



European Commission
Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel

INNOSEIS

Valorization of innovative anti-seismic devices

WORK PACKAGE 3 – DELIVERABLE 3.2

**Volume contenente linee guida di progetto pre-normative
per i dispositivi dissipativi innovativi**

Coordinatore:

National Technical University of Athens - NTUA, Greece

Beneficiari:

Universitatea Politehnica Timisoara - UPT, Romania

Politecnico di Milano - POLIMI, Italy

Universita Degli Studi di Napoli Federico II - UNINA, Italy

Universita di Pisa - UNIPI, Italy

Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen - RWTH, Germany

Instituto Superior Tecnico - IST, Portugal

Universitet po Arhitektura Stroitelstvo i Geodezija - UACEG, Bulgaria

Universiteit Hasselt - UHasselt, Belgium

Maurer Sohne Engineering GmbH & CO KG - MSE, Germany

Convention Europeenne de la Construction Metallique ASBL - ECCS, Belgium

Grant Agreement Number: 709434

17/02/2017

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.

AUTORI

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS (NTUA)

Institute of Steel Structures

EL-15780 Athens, Greece

Chapters 2, 5

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

HASSELT UNIVERSITY

Construction Engineering Research Group

Campus Diepenbeek, Agoralaan building H, BE3590 Diepenbeek

Chapter 3

Authors: Jose Henriques, Herve Degee

RHEINISCH-WESTFAELISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE AACHEN (RWTH)

Institute of Steel Construction

52074 Aachen, Germany

Chapter 4

Authors: Benno Hoffmeister, Marius Pinkawa

POLITECNICO DI MILANO (POLIMI)

Department of Architecture, Built Environment and Construction Engineering

Piazza Leonardo da Vinci, 32, 20133 Milan, Italy

Chapter 6

Authors: 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

Chapter 6

Authors: 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

Chapter 7, 8

Authors of Chapter 7: Adriana Chesoa, Aurel Stratan, Dan Dubina

Authors of Chapter 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

Chapter 9

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

INDICE

AUTORI	II
Indice	IV
1 INTRODUZIONE	1
2 Connessioni a perno di tipo INERD	1
2.1 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI	1
2.2 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.3.2, TABELLA 6.2 FATTORI DI STRUTTURA	1
2.3 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.5.3, REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI IN COMPRESSIONE O FLESSIONE	1
2.4 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.5.5, REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI IN TRAZIONE O FLESSIONE.....	2
2.5 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.7 REGOLE DI PROGETTO E DI DETTAGLIO PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI.....	2
3 Connessioni ad u di tipo INERD	8
3.1 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI	8
3.2 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.3.2, TABELLA 6.2 FATTORI DI STRUTTURA.....	9
3.3 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.12 (NUOVE) REGOLE DI PROGETTO E DI DETTAGLIO PER STRUTTURE CON CONNESSIONI AD U.....	9
4 Sistemi FUSEIS a trave	12
4.1 AGGIUNTE AL PAR. 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI	12
4.2 AGGIUNTE AL PAR. 6.3.2, FATTORI DI STRUTTURA DELLA TABELLA 6.2	13
4.3 AGGIUNTE ALLA 6.5.3, REGOLE DI PROGETTAZIONE PER ELEMENTI DISSIPATIVI COMPRESI O INFLESSI.....	13
4.4 AGGIUNTE AL PAR. 6.12 (NUOVO) REGOLE DI PROGETTAZIONE E DI DETTAGLIO PER TELAI CON SISTEMI FUSEIS A TRAVE	14
5 Sistemi FUSEIS a perno	19
5.1 AGGIUNTE AL PAR. 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI	19
5.2 AGGIUNTE AL PAR. 6.3.2, FATTORI DI STRUTTURA DELLA TABELLA 6.2.....	20
5.3 AGGIUNTE ALLA 6.5.3, REGOLE DI PROGETTAZIONE PER ELEMENTI DISSIPATIVI COMPRESI O INFLESSI.....	20
5.4 AGGIUNTE AL PAR. 6.12 (NUOVO) REGOLE DI PROGETTAZIONE E DI DETTAGLIO PER TELAI CON SISTEMI FUSEIS A PERNO	21
6 Coprigiunti dissipativi FUSEIS bullonati e saldati	28
6.1 LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE CHE DEVONO ESSERE INCLUSE NEL CAPITOLO 7 DELLA EN1998-1-1	28
6.2 PRINCIPI: PROCEDURA DI PROGETTAZIONE PER SUPPORTARE LE LINEE GUIDA PER ESSERE INCORPORATE IN EN1998-1-1	31

7	Link bullonati rimovibili	35
7.1	INTEGRAZIONI AL 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI.....	35
7.2	INTEGRAZIONI AL 6.3.2 FATTORI DI STRUTTURA.....	35
7.3	INTEGRAZIONI AL 6.8.1 CRITERI DI PROGETTO.....	35
7.4	INTEGRAZIONI AL 6.8.4 COLLEGAMENTI DEI LINK.....	35
7.5	INTEGRAZIONI AL 6.10.2 TELAI MOMENTO-RESISTENTI COMBINATI CON CONTROVENTI ECCENTRICI	36
7.6	INTEGRAZIONI AL CAPITOLO 6 REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI ACCIAIO	38
8	Pareti a taglio rimovibili	42
8.1	INTEGRAZIONI AL PARAGRAFO 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI.....	42
8.2	INTEGRAZIONI AL §6.3.2, TABELLA 6.2 DEI FATTORI DI STRUTTURA	43
8.3	INTEGRAZIONI AL §6.10, REGOLE DI PROGETTO PER LE STRUTTURE IN ACCIAIO CON NUCLEI IN CALCESTRUZZO O SETTI E PER TELAI RESISTENTI A MOMENTO COMBINATI CON CONTROVENTI CONCENTRICI O TAMPONAMENTI.....	43
8.4	INTEGRAZIONI AL CAPITOLO 6 REGOLE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE IN ACCIAIO	43
9	Controventi concentrici modificati (CBF-MB).....	51
9.1	INTEGRAZIONI AL §6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI.....	51
9.2	INTEGRAZIONI AL §6.3.2, TABELLA 6.2 FATTORI DI STRUTTURA.....	52
9.3	INTEGRAZIONI AL §6.12 (NUOVO) PROGETTAZIONE E REGOLE DI DETTAGLIO PER CONTROVENTI CONCENTRICI CON DIAGONALI MODIFICATI (CBF-MB)	52

1 INTRODUZIONE

Questo volume presenta importanti linee guida progettuali per 9 dispositivi anti-sismici innovativi, includendo paragrafi supplementari della EN 1998-1 nella sua corrente versione, quella di Maggio 2004. Si fa riferimento ai paragrafi di questa versione. Le figure, le tabelle e l'enumerazione delle equazioni sono indicative. I sistemi in discussione sono giunti dissipativi, elementi di connessione dissipativi, connessioni dissipative delle travi, elementi di connessione dissipativi rimovibili lavoranti a taglio, pareti da taglio e controventi concentrici modificati.

2 Connessioni a perno di tipo INERD

2.1 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

(1) I telai con controventi concentrici e connessioni dissipative sono strutture in cui i collegamenti tra le diagonali e le membrature adiacenti sono progettati per essere dissipativi ed a parziale ripristino di resistenza rispetto alle diagonali di controvento, così che la dissipazione di energia avviene nei collegamenti mentre le diagonali e gli altri elementi strutturali sono protetti dall'instabilità e snervamento. La connessione è costituita da un perno che è collegato al telaio da due piatti esterni e da uno o due piatti interni alla diagonale di controvento (Fig. 6.1). Le connessioni a perno possono essere disposte sia ad un solo estremo che ad entrambi gli estremi delle diagonali.

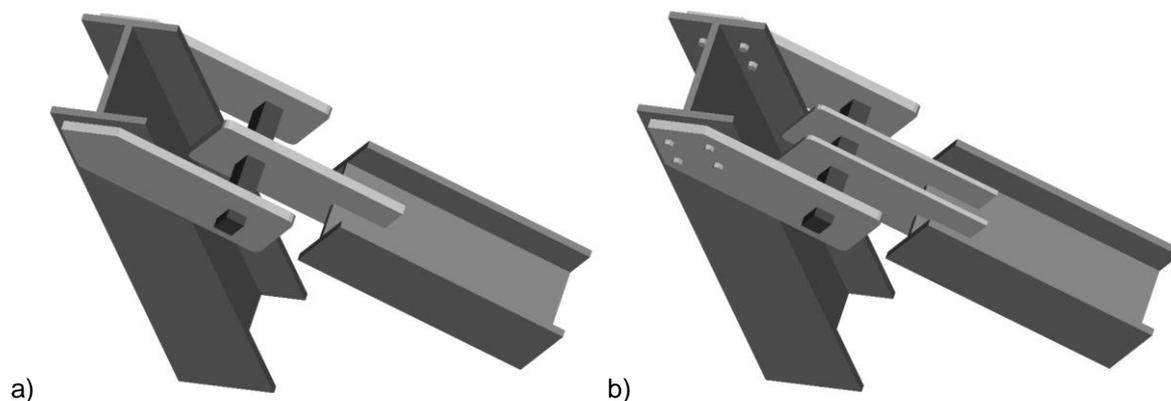


Fig. 6.1: Possibili configurazioni della connessione dissipativa a perno

2.2 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.3.2, TABELLA 6.2 FATTORI DI STRUTTURA

Tabella 6.2: valori massimi di riferimento del fattore di struttura per sistemi regolari in elevazione

Tipologia strutturale	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
Connessioni a perno di tipo INERD ad entrambi gli estremi della diagonale	3.0	4.0
ad un solo estremo della diagonale	2.0	3.0

2.3 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.5.3, REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI IN COMPRESSIONE O FLESSIONE

- (3) Al fine di assicurare che i perni dissipativi siano soggetti prevalentemente a flessione, la loro lunghezza deve soddisfare la seguente condizione

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

dove h è la lunghezza del perno
 a la distanza netta tra i piatti interni ed esterni della connessione

2.4 INTEGRAZIONI AL PAR 6.5.5, REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI IN TRAZIONE O FLESSIONE

- (8) La resistenza R_d delle saldature o dei bulloni delle connessioni a perno deve soddisfare il seguente criterio:

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

dove $P_{u,Rd}$ è la resistenza ultima della connessione a perno
 $\gamma_{ov} = 1.25$ è il fattore di sovraresistenza suggerito

Per collegamenti bullonati, si dovranno usare bulloni ad alta resistenza a serraggio controllato (Categorie B, C o E in accordo all' EN1993-1-8).

2.5 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.7 REGOLE DI PROGETTO E DI DETTAGLIO PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

6.7.1 Criteri di progetto

(4)P Le strutture con controventi concentrici e connessioni a perno dissipative dovranno essere progettati in modo che lo snervamento a flessione dei perni avvenga prima che l'instabilità delle diagonali o lo snervamento delle membrature collegate.

6.7.2 Analisi

(2)P - in strutture con controventi concentrici e connessioni a perno dissipative entrambe le diagonali tesa e compressa dovranno essere considerate. La connessione a perno potrà essere modellata con una molla estenzionale con rigidità costante:

- Per un piatto interno:

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

- Per due piatti interni:

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

dove EI è la rigidezza flessionale del perno

ℓ la distanza tra i piatti esterni

$\alpha = a / \ell$

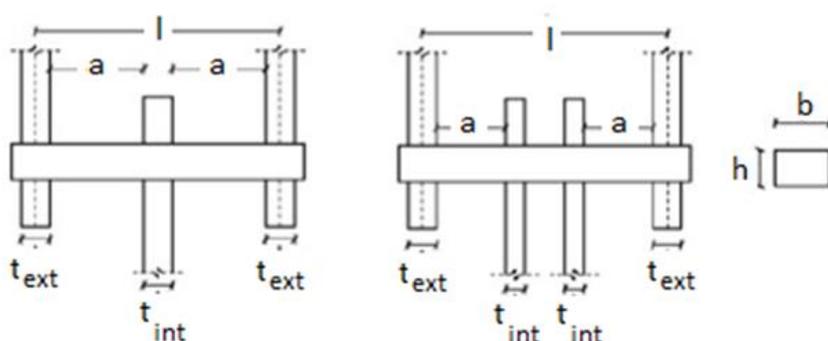


Fig. 6.2: Proprietà geometriche delle connessioni dissipative a perno

6.7.3 Diagonali di controvento

(10) I perni dissipativi sono progettati per resistere alla massima azione trasmessa dalle diagonali nella condizione sismica di progetto in accordo alla seguente:

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

dove P_{Ed} è lo sforzo assiale di progetto agente nella diagonale e nella connessione

$P_{u,Rd}$ è la resistenza ultima della connessione

La resistenza della connessione per flessione e taglio del perno sono definite rispettivamente dalle eq. (6.6a) e (6.6b). Il fattore β_{III} definisce la percentuale del perno che sviluppa deformazione plastia su ciascun lato, con $0 \leq \beta_{III} \leq 0.5$. La resistenza ultima della connessione è ottenuta con un processo iterativo cambiando il fattore β_{III} , in modo che i due valori forniti dalle equazioni (6.6a) e (6.6b) siano uguali.

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

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

dove $M_u = W_{u,pl} \cdot f_{mid}$ è la resistenza flessionale ultima del perno
 $f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$ la massima tensione agente nel perno
 $\lambda_f = \left(\frac{a - h}{2 \cdot h} \right)^2$ è un fattore che considera l'influenza del taglio con $0 \leq \lambda_f \leq 1$
 $W_{u,pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_{III} - \beta_{III}^2 + \chi \cdot (0.5 - \beta_{III})^2 \right]$ è il modulo plastic del perno, ottenuto portando in conto la riduzione per l'interazione con le tensioni da taglio.
 $\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2}$

(11) La sovraresistenza del perno i è definita attraverso:

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

Le dimensioni del perno saranno scelte in modo da garantire che il fattore Ω_i sia vicino ad 1.

Al fine di ottenere un comportamento dissipativo globale omogeneo, si dovrà controllare che il massimo valore del rapporto di sovraresistenza Ω_{max} ottenuto per tutta la struttura non sia superiore del 25% rispetto al minimo valore della sovraresistenza Ω_{min} :

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

(12) Le diagonali di controvento dovranno essere verificate nei confronti dello snervamento e stabilità assumendo che i perni abbiano sviluppato la massima capacità:

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

dove Ω_{max} è il Massimo valore della sovraresistenza delle connessioni a perno delle diagonali

6.7.4 Travi e colonne

Travi e colonne connesse alle diagonali con connessioni a perno di tipo INERD dovranno soddisfare il seguente requisito minimo di resistenza:

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

dove $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ è la resistenza assiale di progetto della membratura in accordo all' EN1993, considerando l'interazione con il momento di progetto M_{Ed}
 $N_{Ed,G}$ è lo sforzo normale nella membratura dovuto ai carichi non-sismici nella combinazione sismica
 $N_{Ed,E}$ è lo sforzo normale nella membratura dovuto all'azione sismica nella combinazione sismica
 Ω_{min} è il minimo valore della sovraresistenza delle connessioni a perno delle diagonali

Questo requisito può essere espresso attraverso la seguente clausola:

- (4) Travi e colonne connesse alle diagonali con connessioni a perno dissipative possono essere verificate in accordo a 6.7.4 (1), dove Ω è il minimo valore tra tutti quelli delle connessioni a perno delle diagonali.

Il fattore di amplificazione ($1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$) non può superare il valore del fattore di struttura q usato nell'analisi.

Il valore massimo della tensione di snervamento dell'acciaio usato per i perni dovrà essere prossimo al valore nominale al fine di ottenere un progetto economico. Questo requisito può essere ottenuto se l'acciaio dei perni è conforme a 6.2 (3)a o 6.2 (3)c.

6.7.5 Modellazione dei perni per l'analisi statica non-lineare (pushover)

La connessione a perno dissipative può essere modellata con una molla assiale non-lineare disposta all'estremità delle diagonali avente le proprietà illustrate in Figura 3. I punti caratteristici che definiscono le proprietà di questa molla assiale sono forniti in Tabella 1.

