Research Fund for Coal and Steel
Progetto INNOSEIS RFCS-02-2015

Sistemi e dispositivi anti-sismici innovativi
Innovative anti-seismic devices and systems

2017

Edito da
Ioannis Vayas

Sistemi e dispositivi anti-sismici innovativi

1st edizione, 2017

Pubblicato da:
ECCS – European Convention for Constructional Steelwork
publications@steelconstruct.com
www.steelconstruct.com

Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta, memorizzata in un sistema di recupero o trasmessa in qualsiasi forma o da qualsiasi mezzo, elettronico, meccanico, di fotocopia, di registrazione o altro, senza il precedente permesso del possessore del copyright.

ECCS non si assume nessuna responsabilità riguardo all'uso per qualsiasi applicazione del materiale e delle informazioni contenute in questa pubblicazione.

Copyright © 2017 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: 978-92-9147- 136-2

Stampato in Sersilito, Empresa Grαfica Lda.

Deposito Legale

PROLOGO

Secondo la mitologia, si credeva che i terremoti avessero luogo perché la Dea Athena seppellì un Gigante, Enceladus, durante la Gigantomachia, nella montagna dell'Etna in Sicilia. Studi recenti hanno confermato che l'attività sismica è dovuta anche ad altre ragioni, quali l'attività tettonica, oltre che alle eruzioni vulcaniche causate dai movimenti di Encedalus nell'Etna. Tra tutti i pericoli naturali, i terremoti rappresentano la più grande minaccia in termini di perdite di vite umane e di beni materiali. Tuttavia, nonostante essi non si possano evitare, si possono mitigare i loro effetti catastrofici sull'ambiente costruito, seguendo regole opportune.

Considerando le esigenze internazionali, in Europa è stata condotta una ricerca estensiva sulle strutture resistenti al sisma. Sono stati recentemente inventati, come risultato di progetti di ricerca nazionali ed europei, un certo numero di sistemi innovativi basati sulla dissipazione di energia e sullo smorzamento. Le parti dissipative, dove potenzialmente si concentra il danneggiamento, sono per lo più piccole e scomponibili, in modo da consentire la loro semplice sostituzione dopo eventi sismici importanti. Tuttavia, tali sistemi ancora non vantano il giusto spazio nel mercato delle costruzioni in acciaio, così come non sono incluse negli Eurocodici disposizioni per la loro progettazione e solo pochi progettisti sono abbastanza competenti per impiegarli. Il progetto INNOSEIS, che ha ricevuto il finanziamento dal Research Fund for Coal and Steel (RFCS) con la partecipazione di 11 partners, mira a far fronte a tale carenza. L'obiettivo del progetto INNOSEIS è, da un lato, diffondere la conoscenza di 12 sistemi dissipativi per incentivare il loro utilizzo nelle applicazioni pratiche e, dall'altro lato, offrire gli strumenti per definire formalmente uno status approvato dalla norma per qualsiasi nuovo sistema resistente ai carichi laterali, mediante una metodologia standardizzata basata sulle prestazioni, per determinare fattori di comportamento affidabili e verificare che il rischio associato sia all'interno dei limiti accettabili.

Questo Volume presenta 12 sistemi innovativi sottoforma di brochure informative, di cui tre (3) sono stati riconosciuti come dispositivi anti-sismici, in quanto soddisfacenti i requisiti dell'European Standard EN 15129. Le brochure informative includono la descrizione dei sistemi, indagini sperimentali, regole di progetto, analisi strutturali e applicazioni. I sistemi trattati sono collegamenti dissipativi, link dissipativi, giunzioni di trave dissipative, links e pannelli a taglio sostituibili, aste di controvento modificate, dispositivi autoricentranti così come dispositivi isteretici, triangolari o moon-shaped.

Oltre a questo volume, sono stati redatti ulteriori documenti e portate avanti altre attività, quali la preparazione di linee guida progettuali, la creazione di una procedura per determinare fattori di comportamento coerenti, il progetto di casi studio e l'organizzazione di seminari e workshops per diffondere il materiale prodotto. Maggiori informazioni sul progetto, i suoi partners e le attività si possono trovare sul sito http://innoseis.ntua.gr. Il materiale contenuto in questo volume è il risultato della collaborazione tra tutti i partners del progetto. L'editore è il Coordinatore del progetto e il leader del relativo Work Package. I partners dell'INNOSEIS sono i seguenti:

National Technical University of Athens (Coordinatore)	Grecia
Politehnica University of Timisoara	Romania
Politecnico di Milano	Italia
Università di Napoli Federico II	Italia
Università di Pisa	Italia
Rheinisch Westfälische Technische Hochschule Aachen	Germania
Instituto Superior Tecnico Lisbon	Portogallo
University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy	Bulgaria
Universiteit Hasselt	Belgio
Maurer Sohne Engineering GmbH&CO KG	Germania
ECCS–European Convention for Constructional Steelwork	Belgio

