



Comissão Europeia
Programa de Investigação do Fundo de Investigação do Carvão e do Aço

INNOSEIS

Valorização de dispositivos anti-sísmicos inovadores

PACOTE DE TRABALHO 3 – ENTREGA 3.3

Volume com as regras pré-normativas de projeto para dispositivos inovadores

Coordenador:

Universidade Técnica Nacional de Atenas - UTNA, Grécia

Beneficiários:

Universidade Politécnica de Timisoara - UPT, Roménia

Politécnico de Milão - POLIMI, Itália

Universita Degli Studi di Napoli Federico II - UNINA, Itália

Universidade de Pisa - UNIPI, Itália

Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen - RWTH, Alemanha

Instituto Superior Técnico - IST, Portugal

Universitet po Arhitektura Stroitelstvo i Geodezija - UACEG, Bulgária

Universidade de Hasselt - UHasselt, Bélgica

Maurer Sohne Engineering GmbH & CO KG - MSE, Alemanha

Convenção Europeia da Construção Metálica ASBL - ECCS, Bélgica

Convenção de Subvenção Número: 709434

20/12/2017

Disclaimer

This document provides recommended criteria for the design of innovative steel lateral-load-resisting systems to resist the effects of earthquakes. These recommendations were developed by practicing and research engineers, based on professional judgment and experience, and by a program of laboratory, field and analytical research. Still, this is not a consensus document nor does it necessarily reflect the views and policies of the Research Fund for Coal and Steel, or the European Commission. It is primarily intended as a resource document for the development of future design standards and building code provisions. No warranty is offered, with regard to the recommendations contained herein. No legal liability or responsibility is assumed for the accuracy, completeness, or usefulness of any of the information, products or processes included in this publication. Users of information contained in this report assume all liability arising from its use.

AUTORES

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS (NTUA)

Institute of Steel Structures

EL-15780 Athens, Greece

Capítulos 2, 5

Autores: Ioannis Vayas, Pavlos Thanopoulos, Panagiotis Tsarpalis, Danai Dimakogianni

HASSELT UNIVERSITY

Construction Engineering Research Group

Campus Diepenbeek, Agoralaan building H, BE3590 Diepenbeek

Capítulo 3

Autores: Jose Henriques, Herve Degee

RHEINISCH-WESTFAELISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE AACHEN (RWTH)

Institute of Steel Construction

52074 Aachen, Germany

Capítulo 4

Autores: Benno Hoffmeister, Marius Pinkawa

POLITECNICO DI MILANO (POLIMI)

Department of Architecture, Built Environment and Construction Engineering Piazza

Leonardo da Vinci, 32, 20133 Milan, Italy

Capítulo 6

Autores: Carlo Andrea Castiglioni, Amin Alavi, Giovanni Brambilla

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO (IST)

Department of Civil Engineering, Architecture and Georesources

Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisbon, Portugal

Capítulo 6

Autores: Luís Calado, Jorge M. Proença, João Sio

POLITEHNICA UNIVERSITY OF TIMISOARA (UPT)

Department of Steel Structures and Structural Mechanics

Ioan Curea Street, no.1, Timisoara, Romania

Capítulos 7, 8

Autores do capítulo 7: Adriana Chesoi, Aurel Stratan, Dan Dubina

Autores do capítulo 8: Calin Neagu, Florea Dinu, Dan Dubina

UNIVERSITET PO ARCHITEKTURA STROITELSTVO I GEODEZIJA (UACEG)

Department of Steel and Timber Structures

1 Hr. Smirnenski blvd. 1046 Sofia, Bulgaria

Capítulo 9

Autores: Tzvetan Georgiev, Nikolaj Rangelov, Lora Raycheva, Stanislav Raykov

ÍNDICE

AUTORES	II
ÍNDICE.....	IV
1 INTRODUÇÃO	1
2 LIGAÇÕES DE CAVILHA INERD	1
2.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS.....	1
2.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	1
2.3 ADENDA AO PONTO 6.5.3, REGRAS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS DISSIPATIVOS EM COMPRESSÃO OU EM FLEXÃO.....	2
2.4 ADENDA AO PONTO 6.5.5, REGRAS DE CÁLCULO PARA AS LIGAÇÕES EM ZONAS DISSIPATIVAS.....	2
2.5 ADENDA AO PONTO 6.7 REGRAS DE CÁLCULO E CONSTRUTIVAS PARA PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTE CENTRADO.....	2
3 LIGAÇÕES INERD EM U.....	8
3.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS.....	8
3.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	9
3.3 ADENDA AO PONTO 6.12 (NOVO) REGRAS DE CÁLCULO E CONSTRUTIVAS PARA PÓRTICOS COM LIGAÇÕES EM U.....	9
4 LIGADORES DE VIGAS FUSEIS	12
4.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS.....	12
4.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	13
4.3 ADENDA AO PONTO 6.5.3, REGRAS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS DISSIPATIVOS EM COMPRESSÃO OU EM FLEXÃO.....	13
4.4 ADENDA AO PONTO 6.12 (NOVO) REGRAS DE CÁLCULO E CONSTRUTIVAS PARA PÓRTICOS COM LIGADORES DE VIGAS FUSEIS....	14
5 LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS.....	19
5.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS.....	19
5.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	20
5.3 ADENDA AO PONTO 6.5.3, REGRAS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS DISSIPATIVOS EM COMPRESSÃO OU EM FLEXÃO.....	20

5.4	ADENDA AO PONTO 6.12 (NOVO) REGRAS DE CÁLCULO E CONSTRUTIVAS PARA PÓRTICOS COM LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS	21
6	JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS E SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS	28
6.1	REGRAS DE PROJETO A SEREM INCLUÍDAS NO CAPÍTULO 7 DA NORMA EN1998-1-1	28
6.2	PRINCÍPIOS: PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO PARA SUSTENTAR AS REGRAS A SEREM INCORPORADAS NA NORMA EN1998-1-1	31
7	LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL.....	35
7.1	ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS.....	35
7.2	ADENDA AO PONTO 6.3.2 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	35
7.3	ADENDA AO PONTO 6.8.1 CRITÉRIOS DE PROJECTO.....	35
7.4	ADENDA AO PONTO 6.8.4 LIGAÇÕES DOS LIGADORES SÍSMICOS.....	35
7.5	ADENDA AO PONTO 6.10.2 PÓRTICOS SIMPLES COMBINADAS COM CONTRAVENTAMENTOS CONCÊNTRICOS.....	37
7.6	ADENDA AO CAPÍTULO 6 REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE AÇO	38
8	PAINEL DE CORTE SUBSTITUÍVEL	43
8.1	ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS.....	43
8.2	ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	44
8.3	ADENDA AO PONTO 6.10 REGRAS DE CÁLCULO PARA ESTRUTURAS DE AÇO COM NÚCLEOS DE BETÃO OU PAREDES DE BETÃO E PARA PÓRTICOS COMBINADAS COM CONTRAVENTAMENTOS CONCÊNTRICOS OU ENCHIMENTOS.....	44
8.4	ADENDA AO CAPÍTULO 6 REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE AÇO	45
9	CBF-MB (PÓRTICO CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADO COM CONTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS).....	53
9.1	ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS.....	53
9.2	ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	54
9.3	ADENDA AO PONTO 6.12 (NOVO) REGRAS DE CÁLCULO E CONSTRUTIVAS PARA PÓRTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADAS COM CONTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS (CBF-MB)	55

1 INTRODUÇÃO

O presente Volume apresenta regras de projeto importantes para 9 dispositivos anti-sísmicos inovadores, que incluem as disposições suplementares da norma EN 1998-1 na sua versão atual de maio de 2004. É feita referência às disposições desta versão. A numeração das figuras, tabelas e equações serve de indicação. Os sistemas em questão são ligações dissipativas, ligadores dissipativos, juntas de continuidade dissipativas de vigas, ligadores e painéis de corte substituíveis e contraventamentos modificados.

2 LIGAÇÕES DE CAVILHA INERD

2.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS

- (1) Pórticos com contraventamentos concêntricos e ligações dissipativas são aquelas em que as ligações dos contraventamentos aos elementos adjacentes são dissipativas e de resistência parcial comparativamente ao contraventamento para que a energia possa ser dissipada nas ligações, mantendo os contraventamentos e outras peças protegidas para não empenarem nem cederem. O meio de ligação é uma cavilha que trespassa duas chapas externas, ligadas aos pilares/às vigas do pórtico, e uma ou duas chapas internas ligadas ao contraventamento (Fig. 6.1). As ligações de cavilha podem ser instaladas numa ou em ambas as extremidades das diagonais.

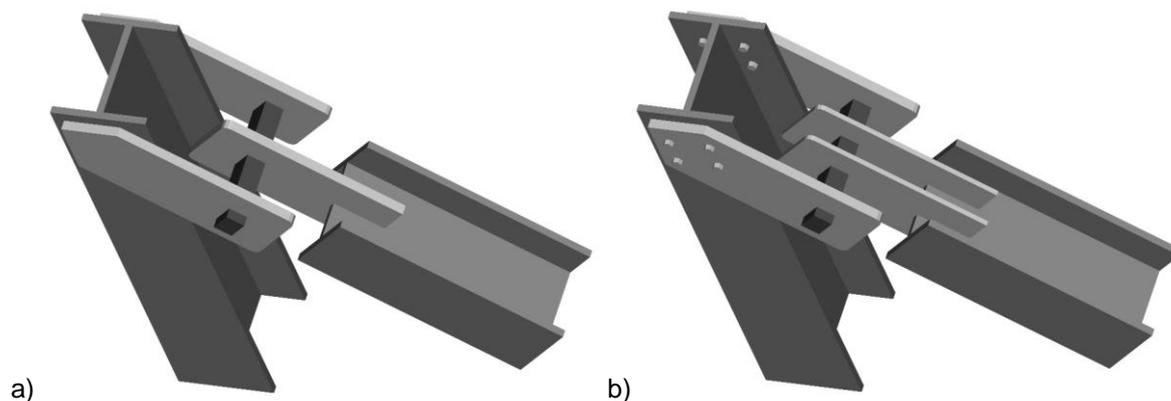


Fig. 6.1: Possíveis configurações da ligação de cavilha dissipativa

2.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

Tabela 6.2: Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura

TIPO DE ESTRUTURA	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
Ligações de cavilha INERD		
Nas extremidades de ambas as diagonais	3,0	4,0
Na extremidade de uma diagonal	2,0	3,0

2.3 ADENDA AO PONTO 6.5.3, REGRAS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS DISSIPATIVOS EM COMPRESSÃO OU EM FLEXÃO

- (3) Para garantir que as cavilhas dissipativas sejam sujeitas essencialmente à flexão, o seu comprimento deve ser de tal forma que

$$a \geq h \quad \text{Eq. (6.1)}$$

em que h é a altura da cavilha
 a a distância livre entre as chapas internas e externas

2.4 ADENDA AO PONTO 6.5.5, REGRAS DE CÁLCULO PARA AS LIGAÇÕES EM ZONAS DISSIPATIVAS

- (8) A resistência R_d das soldas ou parafusos da ligação de cavilha INERD tem de satisfazer o critério:

$$R_d \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd} \quad \text{Eq. (6.2)}$$

em que $P_{u,Rd}$ é a resistência última da ligação de cavilha em questão
 $\gamma_{ov} = 1,25$ é o coeficiente de sobrerresistência recomendado

Nas ligações aparafusadas, deve-se usar parafusos de elevada resistência ao atrito “*High Strength Friction Bolts*” (Categorias B, C ou E de acordo com a norma EN1993-1-8).

2.5 ADENDA AO PONTO 6.7 REGRAS DE CÁLCULO E CONSTRUTIVAS PARA PÓRTICOS COM CONTRAVENTAMENTE CENTRADO

6.7.1 Critérios de projeto

- (4)P Os pórticos concêntricamente contraventados com ligações de cavilha dissipativas devem ser dimensionados de forma a que a cedência das cavilhas na flexão aconteça antes da encurvadura dos contraventamentos ou da cedência dos elementos e peças adjacentes.

6.7.2 Análise

(2)P - nos pórticos com ligações de cavilha dissipativas, deve-se ter em conta tanto as diagonais de tracção como as de compressão. A ligação de cavilha pode ser modelada como uma mola axial com uma as seguintes constantes:

- Para uma chapa interna:

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot EI}{\ell^3} \quad \text{Eq. (6.3)}$$

- Para duas chapas internas:

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot EI}{a \cdot \ell^2 \cdot \alpha \cdot (3 - 4 \cdot \alpha)} \quad \text{Eq. (6.4)}$$

em que EI é a rigidez de flexão da cavilha
 ℓ a distância axial das chapas externas
 $\alpha = a / \ell$

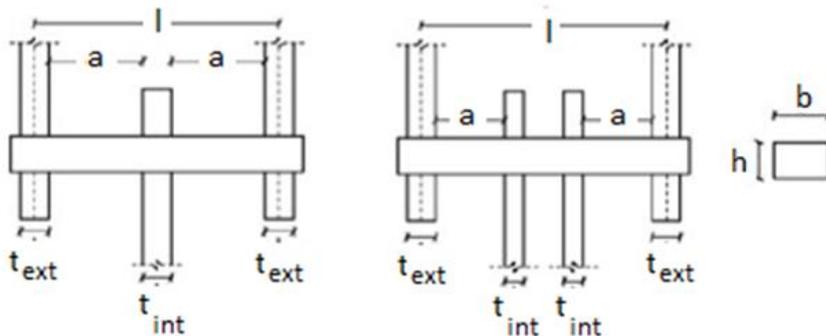


Fig. 6.2: Propriedades geométricas das ligações de cavilha dissipativas

6.7.3 Elementos diagonais

(10) As cavilhas dissipativas são dimensionadas para os esforços mais intensos dos contraventamentos nas situações de projeto sísmico de acordo com:

$$P_{Ed} \leq P_{u,Rd} \quad \text{Eq. (6.5)}$$

em que P_{Ed} é o esforço axial de cálculo do contraventamento e da ligação
 $P_{u,Rd}$ a resistência última da ligação

A resistência da ligação em virtude da flexão e corte da cavilha encontra-se definida na eq. (6.6a) e (6.6b) respetivamente. O fator β_{III} define a percentagem da cavilha que sofreu deformação plástica significativa de cada lado, com $0 \leq \beta_{III} \leq 0,5$. A resistência última da ligação é determinada através de um processo iterativo ao

alterar o coeficiente β_{III} , para que os dois valores das equações (6.6a) e (6.6b) fiquem iguais.

$$P_{u,M,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red,III} \cdot \gamma_{pu}} \quad \text{Eq. (6.6a)}$$

$$P_{u,V,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \quad \text{Eq. (6.6b)}$$

em que $M_u = W_{u,pl} \cdot f_{mid}$ é a resistência última plástica da cavilha

$f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$ a tensão normal máxima da cavilha

$\lambda_f = \left(\frac{a - h}{2 \cdot h} \right)^2$ um fator para a influência do corte com $0 \leq \lambda_f \leq 1$

$W_{u,pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_{III} - \beta_{III}^2 + \chi \cdot (0.5 - \beta_{III})^2 \right]$ o módulo de flexão plástico da cavilha, tendo em conta a redução devido às tensões de corte.

$\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2}$

(11) A sobrerresistência de uma cavilha i é definida pela expressão:

$$\Omega_i = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}} \quad \text{Eq. (6.7)}$$

A seleção das dimensões da cavilha deve ser tal que o valor de Ω_i fica próximo de 1.

Para se obter um comportamento dissipativo globalmente homogéneo da estrutura, deve-se verificar se o rácio de sobrerresistência máxima Ω_{max} em toda a estrutura não difere em mais de 25% do valor mínimo Ω_{min} .

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (6.8)}$$

(12) Os elementos diagonais devem ser aferidos quanto ao limite de elasticidade (cedência) e à encurvadura pressupondo a mobilização total da capacidade das cavilhas nas respetivas extremidades:

$$N_{Ed} = \Omega_{max} \cdot P_{u,Rd} \quad \text{Eq. (6.9)}$$

em que Ω_{max} é o valor máximo de todas as ligações INERD das diagonais

6.7.4 Vigas e pilares

As vigas e pilares ligadas a contraventamentos com ligações INERD flexíveis devem respeitar a seguinte exigência quanto à resistência mínima:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.10)}$$

em que $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ é a resistência axial de cálculo do elemento do pórtico de acordo com a norma EN1993, tendo em conta a interação com o momento fletor M_{Ed}

$N_{Ed,G}$ é o esforço axial do elemento do pórtico devido a ações não sísmicas das combinações sísmicas

$N_{Ed,E}$ é o esforço axial do elemento do pórtico devido às ações sísmicas das combinações sísmicas

Ω_{min} é o valor mínimo de todas as ligações INERD das diagonais

Esta exigência pode ser exprimida na seguinte cláusula:

- (4) As vigas e os pilares ligados a contraventamentos com ligações de cavilha dissipativas podem ser aferidos de acordo com o ponto 6.7.4 (1), em que Ω é o valor mínimo de todas as ligações INERD das diagonais.

O coeficiente de amplificação total ($1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$) não pode exceder o valor do coeficiente de comportamento q utilizado na análise.