Point	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	$0.5 \cdot P_{ud}$	$1.5 \cdot a$
Criteri di accettazione (δ_{pl})		
IO		$0.25 \cdot h$
LS		$0.6 \cdot h$
CP		$0.8 \cdot a$

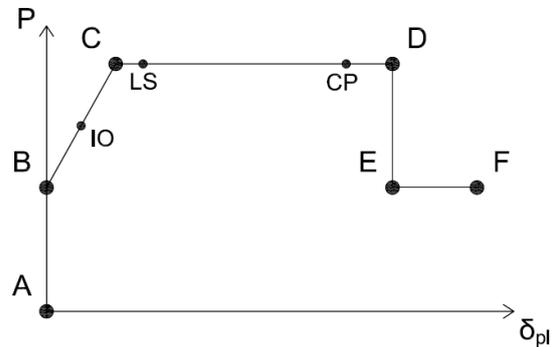


Fig. 6.3: Proprietà non-lineari della connessione a perno dissipative e livelli prestazionali

6.7.6 Modellazione dei perni per l'analisi dinamica non-lineare

(1) Il legame non-lineare static dei perni descritto in 6.7.5 può essere esteso al caso ciclico. La legge isteretica tipo è mostrata in Fig. 6.4 dove si può notare che è necessario modellare accuratamente il restringimento dei cicli dovuto al degrado ciclico di rigidità.

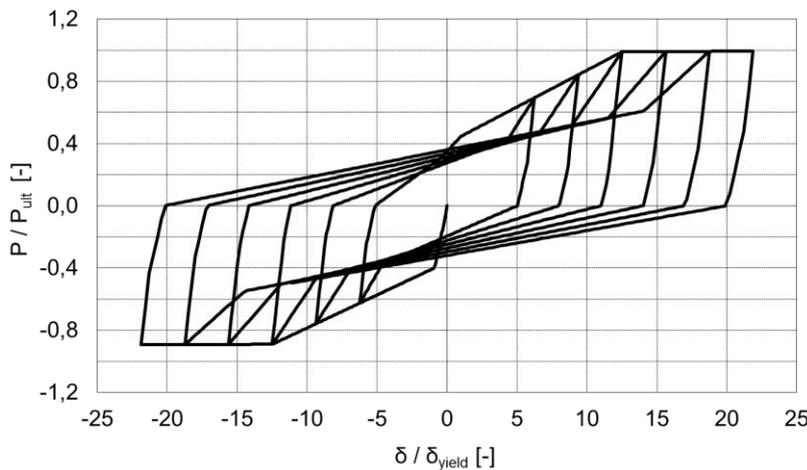


Fig. 6.4: Legame isteretico della molla non-lineare delle connessioni a perno

(2) Per le analisi dinamiche non-lineari la fatica oligo-ciclica deve essere esaminata. La curva di fatica per i perni dissipative può essere assunta pari alla seguente:

$$\log N = 6 - 3 \cdot \log S$$

Eq. (6.11)

L'indice di danno può essere determinate dalla storia di carico in accordo all'Annesso A of EN1993-1-9.

3 CONNESSIONI AD U DI TIPO INERD

3.1 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

- (2) La connessione ad U è una soluzione idonea per i controventi concentrici (Fig. 6.). La connessione ad U consiste di uno o due piatti di forma ad U (Fig. 6.) che collega la diagonale alla membratura adiacente. La connessione delle diagonali con dispositivo ad U può essere parallela o perpendicolare (Fig. 6.).
- (3) La connessione ad U viene progettata per essere dissipativa.
- (4) La connessione ad U può essere adottata per strutture poco deformabili e non sensibili agli spostamenti laterali. Nel caso di edificio multipiano, il Massimo numero di piani è 6.

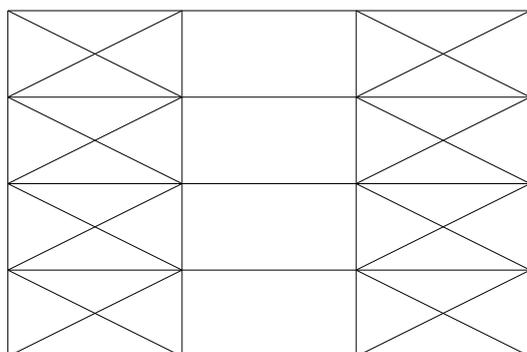


Fig. 6.09: Tipologia di struttura per l'impiego di connessioni ad U: controventi concentrici

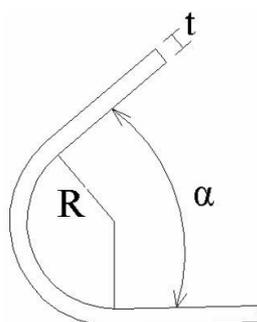
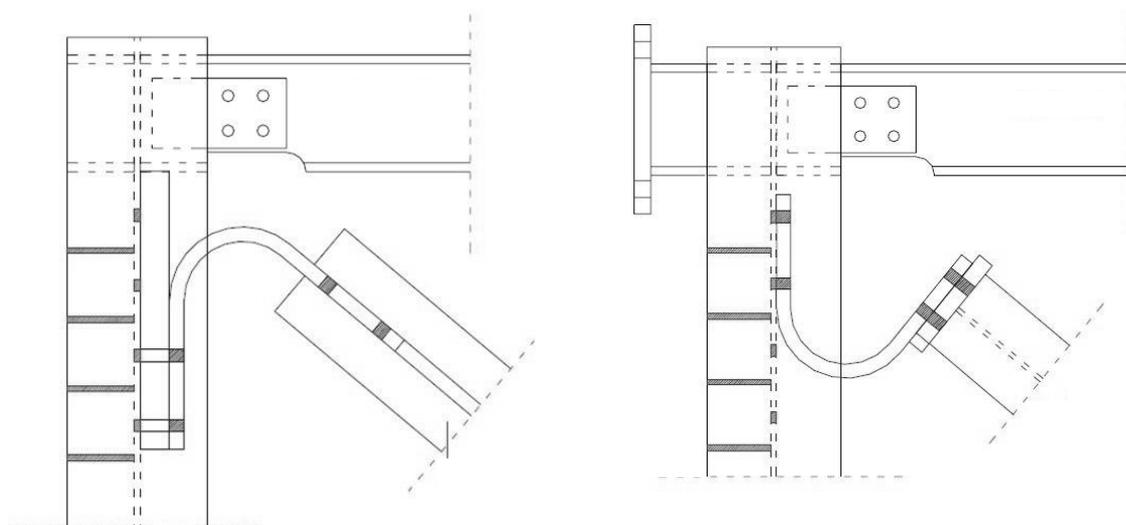


Fig. 6.12: Dispositivo ad U



a) Carico parallelo alla connessione ad U

b) Carico ortogonale alla connessione ad U

Fig. 6.11: Tipologie di connessione ad U per i controventi

3.2 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.3.2, TABELLA 6.2 FATTORI DI STRUTTURA

Tabella 6.2: valori massimi di riferimento del fattore di struttura per sistemi regolari in elevazione

Connessione ad U	3.0
------------------	-----

3.3 INTEGRAZIONI AL PAR. 6.12 (NUOVE) REGOLE DI PROGETTO E DI DETTAGLIO PER STRUTTURE CON CONNESSIONI AD U

6.12.1 Analisi

Le connessioni ad U possono essere modellate come segue:

- Attraverso elementi trave. Il numero di elementi deve essere sufficiente per riprodurre la curvatura del dispositivo. La connessione tra gli elementi ad U della connessione e le membrature strutturali (colonne e diagonali) è rigida (incastro).
- Attraverso una molla equivalente. Nel modello strutturale la connessione tra le membrature (colonne e diagonali) è ottenuta con una molla che simuli il comportamento della connessione ad U.

I nodi trave-colonna e il collegamento di base della Colonna sono modellati come cerniera.

6.12.2 Connessioni ad U

Le connessioni ad U dovranno essere verificate per resistere allo sforzo assiale di progetto delle diagonali:

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

dove:

N_{Ed} è lo sforzo assiale di progetto nelle diagonali di controvento

$N_{U,Rd}$ è la resistenza di progetto della connessione ad U.

La sovraresistenza della connessione ad U è definite come:

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

Le dimensioni delle connessioni ad U dovranno essere scelte in modo che il generico Ω sia vicino ad 1.

Al fine di ottenere un comportamento dissipativo globale omogeneo, si dovrà controllare che il massimo valore del rapporto di sovraresistenza Ω_{max} ottenuto per tutta la struttura non sia superiore del 25% rispetto al minimo valore della sovraresistenza Ω_{min} :

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

6.12.3 Colonne e diagonali di controvento in strutture controventate con connessioni ad U

Le colonne e le diagonalmente collegate attraverso connessioni ad U dovranno essere verificate per resistere per le azioni derivanti dalla gerarchia delle resistenze.

Le colonne e le travi dovranno resistere alla seguente azione di progetto:

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

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

dove:

$N_{Ed,G}$ è lo sforzo normale nella membratura dovuto ai carichi non-sismici nella combinazione sismica;

$N_{Ed,E}$ è lo sforzo normale nella membratura dovuto all'azione sismica nella combinazione sismica:

$\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,pln,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\}$ $\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{N_{U,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right\}$ è il minimo valore della

sovraresistenza di progetto delle connessioni ad U nell'edificio, vedi Eq. (1.2), e $\gamma_{ov} = 1.25$ è il fattore di sovraresistenza del materiale.

Il fattore di amplificazione delle forze sismiche non può eccedere il valore del fattore di struttura usato per l'analisi strutturale. Il valore massimo della tensione di snervamento dell'acciaio usato per i perni dovrà essere prossimo al valore nominale al fine di ottenere un progetto economico.

6.12.4 Modellazione delle connessioni ad U per l'analisi statica non-lineare (pushover)

Il modello strutturale usato per l'analisi statica non-lineare dovrà includere la risposta non-lineare degli elementi strutturali e connessioni. In funzione del tipo di modellazione adottata per le connessioni ad U, le seguenti ipotesi dovranno essere adottate:

- Elementi tipo trave: il modello del materiale dovrà essere elasto-plastico oppure elasto-plastico incrudente;
- Elementi tipo molla: l'elemento molla dovrà essere non-lineare e il comportamento dovrà riprodurre la risposta post-elastica del dispositivo. Un'approssimazione del reale comportamento può essere ottenuta attraverso una legge multi-lineare.

6.12.5 Modellazione delle connessioni ad U per l'analisi dinamica non-lineare

Il modello strutturale usato per l'analisi dinamica non-lineare dovrà includere la risposta non-lineare e ciclica degli elementi strutturali e connessioni. In funzione del tipo di modellazione adottata per le connessioni ad U, le seguenti ipotesi dovranno essere adottate:

- Elementi tipo trave: il modello del materiale dovrà portare in conto la legge ciclica con incrudimento cinematico;
- Elementi tipo molla: l'elemento molla dovrà essere non-lineare e il comportamento dovrà riprodurre la risposta isteretica del dispositivo.

4 SISTEMI FUSEIS A TRAVE

4.1 AGGIUNTE AL PAR. 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

h) I sistemi FUSEIS a trave sono composti da due colonne sovraresistenti ravvicinate rigidamente interconnesse da più travi. Le travi vanno da una colonna all'altra e possono avere sezioni differenti, come ad esempio sezioni RHS, SHS, CHS o a I. Il sistema FUSEIS a trave resiste ai carichi laterali come una trave Vierendeel verticale e rappresenta il sistema sismo-resistente del telaio (Fig. 6.09).

(6) Le travi orizzontali nel sistema FUSEIS sono le zone dissipative primarie dove si concentra principalmente la capacità di dissipazione di energia. Si raccomanda l'utilizzo di sezioni indebolite (RBS) per definire chiaramente le zone dissipative (Fig. 6.10). Le sezioni indebolite (RBS) devono essere progettate secondo la EN 1998-3. I giunti tra le travi di piano e le colonne possono essere semplici (a cerniera) o semirigidi. I giunti semirigidi sono preferiti per ottenere un sistema quasi autocentrante con spostamenti residui ridotti. Le colonne possono essere incernierate o incastrate.

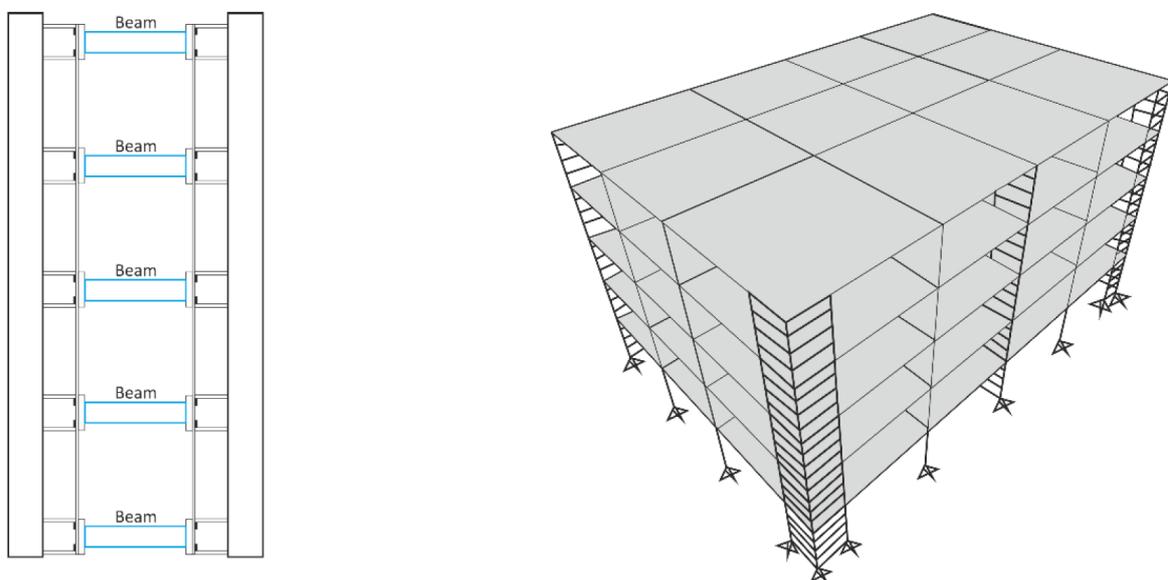


Fig. 6.09: Sistema FUSEIS a trave (sinistra) e numerosi sistemi posizionati in un edificio (destra)



Fig. 6.10: Zone dissipative nelle travi del Sistema FUSEIS, usando sezioni ridotte.

4.2 AGGIUNTE AL PAR. 6.3.2, FATTORI DI STRUTTURA DELLA TABELLA 6.2

Table 6.2: Limite superiore dei valori di riferimento dei fattori di struttura per strutture regolari in elevazione

TIPOLOGIA STRUTTURALE	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
h) Sistemi FUSEIS a trave	3	5

4.3 AGGIUNTE ALLA 6.5.3, REGOLE DI PROGETTAZIONE PER ELEMENTI DISSIPATIVI COMPRESSI O INFLESSI

(3) Nel caso dei sistemi FUSEIS a trave, al fine di evitare una significativa interazione tra azione di taglio e momento, deve essere soddisfatta la seguente equazione:

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

Dove:

l_{RBS} = distanza tra due sezioni ridotte (RBS)

$M_{pl,RBS,Rd} = W_{pl,RBS} \cdot f_y$ è il momento resistente di progetto della sezione ridotta (RBS), mentre $W_{pl,RBS}$ è il modulo di resistenza plastic della sezione e f_y la tensione di snervamento del materiale

$V_{b,pl,Rd}$ = resistenza di progetto a taglio della sezione integra (lorda) della trave

A_v = area di taglio della sezione integra della trave

4.4 AGGIUNTE AL PAR. 6.12 (NUOVO) REGOLE DI PROGETTAZIONE E DI DETTAGLIO PER TELAI CON SISTEMI FUSEIS A TRAVE

6.12.1 Analisi

I sistemi FUSEIS a trave devono essere analizzati tramite opportuna modellazione ad elementi finiti (FE). La lunghezza netta della trave deve essere suddivisa in 5 zone come mostrato in Fig. 6.15. Queste zone rappresentano le sezioni integre (lorde) e le sezioni ridotte (RBS) delle travi del sistema. I nodi trave-colonna e le basi delle colonne devono essere rappresentati come rigidi, semirigidi o incernierati in base ai dettagli della connessione. Inoltre il tratto baricentro-faccia esterna delle colonne deve essere modellato tramite elementi rigidi per escludere flessibilità inesistenti della trave.