AUTORI

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS (NTUA)
Istituto di Strutture in Acciao
EL-15780 Atene, Grecia
Capitoli 1, 4
Autori: Ioannis Vayas, Pavlos Thanopoulos, Panagiotis Tsarpalis, Danai Dimakogianni

HASSELT UNIVERSITY
Gruppo di ricerca di Ingegneria delle Costruzioni
Campus Diepenbeek, Agoralaan building H, BE3590 Diepenbeek
Capitolo 2
Autori: Jose Henriques, Herve Degee

RHEINISCH-WESTFAELISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE AACHEN (RWTH)
Istituto di Strutture in Acciao
52074 Aachen, Germania
Capitolo 3
Autori: Benno Hoffmeister, Marius Pinkawa

POLITECNICO DI MILANO (POLIMI)
Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito
Piazza Leonardo da Vinci, 32, 20133 Milano, Italia
Capitolo 5
Autori: Carlo Andrea Castiglioni, Amin Alavi, Giovanni Brambilla

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO (IST)
Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura e Georisorse
Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisbona, Portogallo
Capitolo 6
Autori: Luís Calado, Jorge M. Proença, João Sio

POLITEHNICA UNIVERSITY OF TIMISOARA (UPT)
Dipartimento di Strutture in Acciaio e di Meccanica Strutturale
Ioan Curea Street, no.1, Timisoara, Romania
Capitoli 7, 8
Autori del Capitolo 7: Adriana Chesoan, Aurel Stratan, Dan Dubina
Autori del Capitolo 8: Calin Neagu, Florea Dinu, Dan Dubina

UNIVERSITET PO ARCHITEKTURA STROITELSTVO I GEODEZIJA (UACEG)
Dipartimento di Strutture in Acciaio e in Legno
1 Hr. Smirnenski blvd. 1046 Sofia, Bulgaria
Capitolo 9
Autori: Tzvetan Georgiev, Lora Raycheva, Dimo Zhelev, Nikolaj Rangelov

UNIVERSITA' DI PISA (UNIPI)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale
56122 Pisa, Italia
Capitolo 10
Autori: Francesco Morelli, Agnese Natali, Walter Salvatore

MAURER SOHNE ENGINEERING GMBH & CO. KG (MSE)
Frankfurter Ring 193
80807 Monaco, Germania
Capitoli 11, 12
Autore del Capitolo 11: Christiane Butz
Autori del Capitolo 12 : Valentina Renzi, Christiane Butz, Renzo Medeot

INDICE

PROLOGO ..... **I**

AUTORI ..... **III**

INDICE ..... **V**

1 CONNESSIONI INERD A PERNO **1**

1.1 INTRODUZIONE 1
1.2 DESCRIZIONE DELLE CONNESSIONI INERD PIN 1
1.3 MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA NON-LINEARE 3
1.4 ATTIVITA' SPERIMENTALE SULLE CONNESSIONI INERD A PERNO 6
1.5 REGOLE DI PROGETTO 13
1.6 ANALISI SUI TELAI 2D 22
1.7 CONCLUSIONI 32
1.8 CAMPO DI APPLICAZIONE 33
1.9 PUBBLICAZIONI 34
1.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 34

2 CONNESSIONI INERD AD U **38**

2.1 INTRODUZIONE 38
2.2 DESCRIZIONE DELLE CONNESSIONI AD U 38
2.3 LIVELLI PRESTAZIONALI 40
2.4 ATTIVITA' SPERIMENTALE SULLE CONNESSIONE A U 40
2.5 PROGETTO SISMICO DEGLI EDIFICI A TELAIO 41
2.6 CAMPO DI APPLICAZIONE 48
2.7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 48

3 COLLEGAMENTI A TRAVE FUSEIS **51**

3.1 INTRODUZIONE 51
3.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI COLLEGAMENTO A TRAVE FUSEIS 51
3.3 MODELLI ALLO STATO LIMITE 54
3.4 INDAGINI SPERIMENTALI SUI COLLEGAMENTI A TRAVE FUSEIS 55
3.5 REGOLE DI PROGETTAZIONE 66
3.6 ANALISI SU TELAI BIDIMENSIONALI 74
3.7 CONCLUSIONI 88
3.8 CAMPO DI APPLICAZIONE 90
3.9 PUBBLICAZIONI 90
3.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 90

4 COLLEGAMENTI A PERNO FUSEIS **92**

4.1 INTRODUZIONE 92
4.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI COLLEGAMENTO A PERNO FUSEIS 92
4.3 MODELLAZIONE ALLO STATO LIMITE 95
4.4 INDAGINI SPERIMENTALI SUI COLLEGAMENTI A PERNO FUSEIS 96
4.5 REGOLE DI PROGETTAZIONE 104
4.6 ANALISI SU TELAI 2D 114

4.7 CONCLUSIONI 132
4.8 CAMPO DI APPLICAZIONE 133
4.9 PUBBLICAZIONI 133
4.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 133