A máxima tensão de cedência do aço da cavilha deveria ser o mais próximo possível do respetivo valor nominal para se conseguir um projeto mais económico. Isto consegue-se se o aço da cavilha satisfizer os requisitos em 6.2 (3)a ou 6.2 (3)c.

6.7.5 Modelação da cavilha para análises estáticas não lineares (pushover)

No lugar da ligação da cavilha dissipativa poderá ser utilizada uma mola axial não linear na extremidade da diagonal com as propriedades ilustradas na Fig. 6.3. Os pontos característicos que definem as propriedades da mola axial estão indicados na tabela adjacente à figura.

Ponto	P	δ_{pl}
A	0	0
B	P_{yd}	0
C	P_{ud}	$0,5 \cdot h$
D	P_{ud}	a
E	$0,5 \cdot P_{ud}$	a
F	$0,5 \cdot P_{ud}$	$1,5 \cdot a$
Critérios de aceitação (δ_{pl})		
IO		$0,25 \cdot h$
LS		$0,6 \cdot h$
CP		$0,8 \cdot a$

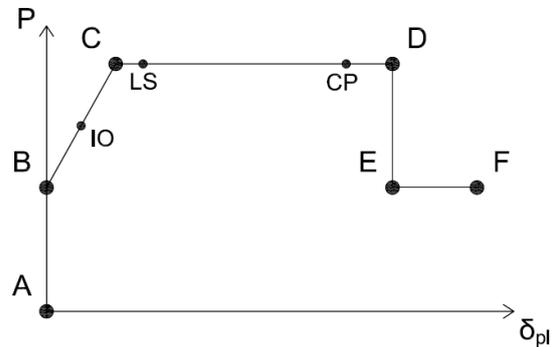


Fig. 6.3: Propriedades não lineares da mola representativa da ligação de cavilha dissipativa e níveis de desempenho

6.7.6 Modelação da cavilha para análises dinâmicas não lineares

(1) A regra estática não linear das cavilhas dissipativas descrita no ponto 6.7.5 pode ser alargada de forma a evidenciar um comportamento histerético adequado. Uma regra histerética típica é apresentada na Fig. 6.4, onde se pode constatar que é preciso ter uma atenção especial para modelar a constrição observada durante as cargas cíclicas.

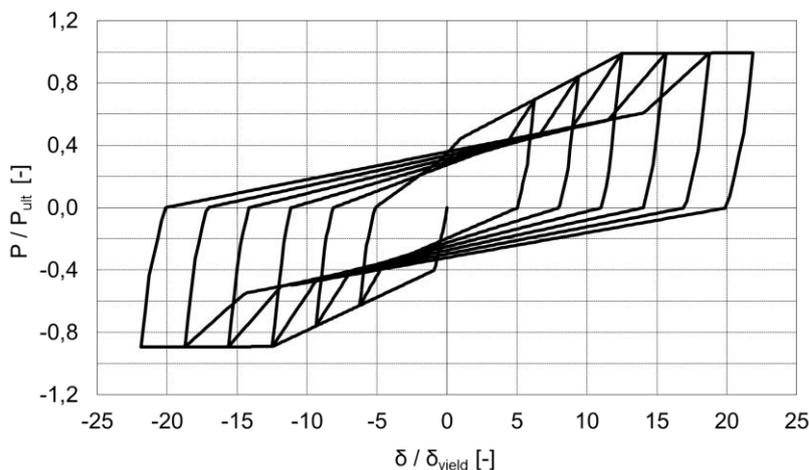


Fig. 6.4: Comportamento histerético da mola não linear representativa da ligação de cavilha dissipativa

(2) Quando se realizar a análise dinâmica não linear, é preciso examinar os danos na cavilha devido à fadiga oligocíclica. A seguinte curva de danos deverá ser considerada para as cavilhas dissipativas:

$$\log N = 6 - 3 \cdot \log S \quad \text{Eq. (6.11)}$$

O índice de danos pode ser determinado a partir do historial de tensões da ligação de cavilha de acordo com o Anexo A da norma EN1993-1-9.

3 LIGAÇÕES INERD EM U

3.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS

- (2) A ligação em U é uma solução adequada para pórticos com contraventamento concêntricos (Fig. 6.9). As ligações em U consistem numa ou duas chapas espessas dobradas em forma de U (Fig. 6.12) que ligam o contraventamento ao elemento adjacente. A ligação do contraventamento ao dispositivo em U pode ser paralela ou perpendicular (Fig. 6.11).
- (3) A ligação em U é dimensionada como ligação dissipativa.
- (4) A ligação em U é indicada para estruturas não muito sensíveis a grandes deslocamentos. No caso de edifícios de vários pisos, 6 pisos no máximo.

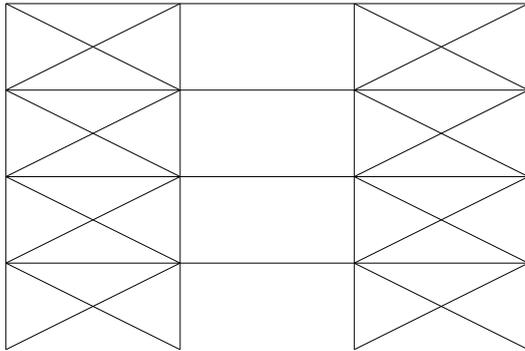


Fig. 6.9: Tipo de pórticos para implementar a ligação em U: pórticos com contraventamentos concêntricos

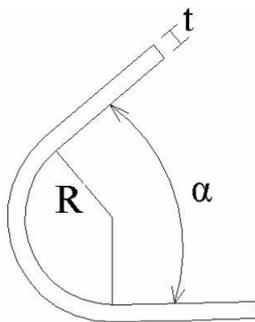
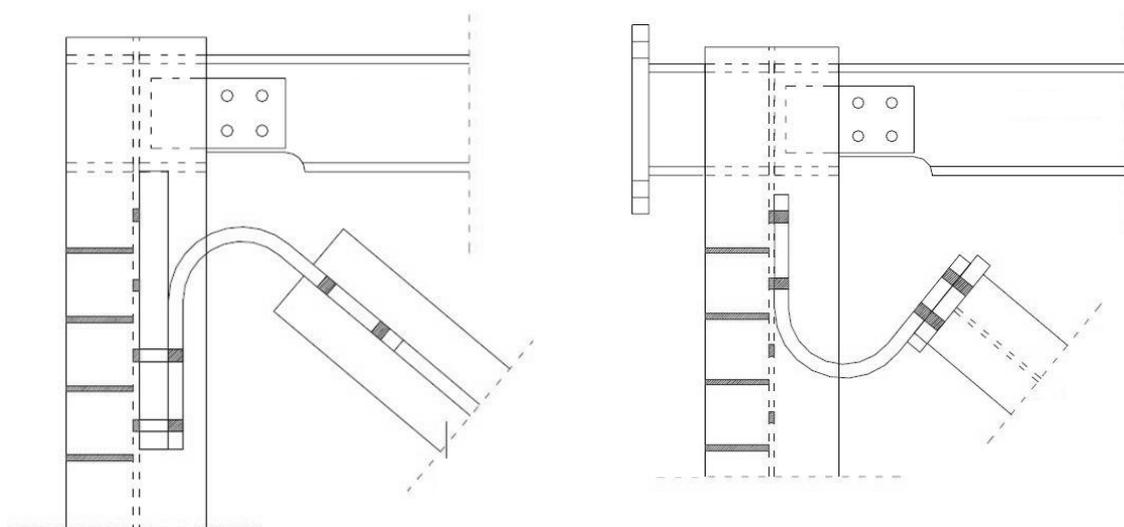


Fig. 6.12: Dispositivo em U



a) Carga paralela à ligação em U

b) Carga perpendicular à ligação em U

Fig. 6.11: Tipologia da ligação do dispositivo em U ao contraventamento

3.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

Tabela 6.2: Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura

Ligação em U	3,0
--------------	-----

3.3 ADENDA AO PONTO 6.12 (NOVO) REGRAS DE CÁLCULO E CONSTRUTIVAS PARA PÓRTICOS COM LIGAÇÕES EM U

6.12.1 Análise

As ligações em U podem ser modeladas da seguinte forma:

- Mediante a utilização de elementos de viga. O número de elementos tem de ser suficiente para reproduzir a curvatura do dispositivo. A ligação entre os elementos da ligação em U e os elementos da estrutura (pilares e contraventamentos) é rígida (contínua).
- Mediante a utilização de mola equivalente. No modelo estrutural, a ligação entre os elementos (pilares e contraventamentos) é feita com um elemento elástico (mola). O comportamento do elemento da mola deve reproduzir-se o da ligação em U.

As ligações viga-pilar e as fundações devem ser modeladas como articuladas.

6.12.2 Ligações em U

As ligações em U devem ser aferidas quanto ao esforço axial de cálculo nos contraventamentos:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{U,Rd}} \leq \quad \text{Eq. (6.32)}$$

em que:

N_{Ed} é o esforço axial de cálculo nos contraventamentos

$N_{U,Rd}$ é a resistência de cálculo da ligação em U.

A sobrerresistência de uma ligação U é definida pela expressão:

$$\Omega = \frac{N_{pl,U,Rd}}{N_{Ed}} \quad \text{Eq. (6.33)}$$

A seleção das dimensões da ligação em U deve ser tal que o valor de Ω fica próximo de 1.

Para obter um comportamento globalmente dissipativo do pórtico, deve-se verificar se os rácios máximos Ω em toda a estrutura não diferem em mais de 25% do valor mínimo Ω .

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (6.34)}$$

6.12.3 Pilares e contraventamentos em pórticos contraventados que utilizem ligações em U

Os pilares e os contraventamentos ligados através do dispositivo de ligação em U devem ser verificados para resistir aos efeitos da ação sísmica pelo conceito de capacidade resistente:

Os pilares do sistema ligados aos ligadores de cavilha e as vigas com recetáculos devem ser verificados para resistir aos efeitos da ação sísmica por capacidade resistente da seguinte forma:

$$N_{Col,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.35)}$$

$$N_{Brac,Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{Ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.36)}$$

em que:

$N_{Ed,G}$ são os esforços axiais devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação de projecto sísmico,

$N_{Ed,E}$ são os esforços axiais devido à ação do projeto sísmico,

$$\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,pin,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\} \quad \Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{N_{U,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right\}$$
 É o coeficiente mínimo de

sobrerresistência para todas as ligações em U no edifício, consulte a Eq. (1.2), e $\gamma_{Ov} = 1,25$ é o coeficiente de sobrerresistência dos materiais.

O coeficiente de majoração total das forças sísmicas não pode exceder o valor do coeficiente de comportamento q utilizado na análise. A tensão de cedência real do aço deveria ser o mais próximo possível do respetivo valor nominal para se conseguir um projeto mais económico.

6.12.4 Modelação da ligação em U para análise estática não linear (pushover)

O modelo estrutural usado numa análise estática não linear (pushover) deve incluir a resposta dos elementos estruturais e das ligações para além do estado elástico. Dependendo do modelo de ligação em U utilizado, deveriam ser utilizados:

- Elemento de viga: o modelo deveria consistir numa lei constitutiva elástica-perfeitamente plástica ou elástica-plástica com endurecimento;
- Elemento elástico (mola): o elemento mola deve ser não linear e o comportamento deve reproduzir o comportamento pós-elástico do dispositivo. É possível recriar o comportamento real aproximado através de uma lei constitutiva multilinear.

6.12.5 Modelação da ligação em U para análise dinâmica não linear

O modelo estrutural usado numa análise dinâmica não linear deve incluir a resposta dos elementos estruturais e das ligações para além do estado elástico e sob cargas cíclicas. Dependendo do modelo de ligação em U utilizado, deveriam ser utilizados:

- Elemento de viga: o modelo deveria consistir numa lei cíclica (com endurecimento cinemático);
- Elemento elástico (mola): o elemento mola deve ser não linear e o comportamento deve reproduzir o comportamento histerético do dispositivo.

4 LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

4.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS

h) Os sistemas de ligadores de vigas FUSEIS são compostos por dois pilares fortes pouco espaçados e interligados rigidamente por várias vigas. As vigas estendem-se de pilar a pilar e podem ter tipos de secções transversais diferentes, como por exemplo RHS, SHS, CHS ou secções em I. O sistema de ligadores de vigas FUSEIS resiste a cargas laterais como uma viga Vierendeel vertical e atua num pórtico como sistema resistente a cargas sísmicas (Fig. 6.09)

(6) As vigas horizontais no sistema de ligadores de vigas FUSEIS são as zonas dissipativas principais onde a capacidade de dissipação de energia é maioritariamente localizada. As secções reduzidas das vigas (RBS) são recomendadas para definir claramente as zonas dissipativas (Fig. 6.10). As secções reduzidas das vigas (RBS) são dimensionadas de acordo com a norma EN 1998-3. As ligações entre as vigas dos pisos e os pilares poderão ser articuladas ou semi-rígidas. Dá-se preferência a ligações semi-rígidas para obter um sistema quase autocentrante com menos deslocamentos residuais. Os pilares podem ser simplesmente apoiados ou encastrados.

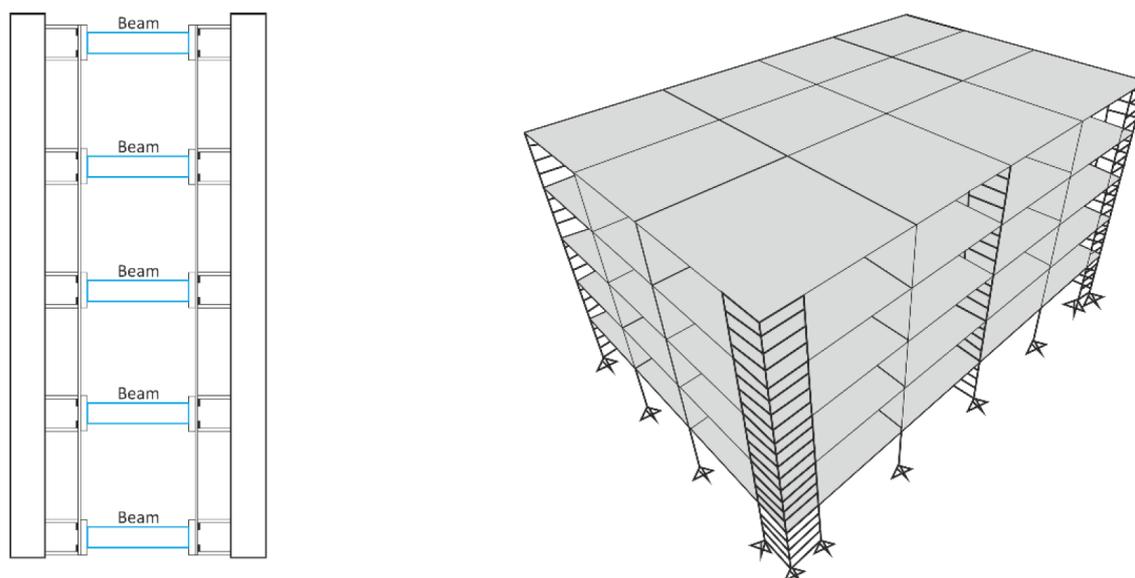


Fig. 6.09: Sistema de ligadores de vigas FUSEIS (esquerda) e vários sistemas colocados no edifício (direita)



Fig. 6.10: Zonas dissipativas nos ligadores de vigas FUSEIS utilizando secções reduzidas de vigas (RBS)

4.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

Tabela 6.2: Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura

TIPO DE ESTRUTURA	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
h) Ligadores de vigas FUSEIS	3	5

4.3 ADENDA AO PONTO 6.5.3, REGRAS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS DISSIPATIVOS EM COMPRESSÃO OU EM FLEXÃO

(3) No caso dos sistemas de ligadores de vigas FUSEIS, para se poder evitar uma interação significativa entre a ação de corte e de momento, deve-se satisfazer a seguinte equação:

$$l_{RBS} > \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{V_{b,pl,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,RBS}}{A_v / \sqrt{3}} \quad \text{Eq. (6.1)}$$

Em que:

l_{RBS} = distância ao eixo entre as secções reduzidas de vigas (RBS)

$M_{pl,RBS,Rd} = W_{pl,RBS} \cdot f_y$ é o momento resistente de cálculo de uma secção reduzida de viga (RBS), em que $W_{pl,RBS}$ é o módulo de flexão plástico correspondente e f_y é a tensão de cedência

$V_{b,pl,Rd}$ = esforço transversal resistente da secção da viga

A_v = área de corte da secção da viga

4.4 ADENDA AO PONTO 6.12 (NOVO) REGRAS DE CÁLCULO E CONSTRUTIVAS PARA PÓRTICOS COM LIGADORES DE VIGAS FUSEIS

6.12.1 Análise

No lugar dos sistemas de ligadores de vigas FUSEIS pode-se utilizar elementos finitos de viga-coluna apropriados. O comprimento útil da viga deve ser dividido em 5 zonas tal como se mostra na Fig. 6.15. Estas zonas devem representar as secções cheias e as secções reduzidas das vigas (RBS). As ligações viga-pilar, bem como as bases dos pilares, devem ser apresentadas como rígidas, semi-rígidas ou com rótulas de acordo com as especificidades da ligação. As zonas rígidas devem ser asseguradas desde o centro até à face dos pilares para excluir a flexibilidade conferida pela viga na parte da sua ligação com os pilares.