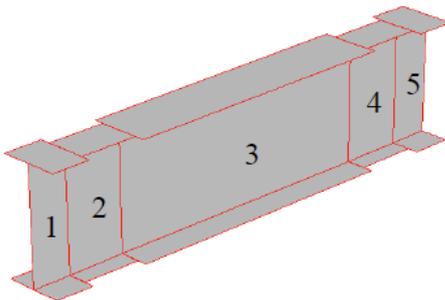


Fig. 6.15: Modellazione numerica del sistema FUSEIS a trave

6.12.2 Verifica degli elementi dissipativi

Gli elementi dissipativi del sistema, cioè le travi di collegamento del sistema FUSEIS, devono essere verificate per resistere alle forze e ai momenti interni determinati dall'analisi strutturale. Le travi di collegamento devono essere verificate assumendo una formazione di una cerniera di plastica in corrispondenza della sezione ridotta (RBS).

(1) Il momento resistente della sezione ridotta (RBS) deve essere verificato come segue:

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

dove:

M_{Ed} = momento sollecitante di progetto

$M_{pl,RBS,Rd}$ = momento resistente plastico di progetto della sezione ridotta della trave (RBS)

(2) Il taglio resistente deve essere verificato in accordo a:

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

Dove:

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

$V_{CD,Ed}$ = forza di taglio in accordo alla progettazione in capacità

$V_{b,pl,Rd}$ = resistenza a taglio di progetto della trave

Se 6.5.3 (3) è soddisfatto, Eq 6.34 è automaticamente verificata.

(3) Il momento resistente all'estremità della trave deve essere verificato in accordo a:

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

Dove:

$M_{CD,Ed} = \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd}$ = momento flettente in accordo alla progettazione in capacità, ove:

l_b = lunghezza netta della trave

l_{RBS} = distanza tra le sezioni ridotte della trave (RBS)

$M_{b,pl,Rd}$ = momento flettente di progetto della sezione ridotta della trave (RBS)

(4) Generalmente, le verifiche a instabilità flessione-torsionale per le travi del sistema FUSEIS non sono necessarie a causa della loro lunghezza limitata.

6.12.3 Verifica delle colonne sovraresistenti del sistema FUSEIS a trave

(1) Le colonne del sistema devono essere verificate secondo il "capacity design" come segue:

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

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

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

Dove:

$N_{Ed,G}, V_{Ed,G}, M_{Ed,G}$ = sono le forze assiali, forze di taglio e momenti flettenti dovuto alle azioni non sismiche incluse nella combinazione di azioni per la situazione di progettazione sismica

$N_{Ed,E}, V_{Ed,E}, M_{Ed,E}$ = sono le forze assiali, forze di taglio e momenti flettenti dovuti all'azione sismica di progetto

$\Omega = \min \Omega_i = \min \{M_{pl,RBS,Rd,i}/M_{Ed,i}\}$ = è il fattore di sovraresistenza minimo per tutte le travi del sistema FUSEIS presenti nell'edificio

6.12.4 Verifica dei collegamenti

I collegamenti tra le travi del sistema FUSEIS e le colonne devono essere verificati in accordo alle azioni derivanti dal "capacity design":

(1) Se si considerano le sezioni ridotte, il momento flettente di capacità deve essere calcolato come segue:

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

Dove:

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

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

Dove:

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

$\gamma_{ov} = f_{y,act}/f_y$ se è nota l'effettiva tensione di snervamento della trave, altrimenti si assume $\gamma_{ov} = 1.25$

l_b = lunghezza netta di trave

l_{RBS} = distanza tra le sezioni ridotte della trave (RBS)

$f_{y,act}$ = effettiva tensione di snervamento della trave

f_u = tensione di rottura della trave

$W_{pl,b}$ = momento plastico della sezione di estremità della trave

Il taglio di progetto del collegamento deve essere calcolato come:

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

(2) Se non vengono utilizzate sezioni ridotte delle travi (RBS) ma, al contrario, la zona di collegamento è rinforzata mediante piastre aggiuntive (Fig. 6.16), il

momento flettente calcolato in accordo al “capacity design” in corrispondenza dell'area rinforzata e del collegamento è pari a:

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

Dove

l_b = lunghezza netta di trave

l_{net} = lunghezza netta della trave non rinforzata

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

Il taglio di progetto del collegamento deve essere calcolato come:

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

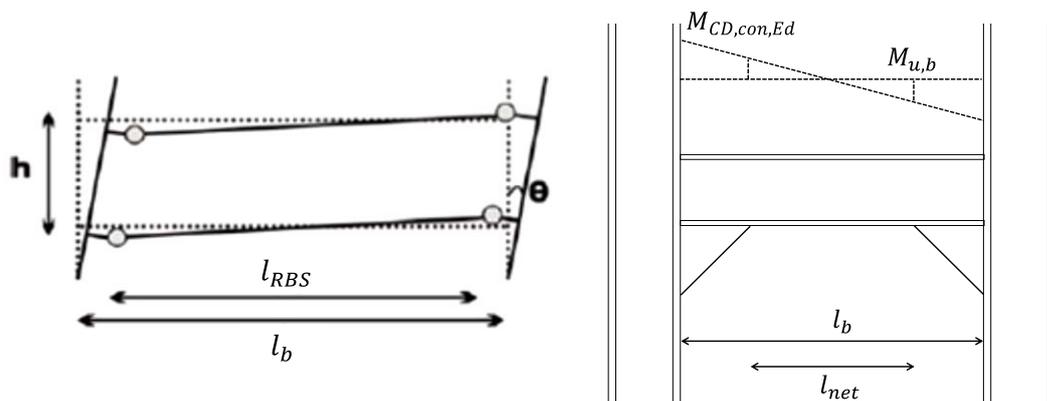


Fig. 6.16: Cerniere plastiche nelle sezioni ridotte delle travi (RBS) e rinforzo di estremità delle travi

6.12.5 Modellazione delle cerniere plastiche per analisi non lineari statiche (pushover)

Per gli elementi dissipativi, che sono le sezioni ridotte (RBS) del sistema FUSEIS a trave, possono essere utilizzate le proprietà di cerniera non lineare di Fig. 6.17 secondo un modello cinematico plastico multi-lineare.

PROPRIETÀ DELLE CERNIERE (α_{pl} =coeff. di forma)						
	IPE		SHS		CHS	
Point	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	± 0.6	0	± 1	0
$\pm C$	$\pm \alpha_{pl}$	± 40	$\pm \alpha_{pl}$	± 25	$\pm \alpha_{pl}$	± 25
$\pm D$	± 0.6	± 40	± 0.4	± 25	± 0.2	± 25
$\pm E$	± 0.6	± 45	± 0.4	± 30	± 0.2	± 30

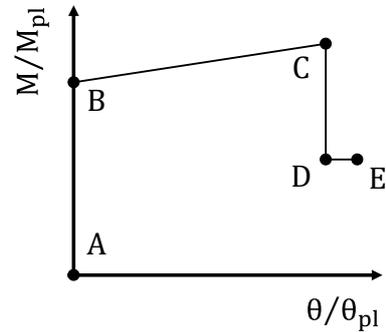


Fig 6.17: Parametri delle cerniere non lineari per sezioni IPE, SHS e CHS utilizzabili per modellazione non lineare.

Durante le simulazioni non lineari, il comportamento delle cerniere deve essere valutato controllando i criteri di verifica mostrati in Fig. 6.18. Sono individuati tre diversi limiti: Danno Limitato (DL), Danno significativo (SD) e Collasso Incipiente (NC). I limiti sono definiti dai rapporti di rotazione per le sezioni IPE, SHS e CHS.

CRITERI DI VERIFICA (Φ/Φ_{pl})			
	IPE	SHS	CHS
DL	15	5	6
SD	25	12	10
NC	35	18	16

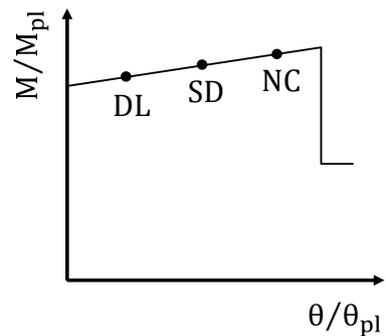


Fig 6.18: Definizione dei stati limite per le cerniere plastiche del sistema FUSEIS a trave

5 SISTEMI FUSEIS A PERNO

5.1 AGGIUNTE AL PAR. 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

- (5) I telai con sistemi FUSEIS a perno sono quelli in cui la resistenza alle azioni orizzontali è affidata principalmente a un numero di sistemi a perno collegati rigidamente a colonne sovraresistenti (Fig. 6.10). Ogni sistema FUSEIS a perno è composto da due spezzoni di trave aventi funzioni di ricettacolo, sovraresistenti, collegati tra loro attraverso un corto perno di acciaio (Fig. 6.11a). In alternativa, i ricettacoli sono omessi e i perni sono dotati di filettature contrapposte alle estremità (una oraria, l'altra antioraria) e sono bullonati direttamente alle piastre terminali collegate alle ali delle colonne (Fig. 6.11b). I giunti tra le travi di piano e le colonne possono essere semplici (a cerniera) o semirigidi.
- (6) Nei telai con sistemi FUSEIS a perno le zone dissipative si trovano nella mezzeria dei perni, dove la sezione del perno è ridotta, in modo che l'energia sia dissipata mediante flessione ciclica dei perni. Per il progetto delle zone dissipative dei perni, si applicano i criteri di progetto elencati nel par. 6.5.2.

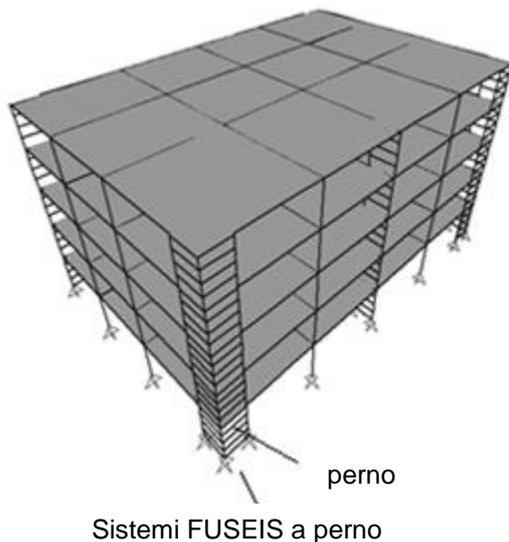


Fig. 6.10: Sistemi FUSEIS a perno in un edificio

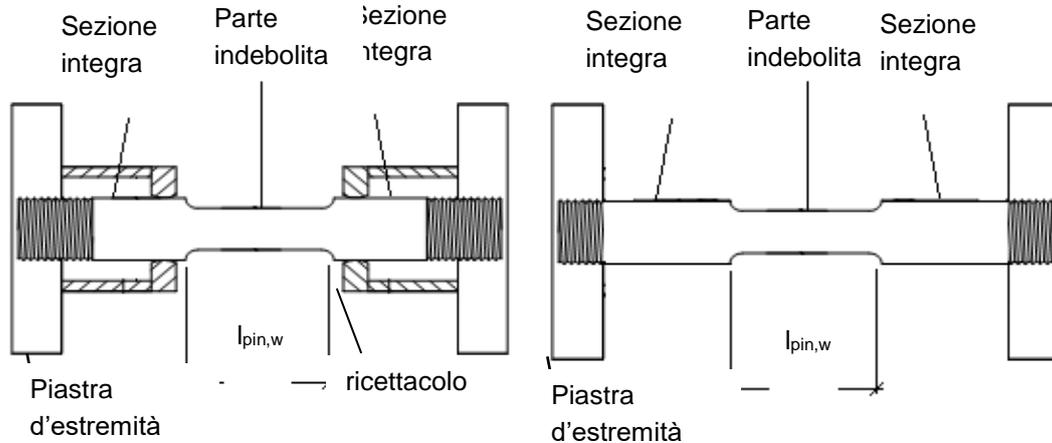


Fig. 6.11: Sistemi FUSEIS a perno a) con ricettacoli, b) senza ricettacoli

5.2 AGGIUNTE AL PAR. 6.3.2, FATTORI DI STRUTTURA DELLA TABELLA 6.2

Tabella 6.2: Limite superiore dei valori di riferimento dei fattori di struttura per strutture regolari in elevazione

TIPOLOGIA STRUTTURALE	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
Sistemi FUSEIS a perno	2.5	3.0
Condizione	$l_{pin,w} < 6 \cdot M_{pl,pin} / V_{pl,pin}$	$l_{pin,w} \geq 6 \cdot M_{pl,pin} / V_{pl,pin}$

dove:

$l_{pin,w}$ è la lunghezza della parte indebolita del perno

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

$M_{pl,pin}$ è il momento resistente plastico della sezione indebolita del perno

$W_{pl,pin}$ è il modulo resistente plastico della sezione indebolita del perno

f_y è la tensione di snervamento del perno

$$V_{pl,pin} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3}} \text{ e } A_v \text{ è l'area della sezione indebolita del perno}$$

$V_{pl,pin}$ è il taglio resistente plastico della sezione indebolita del perno

A_v è l'area resistente a taglio della sezione indebolita del perno

5.3 AGGIUNTE ALLA 6.5.3, REGOLE DI PROGETTAZIONE PER ELEMENTI DISSIPATIVI COMPRESSI O INFLESSI

(3) La lunghezza della parte indebolita dei perni deve essere tale che

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

al fine di garantire lo sviluppo di un meccanismo flessionale nel perno.

5.4 AGGIUNTE AL PAR. 6.12 (NUOVO) REGOLE DI PROGETTAZIONE E DI DETTAGLIO PER TELAI CON SISTEMI FUSEIS A PERNO

6.12.1 Analisi

I perni possono essere simulati da elementi tipo “beam” che sono divisi in tre parti con sezioni trasversali diverse come segue.

- Collegamenti con i ricettacoli: Le sezioni delle travi “ricettacolo” alle due estremità e quella del perno indebolito al centro.
- Collegamenti senza i ricettacoli: La sezione integra del perno alle due estremità e quella del perno indebolito al centro.

I collegamenti tra i le travi “ricettacolo” e le colonne del sistema sono simulate come rigidi. Devono essere introdotti elementi rigidi tra i centri e le ali delle colonne, per considerare nell'analisi la reale lunghezza libera ed escludere contributi inesistenti alla rigidezza flessionale.

I collegamenti tra le travi di piano e le colonne del sistema sono simulate come semplici (incernierati). Tuttavia, per gli edifici a struttura composta, si sviluppa un certo grado di rigidezza dovuto alla continuità delle barre d'armatura nella soletta. Le basi delle colonne possono essere incernierate o incastrate.

6.12.2 Collegamenti dei perni

I collegamenti dei perni devono essere verificati ipotizzando la formazione di una cerniera di plastica alle estremità della sezione trasversale indebolita. La fine più sollecitata nella combinazione sismica di progetto dovrebbe essere verificata come segue:

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

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

where:

M_{Ed} è il momento flettente di progetto

N_{Ed} è la forza assiale di progetto

$M_{pl, pin, Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto della sezione indebolita del perno.

$N_{pl, pin, Rd}$ è la forza assiale resistente di progetto della sezione indebolita del perno.

Le rotazioni della corda del perno nella zona indebolita devono essere limitate in base alle seguenti condizioni:

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

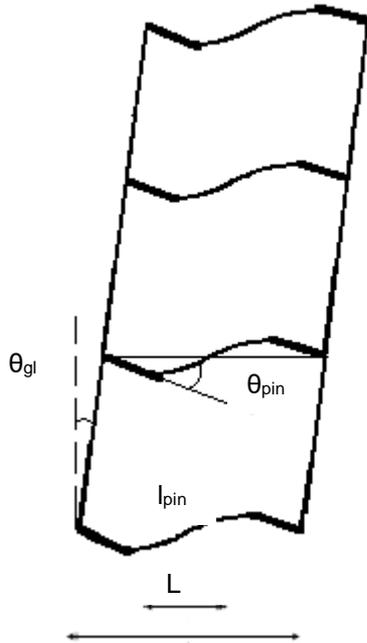


Fig. 5.1: Rotazione alla corda del perno

La sovreresistenza di un perno è definita dall'espressione:

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

La scelta delle dimensioni del perno deve essere tale che il valore di Ω sia vicino a 1. Per ottenere un comportamento dissipativo globale del telaio, è necessario verificare che i rapporti massimi di Ω sull'intera struttura non differiscano dal valore minimo Ω di oltre il 25%.