5 COPRIGIUNTI BULLONATI TIPO FUSEIS 135

5.1 INTRODUZIONE 135
5.2 DESCRIZIONE DEI COPRIGIUNTI BULLONATI TIPO FUSEIS 135
5.3 INDAGINI SPERIMENTALI 137
5.4 MODELLI ANALITICI 147
5.5 REGOLE DI PROGETTAZIONE 149
5.6 ANALISI E PROGETTAZIONE DI TELAI 2D 159
5.7 CAMPO DI APPLICAZIONE 173
5.8 CONCLUSIONI 174
5.9 PUBBLICAZIONI 174
5.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 174

6 COPRIGIUNTI SALDATI TIPO FUSEIS 176

6.1 INTRODUZIONE 176
6.2 DESCRIZIONE DEI COPRIGIUNTI SALDATI TIPO FUSEIS 176
6.3 INDAGINI SPERIMENTALI SUI COPRIGIUNTI SALDATI TIPO FUSEIS 178
6.4 MODELLO NUMERICO DEI COPRIGIUNTI SALDATI TIPO FUSEIS 186
6.5 LINEE GUIDA DI PROGETTAZIONE 187
6.6 ANALISI SU EDIFICIO 3D 196
6.7 OSSERVAZIONI FINALI 211
6.8 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 212
6.9 ALLEGATO A 214

7 LINK BULLONATI SMONTABILI 215

7.1 INTRODUZIONE 215
7.2 DESCRIZIONE DEI LINK BULLONATI SMONTABILI 215
7.3 TEST SPERIMENTALI SU SISTEMI DI LINK BULLONATI SMONTABILI 217
7.4 REGOLE DI PROGETTO 223
7.5 ANALISI DI UNA STRUTTURA 2D 230
7.6 CONCLUSIONI 245
7.7 CAMPO DI APPLICAZIONE 246
7.8 PUBBLICAZIONI 246
7.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 247

8 PANNELLI A TAGLIO RIMOVIBILI 249

8.1 INTRODUZIONE 249
8.2 DESCRIZIONE DI PANNELLI A TAGLIO SOSTITUIBILI 249
8.3 CAMPAGNA SPERIMENTALE SUI PANNELLI A TAGLIO 252
8.4 REGOLE DI PROGETTO 259
8.5 ANALISI DI UNA STRUTTURA 2D 268
8.6 CONCLUSIONI 280
8.7 CAMPI DI APPLICAZIONE 280

8.8 PUBBLICAZIONI 280
8.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 281

9 TELAI CONTROVENTATI CONCENTRICAMENTE CON ASTE MODIFICATE (CBF-MB) 283

9.1 INTRODUZIONE 283
9.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA CBF-MB 284
9.3 MODELLI ANALITICI 287
9.4 INDAGINI SPERIMENTALI 289
9.5 REGOLE DI PROGETTO 299
9.6 ANALISI E PROGETTAZIONE DEI TELAI 2D 309
9.7 CONCLUSIONI 325
9.8 CAMPO DI APPLICAZIONE 326
9.9 PUBBLICAZIONI 326
9.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 326

10 DISPOSITIVO AUTORICENTRANTE IN ACCIAIO 329

10.1 INTRODUZIONE 329
10.2 DISPOSITIVO AUTORICENTRANTE IN ACCIAIO (SSCD) 332
10.3 MODELLO MECCANICO E CONTROLLO SPERIMENTALE DELL'SSCD 336
10.4 APPLICAZIONE AL PROGETTO DI UN EDIFICIO AD USO COMMERCIALE (UN CASO STUDIO) 347
10.5 CONCLUSIONI 366
10.6 CAMPO DI APPLICAZIONE 367
10.7 PUBBLICAZIONI 367
10.8 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 367

11 DISPOSITIVO ISTERETICO TRIANGOLARE IN ACCIAIO (TRSH) 369

11.1 INTRODUZIONE 369
11.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI CONTROVENTO ISTERETICO TRIANGOLARE IN ACCIAIO 369
11.3 MODELLO ANALITICO 373
11.4 INDAGINI SPERIMENTALI 378
11.5 REGOLE DI PROGETTO 386
11.6 TELAIO 2D - CASO STUDIO 392
11.7 CONCLUSIONI 401
11.8 CAMPO DI APPLICAZIONE 401
11.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 401

12 DISPOSITIVI ISTERETICI IN ACCIAIO MOON-SHAPED (MSSH) 403

12.1 INTRODUZIONE 403
12.2 DESCRIZIONE DEL DISPOSITIVO ISTERETICO IN ACCIAIO MOON SHAPED 403
12.3 MODELLI STRUTTURALI 405
12.4 INDAGINI SPERIMENTALI SUI DISPOSITIVI MSSH 409
12.5 REGOLE DI PROGETTO 417
12.6 ANALISI DI UN TELAIO 2D DI UNA STRUTTURA 423
12.7 CONCLUSIONI 433

12.8 CAMPO DI APPLICAZIONE 433
12.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 434

1 CONNESSIONI INERD A PERNO

1.1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del progetto di ricerca "Two Innovations for Earthquake Resistant Design" (Acroimo: INERD, numero di contratto 7210-PR-316) finanziato dal Research Fund for Coal and Steel, sono state sviluppate due tipologie innovative di connessioni dissipative, di seguito descritte.