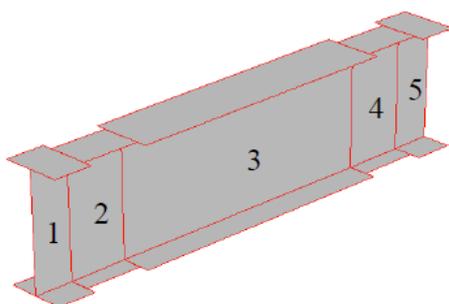


Fig. 6.15: Modelos numéricos do ligador de vigas FUSEIS

6.12.2 Verificação dos elementos dissipativos

Os elementos dissipativos do sistema, ou seja, os ligadores das vigas, devem ser aferidos para resistir aos esforços e momentos conforme determinado pela análise estrutural. Os ligadores das vigas devem ser aferidos presumindo a formação de uma rótula plástica na secção reduzida da viga (RBS).

(1) A capacidade do momento na secção reduzida da viga (RBS) deve ser aferida da seguinte forma:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.32)}$$

em que:

M_{Ed} = momento fletor de cálculo

$M_{pl,RBS,Rd}$ = momento fletor plástico resistente de cálculo da secção reduzida da viga (RBS)

(2) A resistência ao corte deve ser aferida de acordo com:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.33)}$$

Em que:

$$V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \quad \text{Eq. (6.34)}$$

$V_{CD,Ed}$ = esforço de corte por capacidade resistente

$V_{b,pl,Rd}$ = esforço transversal resistente de cálculo da secção da viga

Se o ponto 6.5.3 (3) for satisfeito, a Eq 6.34 fica automaticamente garantida.

(3) A capacidade do momento na extremidade da viga deve ser aferida de acordo com:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{b,pl,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.35)}$$

Em que:

$$M_{CD,Ed} = \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd} = \text{momento fletor por capacidade resistente, em que:}$$

l_b = comprimento livre da viga

l_{RBS} = distância ao eixo das secções reduzidas de vigas (RBS)

$M_{b,pl,Rd}$ = momento fletor resistente de cálculo da secção reduzida da viga (RBS)

(4) As verificações da encurvadura por flexão-torção para os ligadores de vigas FUSEIS não são geralmente necessárias devido ao seu reduzido comprimento.

6.12.3 Verificação dos pilares robustos do sistema de ligadores de vigas FUSEIS

(1) Os pilares FUSEIS devem ser aferidos para resistir aos efeitos da ação sísmica por capacidade resistente da seguinte forma:

$$N_{CD,ED} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.36)}$$

$$M_{CD,ED} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.37)}$$

$$V_{CD,ED} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.38)}$$

Em que:

$N_{Ed,G}, V_{Ed,G}, M_{Ed,G}$ = esforços axiais, esforços de corte e momentos fletores, respetivamente, nos pilares devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação de projecto sísmico

$N_{Ed,E}, V_{Ed,E}, M_{Ed,E}$ = esforços axiais, esforços de corte e momentos fletores nos pilares devido à ação do projeto sísmico

$\Omega = \min \Omega_i = \min \{M_{pl,RBS,Rd,i}/M_{Ed,i}\}$ = valor mínimo dos rácios pertinentes para todos os ligadores de vigas FUSEIS numa direção do edifício

6.12.4 Verificações das ligações

As ligações entre os ligadores das vigas FUSEIS aos pilares devem ser verificadas com as seguintes ações obtidas segundo o conceito de capacidade resistente:

(1) Caso se utilizem secções reduzidas das vigas, o momento fletor de capacidade deve ser determinado da seguinte forma:

$$M_{CD,con,Ed} = \max\{M_1, M_2\} \quad \text{Eq. (6.39)}$$

Em que

$$M_1 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd} \quad \text{Eq. (6.40)}$$

$$M_2 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{u,b} \quad \text{Eq. (6.41)}$$

Em que

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u \quad \text{Eq. (6.42)}$$

$\gamma_{ov} = f_{y,act}/f_y$ se a tensão de cedência real da viga for conhecida ou se não $\gamma_{ov} = 1.25$

l_b = comprimento livre da viga

l_{RBS} = distância ao eixo das secções reduzidas de vigas (RBS)

$f_{y,act}$ = tensão de cedência real da viga

f_u = tensão última da viga

$W_{pl,b}$ = módulo de flexão plástico da secção de extremidade da viga

O esforço transversal de cálculo da ligação pode ser calculado a partir de:

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \quad \text{Eq. (6.43)}$$

(2) Caso não sejam usadas secções reduzidas das vigas (RBS) e, alternativamente, a região da ligação é reforçada por chapas suplementares (Fig. 6.16), a área reforçada e a ligação devem resistir a um momento determinado por capacidade resistente igual a:

$$M_{CD,con,Ed} = \frac{l_b}{l_{net}} \cdot M_{u,b} \quad \text{Eq. (6.44)}$$

Em que

l_b = comprimento livre da viga

l_{net} = comprimento livre da viga sem reforço

$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u$

O esforço transversal de cálculo da ligação pode ser calculado a partir de:

$$V_{con,CD} = \frac{2 \cdot M_{CD,con,Ed}}{l_b} \quad \text{Eq. (6.45)}$$

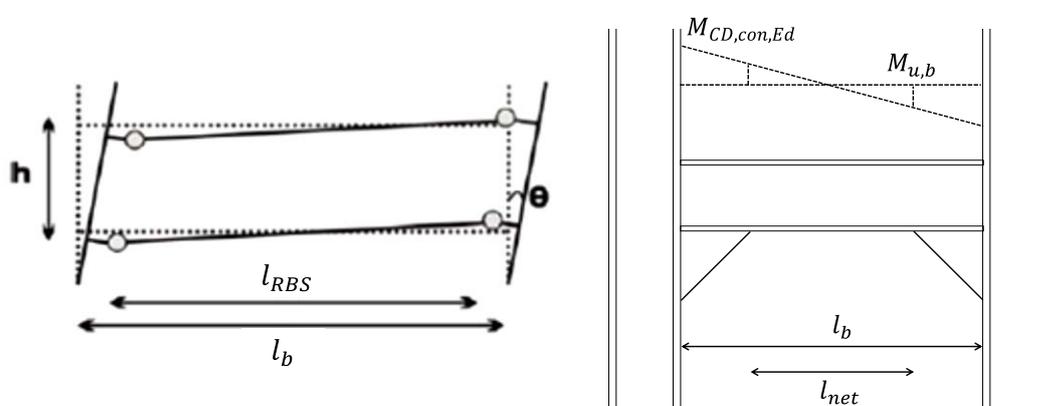


Fig. 6.16: Rótulas plásticas com secções reduzidas da viga (RBS) e reforço terminal da viga

6.12.5 Modelação das rótulas plásticas para análises estáticas não lineares (pushover)

Para os elementos dissipativos, que são as secções reduzidas das vigas (RBS) do sistema de ligadores de vigas FUSEIS, poder-se-ão usar as propriedades da rótula não linear da Fig. 6.17 em conformidade com um modelo cinemático plástico multilinear.

PROPRIEDADES DA RÓTULA (α_{pl} =coeficiente de forma)						
	IPE		SHS		CHS	
Ponto	M/M_{pl}	Φ/Φ_{pl}	M/M_{pl}	Φ/Φ_{pl}	M/M_{pl}	Φ/Φ_{pl}
A	0	0	0	0	0	0
$\pm B$	± 1	0	$\pm 0,6$	0	± 1	0
$\pm C$	$\pm \alpha_{pl}$	± 40	$\pm \alpha_{pl}$	± 25	$\pm \alpha_{pl}$	± 25
$\pm D$	$\pm 0,6$	± 40	$\pm 0,4$	± 25	$\pm 0,2$	± 25
$\pm E$	$\pm 0,6$	± 45	$\pm 0,4$	± 30	$\pm 0,2$	± 30

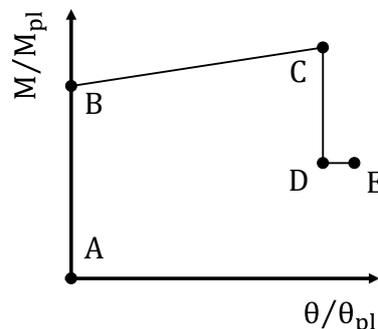


Fig 6.17: Parâmetros não lineares da rótula para secções IPE, SHS e CHS passível de ser utilizada em modelo multilinear.

Durante as simulações não lineares, o desempenho poderá ser avaliado verificando os critérios de aceitação na Fig. 6.18. Existem três níveis de desempenho classificados: Limitação de danos (*Damage Limitation* – DL), Danos significativos (*Significant Damage* – SD) e estado de Colapso iminente (*Near Collapse* – NC). Os níveis de desempenho são definidos por rácios de rotação para as secções IPE, SHS e CHS.

CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO (Φ/Φ_{pl})			
	IPE	SHS	CHS
DL	15	5	6
SD	25	12	10
NC	35	18	16

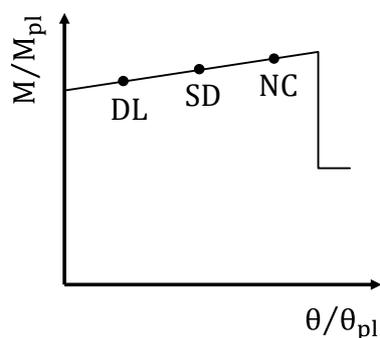


Fig 6.18: Definição dos estados limites para as rótulas plásticas dos ligadores de vigas FUSEIS

5 LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

5.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS

- (5) Ois pórticos com ligadores de cavilha FUSEIS são aquelas em que as forças horizontais são principalmente combatidas por uns tantos ligadores de cavilha rigidamente ligados a pilares robustos (Fig. 6.10). Cada ligador de cavilha é composto por duas vigas com recetáculos ligadas por uma cavilha curta de aço (Fig. 6.11a). Em alternativa, os recetáculos são omitidos e as cavilhas têm roscas em diferentes sentidos (uma esquerda e outra direita) nas extremidades e aparafusadas diretamente às chapas de extremidade que estão ligadas aos banzos dos pilares (Fig. 6.11b). As ligações entre as vigas dos pisos e os pilares poderão ser articuladas ou semi-rígidas.
- (6) Nos pórticos com ligadores de cavilha FUSEIS, as zonas dissipativas encontram-se na parte central das cavilhas onde a secção da cavilha é mais reduzida, para que a energia seja dissipada através da flexão cíclica das cavilhas. Os critérios de projeto indicados no ponto 6.5.2 para zonas dissipativas aplicam-se para as cavilhas.

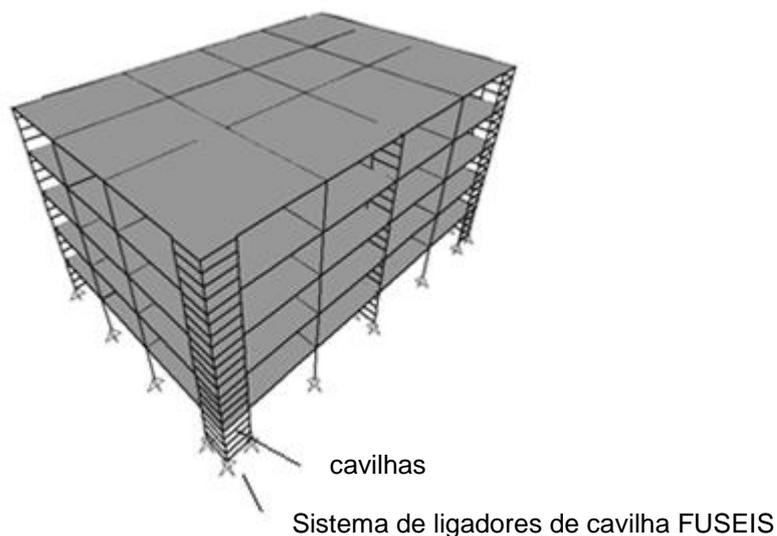


Fig. 6.10: Sistema de ligadores de cavilha FUSEIS num edifício

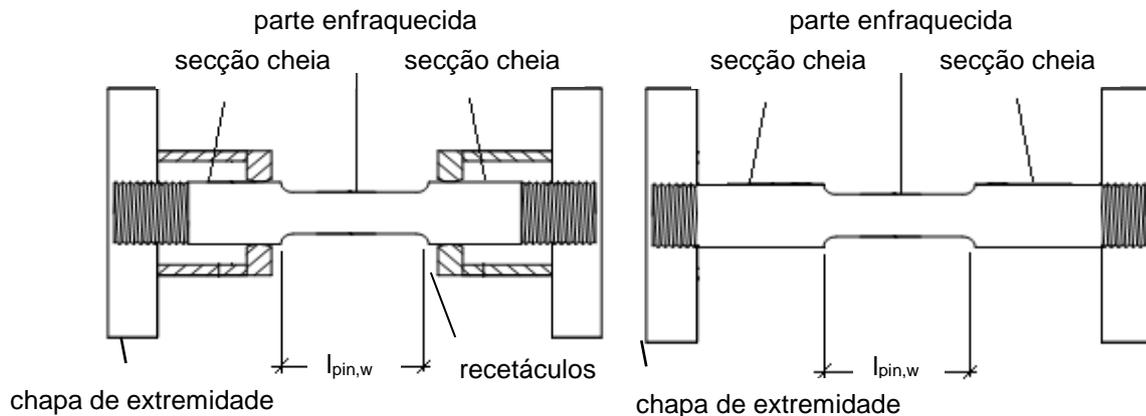


Fig. 6.11: Ligador de cavilha FUSEIS a) com recetáculos, b) sem recetáculos

5.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

Tabela 6.2: Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura

TIPO DE ESTRUTURA	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
Ligadores de cavilha FUSEIS	2,5	3,0
Condição	$l_{pin,w} < 6 \cdot M_{pl,pin} / V_{pl,pin}$	$l_{pin,w} \geq 6 \cdot M_{pl,pin} / V_{pl,pin}$

em que:

$l_{pin,w}$ é o comprimento da parte enfraquecida da cavilha

$$M_{pl,pin} = W_{pl,pin} \cdot f_y$$

$M_{pl,pin}$ é a momento flector plástico resistente da secção enfraquecida da cavilha

$W_{pl,pin}$ é o módulo de flexão plástico da parte enfraquecida da cavilha

f_y é a tensão de cedência da cavilha

$$V_{pl,pin} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3}} \text{ e } A_v \text{ é a área da parte enfraquecida da cavilha}$$

$V_{pl,pin}$ é a resistência plástica ao corte da parte enfraquecida da cavilha

A_v é a área de corte da parte enfraquecida da cavilha

5.3 ADENDA AO PONTO 6.5.3, REGRAS DE CÁLCULO PARA ELEMENTOS DISSIPATIVOS EM COMPRESSÃO OU EM FLEXÃO

(3) O comprimento da parte enfraquecida das cavilhas deve ser tal que

$$I_{pin,w} \geq 4 \cdot M_{pl,pin} / V_{pl,pin} \quad \text{Eq. (6.1)}$$

para assegurar a formação de um mecanismo de flexão da cavilha.

5.4 ADENDA AO PONTO 6.12 (NOVO) REGRAS DE CÁLCULO E CONSTRUTIVAS PARA PÓRTICOS COM LIGADORES DE CAVILHA FUSEIS

6.12.1 Análise

Os ligadores de cavilha podem ser reproduzidos da seguinte forma por elementos de viga que são divididos em três partes com diferentes secções transversais.

- Ligadores com recetáculos

As secções da viga com recetáculos nas duas extremidades e a cavilha enfraquecida no meio.

- Ligadores sem recetáculos

A secção de cavilha nas duas extremidades e a cavilha enfraquecida no meio.

As ligações entre as vigas com recetáculos e os pilares do sistema são simuladas como rígidas. As zonas rígidas devem ser asseguradas desde o centro até à face dos pilares para considerar o respetivo vão livre na análise e, assim, excluir flexibilidades oriunda da parte da viga em ligação com o pilar.

As ligações entre as vigas do pavimento e os pilares do sistema são feitas de forma articulada. Contudo, para edifícios mistos, gera-se uma certa semi-rigidez devido à presença do reforço da laje. As bases dos pilares podem ser simplesmente apoiadas ou encastradas.

6.12.2 Ligadores de cavilha

Os ligadores de cavilha devem ser aferidos presumindo a formação de uma rótula plástica nas extremidades da respetiva secção transversal enfraquecida. A extremidade mais esforçada na situação de projeto sísmico deve ser aferida da seguinte forma:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.32)}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.33)}$$

em que:

M_{Ed} é o momento fletor de cálculo

N_{Ed} é o esforço axial de cálculo

$M_{pl, pin, Rd}$ é o momento fletor plástico resistente da secção enfraquecida da cavilha.

$N_{pl, pin, Rd}$ é o esforço axial resistente da secção enfraquecida da cavilha.