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

6.12.3 Colonne collegate ai perni e alle travi “ricettacolo”

Le colonne del sistema collegate ai perni e alle travi “ricettacolo” devono essere verificate secondo il “capacity design” come segue:

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

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

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.39)}$$

dove:

$N_{Ed,G}$ ($V_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$) sono le forze assiali (forze di taglio e momenti flettenti di conseguenza) a causa delle azioni non sismiche incluse nella combinazione di azioni per la situazione di progettazione sismica,

$N_{Ed,E}$ ($V_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$) sono le forze assiali (forze di taglio e momenti flettenti di conseguenza) a causa dell'azione sismica di progetto,

$\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,pin,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\}$ è il fattore di sovraresistenza minimo per tutti i perni

nell'edificio, vedi (5),

$\gamma_{ov} = 1.25$ è il coefficiente di sovraresistenza del materiale e

$\alpha = 1.5$ è il coefficiente di sovraresistenza addizionale del sistema.

Il fattore di incremento totale delle forze o dei momenti sismici non può superare il valore del fattore di struttura q utilizzato nell'analisi. La tensione reale di snervamento dell'acciaio dovrebbe essere il più vicino possibile al suo valore nominale al fine di ottenere un progetto economico.

6.12.4 Sezione integra (lorda) dei perni

La resistenza flessionale della sezione integra dei perni deve essere verificata nella zona di contatto con la piastra d'estremità dei "ricettacoli", in conformità con:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.40)}$$

dove:

$$M_{Cd,Ed} = \frac{l_{pin}}{l_{pin,w}} \cdot M_{pl,pin,Rd} \quad \text{Eq. (6.41)}$$

l_{pin} è la lunghezza tra le piastre di estremità dei ricettacoli o le piastre terminali del perno

$l_{pin,w}$ è la lunghezza della parte indebolita del perno e

$M_{pl,Rd}$ è la resistenza flessionale plastic di progetto della sezione lorda (integra) del perno.

6.12.5 Collegamenti dei perni

Le piastre terminali devono essere collegate alle colonne del sistema mediante giunti bullonati di categoria B o C, con bulloni ad alta resistenza di categoria 8.8 o 10.9. I collegamenti devono avere sufficiente sovrarresistenza per garantire che non collassino quando si sviluppano le cerniere plastiche nei perni. Tali collegamenti devono essere progettati in accordo al “capacity design” in termini di momento e taglio, definiti in Eq. 6.42 e 6.43:

$$M_{Cd,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{I_{pin}}{I_{pin,w}} \cdot M_{pl,pin,Rd} \quad \text{Eq. (6.42)}$$

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

6.12.6 Modellazione dei perni per analisi statiche non lineari (pushover)

Il modello strutturale utilizzato per l'analisi elastica deve essere esteso per includere la risposta di elementi strutturali in campo anelastico e stimare i meccanismi plastici attesi e la distribuzione del danno. Le proprietà delle cerniere plastiche che sono definite alle estremità delle sezioni indebolite dei perni sono illustrate nella Figura 6.16, mentre i valori dei parametri della legge costitutiva sono riportati nella Tabella 6.4 dove M rappresenta la resistenza flessionale e θ le rotazioni della corda.

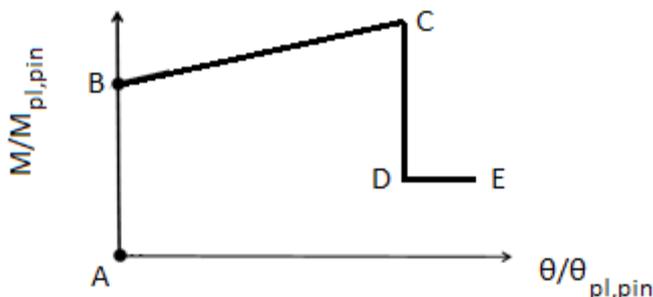


Fig. 6.16: Proprietà non lineari delle cerniere plastiche dei perni

Table 6.4: Valori ai punti caratteristici del legame costitutivo

Punto	$M/M_{pl,pin}$	$\theta/\theta_{pl,pin}$
A	0	0

B	1	0
C	2	100
D	0,5	100
E	0,5	150

La Tabella 6.5 fornisce la capacità di rotazione plastica dei perni nei tre stati limite considerati e contrassegnati nella Figura 6.17.

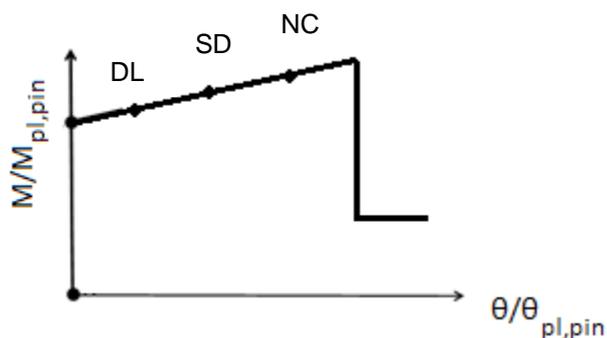


Fig. 6.17: Stati limite dei perni

Tabella 6.5: Capacità di rotazione plastica dei perni nei tre stati limite

Stato limite	DL (Danno limitato)	SD (Danno significativo)	NC (Collasso incipiente)
$\theta/\theta_{pl,pin}$	30	45	60

6.12.7 Modellazione dei perni per analisi dinamiche non lineari

- Modellazione

Nell'analisi dinamica non lineare, i perni sono modellati mediante elementi tipo "link" con comportamento plastico multi-lineare, posizionati alle estremità della parte indebolita del perno. Il comportamento del "link" non lineare è definito solo per il grado di libertà rotazionale rispetto all'asse maggiore di inerzia, mentre i restanti gradi di libertà sono modellati come lineari. Le proprietà non lineari applicate includono legame momento-rotazione con resistenza flessionale positiva e negativa pari alla resistenza flessionale plastica e rigidità pari a quella iniziale del "pin" rispettivamente sotto momenti positivi e negativi (Tabella 6.6). Il legame isteretico assunto dovrebbe essere quello cinematico plastico multi-lineare (Fig. 6.18).

Tabella 6.6: Definizione del legame multilineare forza-deformazione

Punto	Momento	Rotazione
-------	---------	-----------

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	$2 M_{pl,pin}$	$100 \theta_{pl,pin}$

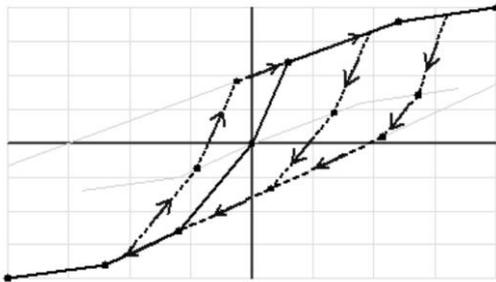


Fig. 6.18: Stati limite del legame cinematico multilineare forza-deformazione

Le parti rimanenti sono modellate come segue:

- Sistemi con “ricettacoli”

La parte centrale del perno e le travi “ricettacolo” sono modellati come elementi tipo “beam” con le corrispondenti sezioni trasversali (Figura 6.19a).

- Sistemi senza “ricettacoli”

La parte centrale del perno è modellata da un elemento tipo “beam” con sezione trasversale pari alla sezione indebolita del perno, mentre le parti terminali del “pin” sono modellati come elementi tipo “beam” con sezione trasversale pari a quella integra (lorda) del perno (Figura 6.19b).

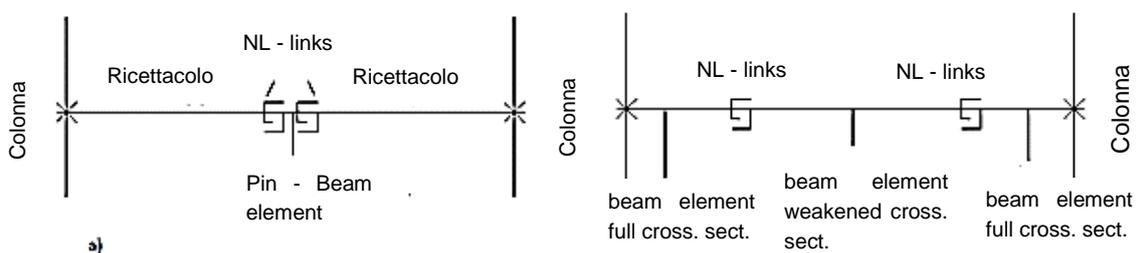


Fig. 6.19: Rappresentazione dei sistemi FUSEIS a perno a) con b) senza “ricettacolo”

- Verifica a fatica oligociclica

Quando si svolge un’analisi ciclica non lineare, i perni devono essere verificati per danneggiamento dovuto alla fatica oligociclica con riferimento alla seguente curva di danneggiamento:

$$\log N = -0.90 - 3 \cdot \log \Delta\theta \quad \text{Eq. (6.44)}$$

dove:

$\Delta\theta$ è l'ampiezza dei cicli (delta) di rotazione della corda dei perni e

N è il corrispondente numero di cicli a collasso

L'indice di danno D può essere determinate in base alla legge di accumulazione lineare del danno di Palmgren – Miner:

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \text{Eq. (6.45)}$$

dove:

n_i è il numero di cicli ad ampiezza costante (con lo stesso delta di rotazione $\Delta\theta_i$),

N_{fi} è il numero di cicli a collasso sotto lo stesso delta di rotazione $\Delta\theta_i$ e

i è il numero totale di cicli ad ampiezza costante $\Delta\theta_i$.

L'istogramma delle escursioni di deformazione può essere determinato applicando il metodo del serbatoio.

6 COPRIGIUNTI DISSIPATIVI FUSEIS BULLONATI E SALDATI

6.1 LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE CHE DEVONO ESSERE INCLUSE NEL CAPITOLO 7 DELLA EN1998-1-1

7.1 Generalità

7.1.2 Principi di progettazione

(5)P alla fine della frase, aggiungere quanto segue: "Per i telai tipo "moment resisting" (MRF) a struttura composta con coprigiunti dissipativi vedere 7.8.5".

7.3 Tipi di struttura e fattore di struttura

7.3.1 Tipi di struttura

g) Telai tipo "moment resisting" (MRF) a struttura composta con coprigiunti dissipativi: strutture con la stessa definizione e limitazioni indicate in 7.3.1 (1) a, ma con collegamenti dissipativi del tipo coprigiunti FUSEIS bullonati o saldati. Nel collegamento dissipativo, le travi composte acciaio-calcestruzzo interrotte sono ripristinate da piastre di coprigiunto in acciaio che collegano l'anima e l'ala inferiore delle trav stessei. Le piastre di coprigiunto in acciaio possono essere bullonate o saldate alla trave. La porzione di trave vicino all'interruzione è rinforzata con piastre di acciaio aggiuntive saldate sia all'ala che all'anima, per una lunghezza leggermente superiore a quella delle piastre di coprigiunto dissipative. Anche la colonna è rinforzata in corrispondenza del giunto trave-colonna. Il gap nella soletta di calcestruzzo appena sopra il "fusibile" è concepita per evitare gravi danni al calcestruzzo, consentendo al "fusibile" di sviluppare rotazioni più grandi, evitando sia la rottura per schiacciamento del calcestruzzo csia danni alle finiture del pavimento. Di seguito viene mostrata la configurazione del dispositivo nel caso di un tipico nodo trave-colonna.

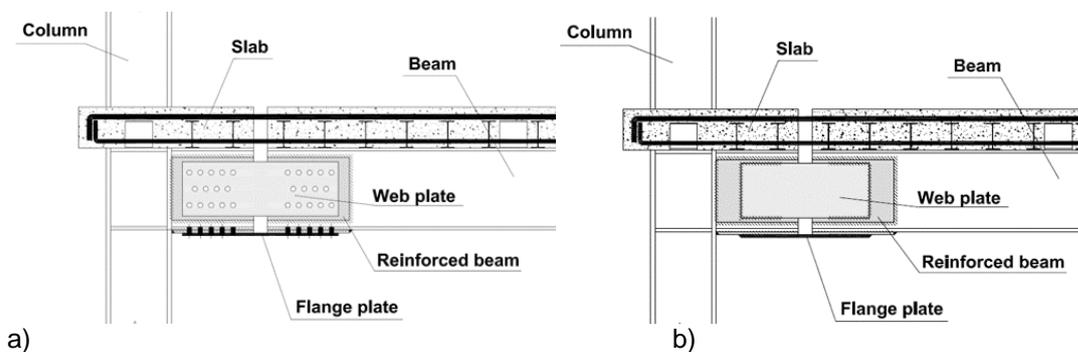


Fig. 7.3: Coprigiunti FUSEIS a) bullonati, b) saldati

7.3.2 Fattore di struttura

Tabella 7.2: Valori massimi del fattore di struttura per sistemi regolari in elevazione

Tipo di struttura	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
g) Telai tipo “moment resisting” (MRF) a struttura composta con coprigiunti dissipativi	3.0	4.0

7.8 Regole di progettazione e di dettaglio per telai tipo “moment resisting” (MRF) a struttura composta con coprigiunti dissipativi

7.8.1 Criteri specifici

(1)P 6.6.1(1)P si applica ma con formazione delle cerniere plastiche nei collegamenti a coprigiunto delle travi. La concentrazione del comportamento anelastico nei collegamenti dissipativi a coprigiunto delle travi deve impedire la diffusione del danno nelle travi e nelle colonne. Per assicurare che le parti irrimovibili rimangano intatte, queste devono essere progettate in modo da rimanere in campo elastico quando i collegamenti dissipativi a coprigiunto delle travi raggiungono la loro massima capacità portante.

(2)P 7.7.1(2)P si applica.

(3) Con riferimento alla posizione delle zone dissipative, 7.5.2(5)P si applica.

(4) La configurazione richiesta per la formazione delle cerniere plastiche deve essere ottenuta seguendo le regole presentate in 4.4.2.3, 7.8.3, 7.8.4, 7.8.5.

7.8.2 Analisi

(1)P 7.7.2(1)P si applica.

(2) 7.7.2(2) si applica.

(3) 7.7.2(4) si applica.

7.8.3 Regole per le travi, le colonne, I coprigiunti e le barre d'armatura

(1) 7.7.3(2)P si applica.

(2) 6.6.2(2) si applica con $M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ sostituiti con $M_{FUSE,pl,Rd}$, $N_{FUSE,pl,Rd}$ e $V_{FUSE,pl,Rd}$ che sono rispettivamente il momento plastico e la resistenza ad azione assiale e a taglio dei coprigiunti.

(3) 6.6.3(1)P si applica per le colonne, ma con il fattore di sovraresistenza pari al minimo tra $\Omega = M_{FUSE,pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$; dove $M_{FUSE,pl,Rd,i}$ il momento plastico del coprighiunto della trave i – *esima*.

(4) Le sezioni trasversali rinforzate delle travi e la loro lunghezza necessaria sono progettate in modo che la porzione corrente della trave composta, immediatamente dopo l'interruzione del rinforzo, e il nodo trave-colonna restino elastici. A questo proposito, si applica il punto 6.6.3 (1) P per la quantificazione delle forze agenti. Per quanto riguarda la verifica di sicurezza delle sezioni trasversali indicate, è necessario considerare la resistenza elastica.

(5) Al fine di evitare rotture fragili dei giunti bullonati o saldati che collegano le piastre dei coprighiunti dissipativi alla trave, questi devono essere progettati per garantire che le sollecitazioni massime sviluppate nei coprighiunti FUSEIS possano essere trasmesse in sicurezza alla trave.

(6) 7.7.3(6) fino a (9) si applicano.

(7) Per garantire un comportamento dissipativo globale della struttura, si deve verificare che il massimo valore di Ω per l'intera struttura non deve essere diverso dal valore minimo di Ω per più del 25%.

$$\frac{\max\Omega}{\min\Omega} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (7.16)}$$

7.8.4 Nodi trave-colonna

(1) 6.6.4 si applica con i coprighiunti dissipativi considerati come i nodi.