Il progetto INERD ha compreso una vasta campagna di analisi sperimentali, numeriche e analitiche sulle connessioni a perno, i cui risultati sono stati organizzati in linee guida preliminari pubblicate nei relativi documenti di rendicontazione tecnica e su riviste scientifiche.

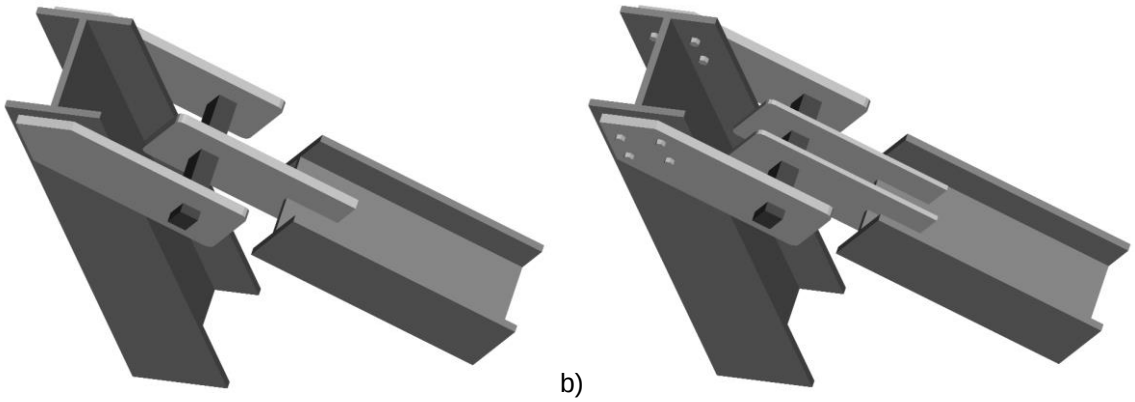
Questa brochure informative descrive brevemente le caratteristiche e il comportamento delle connessioni INERD a perno. Di seguito sono riportati alcuni risultati caratteristici sia anlatici che sperimentali, ma particolare enfasi è dedicata alle strategie di modellazione e alla procedura di progetto per sistemi con connessioni INERD pin. La procedura descritta è inoltre applicata ad un caso studio esemplificativo.

1.2 DESCRIZIONE DELLE CONNESSIONI INERD PIN

Le connessioni INERD PIN sono impiegate nei sistemi metallici come organo di collegamento tra i controventi e le colonne, e possono essere realizzate in diverse configurazioni come mostrato in Fig. 1.1. La connessione è costituita da due piatti esterni bullonati o saldati alla flangia della colonna e da uno o due piatti interni saldat all'estremità della trave. Il perno che li connette, può avere sezione rettangolare, smussata o circolare e collega i piatti attraverso specifici fori. L'asse forte della connessione può essere parallelo o perpenicolare all'asse del controvento.

La connessione è stata progettata originariamente con un perno a sezione rettangolare ed un piatto interno (Fig. 1.1a), ma successivamente è stata modificata in modo da poter ottenere un maggior numero di configurazioni. Nell'ambito del progetto INERD, sono state investigate connessioni con due piatti interni e due piatti esterni bullonati (Fig. 1.1b) con perni a sezione rettangolare e smussata. I test sperimentali sulla configurazione con un piatto interno sono stati infatti condotti nell'ambito di un progetto di ricerca Internazionale.

Il comportamento della connessione può essere schematizzato in maniera relativamente semplice: Il perno può essere modellato come una trave inflessa caricata in 3 o 4 punti e vincolata all'estremità dai piatti esterni. Lo sforzo normale agente nella diagonale è trasferito al perno attraverso i piatti interni come carico concentrato nei relativi punti (uno o due a seconda del numero di piatti interni) di contatto. Poiché la resistenza della connessione si attinge per la flessione del perno, non dipende dal segno dello sforzo normale agente nella diagonale.



a) b)

