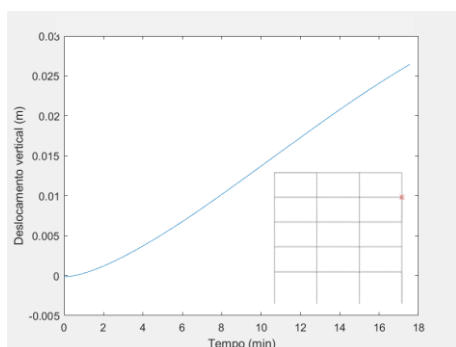
(d)



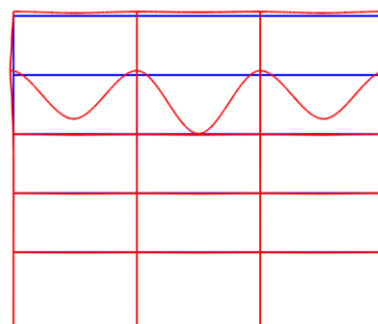
(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 6.18 – Curvas deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário 4F: (a) na extremidade esquerda da viga do compartimento 4L; (b) a meio vão da viga do compartimento 4L; (c) na extremidade direita da viga do compartimento 4L; (d) a meio vão da viga do compartimento 4C; (e) na extremidade esquerda da viga do compartimento 4R; (f) a meio vão da viga do compartimento 4R; (g) na extremidade direita da viga do compartimento 4R; (h) deformada da estrutura para o cenário 4F aos 17,6 min (ampliada 10 vezes).

- Cenário 5L/Cenário 5R

No cenário 5L/5R, vai apenas ser apresentada a deformada da estrutura, por serem semelhantes ao cenário 4L/4R.

A Figura 6.19 mostra que o pilar da esquerda obtém deslocamentos horizontais superiores ao pilar da direita, contudo não chegou a atingir 0,02 m de deslocamento máximo. Os resultados deste cenário são semelhantes ao do piso 4, as extremidades da viga não chegam a atingir picos de aumento de deslocamentos, e os deslocamentos a meio vão da viga não chegam a atingir valores muito elevados, no final da análise são cerca de 0,16 m, porém encontra-se num pico de aumento de deslocamentos, logo o colapso da viga é iminente. Como se observa pela Figura 6.19, representativa da deformada da estrutura, aos 15,9 min, a estrutura num todo encontra-se sem deformações excessivas, apenas o colapso local da viga do compartimento se encontra em colapso iminente. Segundo *Jelinek et al.* [19], o colapso da estrutura dá-se aos 20,9 min, o que faz sentido com as deformações que obtemos aos 15,9 min.

É possível concluir que quanto mais elevado o piso onde é aplicado a ação do fogo, para cenário equivalentes, maior é o tempo de colapso, que está relacionado com a existência de menos pisos acima, logo menor carga gravítica. No entanto, o único cenário onde não se constata esse efeito é o cenário 5R/5L devido a não ter pisos superiores e, por esse motivo, as deformações são superiores ao cenário equivalente 4R/4L.

Também é visível que em cenários em compartimentos centrais, ou do piso inteiro, ou seja, sem assimetria na ação do fogo, o tempo de colapso também é superior.

Outro ponto importante, é que em cenários em compartimentos laterais, o pilar interior da estrutura apresenta deslocamentos horizontais muito superiores ao pilar exterior, devido a resistir a maior carga axial.

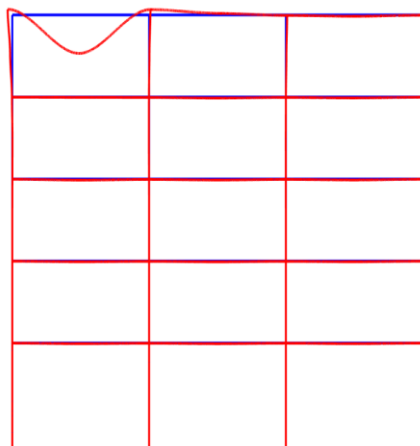


Figura 6.19 – Deformada da estrutura para o cenário 5L aos 15,9 min (ampliada 10 vezes).