7.8.5 Condizioni per trascurare il comportamento composto delle travi con soletta in c.a.

(1) Poichè i coprighiunti dissipativi FUSEIS sono costituiti esclusivamente da elementi dissipativi in acciaio (con interruzione della soletta in c.a. e barre d'armatura continue, dimensionate in campo elastico come elementi non dissipativi), si può considerare il principio c) del punto 7.5.2(2)P.

(2) In questo senso, per validare l'ipotesi di cui al punto 7.8.5(1), le barre d'armatura devono essere progettate per rimanere in campo elastico.

7.8.6 Modellazione dei coprighiunti dissipativi FUSEIS per l'analisi statica non-lineare e per l'analisi dinamica

(1) Elementi tipo "link" plastico multi-lineare possono essere utilizzati come riferimento per la modellazione del comportamento elastico-plastico dei

collegamenti dissipativi FUSEIS. Il comportamento non lineare dell'elemento "link" è definito solo per il grado di libertà di rotazione rispetto all'asse maggiore di inerzia della trave mentre i restanti gradi di libertà sono modellati come lineari. Il modello di isteresi dovrebbe essere del tipo "pivot plastico multi-lineare" (Dowell, Seible and Wilson, 1998).

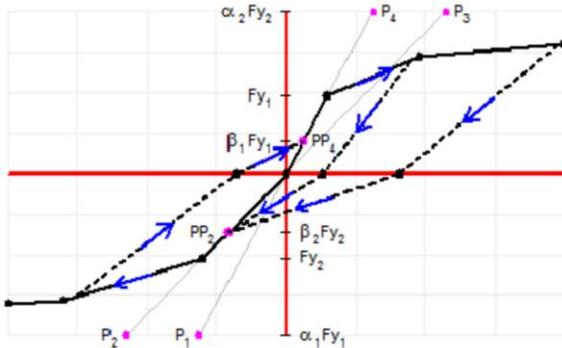


Fig. 7.8: Modello multilineare plastico pivot

(2) Il legame momento-rotazione del collegamento a coprigiunto dissipativo FUSEIS da adottare nelle analisi non-lineari deve debitamente tenere in conto sia l'asimmetria di comportamento sotto momenti positivi e negativi, sia l'insorgere di meccanismi d'instabilità locale. Un esempio di comportamento del collegamento con coprigiunti dissipative FUSEIS è presentato nella figura seguente.

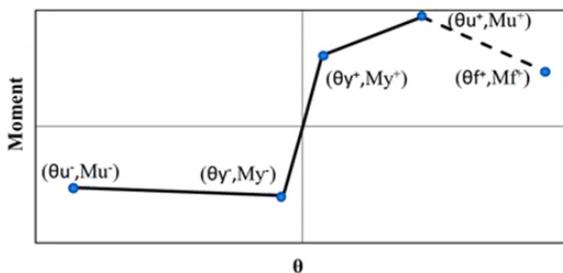


Fig. 7.9: Schema di modellazione multi-lineare

Nota: I paragrafi 7.8; 7.9; 7.10; 7.11 e 7.12 di EN 1998-1:2004 saranno considerati come paragrafi 7.9; 7.10; 7.11; 7.12 e 7.13, rispettivamente.

6.2 PRINCIPI: PROCEDURA DI PROGETTAZIONE PER SUPPORTARE LE LINEE GUIDA PER ESSERE INCORPORATE IN EN1998-1-1

1) Con l'obiettivo di evitare un'eccessiva sovraresistenza, la classe di acciaio dei coprigiunti dissipativi FUSEIS deve avere proprietà controllate. In conformità con EN1998-1-1, il loro limite di snervamento deve avere un valore massimo di:

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

dove $\gamma_{ov} = 1.25$ è il coefficiente di sovraresistenza del materiale e f_y è il valore nominale della tensione di snervamento.

2) Il gap nella soletta sopra il coprigiunto dissipativo è concepito per evitare danni importanti al calcestruzzo, consentendo al collegamento FUSEIS di sviluppare grandi rotazioni in campo plastico, senza che si sviluppi contatto tra le due facce della soletta in c.a. La larghezza del gap nella soletta in c.a. del collegamento FUSEIS può essere diversa da quella delle parti in acciaio. I valori raccomandati per la larghezza del gap nel calcestruzzo della soletta e nelle parti in acciaio sono, rispettivamente, il 10% dello spessore della soletta e il 10% dell'altezza totale della sezione trasversale della trave composta.

3) Il progetto del collegamento con coprigiunti dissipativi FUSEIS e delle barre d'armature deve essere concepito perché l'armatura rimanga in campo elastico. Si raccomanda che l'area di armatura dello strato superiore sia il doppio di quella della piastra di coprigiunto dell'ala.

4) La resistenza delle piastre di rinforzo nella zona di giunzione della trave così come la sua distanza minima dal nodo trave-colonna devono essere tali il nodo trave-colonna e la sezione corrente (non rinforzata) della trave rimangano in campo elastico (Fig. 6.1).

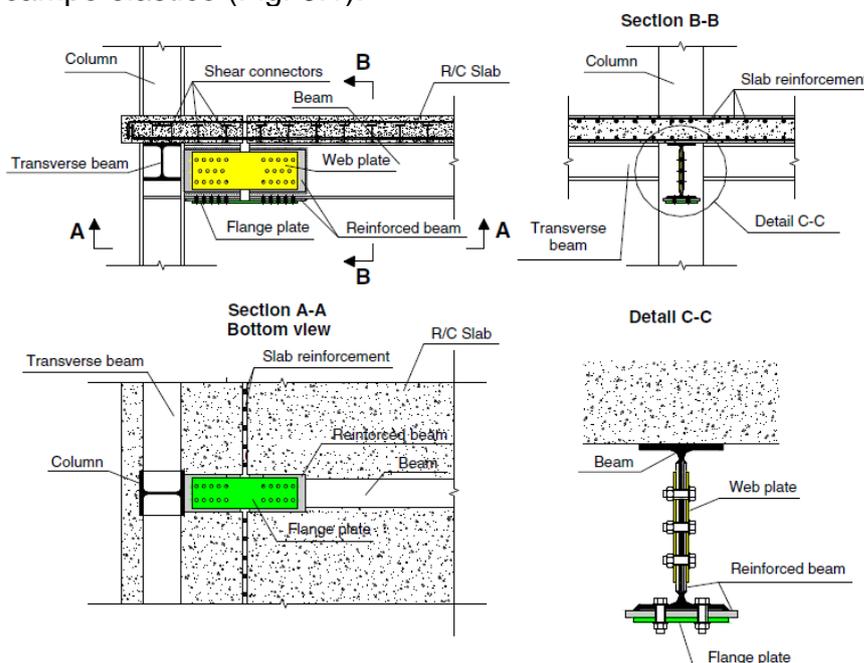


Fig. 6.1: Rappresentazione schematica del collegamento con coprigiunti dissipativi FUSEIS bullonati

5) I collegamenti con coprigiunti dissipativi FUSEIS bullonati o saldati devono verificare i seguenti controlli di resistenza:

Innanzitutto, è necessario verificare che il momento resistente plastico e la resistenza a taglio non siano ridotti a causa della presenza di forze di compressione.

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

La resistenza al taglio deve essere verificata in base a criteri di progettazione in capacità, considerando che le cerniere plastiche sono sviluppate contemporaneamente ad entrambe le estremità delle travi del telaio. Si assume che solo le piastre d'anima del collegamento con coprigiunti dissipativi FUSEIS contribuiscono alla resistenza a taglio.

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

dove $V_{CD,Ed} = 2M_{max,fuse}/L_{fuses,ij}$ è la resistenza a taglio di progetto, $M_{max,fuse}$ è il massimo momento sviluppato nel collegamento con coprigiunti dissipativi FUSEIS, $L_{fuses,ij}$ è la distanza tra i collegamenti sulla stessa trave e $V_{pl,fuse,Rd}$ è l'azione di taglio affidata ai coprigiunti d'anima.

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

dove M_{Ed} è il momento di progetto, $M_{max,fuse}$ è il massimo momento sviluppato nel collegamento con coprigiunti dissipativi FUSEIS e Ω è il fattore di sovraresistenza.

6) Per garantire un comportamento dissipativo globale della struttura, si deve verificare che il massimo valore di Ω per l'intera struttura non deve essere diverso dal valore minimo di Ω per più del 25%.

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

7) Gli elementi non dissipativi (colonne e travi composte) devono essere progettati in capacità per valori delle azioni interne superiori rispetto a quelli derivati dalle analisi sotto la combinazione sismica più sfavorevole, per garantire la formazione del danno nei coprigiunti. Tutti gli elementi essere progettati in capacità sotto le seguenti azioni:

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

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

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

dove $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ e $V_{Ed,G}$ sono rispettivamente l'azione assiale, il taglio e il momento flettente dovuti alle azioni non sismiche considerate nella combinazione sismica di progetto; $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ e $V_{Ed,E}$ sono rispettivamente l'azione assiale, il taglio e il momento flettente dovuti alle azioni sismiche, $\Omega = \min \Omega_i = \min\{M_{max,fuse,i}/M_{Ed,i}\}$ è il minimo valore del fattore di sovrarresistenza per tutti collegamenti dissipativi dell'edificio, vedi see Eq. (2.4); $\gamma_{ov} = 1.25$ è il coefficiente di sovrarresistenza del materiale, vedi Eq. (6.1).

7 LINK BULLONATI RIMOVIBILI

7.1 INTEGRAZIONI AL 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

(5) h) sistemi con link bullonati rimovibili sono sistemi accoppiati ottenuti combinando telai momento-resistenti e controventi eccentrici con link bullonati che hanno la funzione di dissipare l'energia attraverso plasticizzazione per taglio e rimovibili, mentre i telai momento-resistenti rimangono in campo elastico al fine di fornire la forza di richiamo elastica necessaria per ricentrare la struttura e rimuovere i link danneggiati.

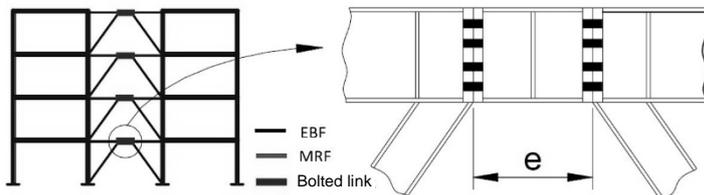


Fig. 6.10: Possibile configurazione di sistemi con link bullonati rimovibili

7.2 INTEGRAZIONI AL 6.3.2 FATTORI DI STRUTTURA

Tabella 6.2: valori massimi di riferimento del fattore di struttura per sistemi regolari in elevazione

Sistema strutturale	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
h) sistemi con link bullonati rimovibili	2.5	4

7.3 INTEGRAZIONI AL 6.8.1 CRITERI DI PROGETTO

(4)P Le strutture con controventi eccentrici e link rimovibili dovranno essere progettate in modo che i link siano smontabili (bullonati) ed in grado di dissipare l'energia attraverso plasticizzazione tagliante (link corti).

7.4 INTEGRAZIONI AL 6.8.4 COLLEGAMENTI DEI LINK

(4) se i link sono progettati per essere rimovibili e rimovibili, If seismic links are designed to be removable and replaceable, questi devono essere bullonati. Le superfici di contatto dovranno essere di classe B, trattate in modo da garantire un coefficiente di attrito almeno pari a 0.4 con bulloni a serraggio controllato.

(5) collegamenti flangiati con piatto ad altezza di trave dovranno essere adottati per collegare il link alla trave della struttura e dovranno essere progettati in campo elastico. Pertanto, il collegamento deve essere progettato per resistere ad un taglio di progetto $V_{j,Ed}$ ed un momento di progetto $M_{j,Ed}$ corrispondenti a link pienamente plasticizzato ed incrudito:

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

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

dove

γ_{sh} è il fattore di sovraresistenza per incrudimento.

NOTA 1 Il valore consigliato di γ_{sh} è 1.8 per DCH e $\gamma_{sh} = 1.5$ per DCM.

(5) Per ottenere la sovra-resistenza della connessione, si dovranno adottare elementi dissipativi molto corti (con lunghezza e inferiore a $0.8M_{p,link}/V_{p,link}$).

(6) La flessibilità dei collegamenti bullonati dei link dovrà essere portata in conto nell'analisi globale.

NOTA 1 se sono adottati collegamenti flangiati con bulloni a serraggio controllato, potrà essere considerato infinitamente rigido.

(7) La valutazione della prestazione sismica dei collegamenti bullonati dei link soggetti ad azioni cicliche dovrà essere supportata da evidenza sperimentale.

(8) L'evidenza sperimentale potrà basarsi su dati esistenti di letteratura. Altrimenti, si dovranno eseguire prove sperimentali.

7.5 INTEGRAZIONI AL 6.10.2 TELAI MOMENTO-RESISTENTI COMBINATI CON CONTROVENTI ECCENTRICI

(6) Nei sistemi accoppiati telaio-controvento, il sottosistema telaio, che è il sistema più debole e più flessibile, deve garantire una soglia minima di resistenza. Pertanto la dualità della struttura dovrà essere verificata controllando che il telaio resista almeno al 25% della forza sismica totale:

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

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

dove

F_y^{MRF} è la resistenza di snervamento del telaio;

F_y^{BF} è la resistenza di snervamento della struttura controventata;

L è la luce della campata del telaio (vedi Fig. 6.15);

H è l'altezza di piano (vedi Fig. 6.15);

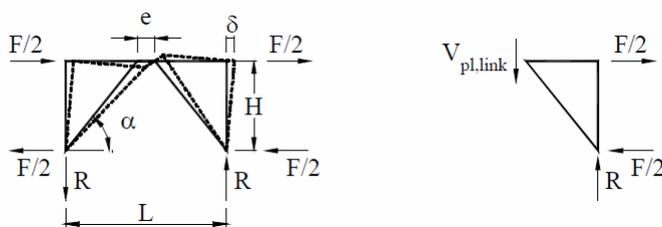
$M_{pl,b}$ è il valore della resistenza plastica flessionale all'estremità delle travi del telaio in accordo all' EN 1993.

(7) La resistenza di snervamento del telaio con controventi eccentrici dovrà essere calcolata come segue:

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

dove

$V_{p,link}$ è il valore della resistenza plastica di taglio del link (vedi 6.8.2).



a)

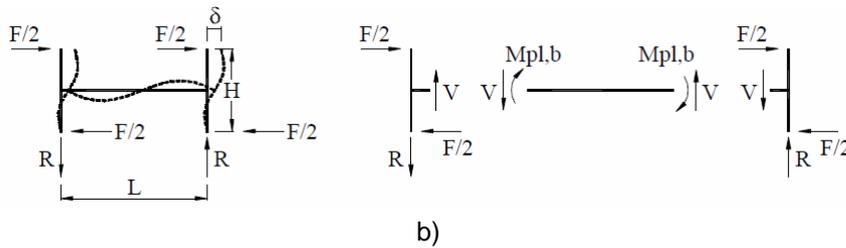


Fig. 6.15: Sottostrutturazione di una struttura monopiano con controventi eccentrici e telaio momento-resistente.

7.6 INTEGRAZIONI AL CAPITOLO 6 REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI ACCIAIO

6.12 regole di progetto e di dettaglio per strutture con pannelli di taglio – vedi capitolo 8

6.13 Capacità ri-centrante dei sistemi accoppiati di acciaio

(1) La capacità ri-centrante dei sistemi accoppiati dovrà essere verificata evitando la plasticizzazione del telaio momento-resistente fino all’attingimento della deformazione ultima del sistema dissipativo. Questo requisito può essere ottenuto controllando che lo spostamento corrispondente alla deformazione ultima della struttura dissipativa (per lo stato limite ultimo) sia inferiore dello spostamento corrispondente allo snervamento del telaio momento-resistente:

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

dove

δ_u^{DIS} è lo spostamento ultimo della struttura dissipativa allo stato limite ultimo;

δ_y^{MRF} è lo spostamento di snervamento del telaio momento-resistente;

6.13.1 Capacità ricentrante dei sistemi con link bullonato rimovibile

6.13.1.1 Verifica analitica

(1) Le strutture dissipative con link bullonati rimovibili sono telai con controventi eccentrici. Il loro spostamento ultimo corrisponde all’attingimento della deformazione plastica ultima dei link che dovrà essere valutata come segue:

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

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

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

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

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

dove

δ_u^{EBF} è lo spostamento ultimo allo stato limite ultimo del sistema con controventi eccentrici;

δ_y^{EBF} è lo spostamento di snervamento del sistema con controventi eccentrici;

δ_{pl}^{EBF} è lo spostamento plastico del sistema con controventi eccentrici;

K^{EBF} è la rigidezza del sistema con controventi eccentrici;

e è la lunghezza del link (vedi Fig. 6.15);

$\gamma_{pl,u}$ è la deformazione plastica ultima del link;

K^{MRF} è la rigidezza del sistema a telaio momento-resistente;

K_{link}^{EBF} è la rigidezza del link;

K_{br}^{EBF} è la rigidezza dei controventi eccentrici;

G è il modulo di elasticità tagliante;

A_s è l'area a taglio del link;

E è il modulo di Young;

A è l'area della sezione trasversale del controvento;

- l_{br} è la lunghezza della diagonale di controvento;
 α è l'inclinazione della diagonale di controvento;
 I_b è il momento d'inerzia della trave;
 I_c è il momento d'inerzia della colonna.