Fig. 1.1: Possibli configuration delle connessioni INERD a perno

La connessione è progettata affinchè per carichi verticali allo stato limite ultimo (SLU) il perno rimanga in campo elastico. Viceversa, in condizioni di terremoto di progetto, la connessione è progettata per dissipare l'energia sismica in ingresso attraverso la plasticizzazione del perno, mentre le diagonali sono progettate per rimanere in campo elastico, in accordo ai criteri di gerarchia delle resistenze. Di conseguenza, il meccanismo dissipativo dei tradizionali sistemi a controventi concentrici con snervamento della diagonale tesa, non può avere luogo e le deformazioni plastiche sono concentrate soltanto nella connessione INERD dove, in particolare, si fomrano delle cerniere plastiche nel perno, in corrispondenza dei piatti. Poiché lo sforzo normale è trasferito alla connessione sotto forma di sollecitazione flessionale nel perno, il comportamento della connessione è simile a trazione e compressione. La risposta di una tipica connessione INERD a perno sollecitata a trazione è mostrata in Fig. 1.2. In una prima fase di carico i vincoli costituiti dai piatti di estremità agiscono come cerniere e il massimo momento del perno si attinge in mezzeria (Fig. 1.2a). Quando il momento agente eguaglia la resistenza a flessione del perno, si formano le cerniere plastiche in corrispondenza dei piatti interni (Fig. 1.2b) dove il perno si deforma significativamente. I risultati sperimentali hanno evidenziato che il perno può consentire grandi spostamenti (dell'ordine di grandezza della sua altezza o maggiori); di conseguenza, all'aumentare del carico, i vincoli di estremità agiscono come incastri incremendando la resistenza della connessione finchè le cerniere plastiche non siano formate anche all'estremità (Fig. 1.2c). All'ultima fase di carico la resistenza della connessione è stata completamente sfruttata e la rigidezza residua, che è relativamente bassa, è data principalmente dall'incrudimento e la dilatazione delle zone plastiche.

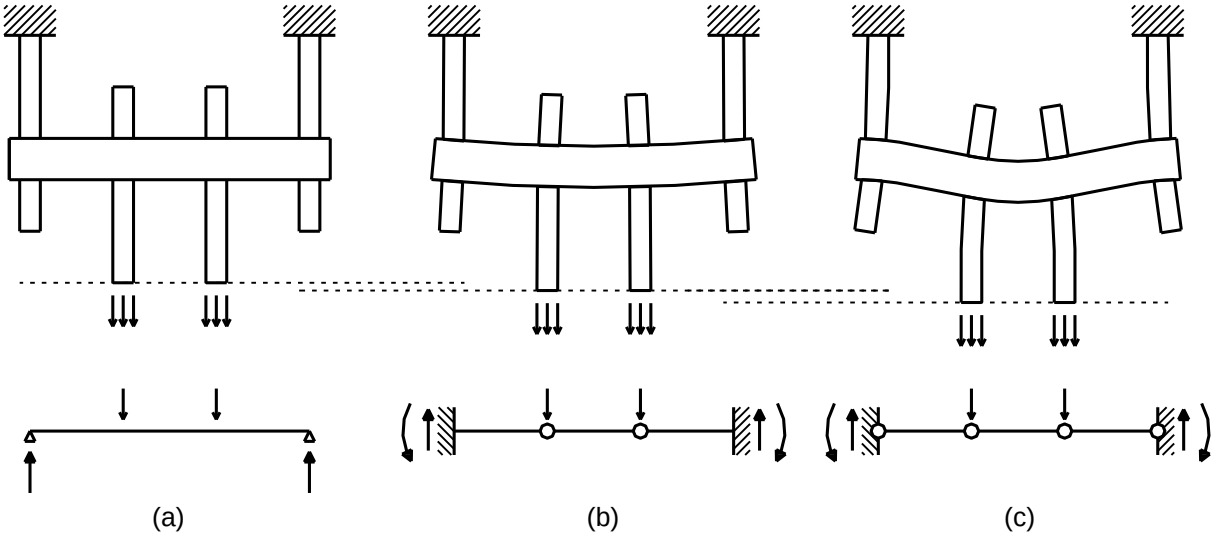


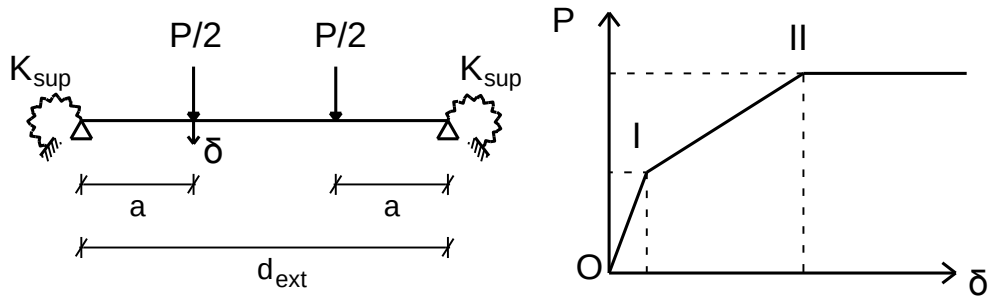
Fig. 1.2: Stages of loading of INERD pin connection and corresponding static model

Il modello semplificato di trave ideale soggetta a flessione si basa su diverse ipotesi, tra le quali si ignora l'interazione taglio-flessione, la flessione laterale e la rotazione relativa tra i piatti. Tuttavia, la sua accuratezza è soddisfacente per un progetto preliminare e cosente di cogliere gli aspetti salienti del comportamento della connessione.