As rotações da corda do ligador da cavilha na parte enfraquecida devem ser limitadas de acordo com a seguinte condição:

$$\theta_{pin} \leq \theta_{pin,lim} = 0.14 \text{ radians} \quad \text{Eq. (6.34)}$$

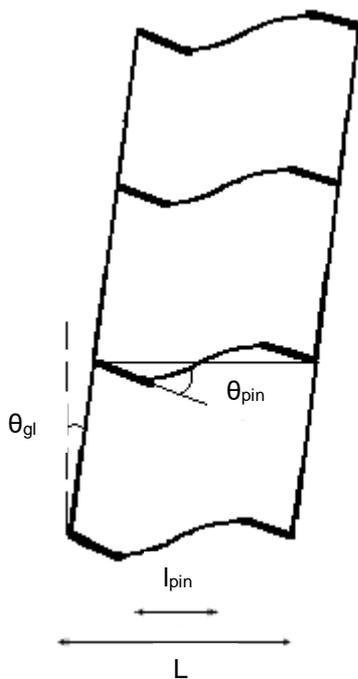


Fig. 6.15: Rotações da corda do ligador da cavilha

A sobrerresistência de um ligador de cavilha é definida pela expressão:

$$\Omega = \frac{M_{pl, pin, Rd}}{M_{Ed}} \quad \text{Eq. (6.35)}$$

A seleção das dimensões da cavilha deve ser tal que o valor de Ω fica próximo de 1.

Para obter um comportamento globalmente dissipativo do pórtico, deve-se verificar se os rácios máximos Ω em toda a estrutura não diferem em mais de 25% do valor mínimo Ω .

$$\frac{\max\Omega}{\min\Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (6.36)}$$

6.12.3 Pilares ligados a ligadores de cavilha, vigas com recetáculos e ligações a pilares

Os pilares do sistema ligados aos ligadores de cavilha e as vigas com recetáculos devem ser verificados para resistir aos efeitos da ação sísmica determinados pelo conceito de capacidade resistente da seguinte forma:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.37)}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.38)}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (3.39)}$$

em que:

$N_{Ed,G}$ ($V_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$) são os esforços axiais (esforços de corte e momentos fletores respetivamente) devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação de projecto sísmico,

$N_{Ed,E}$ ($V_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$) são os esforços axiais (esforços de corte e momentos fletores respetivamente) devido à ação sísmica de cálculo,

$$\Omega = \min\Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,pin,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\} \text{ é o coeficiente mínimo de sobrerresistência para todas}$$

as cavilhas no edifício, consulte a (5),

$\gamma_{ov}=1,25$ é o coeficiente de sobrerresistência dos materiais e $\alpha=1,5$ é um coeficiente de sobrerresistência adicional do sistema.

O coeficiente de aplicação total dos esforços ou momentos sísmicos não pode exceder o valor do coeficiente de comportamento q utilizado na análise. A tensão de cedência real do aço deveria ser o mais próximo possível do respetivo valor nominal para se conseguir um projeto mais económico.

6.12.4 Secções cheias dos ligadores de cavilha

A resistência ao momento da secção cheia dos ligadores de cavilha deve ser verificada na respetiva área de contacto com a chapa dos recetáculos, em conformidade com:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.10)}$$

em que:

$$M_{Cd,Ed} = \frac{I_{pin}}{I_{pin,w}} \cdot M_{pl,pin,Rd} \quad \text{Eq. (6.11)}$$

I_{pin} é a distância entre as chapas dos recetáculos ou as chapas de extremidade da cavilha

$I_{pin,w}$ é o comprimento da parte enfraquecida das cavilhas e

$M_{pl,Rd}$ é o momento flector resistente de cálculo da secção cheia da cavilha.

6.12.5 Ligações dos ligadores de cavilha

Entre os pilares e as chapas de extremidade do sistema devem ser empregues as categorias B e C de ligações aparafusadas com parafusos de alta resistência da classe 8.8 ou 10.9. As ligações têm de ter sobrerresistência suficiente para garantir que não entram em rotura quando se formarem as rótulas plásticas nas cavilhas. Estas devem ser dimensionadas por capacidade resistente para o momento flector e esforço de corte, determinados a partir da Eq. 6.42 e 6.43:

$$M_{Cd,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{I_{pin}}{I_{pin,w}} \cdot M_{pl,pin,Rd} \quad \text{Eq. (6.12)}$$

$$V_{Cd,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{I_{pin,w}} \quad \text{Eq. (6.13)}$$

6.12.6 Modelação de cavilhas para análise estática não linear (pushover)

O modelo estrutural utilizado para a análise elástica deve ser alargado para incluir a resposta dos elementos estruturais para além do estado elástico e estimar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos. As propriedades da rótula plástica dos ligadores de cavilha são colocadas nas extremidades das respetivas secções enfraquecidas e estão ilustradas na Fig. 6.16, enquanto que os valores dos parâmetros estão indicados na Tabela 6.4, em que M representa os momentos, θ as rotações da corda.

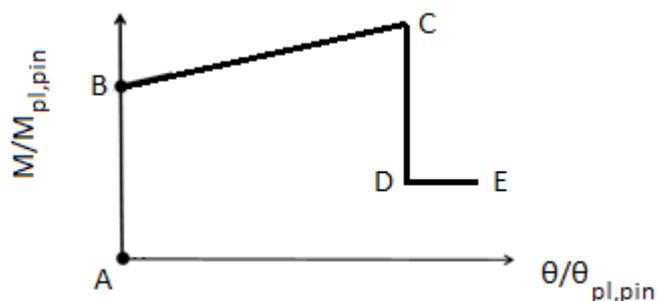


Fig. 6.16: Propriedades da rótula plástica não linear dos ligadores de cavilha

Tabela 6.4: Valores em pontos característicos dos ligadores de cavilha

Ponto	$M/M_{pl,pin}$	$\theta/\theta_{pl,pin}$
A	0	0
B	1	0
C	2	100
D	0,5	100
E	0,5	150

A Tabela 6.5 indica as capacidades de rotação plástica dos ligadores de cavilha em três estados limite considerados que estão assinalados na Fig. 6.17.

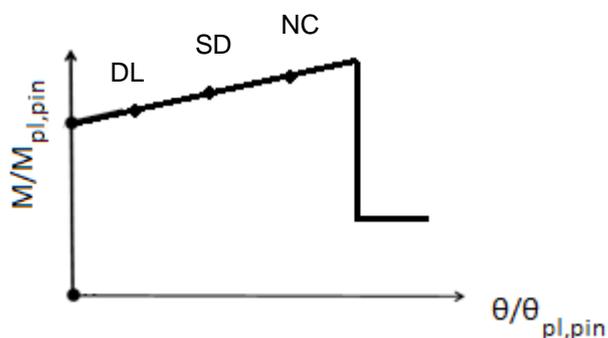


Fig. 6.17: Estados limite para os ligadores de cavilha

Tabela 6.5: Capacidades de rotação plástica dos ligadores de cavilha

Estado limite	DL (limitação de danos)	SD (danos significativos)	NC (colapso iminente)
$\theta/\theta_{pl,pin}$	30	45	60

6.12.7 Modelação da cavilha para análise dinâmica não linear

- Modelação

Na análise dinâmica não linear, os ligadores de cavilha são representados por elementos ligadores plásticos não lineares posicionados nas extremidades da parte enfraquecida da cavilha. O comportamento do ligador não linear é definido apenas para o grau de liberdade rotacional em relação ao maior eixo de inércia, sendo os restantes graus de liberdade modelados como lineares. As propriedades não lineares aplicadas incluem um aporte momento-rotação com capacidades de momento positivo e negativo iguais à capacidade do momento plástico e uma rigidez inicial da cavilha sob ação de momentos positivos e negativos (Tabela 6.6). O tipo de histerese deve ser o fornecido pelo modelo cinemático plástico multilinear (Fig. 6.18).

Tabela 6.6: Esforço multilinear – definição da deformação

Ponto	Momento	Rotação
1	$-2 M_{pl, pin}$	$-100 \theta_{pl, pin}$
2	$-1 M_{pl, pin}$	$-20 \theta_{pl, pin}$
3	0	0
4	$1 M_{pl, pin}$	$20 \theta_{pl, pin}$
5	$2 M_{pl, pin}$	$100 \theta_{pl, pin}$

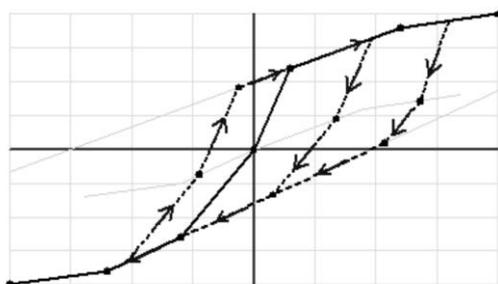


Fig. 6.18: Estados limite para o modelo cinemático plástico multilinear de ligadores de cavilha

A parte restante é modelada da seguinte forma:

- Ligadores com recetáculos
A parte central da cavilha e as vigas com recetáculos são introduzidas como elementos de viga com as correspondentes secções transversais (Fig. 6.19a).
- Ligadores sem recetáculos
A parte central da cavilha é representada por um elemento de viga com secção transversal como a da secção enfraquecida da cavilha e as extremidades da

cavilha por elementos de viga com a secção transversal da cavilha cheia (Fig. 6.19b).

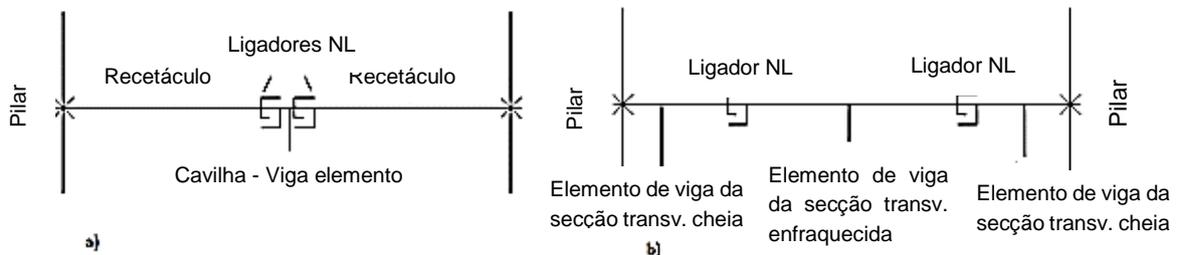


Fig. 6.19: Representação dos ligadores de cavilha a) com e b) sem recetáculos

- Verificações da fadiga oligocíclica

Quando se realizar a análise cíclica não linear, deve-se examinar os danos na cavilha devido à fadiga oligocíclica. Aplica-se a seguinte curva de danos para as cavilhas:

$$\log N = -0.90 - 3 \cdot \log \Delta \theta \quad \text{Eq. (6.14)}$$

em que:

$\Delta \theta$ é o intervalo rotacional da corda do ligador da cavilha

N é o número correspondente de ciclos até à rotura

O índice de danos D pode ser determinado através da regra de Palmgren – Miner de acumulação de danos da seguinte forma:

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.15)}$$

em que:

n_i é o número de ciclos realizados ao mesmo intervalo de tensão S_i ,

N_{ii} é o número de ciclos a que se dá o colapso em caso de amplitude constante e

i é o número total de ciclos de amplitude constante.

O histograma de domínios de deformação pode ser determinado mediante da aplicação do método do reservatório (*reservoir method*).

6 JUNTAS DE CONTINUIDADE APARAFUSADAS E SOLDADAS DE VIGAS FUSEIS

6.1 REGRAS DE PROJETO A SEREM INCLUÍDAS NO CAPÍTULO 7 DA NORMA EN1998-1-1

7.1 Generalidades

7.1.2 Princípios de cálculo

(5)P no final da frase, acrescente-se o seguinte: “Para os pórticos simples mistos com juntas de continuidade dissipativas de vigas, consultar o ponto 7.8.5”.

7.3 Tipos de estrutura e coeficiente de comportamento

7.3.1 Tipos de estrutura

g) Pórticos simples mistos com juntas de continuidade dissipativas de vigas: estruturas com a mesma definição e limitações indicadas no ponto 7.3.1(1)a, mas com juntas de continuidade de viga como ligações dissipativas. Na junta de continuidade dissipativa de vigas, a descontinuação das vigas mistas de aço-betão é reposta através de chapas cobre-juntas de aço que unem a alma e o banzo inferior das vigas. As chapas cobre-juntas de aço podem ser aparafusadas ou soldadas à viga. A parte da viga junto à descontinuação é reforçada com chapas de aço suplementares soldadas tanto à alma como ao banzo, assim como o pilar é reforçado em correspondência à ligação viga-pilar. A folga na laje de betão mesmo por cima do fusível serve para impedir danos graves no betão ao permitir maiores rotações do fusível, evitando não só que o betão parta como danos no acabamento do pavimento. A configuração do dispositivo numa ligação típica viga-pilar está ilustrada abaixo.

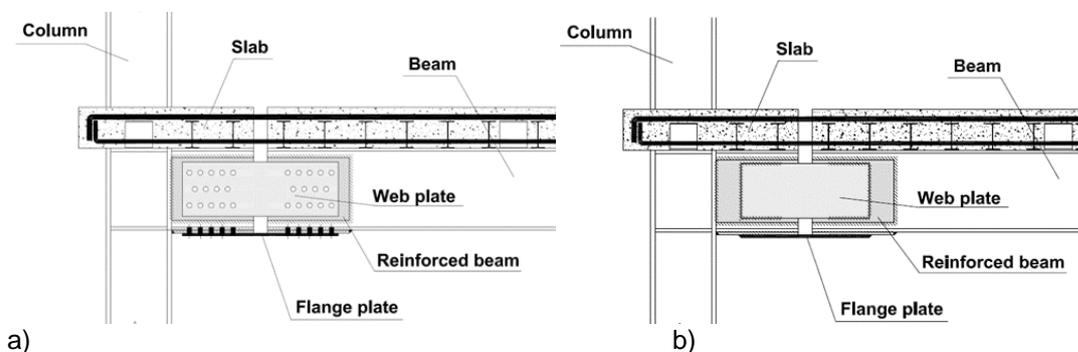


Fig. 7.3: Juntas de continuidade de vigas FUSEIS com a) chapas cobre-juntas aparafusadas, b) chapas cobre-juntas soldadas

7.3.2 Coeficiente de comportamento

Tabela 7.2: Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura

TIPO DE ESTRUTURA	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
g) Pórticos simples mistos com juntas de continuidade de vigas dissipativas	3,0	4,0

7.8 Regras de cálculo e construtivas para pórticos simples mistos com juntas de continuidade de vigas dissipativas

7.8.1 Critérios específicos

(1) Aplica-se o disposto em 6.6.1(1)P mas com rótulas plásticas formadas nas juntas de continuidade de vigas. A concentração do comportamento não linear nas juntas de continuidade dissipativas de vigas vai impedir o alastramento dos danos às vigas e aos pilares. Para garantir a isenção de danos nas peças não substituíveis, estas têm de ser dimensionadas de forma a manterem-se no regime elástico quando a junta de continuidade de vigas atinge a respetiva capacidade de resistência.

(2) Aplica-se o disposto em 7.7.1(2)P.

(3) Relativamente à localização das zonas dissipativas, aplica-se o disposto em 7.5.2(5)P.

(4) A configuração que se pretende para formar rótulas plásticas deve ser obtida seguindo as regras apresentadas nos pontos 4.4.2.3, 7.8.3, 7.8.4 e 7.8.5.

7.8.2 Análise

(1) Aplica-se o disposto em 7.7.2(1)P.

(2) Aplica-se o disposto em 7.7.2(2).

(3) Aplica-se o disposto em 7.7.2(4).

7.8.3 Regras para vigas, pilares, juntas de continuidade e armadura de aço do betão armado

(1) Aplica-se o disposto em 7.7.3(2)P.

(2) Aplica-se o disposto em 6.6.2(2) com $M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ substituídos por $M_{FUSE,pl,Rd}$, $N_{FUSE,pl,Rd}$ e $V_{FUSE,pl,Rd}$ que são os momentos flectores, esforços axiais e transversos resistentes plásticos, respetivamente, da junta de continuidade de vigas.

(3) Aplica-se o disposto em 6.6.3(1)P para os pilares, mas com o coeficiente de sobrerresistência a ser o valor mínimo de $\Omega = M_{FUSE,pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$; $M_{FUSE,pl,Rd,i}$ é o momento plástico da junta de continuidade de vigas na viga i .

(4) As secções transversais da viga reforçada e o respetivo comprimento necessário são dimensionadas de forma a manter elásticas a zona corrente da viga mista, imediatamente após a descontinuidade do reforço, e a secção da ligação viga-pilar. Neste aspeto, aplica-se o disposto em 6.6.3(1)P para a quantificação das forças exercidas. Quanto à verificação de segurança das referidas secções transversais, deve-se ter a resistência elástica em consideração.

(5) Para evitar fragilidades de rotura das soldas ou parafusos que unem as chapas do fusível à viga, as soldas ou parafusos devem ser calculados de forma a garantir que as tensões máximas desenvolvidas pelo fusível possam ser transmitidas à viga de forma segura.

(6) Aplica-se o disposto em 7.7.3(6) até ao (9).

(7) Para garantir um comportamento globalmente dissipativo da estrutura, deve-se verificar se os rácios máximos Ω em toda a estrutura não diferem em mais de 25% do valor mínimo Ω .

$$\frac{\max\Omega}{\min\Omega} \leq 1.25$$

Eq. (7.16)

7.8.4 Ligação viga-pilar

(1) Aplica-se o disposto em 6.6.4 com juntas de continuidade de vigas consideradas como a ligação.