(2) La procedura analitica dovrà essere usata come pre-dimensionamento della capacità ri-centrante.

NOTA 1 Potrà essere adottata per verificare la capacità ri-centrante soltanto per edifici bassi, nei quali la deformazione laterale globale della struttura è di tipo tagliante.

NOTA 2 Per verificare la capacità ri-centrante di edifici medio-alti (dove il comportamento globale flessionale in elevazione è dominante) è fortemente raccomandato l'uso di analisi non-lineari statiche e/o dinamiche.

(3) Dato che l'uso delle formulazioni indicate è un metodo semplificato e approssimato, si raccomanda l'uso di analisi non-lineari statiche e/o dinamiche per verificare la capacità ri-centrante di tutte le strutture.

6.13.1.2 Modellazione dei Link per l'analisi statica non-lineare (pushover)

(1) La risposta non-lineare tagliante di link corti bullonati dovrà essere definita dalla seguente curva d'involuppo:

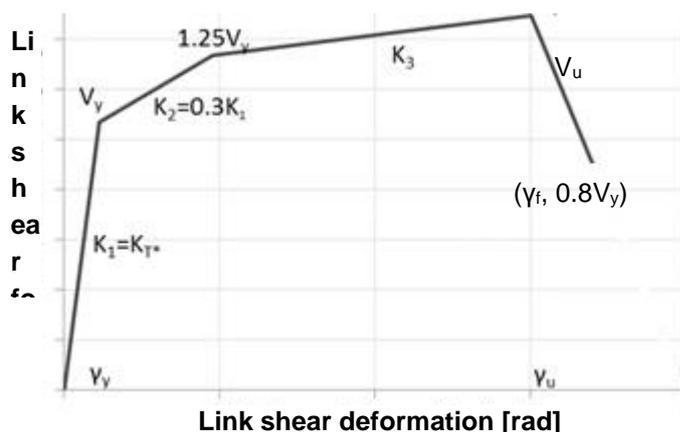


Fig. 6.16: Comportamento non-lineare di link corti bullonati rimovibili.

dove

- K_1 è la rigidezza iniziale del link;
 V_y è la resistenza tagliante del link ($V_{p,link}$);

V_u è la resistenza ultima del link;

NOTA 1 Si raccomanda di usare $1.8V_y$ in caso di DCH ed $1.5V_y$ in caso di DCM.

γ_u è la rotazione ultima del link;

NOTA 1 Si raccomanda di usare 0.15 rad per DCH ed 0.1 rad per DCH.

γ_f è la rotazione di collasso del link;

NOTA 1 Si raccomanda di usare 0.17 rad per DCH ed 0.11 rad per DCM.

6.13.1.3 Modellazione dei Link per l'analisi dinamica non-lineare

(1) La risposta isteretica dei link bullonati rimovibili dovrà essere opportunamente considerata. Il comportamento isteretico dovrà essere simulato considerando il degrade di resistenza e rigidità. I parametri per il legame isteretico sono riportati in Tabella 6.4.

Tabella 6.4: Parametri per il legame isteretico di link corti bullonati

Parametro specifico	Valore
Degrado di rigidità	20
Degrado di resistenza funzione della duttilità	0.001
Degrado di resistenza funzione dell'energia	0.001
Transizione tra soglia elastic e snervamento	10
Forma del ramo di scarico	0.5
Ampiezza dello scorrimento	0
Variazione dello scorrimento	100
livello medio dello scorrimento	0
Esponente della molla di chiusura	10
Curvature della molla di chiusura	1000
Gap closing stiffness coefficient	1

8 PARETI A TAGLIO RIMOVIBILI

8.1 INTEGRAZIONI AL PARAGRAFO 6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

(1) Sono da considerarsi telai con pareti da taglio sottili in acciaio, rimovibili, quelli in cui le forze orizzontali sono principalmente assorbite dagli elementi soggetti a taglio.

Telai resistenti a momento combinati con pareti da taglio sottili in acciaio, rimovibili.

(6) Nei telai con pareti da taglio rimovibili, le zone dissipative devono essere principalmente localizzate nei pannelli.

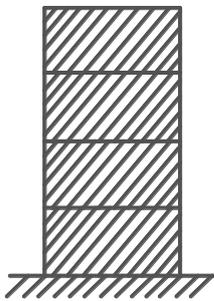


Fig. 6.10: Telai con pareti da taglio sottili in acciaio, rimovibili (zone dissipative soltanto nei pannelli rimovibili). Valori standard per α_u/α_1 (vedi §6.3.2(3) e la Tabella 6.2).

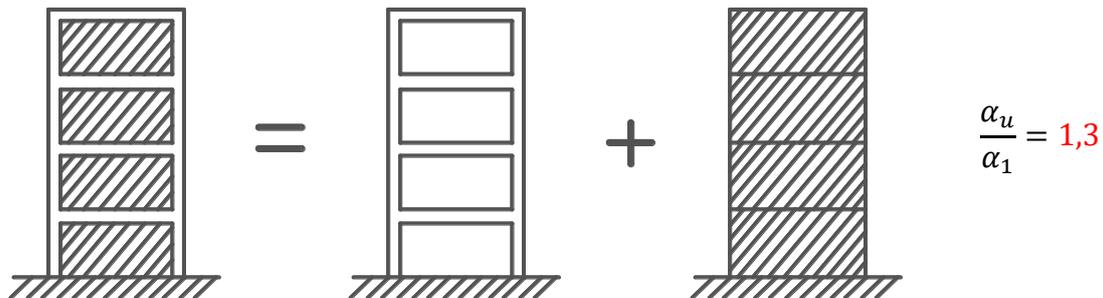


Fig. 6.11: Telai resistenti a momento combinati con pareti da taglio in acciaio (zone dissipative nelle cerniere plastiche e nei pannelli da taglio). Valori standard per α_u/α_1 (vedi 6.3.2(3) e la Tabella 6.2).

8.2 INTEGRAZIONI AL §6.3.2, TABELLA 6.2 DEI FATTORI DI STRUTTURA

Tabella 6.2: Limite superiore dei valori di riferimento per i fattori di struttura dei sistemi strutturali regolari in altezza

TIPOLOGIA STRUTTURALE	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
h) Telai con pareti da taglio in acciaio	4	5 α_u / α_1

8.3 INTEGRAZIONI AL §6.10, REGOLE DI PROGETTO PER LE STRUTTURE IN ACCIAIO CON NUCLEI IN CALCESTRUZZO O SETTI E PER TELAI RESISTENTI A MOMENTO COMBINATI CON CONTROVENTI CONCENTRICI O TAMPONAMENTI

6.10.4 Telai resistenti a momento combinati con pareti da taglio rimovibili in acciaio.

(1) Le strutture duali comprendenti sia telai resistenti a momento che telai controventati agenti nella stessa direzione devono essere progettate usando un solo fattore di struttura q . Le forze orizzontali devono essere distribuite tra i diversi telai in relazione alla loro rigidezza elastica.

(2) I telai resistenti a momento ed i telai controventati devono essere conformi al §6.6 e al §6.12.

(3)P La dualità delle strutture deve essere verificata controllando che il momento resistente delle membrature sia in grado di resistere almeno al 25% della forza sismica totale:

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

Dove:

F_y^{MRF} è la resistenza allo snervamento delle membrature resistenti a momento,
 F_y^{SPSW} è la resistenza allo snervamento dei telai con pareti da taglio rimovibili in acciaio.

8.4 INTEGRAZIONI AL CAPITOLO 6 REGOLE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE IN ACCIAIO

6.12 Regole di progetto e dettaglio per telai con pareti da taglio rimovibili

6.12.1 Criteri di progetto

(1)P Le membrature con pareti da taglio devono essere progettate in maniera tale che lo snervamento a taglio delle pareti da taglio in acciaio avvenga prima del collasso delle connessioni e prima dello snervamento o dell'instabilità delle travi e delle colonne.

(2) P La resistenza richiesta per le pareti da taglio deve essere il 100% delle forze sismiche applicate.

(3)P La resistenza richiesta dalle membrature considerando solamente gli elementi orizzontali e verticali di connessione deve essere non inferiore 25% delle forze sismiche applicate.

(4)P Il Sistema strutturale deve essere progettato in maniera tale che si realizzi un comportamento dissipativo omogeneo nell'insieme delle pareti da taglio in acciaio.

(5) L'utilizzo delle pareti da taglio in acciaio deve essere limitato a pannelli aventi rapporti di forma $0.8 < L/h < 2.5$.

Dove:

L è l'ampiezza del pannello;

H è l'altezza del pannello

NOTA Le prestazioni di pannelli da taglio con rapporti di forma diversi devono essere verificate sperimentalmente e/o numericamente.

(6) Si raccomanda di contenere il rapporto di snellezza L/tw fra 300 e 800.

Dove

tw è lo spessore dei pannelli;

(7)P Gli elementi di connessione orizzontali (HBE) e verticali (VBE) devono essere progettati per resistere alle forze massime sviluppate dallo stato di tensione diagonale dei pannelli.

(8)P Gli HBE e VBE devono essere progettati per restare sostanzialmente elastici sotto le forze sviluppate dalla completa plasticizzazione delle pareti, con l'eccezione delle cerniere plastiche alle estremità degli HBE e alla base dei VBE, solo quando i VBE sono connessi alle fondazioni in maniera tale da raggiungere il loro momento plastico.

(9)P Gli HBE devono essere progettati per evitare, nella lunghezza dell'elemento di connessione, cerniere plastiche che possono provocare una quantità significativa di deformazioni crescenti nell'HBE e prevenire in parte lo snervamento delle pareti, riducendo così la resistenza plastica a taglio globale.

6.12.2 Analisi

(1)P Nel caso dei carichi verticali, si devono considerare come elementi resistenti solamente le travi e le colonne, non tenendo in considerazione le pareti da taglio.

(2) Per il progetto preliminare, la dimensione delle pareti da taglio in acciaio deve essere determinata tramite l'approssimazione dei pannelli con diagonali solamente tesi (Fig. 6.15).

Le sezioni delle diagonali solamente tese, quindi, usate per determinare lo spessore dei pannelli (vedi 6.12.3).

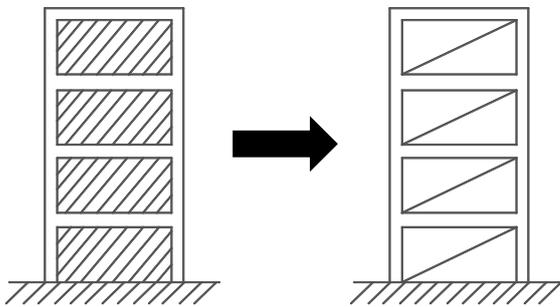


Figura 6.15: Approssimazione delle pareti da taglio in acciaio con diagonali solamente tesi.

(3)P Per progettare gli elementi di connessione (HBE, VBE), le pareti da taglio devono essere modellate con minimo 10 strisce equivalenti, incernierate alle estremità ed inclinate di un angolo α (vedi 6.12.3 e 6.13.2.1).

(4)P Gli elementi di connessione devono essere verificati con le forze massime sviluppate dal campo di tensione diagonale dei pannelli (vedi §6.12.4).

6.12.3 Pareti da taglio in acciaio

(1) Lo spessore delle pareti da taglio in acciaio deve essere calcolato considerando l'area delle diagonali solamente tese equivalenti (vedi 6.12.2) tramite la seguente espressione:

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

dove:

A_{brace} è l'area della sezione trasversale della diagonale solamente tesa;

Ω è il fattore di sovraresistenza, definite al §6.7.4 (1);

θ è l'angolo fra la direzione verticale e quella dell'asse longitudinale della diagonale solamente tesa;

α è l'angolo di inclinazione del campo di tensione del pannello, misurato dalla direzione vertical, deve essere di 40° , o essere calcolato con l'espressione (6.35):

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

Dove

t_w è lo spessore del pannello di acciaio;

A_c è l'area della sezione trasversale delle colonne;

A_b è l'area della sezione trasversale delle travi;

I_c è il momento d'inerzia dell'elemento di connessione verticale, deve essere considerata la media fra quelli dei due elementi di connessione verticali.

(3) La resistenza plastica a taglio delle pareti di taglio in acciaio deve essere calcolata con l'espressione (6.36) (vedi 6.12.6):

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

Dove

L_{cf} è la distanza libera fra le flange degli elementi di connessione verticali;

F_y è la resistenza allo snervamento delle pareti di taglio in acciaio;

6.12.4 Elementi di connessione orizzontale e verticale

(1)P Gli elementi di connessione verticali devono avere i momenti d'inerzia, I_c , relativi all'asse perpendicolare al piano dell'anima non minori di:

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

Dove:

t_w lo spessore della parete di taglio;

h è l'altezza del pannello di taglio in acciaio, compresa fra le linee mediane degli elementi orizzontali di connessione;

L è la larghezza del pannello di taglio in acciaio, compresa fra le linee mediane degli elementi verticali di connessione;

NOTA Se si usano differenti sezioni per gli elementi verticali di connessione, allora si deve adottare il valore medio del momento di inerzia per i calcoli.

(2)P Gli elementi di connessione orizzontali devono avere momenti di inerzia, I_b , relativi a un asse perpendicolare al piano dell'anima, non minori di.

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

Dove:

Δt_w è la differenza fra gli spessori delle pareti di taglio in acciaio sopra e sotto l'elemento di connessione orizzontale;

(3)P Gli elementi di connessione orizzontali devono avere il modulo resistente, W_b , non inferiore a:

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

dove:

L_b è la lunghezza dell'HBE a contatto con il pannello;

F_{yb} è la resistenza allo snervamento dell'HBE;

ω_y è la componente verticale dell'azione del campo di tensione diagonale nell'HBE, determinata tramite la seguente espressione:

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

6.12.5 Connessioni fra elementi di collegamento orizzontali e verticali

(1)P Per telai con pareti di taglio in acciaio, la resistenza plastica dell'elemento dissipativo collegato, R_d , deve essere calcolata conformemente al §6.5.5, e deve tenere in considerazione la forza di taglio risultante dal campo di tensioni diagonali agente sul pannello.

6.12.6 Connessioni fra pareti di taglio ed elementi di collegamento

(1)P La resistenza del collegamento fra la parete di taglio e gli elementi di connessione circostanti deve essere pari alla resistenza allo snervamento del pannello, relativa alla tensione di snervamento.

(2) Il progetto del collegamento deve essere svolto adottando le componenti verticale, ω_y (vedi §6.12.4) ed orizzontale, ω_x (vedi §6.42), della forza sviluppata dal campo di tensione diagonale nei pannelli.

$$\omega_x = 0,5 \cdot F_y \cdot t_w \cdot \sin 2\alpha \quad \text{Ec. (6.42)}$$

(3) Si devono adottare due tipici dettagli costruttivi per le connessioni fra la parete di taglio in acciaio e le travi e colonne di collegamento, vedi Fig.6.16.