1.3 MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA NON-LINEARE

Per il progetto preliminare delle connessioni INERD a perno è stato utilizzato un modello a trave equivalente. Tale modello si basa sull'assunzione che il perno si comporti come una trave incernierata o incastrata (a seconda delle condizioni di carico), caricata puntualmente in corrispondenza dei piatti interni. Si noti che di seguito con deformazione o resistenza assiale della connessione ci si riferisce a un vettore parallelo all'asse del controvento.Il modello a trave equivalente (Fig. 1.3a) rappresenta comportamento della connessione con una curva trilineare (Fig. 1.3b). La luce d_{ext} della trave si assume uguale alla distanza tra i piatti esterni. Come mostrato precedentemente (vedi Fig. 1.3), la risposta della connessione può essere schematizzata attraverso due sistemi statici differenti, il primo per la prima fase di carico (O-I) e il secondo per la successiva (I-II).

Il primo schema corrisponde a una trave incernierata caricata in 4 punti, alle cui estremità è consentita la rotazione (K_{sup} = 0) e descrive il comportamento della connessione durante la prima fase di carico fino alla formazione delle cerniere plastiche (punto I in Fig. 1.3b). Successivamente la deformazione assiale (parallela cioè all'asse della trave equivalente) aumenta a una velocità maggiore e le estremità del perno sono vincolate dai piatti esterni (K_{sup} = ∞) nei confronti della rotazione. I momenti alle estremità aumentano fino alla formazione di ulteriori cerniere plastiche (punto II in Fig. 1.3b).

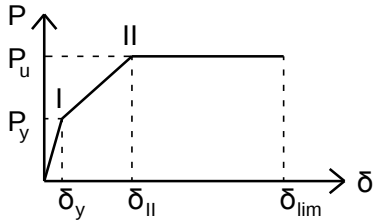


(a) (b)

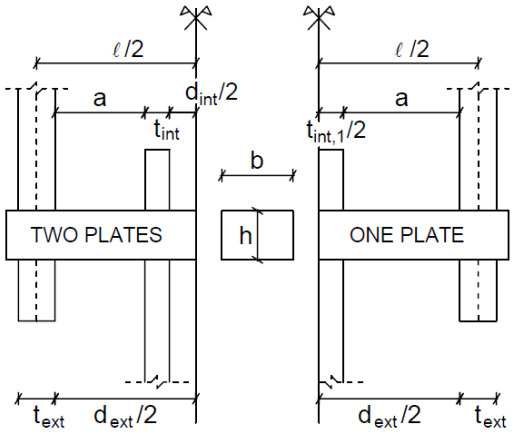
Fig. 1.3: Modello analitico semplificato a trave: (a) schema statico equivalente (b) relazione trilineare carico-deformazione

Le quazioni che descrivono il modello analitico sono riportate in Tabella 1.1, insieme ad alcuni risultati delle analisi FEM che mostrano la distribuzione delle tensioni che corrisponde agli step di carico I e II. L'accuratezza di tale modello è legata al rispetto di alcune semplici limitazioni geometrice (ad esempio lo spessore minimo del piatto e la distanza tra i piatti) come quelle riportate in Tabella 1.3. In ogni caso i risultati del modello semplificato descritto possono variare significativamente da quelli del modello accurato e pertanto vanno considerati come puramente indicativi a supporto del progetto preliminare della connessione.

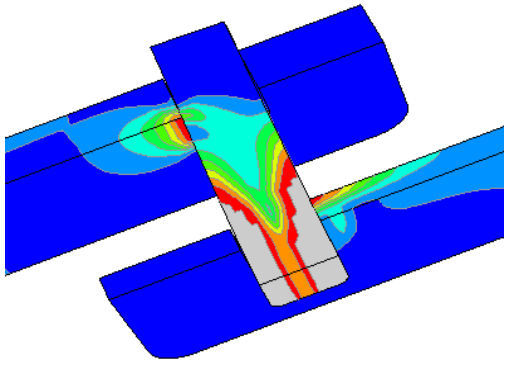
Tabella 1.1 Risultati del modello semplificato per le connessioni INERD a perno [28]

	Forza assiale	Deformazione assiale
Punto I Snervamento "y"	$P_y = \frac{2 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	$\delta_y = 1.5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot \ell^2 \cdot \frac{\alpha}{6} \cdot (3 - 4\alpha)$
Punto II Stadio ultimo "u"	$P_u = \frac{4 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	
Sovraresistenza per gerarchia delle resistenze	$1.3 \cdot P_u$	
Capacità di deformazione	$P_{lim} = P_u$	$\delta_{lim} = 0.8 \cdot a$