7.8.5 Condição para desconsiderar a natureza mista das vigas com a laje

(1) Como as juntas de continuidade dissipativas de vigas são compostas apenas por elementos de aço dissipativos (interrupção da laje de betão e varão de betão armado dimensionados como não dissipativos), pode ser considerado o princípio c) no ponto 7.5.2(2)P.

(2) Neste sentido, para validar a assunção feita em 7.8.5(1), o varão de aço deve ser projetado de forma a manter-se no regime elástico.

7.8.6 Modelação das juntas de continuidade de vigas para análises estáticas e dinâmicas não lineares

(1) Pode-se usar o modelo de ligador plástico multilinear como referência para os comportamentos elástico e plástico das ligações dissipativas. O comportamento do ligador não linear é definido apenas para o grau de liberdade rotacional em relação ao maior eixo de inércia, sendo os restantes graus de liberdade modelados como lineares. O tipo de histerese deve ser o fornecido pelo modelo multilinear plástico do tipo *Pivot* (Dowell, Seible e Wilson, 1998).

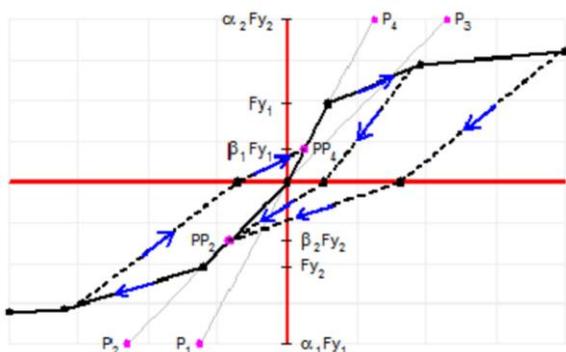


Fig. 7.8: Modelo multilinear plástico do tipo *Pivot*

(2) A relação momento-rotação da junta de continuidade de vigas adotada nas análises devem ter devidamente em conta a assimetria do comportamento quando sujeito a momentos positivos e negativos, bem como o desencadeamento dos mecanismos de rotura por encurvadura. Na figura que se segue está representado o comportamento esquemático da ligação dissipativa.

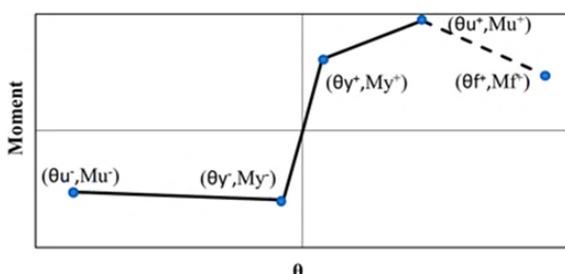


Fig. 7.9: Modelos esquemáticos multilineares

Nota: Os pontos 7.8; 7.9; 7.10; 7.11 e 7.12 da EN 1998-1:2004 serão considerados como os pontos 7.9; 7.10; 7.11; 7.12 e 7.13, respetivamente.

6.2 PRINCÍPIOS: PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO PARA SUSTENTAR AS REGRAS A SEREM INCORPORADAS NA NORMA EN1998-1-1

1) Com o intuito de evitar uma sobrerresistência excessiva, as propriedades dos materiais em aço dos fusíveis dissipativos terão de estar controladas. De acordo

com a norma *EN1998-1-1*, a respetiva tensão de cedência deve ter um valor máximo de:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \quad \text{Eq. (6.1)}$$

em que $\gamma_{ov} = 1.25$ é o coeficiente de sobrerresistência e f_y é o valor nominal da tensão de cedência.

2) A folga na laje mesmo por cima do fusível serve para impedir danos graves no betão ao permitir maiores rotações do fusível sem haver contacto de betão com betão. A largura de folga na parte do betão armado do fusível pode ser diferente da existente nas peças metálicas do fusível. Os valores recomendados para a largura da folga no betão armado (laje) e nas peças metálicas são, respetivamente, 10% da altura da laje e 10% da altura total da secção transversal mista.

3) O dimensionamento da junta de continuidade de vigas e das armaduras de aço será tal que os varões de aço da laje de betão armado se matém no regime elástico. Recomenda-se que a camada superior da área de betão armado seja o dobro da área do fusível da chapa do banzo.

4) A resistência das chapas de reforço na zona da junta de continuidade da viga, bem como o respetivo vão mínimo desde a ligação viga-pilar, deve ser tal que a secção da ligação viga-pilar e a secção corrente da viga mista permaneçam elásticas (Fig. 6.1).

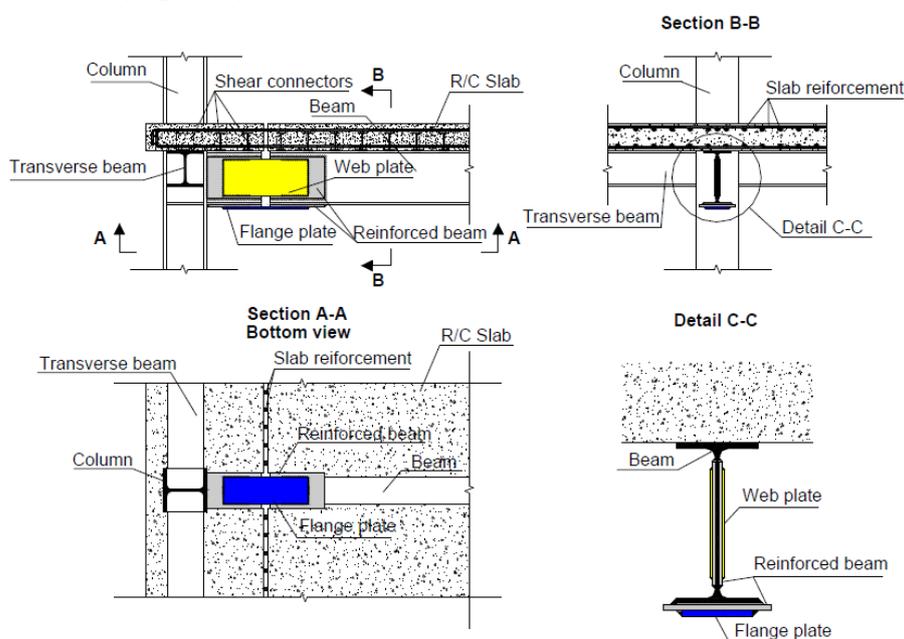


Fig. 6.1: Representação esquemática das juntas de continuidade de vigas FUSEIS soldadas

5) As seguintes verificações de resistência das juntas de continuidade de vigas soldadas FUSEIS devem ser realizadas:

Primeiro, deve-se verificar que os esforços axiais de compressão não diminuem o os momentos flectores e esforços transversos resistentes.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,fuse,Rd}} \leq 0.15 \quad \text{Eq. (6.2)}$$

A verificação da resistência de corte deve ser feita com base nos critérios de capacidade resistente tendo em consideração que as rótulas plásticas se formam simultaneamente em ambas as extremidades das vigas dos pórticos simples. Parte-se do princípio que a resistência de corte da junta de continuidade de vigas é concedida apenas pelas chapas da alma.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,fuse,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.3)}$$

em que $V_{CD,Ed} = 2M_{max,fuse}/L_{fuses,ij}$ é o esforço de corte por capacidade resistente, $M_{max,fuse}$ é o máximo momento flector que os fusíveis conseguem desenvolver, $L_{fuses,ij}$ é a distância entre fusíveis da mesma viga e $V_{pl,fuse,Rd}$ é a resistência de corte concedida pelas chapas da alma.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{max,fuse}} \leq \frac{1}{\Omega} \leq 1.0 \quad \text{Eq. (6.4)}$$

em que M_{Ed} é o momento flector de cálculo, $M_{max,fuse}$ é o máximo momento flector do fusível e Ω é o coeficiente de sobrerresistência.

(6) Para obter um comportamento globalmente dissipativo da estrutura, deve-se verificar se os rácios máximos Ω em toda a estrutura não diferem em mais de 25% do valor mínimo Ω .

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (6.5)}$$

7) Para garantir que os fusíveis são os primeiros a entrar em rotura, o dimensionamento por capacidade resistente dos elementos não dissipativos (pilares, vigas mistas) terá de contemplar valores dos esforços mais elevados aos obtidos nas análises com a combinação sísmica mais desfavorável. Todos os elementos devem ter as seguintes ações por capacidade resistente:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.6)}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.7)}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.8)}$$

em que $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ e $V_{Ed,G}$ são respetivamente os esforços axiais, de corte e os momentos fletores devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação de projecto sísmico. $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ e $V_{Ed,E}$ são respetivamente os esforços axiais, de corte e momentos fletores devido à ação do projeto sísmico. $\Omega = \min \Omega_i = \min \{M_{max,fuse,i} / M_{Ed,i}\}$ é o coeficiente mínimo de sobrerresistência para todas as ligações dissipativas no edifício, consulte a Eq. (2.4). $\gamma_{ov} = 1.25$ é o coeficiente de sobrerresistência dos materiais, consulte a Eq. (6.1).

7 LIGADOR APARAFUSADO SUBSTITUÍVEL

7.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS

(6) h) Os sistemas de ligadores aparafusados substituíveis são formados por pórticos duais ao combinar pórticos MRF com EBF e ligadores substituíveis, em que estes são aparafusados com a intenção de proporcionar capacidade de dissipação de energia, através de corte cíclico, e de serem substituídos, enquanto que as MRF, mais flexíveis, permanecem elásticas para proporcionarem a força de restauração necessária para recentrar a estrutura após a remoção dos ligadores danificados.

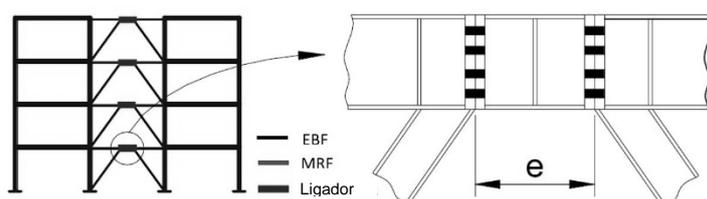


Fig. 6.10: Configuração possível dos sistemas de ligadores aparafusados substituíveis

7.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Tabela 6.2: Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura

TIPO DE ESTRUTURA	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
h) Sistemas de ligadores aparafusados substituíveis	2,5	4

7.3 ADENDA AO PONTO 6.8.1 CRITÉRIOS DE PROJECTO

(4)P Os pórticos com contraventamentos excêntricos e ligadores substituíveis devem ser dimensionados de tal modo que elementos específicos ou partes de elementos designados por ligadores sísmicos sejam substituíveis (aparafusados) e possam dissipar energia pela formação de mecanismos plásticos de corte (ligadores curtos).

7.4 ADENDA AO PONTO 6.8.4 LIGAÇÕES DOS LIGADORES SÍSMICOS

(4) Se os ligadores sísmicos forem dimensionados para serem substituíveis, estes devem ser aparafusados. As superfícies de contacto devem ser da classe B

(decapadas a jato de areia e pintadas com tinta de zinco), proporcionando um coeficiente de atrito mínimo de 0,4 e os parafusos devem ser pré-esforçados.

(5) É possível usar uma junta ligador-viga com chapa de extremidade não saliente e esta deve permanecer elástica. Por conseguinte, a união deve ser projetada com um esforço de corte $V_{j,Ed}$ e um momento fletor $M_{j,Ed}$ que correspondam a um ligador totalmente plasticificado e com o material de aço endurecido:

$$V_{j,Ed} = \gamma_{sh} \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{p,link} \quad \text{Eq. (6.32)}$$

$$M_{j,Ed} = \frac{V_{j,Ed} e}{2} \quad \text{Eq. (6.33)}$$

em que

γ_{sh} é o coeficiente de endurecimento com a extensão.

NOTA 1 O valor recomendado é $\gamma_{sh} = 1,8$ para as DCH e $\gamma_{sh} = 1,5$ para as DCM.

(5) Para chegar à sobrerresistência da ligação, poderá ser necessário adotar elementos dissipativos muito curtos (com um comprimento e tão pequeno como $0,8M_{p,link}/V_{p,link}$).

(6) A flexibilidade da ligação aparafusada do ligador deve ser tida em conta na análise global.

NOTA 1 Se forem utilizados parafusos pré-esforçados na ligação da placa de extremidade não saliente, esta deve ser considerada como infinitamente rígida.

(7) A estimativa do desempenho sísmico das ligações ligador-viga aparafusadas sob cargas cíclicas deve ser sustentada pelos resultados obtidos nos ensaios experimentais.

(8) As provas experimentais podem ser baseadas em dados existentes. Caso contrário, os ensaios devem ser realizados.

7.5 ADENDA AO PONTO 6.10.2 PÓRTICOS SIMPLES COMBINADAS COM CONTRAVENTAMENTOS CONCÊNTRICOS

(7) Nos pórticos duais obtidas ao combinar MRFs com pórticos contraventados, o subsistema mais débil e mais flexível (as MRF) deve proporcionar um nível mínimo de resistência da estrutura. Deste modo, a dualidade da estrutura deve ser aferida verificando se as MRF conseguem resistir a pelo menos 25% da força sísmica total:

$$F_y^{MRF} \geq 0.25 \cdot (F_y^{MRF} + F_y^{BF}) \quad \text{Eq. (6.34)}$$

$$F_y^{MRF} = \frac{4M_{pl,b}}{H} \quad \text{Eq. (6.35)}$$

em que

F_y^{MRF} é a força de cedência dos MRF;

F_y^{BF} é a força de cedência dos pórticos contraventados;

L é o vão do pórtico (consultar a Fig. 6.15);

H é o pé direito do piso do pórtico (consultar a Fig. 6.15);

$M_{pl,b}$ é o valor de cálculo, de acordo com a norma EN 1993, do momento flector plástico resistente na secção de extremidade de uma viga dos pórticos MRF.

(8) A força de cedência dos pórticos com contraventamentos excêntricos (EBF) deve ser calculada da seguinte forma:

$$F_y^{EBF} = \frac{L}{H} \cdot V_{p,link} \quad \text{Eq. (6.36)}$$

em que

$V_{p,link}$ é o valor de cálculo da resistência de corte do ligador sísmico (consultar 6.8.2).

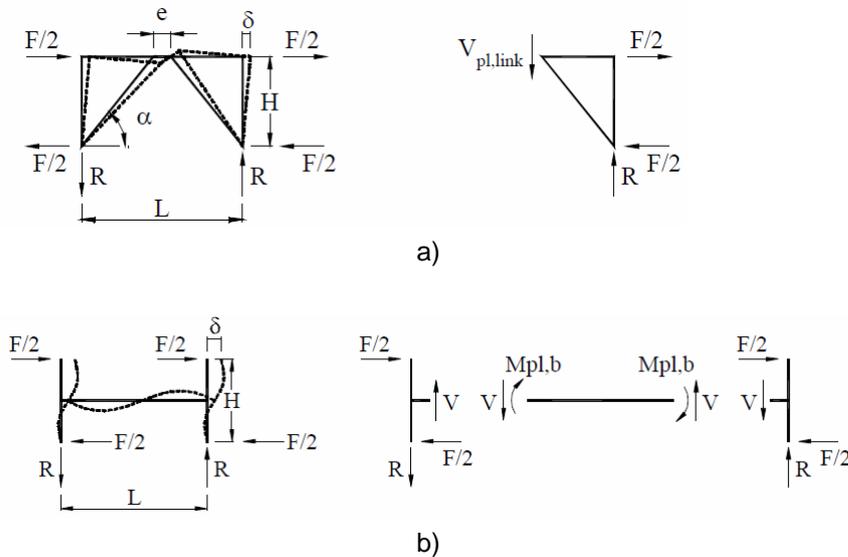


Fig. 6.15: Pórtico básico de um piso com contraventamentos excêntricos e MRF.