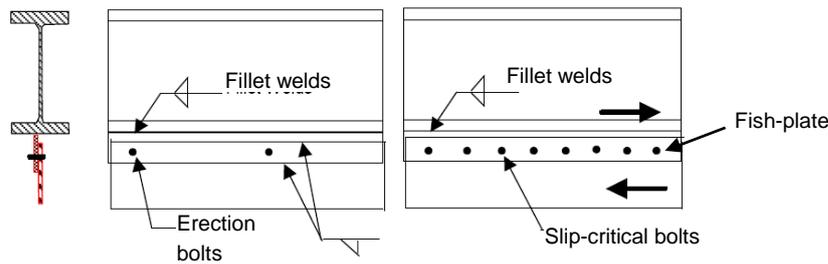


Figura 6.16: Giunzione fra la parete di taglio e gli elementi di collegamento

(4)P La connessione saldata deve essere progettata in maniera tale che i piatti bullonati e le saldature sviluppino la stessa resistenza al taglio del pannello.

(5) Se si vuole attingere alla capacità ricentrante, si raccomandano le giunzioni bullonate. I bulloni devono essere resistenti allo scorrimento e capaci di sviluppare una resistenza plastica pari a quella del pannello.

(6) Durante il carico ciclico della parete di taglio in acciaio è previsto lo scorrimento dei bulloni prima del raggiungimento della resistenza plastica. Dunque, le resistenza a taglio la capacità portante di progetto devono essere verificate, conformemente alla EN 1993-1-8.

(7) In caso di pareti di taglio in acciaio molto sottili, possono essere usati piatti di rinforzo saldati allo scopo di incrementare la capacità portante.

6.13 Capacità ricentrante di telai duali in acciaio

(1)P La capacità ricentrante degli schemi duali deve essere verificata prevenendo lo snervamento nelle membrature resistenti a flessione, fino al raggiungimento della capacità di deformazione ultima nelle membrature dissipative. Si può raggiungere tale obiettivo mantenendo lo spostamento ultimo delle membrature dissipative (allo stato limite ultimo) inferiore allo spostamento di prima plasticizzazione delle membrature elastiche (elementi resistenti a momento).

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

Dove:

δ_u^{DIS} è lo spostamento ultimo dell'elemento dissipativo allo stato limite ultimo;

δ_y^{MRF} è lo spostamento di prima plasticizzazione degli elementi resistenti a flessione

(1) Per tutte le strutture è consigliata l'analisi non lineare, statica e/o dinamica, allo scopo di valutare la capacità di ricentramento.

6.13.1.1 Modellazione delle pareti di taglio per le analisi statiche non lineari (pushover)

(1) Le pareti di taglio devono essere rappresentate da minimo 10 elementi bidimensionali reagenti solo a trazione, incernierati alle estremità, inclinati di un angolo α rispetto alla verticale ed orientate nella direzione dello sforzo di trazione principale del pannello (modello a bande), vedi la figura 6.17.

I punti caratteristici che definiscono le proprietà delle bande sono dati in Tabella 6.4 e 6.5.

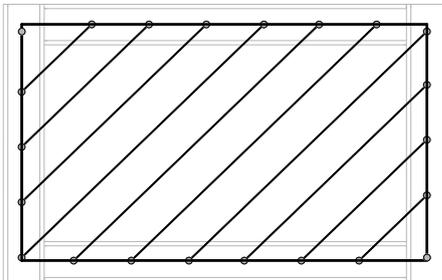


Fig. 6.17: Modello a bande per l'analisi static non lineare

Tabella 6.4: Proprietà non lineari delle bande solo tese

Hinge	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

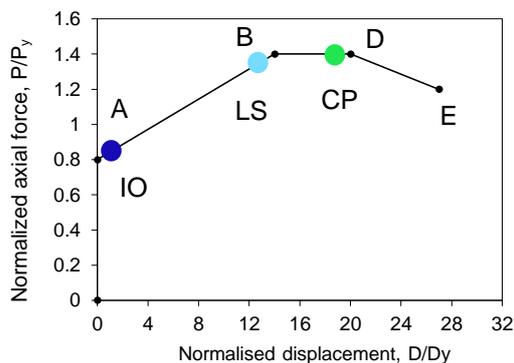


Fig. 6.18: Proprietà non lineari delle bande solo tese

Tabella 6.5: Criteri di accettabilità

Criteria	IO	LS	CP
Δ / Δ_y	0.5	13	19

(2) L'area delle bande deve essere calcolata usando l'equazione 6.38:

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

dove:

n è il numero delle bande per pannello:

6.13.1.1 Modellazione delle pareti di taglio per analisi dinamiche non lineari

(1) Il pannello deve essere rappresentato con un minimo di 10 bande orientate in entrambe le direzioni (modello a doppia banda), aventi le proprietà descritte al §6.13.1.1, vedi al figura 6.19.

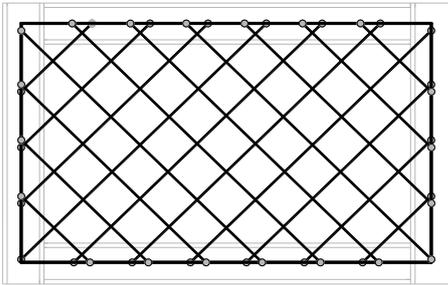


Fig. 6.19: modello a bande per analisi dinamica non lineare

9 CONTROVENTI CONCENTRICI MODIFICATI (CBF-MB)

9.1 INTEGRAZIONI AL §6.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

(1) I controventi concentrici con diagonali modificati (CBF-MB) sono quelli che soddisfano i seguenti requisiti:

I diagonali del controvento sono intersecati da una trave edivisoria (Fig. 6.10);

Ogni diagonale contiene un'asta con sezione "a doppia T" variabile (Fig.6.11)

Le connessioni fra diagonali e colonne sono cerniere mentre quelli fra trave divisoria e colonne sono giunti rigidi,

I giunti fra trave e colonna possono essere incernierati o semi-rigidi

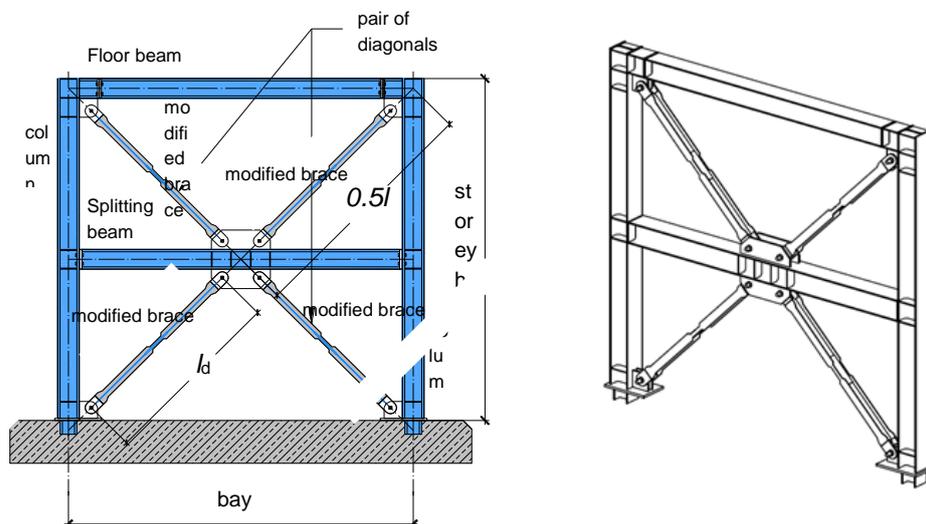


Fig. 6.10: CBF-MB system

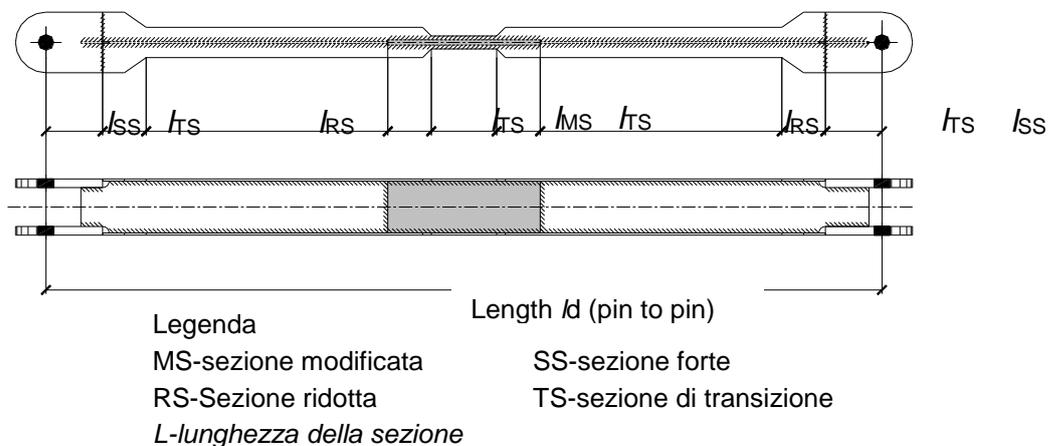


Fig. 6.11: Vista di un diagonale modificato

- (1) Nel CBF-MB, le zone dissipative devono essere localizzate prevalentemente nei diagonali. I CBF-MB appartengono alle seguenti categorie:
- Controventi a diagonale attiva, in cui le forze orizzontali sono assorbite solamente dalla diagonale tesa, trascurando quella compressa. Il punto di intersezione di queste membrature giace su un elemento orizzontale (trave divisoria) che deve essere continuo.
- (8) Nei CBF-MB le zone dissipative sono localizzate nei diagonali. Essi devono essere progettati in maniera da separare le zone in cui lo snervamento avviene in trazione da quelle dove si hanno deformazioni plastiche successive all'instabilità per carico di punta. I criteri di progetto elencati nel §6.5.2 per le zone dissipative si applicano per i diagonali modificati.

9.2 INTEGRAZIONI AL §6.3.2, TABELLA 6.2 FATTORI DI STRUTTURA

Tabella 6.2: Limite superior dei valori di riferimento per i fattori di struttura per sistemi regolari in altezza

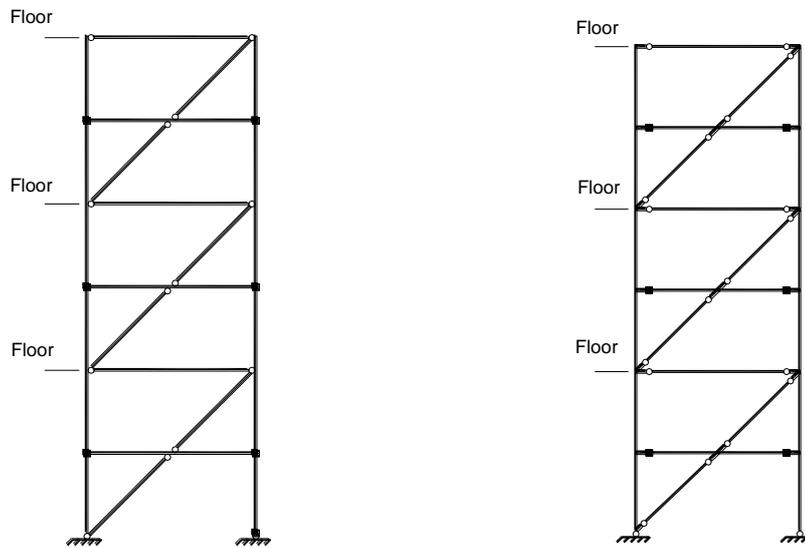
TIPOLOGIA STRUTTURALE	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
CBF-MB	4.0	5.0
Condizioni secondo §6.12.4	$\rho = 1.00$	$\rho = 1.15$

9.3 INTEGRAZIONI AL §6.12 (NUOVO) PROGETTAZIONE E REGOLE DI DETTAGLIO PER CONTROVENTI CONCENTRICI CON DIAGONALI MODIFICATI (CBF-MB)

6.12.1 ANALISI

Si deve svolgere l'analisi elastica multimodale sulla base di quanto scritto in §6.7.2 (1) e (2) con i requisiti specifici di seguito descritti.

I diagonali modificati devono essere definiti da profili "a doppia T" di sezione costante con le caratteristiche della sezione ridotta e devono essere vincolati al telaio tramite cerniere. Le colonne devono essere continue tra tutti i piani. I giunti fra le colonne, le travi degli impalcati e le basi delle colonne devono essere modellati come formalmente incernierati o semi-rigidi. L'interpretazione generale è mostrata in Fig.6.15.



a)

b)

Fig. 6.15: a) Modello linea d'asse-linea d'asse per l'analisi elastica; b) modello con offset dei nodi.

6.12.2 Progetto dei diagonali modificati

- Lunghezze di MS, RS e TS (Fig. 6.11)

La lunghezza l_d del diagonale modificato deve essere $(0,375-0,4)l$ dove l è la lunghezza totale della diagonale.

La lunghezza della sezione modificata l_{MS} deve essere definita dall'Eq. 6.32. La lunghezza della sezione ridotta (RS), l_{RS} , deve essere progettata più lunga possibile, permettendo l'ottenimento della lunghezza richiesta per la sezione di transizione graduale (TS) dalla RS alla sezione forte (SS). Una stima preliminare può essere realizzata tramite l'Eq. 6.33.

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

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

- Rapporto d'area

L'area della sezione ridotta deve soddisfare i requisiti indicati al §6.7.3 (5). Inoltre, deve essere soddisfatta la seguente condizione:

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

Dove:

A_{MS} è l'area della sezione modificata;

A_{RS} è l'area della sezione ridotta.

Le dimensioni e l'area della sezione forte (SS) devono essere scelti in maniera tale da garantire la risposta elastica nella sezione netta per connessioni incernierate e da soddisfare le verifiche di capacità portate dei bulloni.

- Rapporto dei moduli resistenti delle sezioni

Per assicurare che la sezione modificata abbia capacità flessionale minore di quella della sezione ridotta anche nel caso di grandi spostamenti plastici ed incrudimento, deve essere soddisfatta la condizione 6.35:

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

Dove:

$W_{pl,RS}$ è il modulo di resistenza plastica della sezione ridotta,

$W_{pl,MS}$ è il modulo di resistenza plastica della sezione modificata.

- Lunghezza di libera inflessione del diagonale modificato

Dato che la sezione modificata è inserita nella mezzeria dell'elemento, la lunghezza effettiva di libera inflessione $l_{cr} = \mu \cdot l_d$ sarà maggiore di l_d . La lunghezza effettiva l_{cr} deve essere ottenuta tramite un'analisi di instabilità elastica agli elementi finite o tramite Eq. 6.36:

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

Dove.

$K_L = l_{RS} / l_{MS}$ è il rapporto fra le lunghezze delle sezioni;

l_{MS} è la lunghezza della sezione modificata;

l_{RS} è la lunghezza della sezione ridotta;

$K_I = I_{MS} / I_{RS}$ è il rapporto fra i momenti di inerzia;

I_{MS} è il momento d'inerzia della sezione modificata;

I_{RS} è il momento di inerzia della sezione ridotta;

μ è il fattore della lunghezza di libera inflessione.

- Limitazione della snellezza

La snellezza adimensionale del diagonale modificato deve essere calcolata in base alla lunghezza di libera inflessione e deve essere conforme al §6.7.3 (1).

- Resistenza allo snervamento del diagonale modificato

La resistenza plastica $N_{pl,Rd}$ del diagonale modificato deve essere conforme al §6.7.3 (5) e si ottiene dall'equazione 6.37

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

- Collegamenti del diagonale modificato

I collegamenti dei diagonali modificati alle travi di piano ed alle travi divisorie devono soddisfare le regole progettuali indicate al §6.5.5 (3).

6.12.3 Progetto delle travi divisorie

Nei controventi concentrici con diagonali modificati (CBF-MB) possono verificarsi due diversi meccanismi di piano, indicate come favorevole e sfavorevole (Fig.6.16). Il meccanismo favorevole si ha quando entrambe le diagonali compresse si instabilizzano e le deformazioni plastiche avvengono nelle diagonali tese (Fig. 6.16°). Il meccanismo sfavorevole avviene quando solo una delle due diagonali compresse si instabilizza ed appaiono cerniere plastiche nella trave divisoria o addirittura nelle colonne (Fig.6.16 b,c). I meccanismi sfavorevoli devono essere evitati tramite un adeguato progetto della trave divisoria, assicurando sufficiente resistenza e rigidezza flessionale.