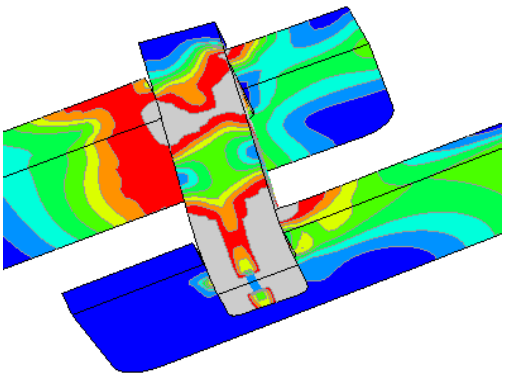
ℓ = Distanza tra i piatti esterni
a = spazio tra piatti interni ed esterni
α = a / ℓ
≈ *0.5 per un piatto interno*
d_{ext} = distanza libera tra i piatti esterni
d_{int} = distanza libera tra i piatti interni
= *0 per un piatto interno*
t_{ext} = spessore dei piatti esterni
t_{int} = spessore dei piatti interni
= *metà spessore per un piatto interno*
E = modulo di elasticità dell'acciaio
f_y = tensione di snervamento dell'acciaio
I = Momento di inerzia della sezione del perno
W_{pl} = modulo plastico della sezione del perno
M_{pl} = momento plastico del perno



Per I perni a sezione rettangolare:
W_{pl} = $b \cdot h^2/4$
I = $b \cdot h^3/12$
h, b = altezza e larghezza del perno



Tensioni di Von Mises allo stadio I



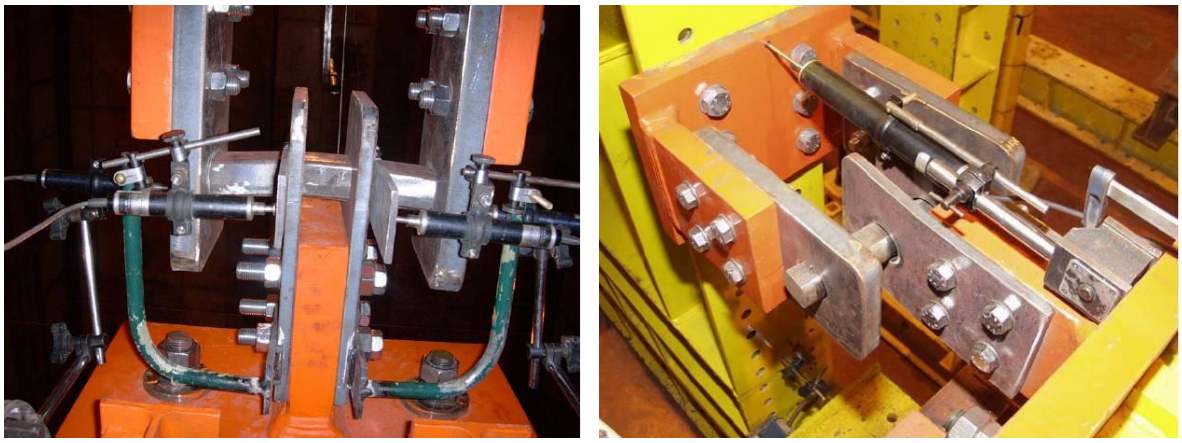
Tensioni di Von Mises allo stadio II

1.4 ATTIVITA' SPERIMENTALE SULLE CONNESSIONI INERD A PERNO

1.4.1 Prove sperimentali sulle connessioni

1.4.1.1 Sistema di prova, descrizione dei provini, protocollo di carico.

I test sulle connessioni singole sono stati effettuati presso l'IST di Lisbona e sono descritti con maggiori dettagli nel documento [12]. I provini sono costituiti da quattro piatti con un perno a sezione rettangolare o smussata. I piatti interni ed esterni sono connessi insieme da piastre spesse che simulano la presenza della colonna e della diagonale fornendo un supporto laterale rigido e collegando il provino al setup di prova (Fig. 1.4.), così da poter applicare il carico perpendicolarmente all'asse del perno.



(a) (b)