7.6 ADENDA AO CAPÍTULO 6 REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE AÇO

6.12 Projeto e regras construtivas para pórticos com painéis de corte em aço - consultar o cap. 8

6.13 Capacidade de recentragem dos pórticos duais de aço

(1) Deve-se aferir a capacidade de recentragem das configurações duais evitando a cedência nos pórticos MRF enquanto não atingirem a capacidade última de deformação nos pórticos dissipativos. Tal pode ser conseguido mantendo o deslocamento último dos pórticos dissipativos (no estado limite último) mais curto que o deslocamento de cedência dos pórticos elásticos (MRFs):

$$\delta_u^{DIS} < \delta_y^{MRF} \quad \text{Eq. (6.37)}$$

em que

δ_u^{DIS} é o deslocamento último dos pórticos dissipativos no estado limite último;

δ_y^{MRF} é o deslocamento de cedência das MRF;

6.13.1 Capacidade de recentragem dos sistemas de ligadores aparafusados substituíveis

6.13.1.1 Verificação analítica

(1) Os pórticos dissipativos em sistemas de ligadores aparafusados substituíveis são pórticos com contraventamentos excêntricos. O respetivo deslocamento último corresponde à capacidade máxima de deformação plástica por parte dos ligadores e deve ser calculado da seguinte forma:

$$\delta_u^{EBF} = \delta_y^{EBF} + \delta_{pl}^{EBF} = \frac{F_y^{EBF}}{K^{EBF}} + \frac{e}{L \cdot e} H \cdot \gamma_{pl,u} < \delta_y^{MRF} = \frac{F_y^{MRF}}{K^{MRF}} \quad \text{Eq. (6.38)}$$

$$K^{EBF} = \frac{K_{link}^{EBF} \cdot K_{br}^{EBF}}{K_{link}^{EBF} + K_{br}^{EBF}} \quad \text{Eq. (6.39)}$$

$$K_{link}^{EBF} = \frac{L}{H^2} \cdot (L \cdot e) \cdot \frac{G \cdot A_s}{e} \quad \text{Eq. (6.40)}$$

$$K_{br}^{EBF} = 2 \cdot \frac{E \cdot A}{I_{br}} \cdot \cos^2 \alpha \quad \text{Eq. (6.41)}$$

$$K^{MRF} = \frac{4}{H^2 \cdot \left(\frac{L}{6 \cdot E \cdot I_b} + \frac{H}{12 \cdot E \cdot I_c} \right)} \quad \text{Eq. (6.42)}$$

em que

δ_u^{EBF} é o deslocamento último dos pórticos com contraventamentos excêntricos no estado limite último;

δ_y^{EBF} é o deslocamento de cedência dos pórticos com contraventamentos excêntricos;

δ_{pl}^{EBF} é o deslocamento plástico dos pórticos com contraventamentos excêntricos;

K^{EBF} é a rigidez dos pórticos com contraventamentos excêntricos;

e	é o comprimento do ligador (consultar a Fig. 6.15);
$\gamma_{pl,u}$	é a capacidade de deformação plástica do ligador;
K^{MRF}	é a rigidez dos pórticos MRF;
K_{link}^{EBF}	é a rigidez do ligador;
K_{br}^{EBF}	é a rigidez dos contraventamentos;
G	é o módulo de corte;
A_s	é a área de corte do ligador;
E	é o módulo de Young;
A	é a área da secção transversal do contraventamento;
l_{br}	é o comprimento do contraventamento;
α	é o ângulo do contraventamento;
I_b	é o momento de inércia da viga;
I_c	é o momento de inércia do pilar.

(2) O método analítico deve ser usado como pré-dimensionamento da capacidade de recentragem.

NOTA 1 Poderá ser usado somente para verificar a capacidade de recentragem de estruturas de pouca altura, onde a deformação lateral da estrutura é dominada por uma resposta do tipo corte.

NOTA 2 Para verificar a capacidade de recentragem de edifícios de média e grande altura (onde poderá dar-se um comportamento de flexão global em altura), recomenda-se vivamente que se realizem também análises estáticas e/ou dinâmicas não lineares.

(3) Uma vez que a utilização de fórmulas constitui uma abordagem aproximada e simplificada, recomenda-se a realização de análises estáticas e/ou dinâmicas não lineares para todas as estruturas no sentido de verificar a capacidade de recentragem.

6.13.1.2 Modelos de ligadores para análise estática não linear

(1) O comportamento em corte dos ligadores curtos aparafusados deve ser descrito pela seguinte curva de envolvente:

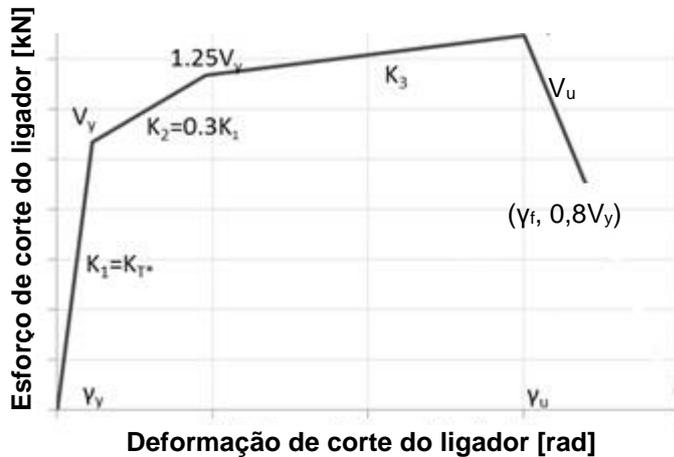


Fig. 6.16: Comportamento não linear dos ligadores de corte.

em que

K_1 é a rigidez inicial do ligador;

V_y é a resistência de corte do ligador ($V_{p,link}$);

V_u é a resistência última do ligador;

NOTA 1 Recomenda-se a utilização de $1,8V_y$ no caso das DCH e $1,5V_y$ no caso das DCM.

γ_u é a rotação última de corte do ligador;

NOTA 1 Recomenda-se a utilização de $0,15$ rad para as DCH e $0,1$ rad para as DCM.

γ_f é a rotação de corte última do ligador;

NOTA 1 Recomenda-se a utilização de $0,17$ rad para as DCH e $0,11$ rad para as DCM.

6.13.1.3 Modelos de ligador para análise dinâmica não linear

(1) O comportamento histerético dos ligadores de corte aparafusados deve ser considerado. O ciclo de histerese deve ser formulado com leis para a degradação da rigidez e da resistência e para o fenómeno de aperto. Podem ser usados os parâmetros das leis de histerese apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Parâmetros para o comportamento histerético dos ligadores de corte aparafusados

Parâmetro específico	Valor
Parâmetro de degradação da rigidez	20
Parâmetro de degradação da resistência baseado na ductilidade	0,001
Parâmetro de degradação da resistência baseada na energia histerética	0,001
Parâmetro de uniformidade para a transição elástica-cedência	10
Parâmetro para formato de descarregamento	0,5
Parâmetro do comprimento de deslizamento	0
Parâmetro da acuidade de deslizamento	100
Parâmetro do nível médio do momento fletor do deslizamento	0
Expoente da mola de fecho da folga	10
Parâmetro da curvatura de fecho da folga	1000
Coefficiente de rigidez de fecho da folga	1

8 PAINEL DE CORTE SUBSTITUÍVEL

8.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS

- (1) Os pórticos com painéis de corte em aço de parede fina substituíveis são aquelas em que as forças horizontais são maioritariamente resistidas por elementos sujeitos ao corte.

Pórticos simples combinadas com painéis de corte em aço de parede fina substituíveis.

Nos pórticos com painéis de corte substituíveis, as zonas dissipativas devem localizar-se maioritariamente nos painéis.

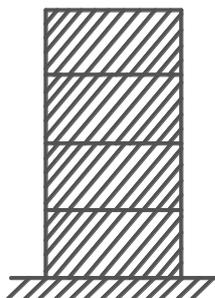


Fig. 6.10: Pórticos com painéis de corte em aço de parede fina (zonas dissipativas apenas nos painéis de corte substituíveis). Valores predefinidos para α_u/α_1 (consultar 6.3.2(3) e a Tabela 6.2).



Fig. 6.11: Pórticos MRF combinadas com painéis de corte em aço (zonas dissipativas nos painéis fletores e de corte). Valores predefinidos para α_u/α_1 (consultar 6.3.2(3) e a Tabela 6.2).

8.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

Tabela 6.2: Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura

TIPO DE ESTRUTURA	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
h) Pórticos com painéis de corte em aço	4	$5 \alpha_d / \alpha_1$

8.3 ADENDA AO PONTO 6.10 REGRAS DE CÁLCULO PARA ESTRUTURAS DE AÇO COM NÚCLEOS DE BETÃO OU PAREDES DE BETÃO E PARA PÓRTICOS COMBINADAS COM CONTRAVENTAMENTOS CONCÊNTRICOS OU ENCHIMENTOS

6.10.4 Pórticos simples combinadas com painéis de corte em aço de parede fina substituíveis.

(1) As estruturas duais com pórticos simples e contraventados que atuam na mesma direcção devem ser projectadas utilizando um único coeficiente q . As forças horizontais devem ser distribuídas entre os diferentes pórticos em função da sua rigidez elástica.

(2) Os pórticos simples e contraventados devem satisfazer os requisitos em 6.6 e 6.12.

(3)P A dualidade da estrutura deve ser aferida verificando se os pórticos simples conseguem resistir a pelo menos 25% da força sísmica total:

$$F_y^{MRF} \geq 0.25 \cdot (F_y^{MRF} + F_y^{SPSW}) \quad \text{Eq. (6.34)}$$

em que

F_y^{MRF} é a força de cedência das MRF

F_y^{SPSW} é a força de cedência dos pórticos com painéis de corte em aço de parede fina substituíveis.

8.4 ADENDA AO CAPÍTULO 6 REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE AÇO

6.12 Regras de cálculo e construtivas para pórticos com painéis de corte substituíveis

6.12.1 Critérios de projeto

(1)P Os pórticos com painéis de corte devem ser dimensionadas de forma a que a cedência dos painéis de corte em aço aconteça antes de haver rotura das ligações e antes da cedência ou encurvadura das vigas e dos pilares.

(2)P A resistência que se exige dos painéis de corte deve ser 100% das forças sísmicas aplicadas.

(3)P A resistência que se exige só do pórtico formado por elementos horizontais e verticais de fronteira não deve ser menor do que 25% das forças sísmicas aplicadas.

(4)P O sistema estrutural deve ser projetado de forma a obter um comportamento dissipativo homogéneo de todo o conjunto de painéis de corte em aço.

(5) A aplicação dos painéis de corte em aço deve limitar-se aos painéis com uma relação altura/largura de $0,8 < L/h < 2,5$.

em que

L é a largura do painel;

H é a altura do painel;

NOTA Deve-se verificar outros desempenhos da relação altura/largura dos painéis de corte de forma experimental e/ou numérica.

(6) Recomenda-se que o razão de esbelteza L/t_w seja entre 300 e 800.

em que

t_w é a espessura dos painéis;

(7)P Os elementos horizontais (HBE) e verticais (VBE) de fronteira devem ser dimensionados para resistir às forças máximas produzidas por ação do campo de tração diagonal dos painéis.

(8)P Os HBE e VBE devem ser dimensionados para se manterem essencialmente elásticos sob forças produzidas pela cedência total dos painéis, excetuando a formação de rótulas plásticas nas extremidades dos HBE e na base dos VBE,

somente quando os VBE estiverem ligados às fundações de maneira a possibilitar a respetiva plastificação.

(9)P Os HBE devem ser dimensionados para evitar a formação de rótulas plásticas ao longo do comprimento dos HBE, o que poderia originar a acumulação gradual de deformações plásticas significativas nos HBE e impedir, em parte, a cedência dos painéis, reduzindo assim a resistência de corte plástica global.

6.12.2 Análise

(1)P Nas condições de cargas gravíticas, deve-se considerar que somente as vigas e os pilares resistem a essas cargas, sem ter em conta os painéis de corte em aço.

(2) O tamanho dos painéis de corte em aço para o pré-dimensionamento pode ser determinado por aproximação destes às diagonais em funcionamento por tração apenas (Fig. 6.15). As secções das diagonais são então utilizadas para determinar a espessura dos painéis (consultar 6.12.3).

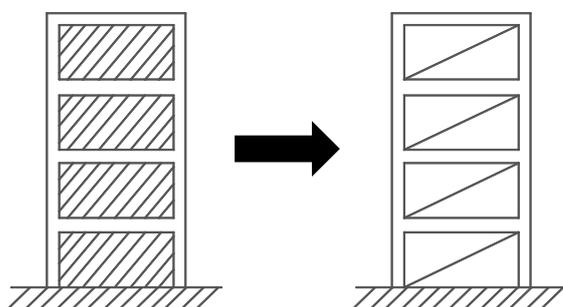


Figura 6.15: Aproximação dos painéis de corte em aço por diagonais em funcionamento por tração apenas.

(3)P Para dimensionar os elementos de fronteira (HBE, VBE), o painel de corte pode ser modelado por um mínimo de 10 bandas inclinadas com extremidades articuladas espaçadas uniformemente, orientadas num ângulo α (consultar 6.12.3 e 6.13.2.1).

(4)P Os elementos de fronteira devem ser verificados sob máximas forças produzidas pela ação do campo de tração diagonal dos painéis (consultar 6.12.4).

6.12.3 Painéis de corte em aço

(1) A espessura dos painéis de corte em aço pode ser calculada utilizando a área da diagonal em funcionamento por tracção apenas (consultar 6.12.2) com a seguinte expressão:

$$t_w = \frac{2 \cdot A_{brace} \cdot \Omega \cdot \sin \theta}{L \cdot \sin 2\alpha} \quad \text{Eq.(6.35)}$$

em que

A_{brace} é a área da diagonal de tracção;

Ω é o coeficiente de sobrerresistência, definido no ponto 6.7.4 (1);

θ é o ângulo entre o eixo vertical e longitudinal da diagonal de tracção;

α é o ângulo de inclinação do campo de tracção do painel medido na vertical, que pode ser de 40°, ou pode ser calculado com a expressão (6.36):

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2 \cdot A_c}}{1 + t_w \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)} \quad \text{Eq. (6.36)}$$

em que

t_w é a espessura do painel de corte em aço;

A_c é a área dos pilares;

A_b é a área das vigas;

I_c é o momento de inércia do elemento vertical de fronteira, que pode ser obtido como média entre ambos os elementos verticais de fronteira.

(2) A resistência de corte plástica dos painéis de corte em aço pode ser calculada com a expressão (6.36) (consultar 6.12.6):

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad \text{Eq. (6.37)}$$

em que

L_{cf} é a distância livre entre banzos do elemento vertical de fronteira;

F_y é a força de cedência do painel de corte em aço;

6.12.4 Elementos horizontais e verticais de fronteira

(1)P Os elementos verticais de fronteira devem ter momentos de inércia em torno de um eixo perpendicular ao plano da alma, I_c , nunca inferior a:

$$I_c \geq \frac{0.00307 \cdot t_w \cdot h^4}{L} \quad \text{Eq. (6.38)}$$

em que

t_w é a espessura do painel de corte em aço;

h é a altura do painel de corte em aço, entre os eixos do elemento horizontal de fronteira;

L é a largura do painel de corte em aço, entre os eixos do elemento vertical de fronteira;

NOTA Se forem usadas secções diferentes nos elementos de fronteira verticais, então poder-se-ão utilizar no cálculo os valores médios do momento de inércia.

(2)P Os elementos horizontais de fronteira devem ter momentos de inércia em torno de um eixo perpendicular ao plano da alma, I_b , nunca inferior a:

$$I_b \geq 0.0031 \cdot \frac{\Delta t_w \cdot L^4}{L} h \quad \text{Eq. (6.39)}$$

em que

Δt_w é a diferença na espessura do painel de corte em aço acima e abaixo do elemento horizontal de fronteira;

(3)P O módulo de flexão da secção dos elementos horizontais de fronteira, W_b , não deve ser inferior a:

$$W_b = \frac{\omega_y \cdot L_b^2}{4 \cdot F_{yb}} \quad \text{Eq. (6.40)}$$

em que

L_b é a extensão do HBE em contacto com o painel;

F_{yb} é a força de cedência do HBE;

ω_y é o componente vertical da ação do campo diagonal de tração no HBE, determinado com a seguinte expressão:

$$\omega_y = F_y \cdot t_w \cdot \cos^2 \alpha \quad \text{Eq. (6.41)}$$

6.12.5 Ligação dos elementos de fronteira horizontais aos verticais

(1)P Para pórticos com painéis de corte em aço, a resistência plástica do elemento dissipativo ligado, R_d , é calculada de acordo com o ponto 6.5.5 e deve contar para o esforço de corte resultante da ação do campo diagonal de tração do painel.

6.12.6 Ligação dos painéis de corte aos elementos de fronteira

(1)P A resistência que se exige da ligação do painel de corte em aço aos elementos de fronteira circundantes deve ser igual à força de cedência esperada, em tração, do painel.

(2) O dimensionamento da ligação pode ser feito utilizando os componentes vertical, ω_y (consultar 6.12.4) e horizontal, ω_x (Eq. 6.42), produzidos pela ação do campo diagonal de tração dos painéis.

$$\omega_x = 0,5 \cdot F_y \cdot t_w \cdot \sin 2\alpha$$

Eq. (6.42)

(3) Podem ser utilizados dois pormenores típicos de ligações do painel de corte em aço às vigas e pilares limítrofes, consultar a Fig. 6.16.

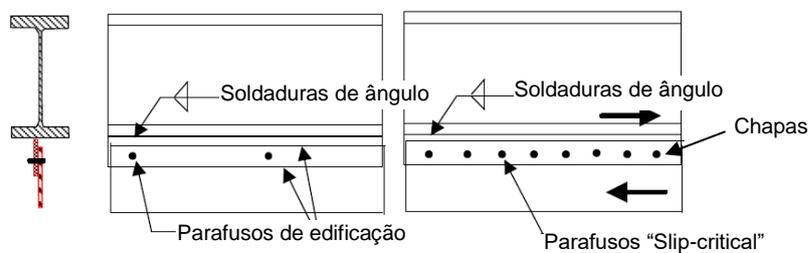


Figura 6.16: Ligação do painel de corte aos elementos de fronteira

(4)P A ligação soldada deverá ser projetada de forma a que as chapas e as soldas desenvolvam a resistência de corte do painel.

(5) Se a capacidade de recentragem for um aspeto a considerar, recomendam-se ligações aparafusadas. Os parafusos deverão ser antiderrapantes e capazes de desenvolver a resistência de corte dos painéis.