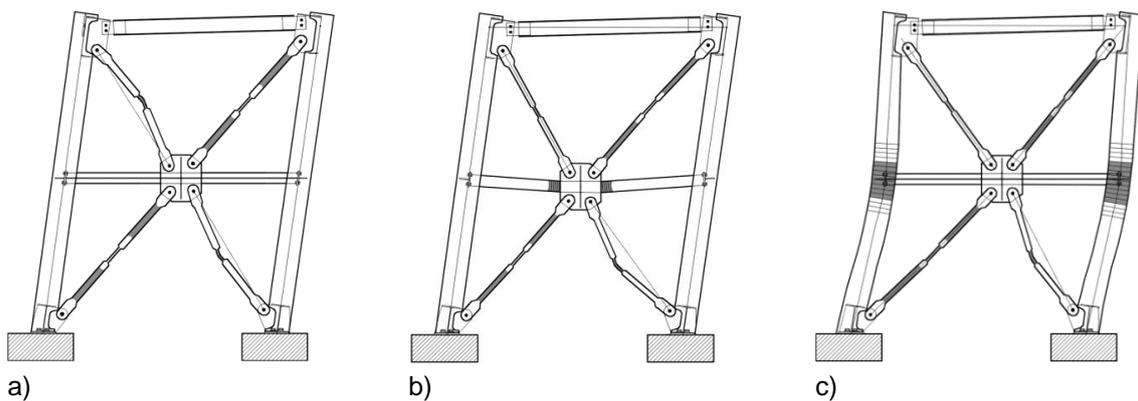


Fig. 6.16: Meccanismi plastici: a) Favorevole; b) Trave divisoria debole; c) Colonne deboli.

I CBF-MB devono essere progettati con la trave divisoria rigidamente vincolata alle colonne in modo da formare una membratura a forma di H. La trave divisoria e le colonne sono elementi non dissipativi e devono rimanere elastici fino al raggiungimento dello Stato Limite Ultimo (danno significativo).

- Stato di transizione

Lo stato in cui la membratura a forma di H fornisce sufficiente rigidità elastica e quindi impone alla diagonale non instabilizzata di instabilizzarsi è illustrato in figura 6.17 ed è definito stato di transizione (“poco prima dell’instabilità”). In questo stato compaiono forze orizzontali e verticali non bilanciate. Devono essere determinate

tramite le equazioni 6.38 e 6.39, dove $N_{b,Rd}$ (Equazione 6.40) è la resistenza all'instabilità del diagonale in accordo alla EN 1993-1-1.

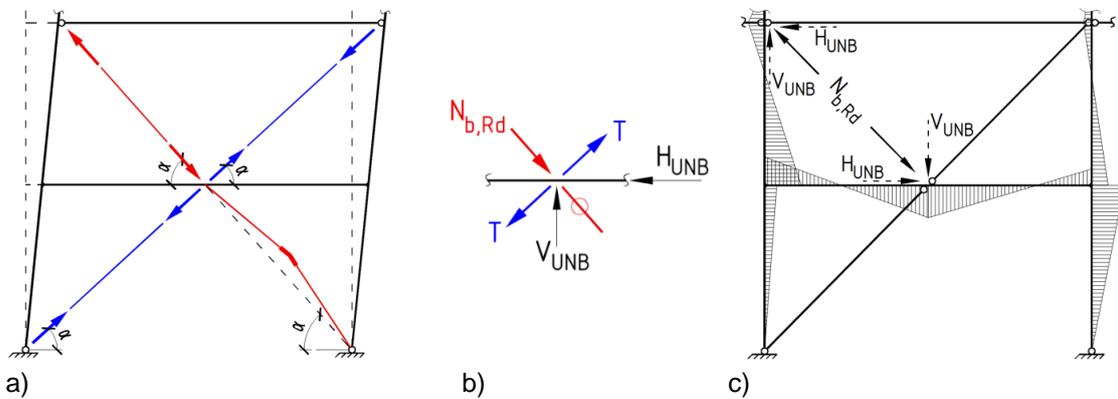


Fig. 6.17: a) Stato di transizione; b) Forze non bilanciate; c) Momenti interni (MUNB) risultanti dalle forze non in equilibrio (load case UNB)

$$V_{UNB} = N_{b,Rd} \cdot \sin \alpha \quad \text{Eq. (6.38)}$$

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

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

Lo stato di transizione è caratterizzato da momenti flettenti addizionali e sforzi assiali (load case UNB) che compaiono all'interno del piano della membratura a forma di H come mostrato in Fig. 6.17c. Questo effetto deve essere tenuto in conto nel progetto. Si può simulare nel modello per l'analisi elastica introducendo forze non bilanciate separatamente per ogni piano come mostrato in Fig. 6.17c. o integralmente per tutti i piani contemporaneamente.

- Requisiti aggiuntivi per travi divisorie

La trave divisoria deve essere progettata per evitare l'instabilità flessione-torsionale in ottemperanza dell'Eq. 6.41.

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

Le sezioni trasversali della trave divisoria devono essere scelte in maniera da soddisfare l'Eq 6.42, in accordo con §4.4.2.3 (4).

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

Dove:

M_{Rc} è la resistenza a flessione di progetto della colonna ($M_{y,Rd}$ o $M_{z,Rd}$) collegata alla trave divisoria;

M_{Rb} è la resistenza a flessione della trave divisoria.

6.12.4 Progetto degli elementi non dissipativi

Gli elementi non dissipativi facenti parte del CBF-MB sono le colonne, le travi di piano e le travi divisorie.

Devono essere progettate considerando le forze interne dovute ai carichi verticali in caso di progettazione sismica e le forze interne inclusi gli effetti del secondo ordine M_E , V_E ed N_E dal caso di carico sismico. Tali azioni devono essere ottenute tramite analisi elastica tramite un modello a diagonali solo tese e corrette con il moltiplicatore di capacità $1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega_{MIN} \cdot \rho$.

Dove:

γ_{OV} è la sovraresistenza del material in accord con §6.2 (3);

$\Omega_{MIN} = \min \left\{ \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right\}$ è il fattore di sovraresistenza minimo dei controventi modificati

lungo l'altezza della sezione;

ρ è il fattore che tiene in conto la sovraresistenza disponibile per il sistema e il fatto che la resistenza all' stabilità del controvento possa essere maggiore di quella di calcolo. Il valore di ρ dipende dalla classe di duttilità adottata ρ (Tabella 6.2).

Il progetto degli elementi non dissipativi deve considerare le forze interne addizionali M_{UNB} , V_{UNB} e N_{UNB} dovute dalle forze non bilanciate, formatesi nello stato di transizione (6.12.3).

- Colonne

Le colonne devono essere verificate in maniera tale da soddisfare l'equazione 6.42 e da resistere alle forze di progetto ottenute tramite le equazioni da 6.43 a 6.45

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

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

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

- Travi divisorie

Le travi divisorie devono essere verificate in maniera da soddisfare le equazioni 6.41 e 6.42 e da resistere alle forze di progetto ottenute tramite le equazioni da 6.46 a 6.48:

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

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

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

- Travi di piano

Le travi di piano devono essere verificate per resistere alle forze di progetto ottenute tramite le equazioni da 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 Modellazione dei controventi modificati per l'analisi static non lineare (pushover)

Deve essere usato il modello strutturale a nodi traslati in accord alla Fig. 6.15. La distribuzione delle forze laterali deve ricalcare §4.3.3.4.4.2.2. Le proprietà delle cerniere plastiche delle MB sono localizzate nella sezione mediana di ogni diagonale modificato e le curve forza-spostamento sono illustrate in Fig. 6.18, mentre i valori dei parametri sono dati in Tabella 6.4.

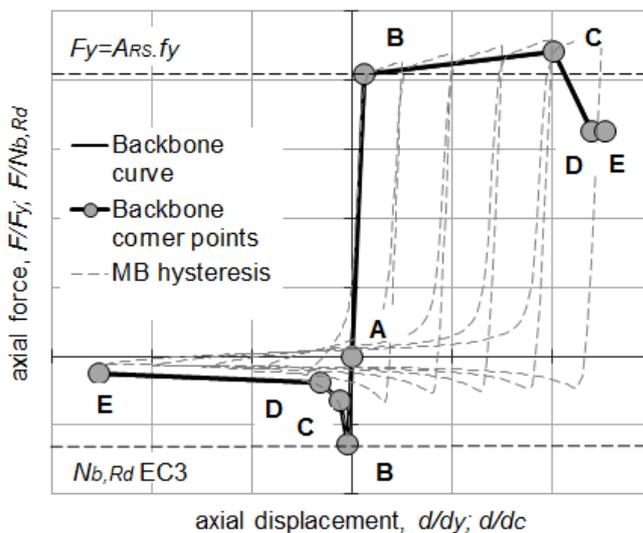


Fig. 6.18: Curva forza-spostamento per diagonale modificato da adottare per l'analisi statica non lineare

Tabella 6.4: Punti caratteristici della curva forza-spostamento

Punto	Trazione	Punto	Compressione
-------	----------	-------	--------------

	Forza	Spostamento		Forza	Spostamento
A	0	0	A	0	0
B	$F_y = A_{RS} \cdot f_y$	δy	B	$N_{b,Rd}$	δc
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	$0,2N_{b,Rd}$	$20\delta y$

Le seguenti equazioni da 6.52 a 6.56 devono essere usate per la definizione dei punti caratteristici. $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità del diagonale e χ è il fattore di riduzione per instabilità come definito nella EN 1993.1.1.

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

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

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

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

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

La tabella 6.5 fornisce le capacità di deformazione assiale per I diagonali modificati in compressione e trazione nei 3 stati limite che sono indicate in Fig. 6.19.

Tabella 6.5: capacità di deformazione assiale dei diagonali modificati in compressione e trazione

Stati limite secondo la EN 1998-1	SLS	ULS	
Stato limite	DL (limitazione del danno)	SD (danno significativo)	NC (prossimo al collasso)
$\delta / \delta y$ (Trazione)	+2.5	+9.5	+16
$\delta / \delta c$ (Compressione)	-2.5 δy	-9.5 δy	-16 δy

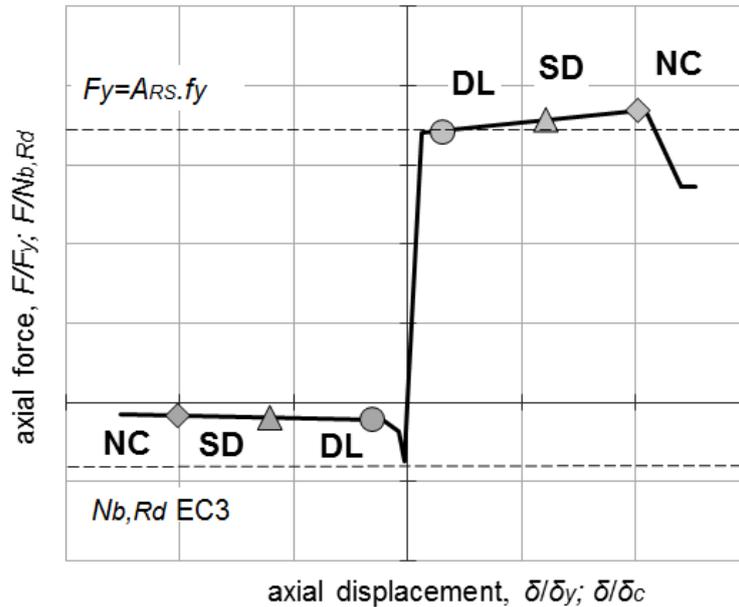


Fig. 6.19: Stati limite per diagonali modificati

6.12.6 Modellazione dei diagonali modificati per analisi dinamica non lineare

Nell'analisi dinamica non lineare (NDA) i diagonali modificati devono essere simulati tramite link plastici multilineari con isteresi tipo pivot. Gli elementi link devono essere connessi ai nodi nella loro posizione reale – Fig. 6.20°. I link non lineari devono essere determinati dai parametri α_1 , α_2 , β_1 e β_2 , mostrati in tabella 6.6 e Fig 6.20. Il valore di α_1 identifica lo scalare del punto pivot per scarico da zero a forza positiva, α_2 localizza il punto per scarico da zero a forza negativa, β_1 identifica il punto pivot per carico inverso da zero verso forza positiva e β_2 identifica la posizione del punto pivot per carico inverso da zero verso forza negativa. Il comportamento del link non lineare deve essere definito solo per il modello a un grado di libertà relativo all'allungamento/accorciamento assiale, mentre i restanti gradi di libertà devono essere modellati come lineari.

Tabella 6.6: Descrizione dei punti pivot

Parametri dei punti pivot	α_1	α_2	β_1	β_2	η
Valore	100	0.1	0.02	0.4	0.0

Per una definizione corretta del comportamento isteretico, il link plastico multilineare richiede la definizione della curva forza-spostamento. La tabella 6.7 riassume i punti caratteristici della curva forza-spostamento. La figura 6.20b rappresenta la curva forza-spostamento dove la riduzione ciclica della resistenza all'allungamento è valutata al 15% del valore massimo.

Tabella 6.7: punti caratteristici della curva forza-spostamento

Punti	Trazione		Punti	Compressione	
	Forza	Spostamento		Forza	Spostamento
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	$0,2 N_{b,Rd}$	$16,5\delta y$

Gli sforzi assiali caratteristici e gli spostamenti sono definiti dalle seguenti equazioni da 6.52 a 6.56. $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità del diagonale comedefinita nella EN 1993-1-1.

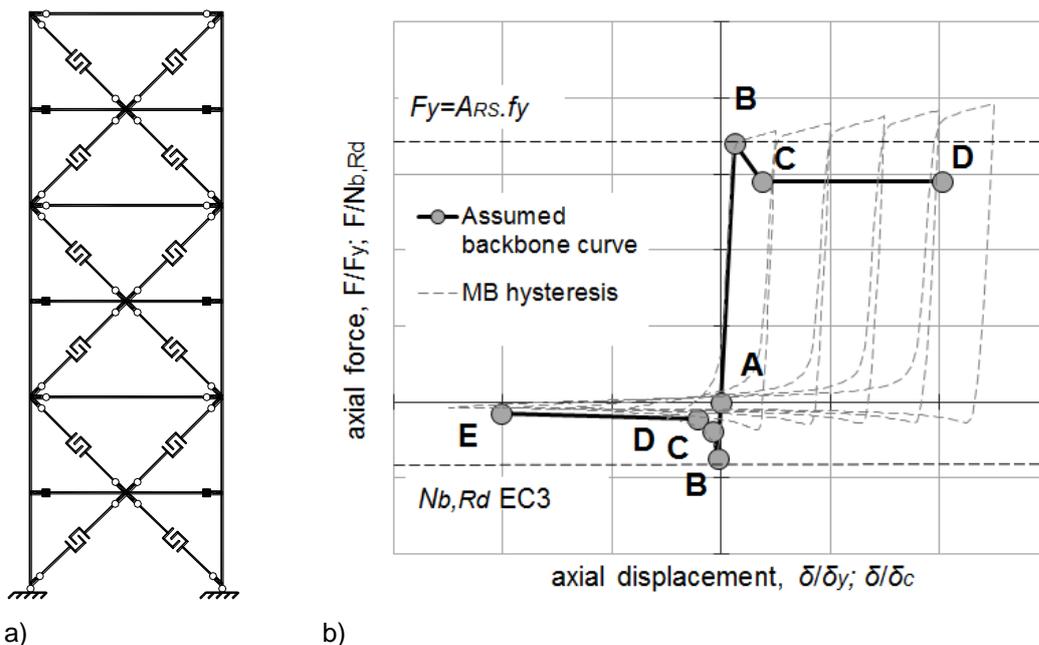


Fig. 6.20: Modello CBF-MB per analisi dinamica non lineare: a) link plastico multilineare; b) curva forza-spostamento

6.12.7 Verifiche per fatica oligociclica

Quando si svolgono analisi cicliche non lineari si deve tenere in considerazione il danno accumulato nelle diagonali modificate a causa di fenomeni di fatica oligociclica. La relazione caratteristica N fra l'ampiezza della deformazione assiale δ dell'MB, corrispondente al numero di cicli relativi al collasso, è data dall'equazione 6.57.

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

L'indice del danno D può essere determinato dalla legge di Palmgren-Miner dell'accumulazione del danno, come riportato nella seguente equazione 6.58:

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

Dove:

n_i è il numero di cicli svolti con la stessa ampiezza della deformazione δ_i , N_i è il numero di cicli al quale avviene la rottura nel caso di ampiezza della deformazione assiale costante ed i è il numero totale di cicli ad ampiezza costante.