(6) É expectável que, durante as cargas cíclicas dos painéis, os parafusos escorregam antes do campo de tração ceder. Por conseguinte, a resistência ao corte e ao esmagamento dos parafusos também devem ser verificadas de acordo com a norma EN 1993-1-8.

(7) No caso dos painéis de corte em aço serem muito finos, pode-se usar chapas de reforço soldadas para aumentar a resistência ao esmagamento.

6.13 Capacidade de recentragem das pórticos duais de aço

(1)P Deve-se aferir a capacidade de recentragem das configurações duais evitando a cedência nos pórticos MRF enquanto não atingirem a capacidade última de deformação nos pórticos dissipativos. Tal pode ser conseguido mantendo o deslocamento último dos pórticos dissipativos (no estado limite último) mais curto que o deslocamento de cedência dos pórticos elásticos (MRFs):

$$\delta^{DIS} < \delta^{MRF} \quad \text{Eq. (6.43)}$$

em que

δ_u^{DIS} é o deslocamento último dos pórticos dissipativos no estado limite último;

δ_y^{MRF} é o deslocamento de cedência das MRF;

6.13.2 Capacidade de recentragem dos pórticos duais em aço com painéis de corte substituíveis

(1) Recomenda-se a realização de análises estáticas e/ou dinâmicas não lineares para todas as estruturas no sentido de verificar a capacidade de recentragem das mesmas.

6.13.1.1 Modelação dos painéis de corte para análises estáticas não lineares (pushover)

(1) Os painéis de corte podem ser representados por um número mínimo de 10 bandas articuladas em funcionamento por tracção apenas e inclinadas num ângulo α em relação à vertical e orientadas na mesma direcção das principais tensões de tracção no painel (modelo com bandas), consulte a figura 6.17. Os pontos característicos que definem as propriedades da banda estão indicados na Tabela 6.4 e 6.5.

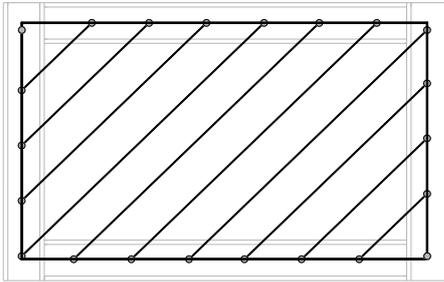


Fig. 6.17: Modelo com bandas para análise estática não linear

Tabela 6.4: Propriedades não lineares das bandas em funcionamento por tracção apenas

Rótula	A	B	C	D	E
P/P_y	0	0,8	1,4	1,4	1,2
Δ/Δ_y	0	0	14	20	27

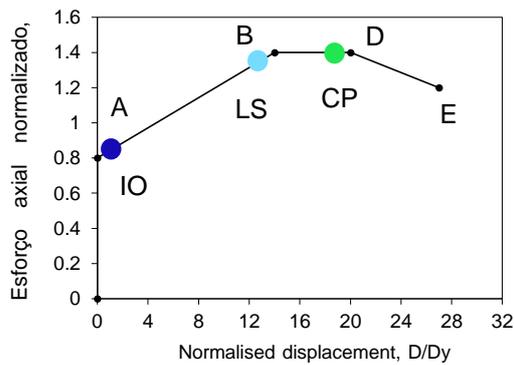


Fig. 6.18: Propriedades não lineares das bandas em funcionamento por tracção apenas

Tabela 6.5: Critérios de aceitação

Critérios	IO	LS	CP
Δ / Δ_y	0,5	13	19

(2) A área das bandas pode ser calculada usando a equação 6.38:

$$A_s = (L \cdot \sin \alpha + h \cdot \cos \alpha) / n \quad \text{Eq. (6.38)}$$

em que

n é o número de bandas por painel;

6.13.1.1 Modelos de painel de corte para análises dinâmicas não lineares

(1) O painel pode ser substituído por um mínimo de 10 bandas orientadas em ambas

as direções (modelo de banda dupla) com as propriedades descritas no ponto 6.13.1.1, consulte a figura 6.19.

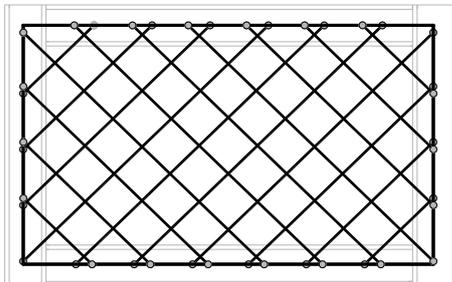


Fig. 6.19: Modelo com bandas para análise estática não linear

9 CBF-MB (PÓRTICO CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADO COM CONTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS)

9.1 ADENDA AO PONTO 6.3.1 TIPOS DE ESTRUTURAS

(1) Os pórticos concentricamente contraventados com contraventamentos modificados (CBF-MB) são as que satisfazem as seguintes exigências:

- As diagonais do contraventamento são intersectadas por uma viga divisória (Fig. 6.10);
- Cada diagonal contém uma secção transversal variável construída em forma de H (Fig. 6.11);
- As ligações que unem os contraventamentos ao pilar são articuladas, ao passo que a ligação da viga divisória ao pilar é rígida;
- As ligações entre a viga de pavimento e os pilares poderão ser articuladas ou semi-rígidas.

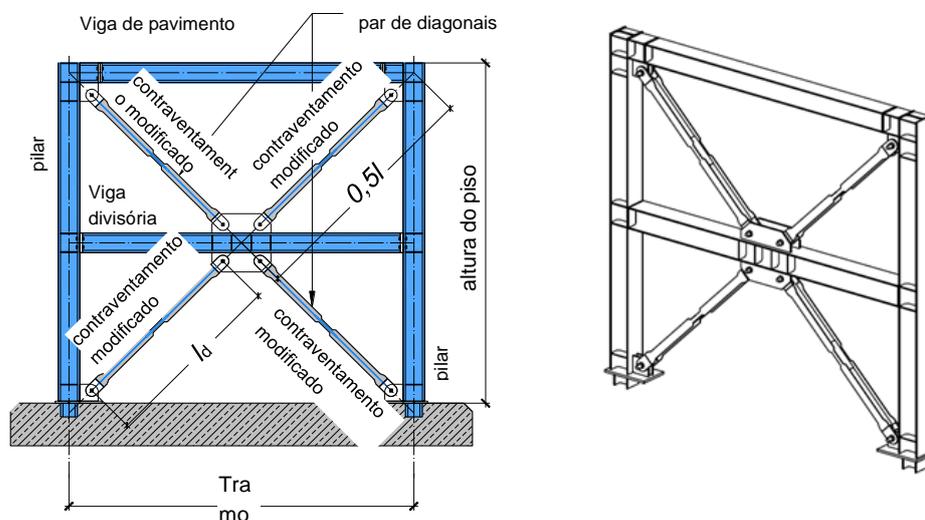
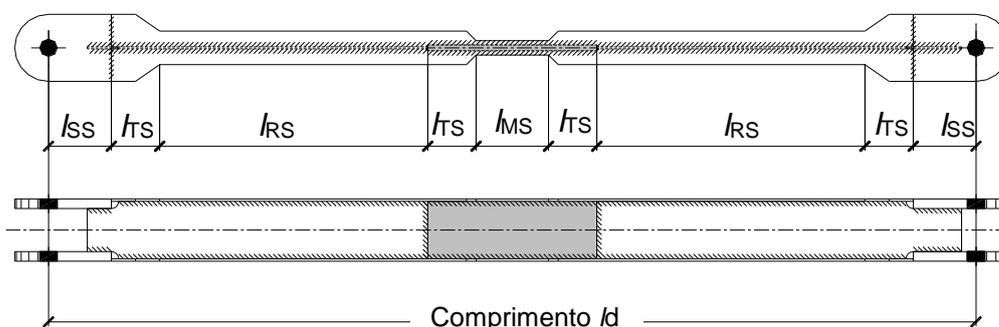


Fig. 6.10: Sistema CBF-MB



Legenda:

MS – secção modificada

SS – secção robusta

RS – secção reduzida

TS – secção de transição

l – comprimento da secção (por ex., l_{RS} – comprimento da secção reduzida)

Fig. 6.11: Ilustração esquemática do contraventamento modificado

(3) Nas CBF-MB, as zonas dissipativas devem localizar-se maioritariamente nas diagonais. As CBF-MB pertencem a uma das seguintes categorias:

- contraventamentos diagonais de tração ativa, nos quais a resistência às forças horizontais é exclusivamente assegurada pelas diagonais de tração, ignorando a contribuição das diagonais de compressão. O ponto de intersecção destas diagonais localiza-se num elemento horizontal (viga divisória) que deve ser contínuo.

(7) Nas CBF-MB, as zonas dissipativas estão localizadas nas diagonais. Estas devem ser dimensionadas de maneira a separar as zonas que cedem em tração daquelas onde ocorrem extensões plásticas pós-encurvadura por compressão. Os critérios de projeto indicados no ponto 6.5.2 para zonas dissipativas aplicam-se aos contraventamentos modificados.

9.2 ADENDA AO PONTO 6.3.2, TABELA 6.2 COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

Tabela 6.2: Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas normais em altura

TIPO DE ESTRUTURA	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
CBF-MB	4,0	5,0
Condição conforme o ponto 6.12.4	$\rho = 1,00$	$\rho = 1,15$

9.3 ADENDA AO PONTO 6.12 (NOVO) REGRAS DE CÁLCULO E CONSTRUTIVAS PARA PÓRTICOS CONCENTRICAMENTE CONTRAVENTADAS COM CONTRAVENTAMENTOS MODIFICADOS (CBF-MB)

6.12.1 Análise

A análise elástica multimodal pode ser realizada com base nos pontos (1) e (2) em 6.7.2 com as seguintes exigências específicas.

Os contraventamentos modificados devem ser definidos pela secção constante em forma de H com características de uma RS e unidos ao pórtico por ligações articuladas. Os pilares devem ser contínuos em todos os pisos. As ligações entre os pilares e a viga do pavimento e as bases dos pilares podem ser modeladas como nominalmente articuladas ou semi-rígidas. A interpretação geral é ilustrada na Fig. 6.15.

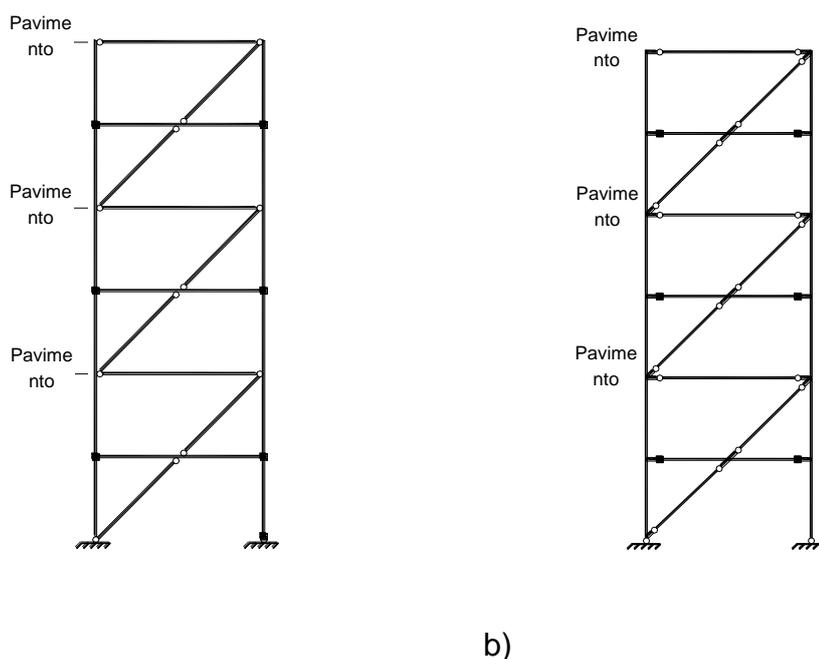


Fig. 6.15: a) Modelo para análise elástica considerando distâncias ao eixo dos elementos; b) Modelo com rigidez infinita atribuída nas ligações viga-pilar.

6.12.2 Dimensionamento dos contraventamentos modificados

- Comprimento da MS, RS e TS (Fig. 6.11)

O comprimento l_d do contraventamento modificado deve ser $(0,375-0,4)l$ em que l é o comprimento da diagonal do sistema.

O comprimento da secção modificada l_{MS} deve ser definido pela Eq. 6.32. O comprimento da secção reduzida (RS) l_{RS} deve ser projetado tão longo quanto possível de forma a permitir o tamanho especificado da secção de transição (TS) desde a RS até à secção robusta (SS). A estimativa preliminar pode ser feita com a Eq. 6.33.

$$l_{MS} = (0.067 \div 0.085) \cdot l_d \quad \text{Eq. (6.32)}$$

$$l_{RS} \approx (0.3) \cdot l_d \quad \text{Eq. (6.33)}$$

- Razão da área

A área da RS deve respeitar o ponto (5) em 6.7.3. Além disso, deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$A_{MS} / A_{RS} \geq 1.4 \quad \text{Eq. (6.34)}$$

Em que:

A_{MS} é a área da secção modificada,

A_{RS} é a área da secção reduzida.

A escolha das dimensões e da área da secção robusta (SS) deverá proporcionar uma resposta totalmente elástica na secção útil da ligação articulada e satisfazer as verificações de capacidade de carga dos parafusos.

- Razão do módulo de flexão plástico

Para garantir que a secção modificada tem uma capacidade de flexão inferior à da secção reduzida, incluindo na fase de grandes extensões e endurecimento plástico, a condição (6.35) deve ser concretizada:

$$W_{pl,RS} / W_{pl,MS} \geq 2.0 \quad \text{Eq. (6.35)}$$

Em que:

$W_{pl,RS}$ é o módulo plástico da secção reduzida,

$W_{pl,MS}$ é o módulo plástico da secção modificada.

- Comprimento de encurvadura do contraventamento modificado

Dado que existe uma secção modificada inserida a meio comprimento, o comprimento real de encurvadura $l_{cr} = \mu \cdot l_d$ será maior que l_d . O comprimento efetivo l_{cr} pode ser obtido através de uma análise da encurvadura elástica FE ou da Eq. 6.36:

$$\mu = l_{cr} / l_d = 0.88 \cdot K_L^{(0.033)} \cdot K_I^{(0.1 \ln(K_L) - 0.36)} \quad \text{Eq. (6.36)}$$

Em que:

$K_L = l_{RS} / l_{MS}$ é a razão do comprimento das secções,

l_{MS} é o comprimento da secção modificada,

l_{RS} é o comprimento da secção reduzida,

$K_I = I_{MS} / I_{RS}$ é o rácio de momento de inércia,

I_{MS} é o momento de inércia da secção modificada,

I_{RS} é o momento de inércia da secção reduzida,

μ é o parâmetro do comprimento de encurvadura.

- Limitação da esbelteza

A esbelteza adimensional do contraventamento modificado deve ser calculada com base no comprimento de encurvadura e de acordo com o ponto (1) em 6.7.3.

- Resistência à cedência do contraventamento modificado

A resistência à cedência $N_{pl,Rd}$ do contraventamento modificado deve obedecer ao ponto (5) em 6.7.3 e ser obtida com a Eq. 6.37.

$$N_{pl,Rd} = A_{RS} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Eq. (6.37)}$$

- Ligações de contraventamentos modificados

As ligações dos contraventamentos modificados às vigas de pavimento e às vigas divisórias devem respeitar as regras de projeto no ponto (3) em 6.5.5.

6.12.3 Dimensionamento das vigas divisórias

É possível a formação de dois tipos de mecanismos plásticos nas CBF-MB denominadas favoráveis e desfavoráveis (Fig. 6.16). O mecanismo favorável é quando ambas as diagonais em compressão encurvam simultaneamente e os alongamentos plásticos dão-se no par das diagonais tracionadas (Fig. 6.16a). O desfavorável é quando apenas uma das diagonais em compressão se encurva originando rótulas plásticas adicionais na viga divisória ou mesmo nos pilares (Fig. 6.16 b, c). Os mecanismos desfavoráveis têm de ser evitados mediante um dimensionamento adequado da viga divisória que garanta resistência suficiente e rigidez à flexão.

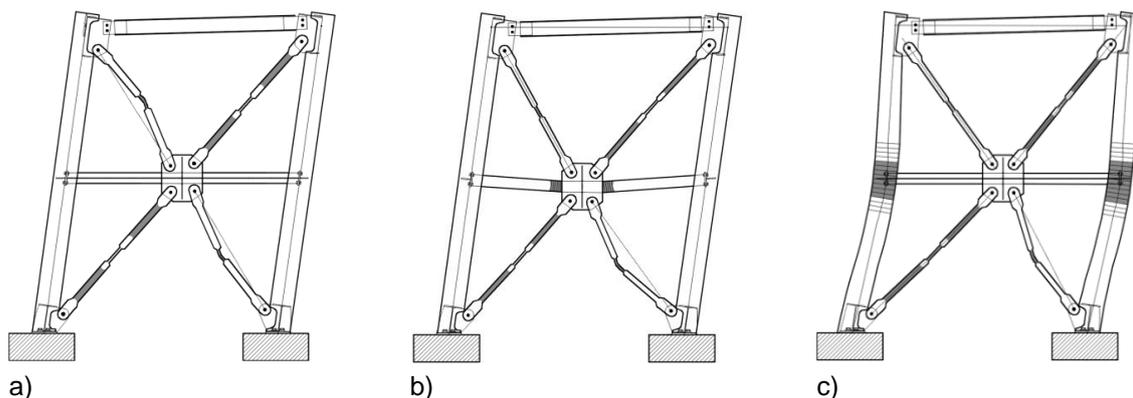


Fig. 6.16: Mecanismos plásticos: a) Favorável; b) Viga divisória fraca; c) Pilares fracos

As CBF-MB devem ser dimensionadas com viga divisória fixa aos pilares, formando assim um pórtico em forma de H. A viga divisória e os pilares são elementos não dissipativos e devem permanecer elásticos até atingirem o estado ULS (danos significativos – SD).

- Fase de transição

A fase em que o pórtico em forma de H proporciona rigidez elástica suficiente e, desse modo, força a diagonal a encurvar conforme ilustrado na Fig. 6.17 é denominada como fase de transição (“mesmo antes de encurvar”). Nessa fase, surgem forças horizontais e verticais assimétricas. Estas podem ser determinadas através das Equações (6.38) e (6.39), em que $N_{b,Rd}$ (Equação (6.40)) é a resistência à encurvadura do contraventamento de acordo com a norma EN 1993-1-1.

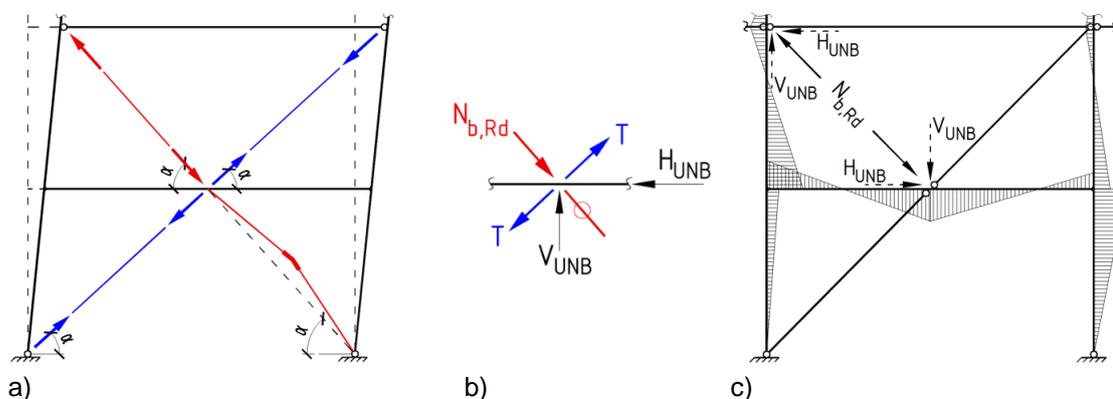


Fig. 6.17: a) Fase de transição; b) Forças assimétricas; c) Momentos internos (M_{UNB}) resultantes das forças assimétricas (caso de carga UNB)

$$V_{UNB} = N_{b,Rd} \cdot \sin \alpha$$

Eq. (6.38)

$$H_{UNB} = N_{b,Rd} \cdot \cos\alpha \quad \text{Eq. (6.39)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{RS} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{Eq. (6.40)}$$

A fase de transição caracteriza-se por momentos fletores e esforços axiais adicionais (caso de carga UNB) que ocorrem no pórtico em H do piso – Fig. 6.17c). Esse efeito tem de estar contemplado no projeto. Isso pode ser simulado no modelo da análise elástica introduzindo forças assimétricas separadamente para cada piso, conforme ilustra a Fig. 6.17c), ou integralmente em todos os pisos em simultâneo.

- Outras exigências para a viga divisória

A viga divisória deve ser dimensionada para evitar encurvadura por flexão-torção satisfazendo a Eq. 6.41.

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.40 \quad \text{Eq. (6.41)}$$

A escolha das secções transversais deve satisfazer a Eq. 6.42 de acordo com o ponto (4) em 4.4.2.3.

$$2 \cdot M_{Rc} \geq 1.3 \cdot M_{Rb} \quad \text{Eq. (6.42)}$$

Em que:

M_{Rc} é a resistência à flexão do pilar ($M_{y,Rd}$ ou $M_{z,Rd}$) unido à viga divisória,

M_{Rb} é a resistência à flexão da viga divisória.

6.12.4 Dimensionamento dos elementos não dissipativos

Os elementos não dissipativos das CBF-MB são os pilares, as vigas de pavimento e as vigas divisórias.

Estes devem ser dimensionadas considerando os esforços provocados pelas cargas gravíticas na situação de projeto sísmico e os esforços que incluem efeitos de segunda ordem M_E , V_E e N_E provocados pelo caso de carga sísmica. As primeiras devem ser obtidas através de análise elástica ao modelo da diagonal em funcionamento por tracção apenas e corrigidas com o multiplicador de capacidade $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{MIN} \cdot \rho$.

Em que:

γ_{ov} é o coeficiente de sobrerresistência do material de acordo com o ponto (3) em 6.2,

$$\Omega_{MIN} = \min \left\{ \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right\}$$

é o coeficiente mínimo de sobrerresistência para os contraventamentos modificados ao longo da altura do edifício e ρ é o fator que representa a sobrerresistência disponível do sistema e a possível maior resistência real à encurvadura do contraventamento. O valor de ρ depende da classe de ductilidade adotada (Tabela 6.2).

O dimensionamento dos elementos não dissipativos deve contemplar esforços adicionais M_{UNB} , V_{UNB} e N_{UNB} causadas pelas forças assimétricas formadas na fase de transição (6.12.3).

- Pilares

Deve-se verificar se os pilares preenchem os requisitos da Equação (6.42) e se resistem aos esforços de cálculo obtidos através das Equações (6.43) a (6.45):

$$N_{col,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.43)}$$

$$M_{col,Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.44)}$$

$$V_{col,Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.45)}$$

- Vigas divisórias

Deve-se verificar se as vigas divisórias preenchem os requisitos da Eq. (6.41) e da Eq. (6.42) e se resistem aos esforços de cálculo obtidas através das Equações (6.46) a (6.48):

$$N_{sb,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.46)}$$

$$M_{sb,Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.47)}$$

$$V_{sb,Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \leq (V_E + V_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.48)}$$

- Vigas de pavimento

Deve-se verificar se as vigas de pavimento resistem aos esforços de cálculo obtidos através das Equações (6.49) a (6.51):

$$N_{b,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.49)}$$

$$M_{b,Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.50)}$$

$$V_{b,Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB}) \quad \text{Eq. (6.51)}$$

6.12.5 Modelação de contraventamentos modificados para análise estática não linear (pushover)

Deve ser usado o modelo estrutural com rigidez infinita atribuída às ligações viga-pilar de acordo com a Fig. 6.15. A distribuição dos esforços laterais deve obedecer ao ponto 4.3.3.4.2.2. As propriedades da rótula plástica do MB encontram-se no meio de cada contraventamento modificado e a curva envolvente de força-deslocamento está ilustrada na Fig. 6.18, enquanto que os valores dos parâmetros são apresentados na Tabela 6.4.

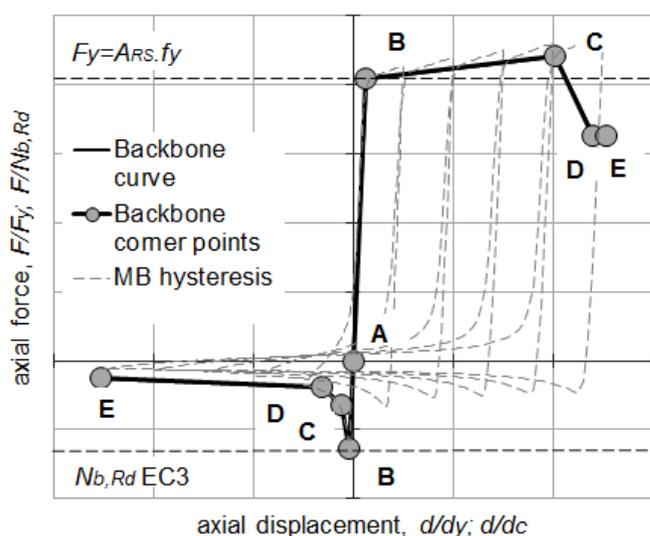


Fig. 6.18: Curva envolvente de força-deslocamento dos MB para análise estática não linear

Tabela 6.4: Pontos característicos da curva envolvente

Ponto	Tração		Ponto	Compressão	
	Esforço	Deslocamento		Esforço	Deslocamento
A	0	0	A	0	0
B	$F_y = A_{RS} \cdot f_y$	δ_y	B	$N_{b,Rd}$	δ_c
C	F_{SH}	$16,5\delta_y$	C	$0,5N_{b,Rd}$	$3\delta_c$
D	$0,8F_y$	$19\delta_y$	D	$0,3N_{b,Rd}$	$8\delta_c$
E	$0,8F_y$	$20\delta_y$	E	$0,2N_{b,Rd}$	$20\delta_c$

As seguintes equações (6.52) a (6.56) devem ser utilizadas para definir os pontos característicos. $N_{b,Rd}$ é a resistência à encurvadura do contraventamento e χ é o coeficiente de redução da encurvadura conforme a norma EN 1993-1-1.

$$\delta_y = f_y \cdot l / E \quad \text{Eq. (6.52)}$$

$$F_y = A_{RS} \cdot f_y \quad \text{Eq. (6.53)}$$

$$F_{SH} = F_y + (F_y / \delta_y \cdot 0.005) \cdot (16.5 \cdot \delta_y) \quad \text{Eq. (6.54)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{RS} \cdot f_y \quad \text{Eq. (6.55)}$$

$$\delta_c = N_{b,Rd} \cdot \delta_y / F_y \quad \text{Eq. (6.56)}$$

A Tabela 6.5 fornece as capacidades de deformação axial dos contraventamentos modificados em compressão e tração nos 3 estados limite considerados que estão assinalados na Fig. 6.19.

Tabela 6.5: Capacidades de deformação axial dos contraventamentos modificados em compressão e tração

Estados limite na EN 1998-1	SLS	ULS	
Estado limite	DL (limitação de danos)	SD (danos significativos)	NC (colapso iminente)
δ / δ_y (Tração)	+2,5	+9,5	+16
δ / δ_c (Compressão)	-2,5 δ_y	-9,5 δ_y	-16 δ_y

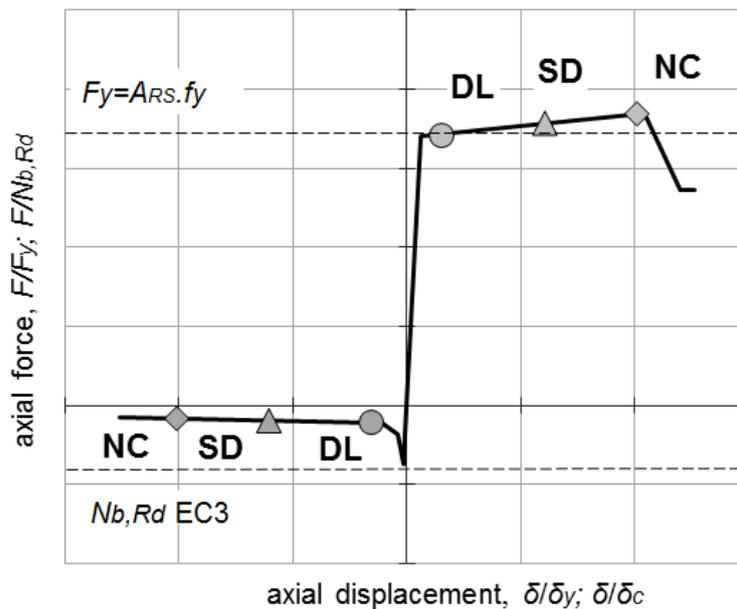


Fig. 6.19: Estados limite para contraventamentos modificados

6.12.6 Modelação de contraventamentos modificados para análise dinâmica não linear

Na análise dinâmica não linear (NDA), os MB devem ser reproduzidos por elementos ligadores plásticos multilíneares com tipo de histerese *Pivot*. O elemento ligador deve ser ligado às diagonais – Fig. 6.20a). O ligador não linear deve ser constituído pelos parâmetros α_1 , α_2 , β_1 e β_2 , apresentados na Tabela 6.6 e na Fig. 6.20a). O valor de α_1 identifica o ponto de proporcionalidade *Pivot* para o descarregamento desde a força positiva até zero, α_2 localiza o ponto para descarregamento desde a força negativa até zero, β_1 localiza o ponto *Pivot* para a inversão da carga, de zero até à força positiva e β_2 localiza o ponto *Pivot* para inversão da carga, de zero até à força negativa. O comportamento do ligador não linear deve ser definido apenas para grau de liberdade em relação ao alongamento/encurtamento axial, devendo os restantes graus de liberdade serem modelados como lineares.

Tabela 6.6: Descrição dos pontos *Pivot*

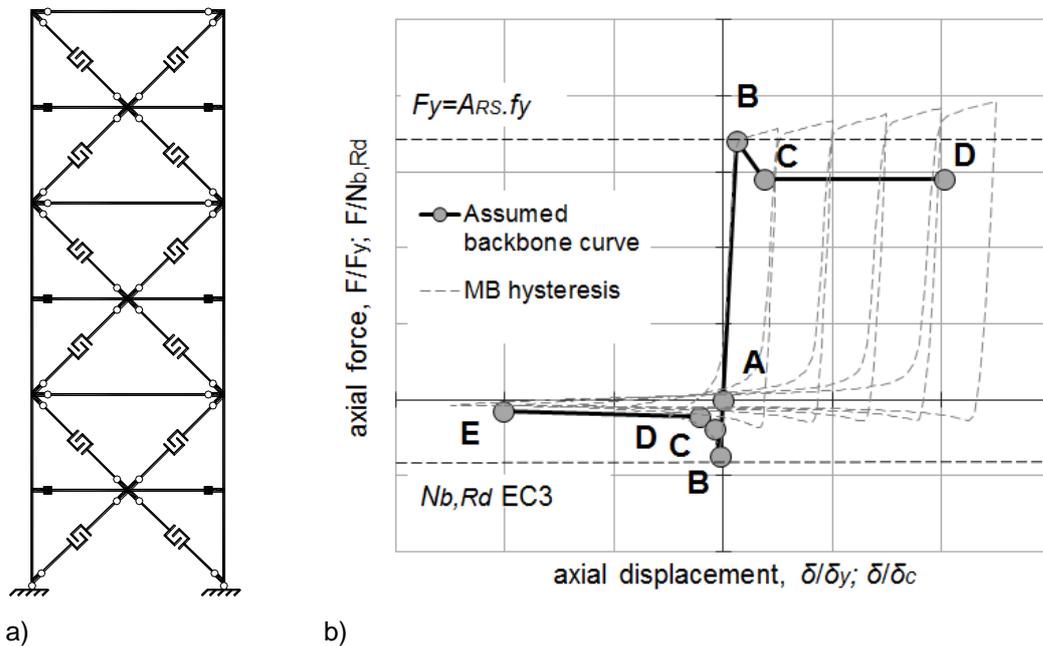
Parâmetros do ponto <i>Pivot</i>	α_1	α_2	β_1	β_2	η
Valor	100	0,1	0,02	0,4	0,0

Para obter uma definição apropriada do comportamento da histerese, o ligador plástico multilíneo exige a definição da curva envolvente de força-deslocamento. A Tabela 6.7 resume os pontos característicos da curva. A Fig. 6.20b representa a curva onde foi adotada uma degradação da resistência cíclica até 15%.

Tabela 6.7: Ponto característicos da curva envolvente

Ponto	Tração		Ponto	Compressão	
	Esforço	Deslocamento		Esforço	Deslocamento
A	0	0	A	0	0
B	$F_y = A_{RS} \cdot f_y$	δy	B	$N_{b,Rd}$	δc
C	$0,85 F_y$	$3\delta y$	C	$0,5 N_{b,Rd}$	$3\delta c$
D	$0,85 F_y$	$16,5\delta y$	D	$0,3 N_{b,Rd}$	$8\delta c$
			E	$0,2 N_{b,Rd}$	$16,5\delta y$

Os esforços axiais e os deslocamentos representativos são definidos de acordo com as equações (6.52) a (6.56). $N_{b,Rd}$ é a resistência à encurvadura do contraventamento segundo a norma EN 1993-1-1.



a) b)
Fig. 6.20: Modelo da CBF-MB para a NDA: a) Ligador plástico multilinear; b) Curva envolvente

6.12.7 Verificações da fadiga oligocíclica

Quando se realizar a análise cíclica não linear, deve-se examinar os danos acumulados nos contraventamentos modificados devido à fadiga oligocíclica. A relação representativa entre a amplitude da deformação axial do MB, δ , correspondente ao número de ciclo até à rotura, N , é dada pela Eq. 6.57.

$$\delta(N) = 110 - 52 \cdot \log(N) \quad \text{Eq. (6.57)}$$

O índice D de danos pode ser determinado através da regra de Palmgren – Miner de acumulação de danos, Eq. 6.58, da seguinte forma:

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.58)}$$

Em que:

n_i é o número de ciclos realizados à mesma amplitude de deformação axial δ_i ,
 N_i é o número de ciclos a que se dá o colapso em caso de amplitude constante de deformação axial e i é o número total de ciclos de amplitude constante.