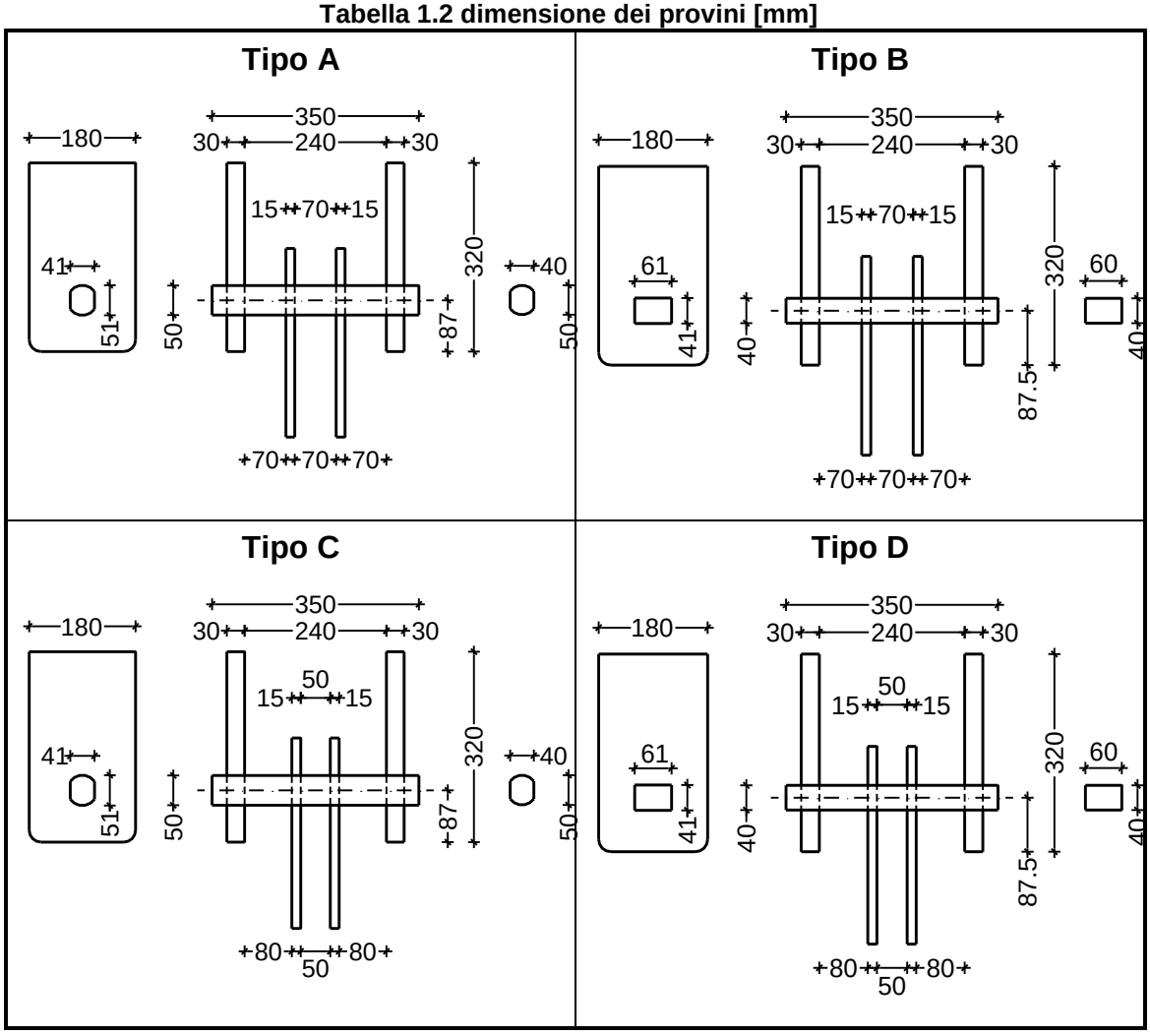
Fig. 1.4: Setup di prova per connessioni con perno (a) rettangolare (b) a sezione smussata

In totale sono stati testati quattro tipi di provini per diverse combinazioni di sezione del perno e distanza tra i piatti interni (vedi Tabella 1.2). Le proprietà meccaniche dell'acciaio di cui sono fatti i piatti sono state ricavate sperimentalmente.

I provini sono stati testati con tre differenti protolli di carico, controllando lo spostamento applicato ai piatti interni:

- Carico monotono di compressione
- Protocollo di carico ciclico ad ampiezza crescente in accordo al protocollo ECCS [20]. In particolare, assumendo uno spostamento di snervamento δ_y (5 mm, calcolato analiticamente), il protocollo di carico è costituito da una serie di cicli ad ampiezza parti a $¼\cdot\delta_y$, $½\cdot\delta_y$, $¾\cdot\delta_y$ e δ_y. Seguono tre cicli di carico applicati per ogni multiplo dello spostamento che corrisponde allo snervamento ($2\cdot\delta_y$, $3\cdot\delta_y$, $4\cdot\delta_y$ etc.) fino a rottura.
- Protocollo di carico ciclico ad ampiezza costante. In particolare i perni a sezione rettangolare sono stati sottoposti a cicli di ampiezza totale 30, 40, 50 and 60 mm, mentre cicli di 40 and 60 mm sono stati utilizzati per i provini a sezione smussata.

Tabella 1.2 dimensione dei provini [mm]



1.4.1.2 Risultati delle prove monotone.

Le connessioni a perno hanno esibito un comportamento duttile con un considerabile aumento di carico anche in zona plastica dovuto all'effetto dell'incrudimento e al meccanismo illustrato in §1.3. I parametri monitorati ad ogni test sono stati la storia carico-spostamento, l'energia dissipata (plastica e totale) e la rigidezza della connessione. Risultati indicativi sono ripostati in Fig. 1.5.

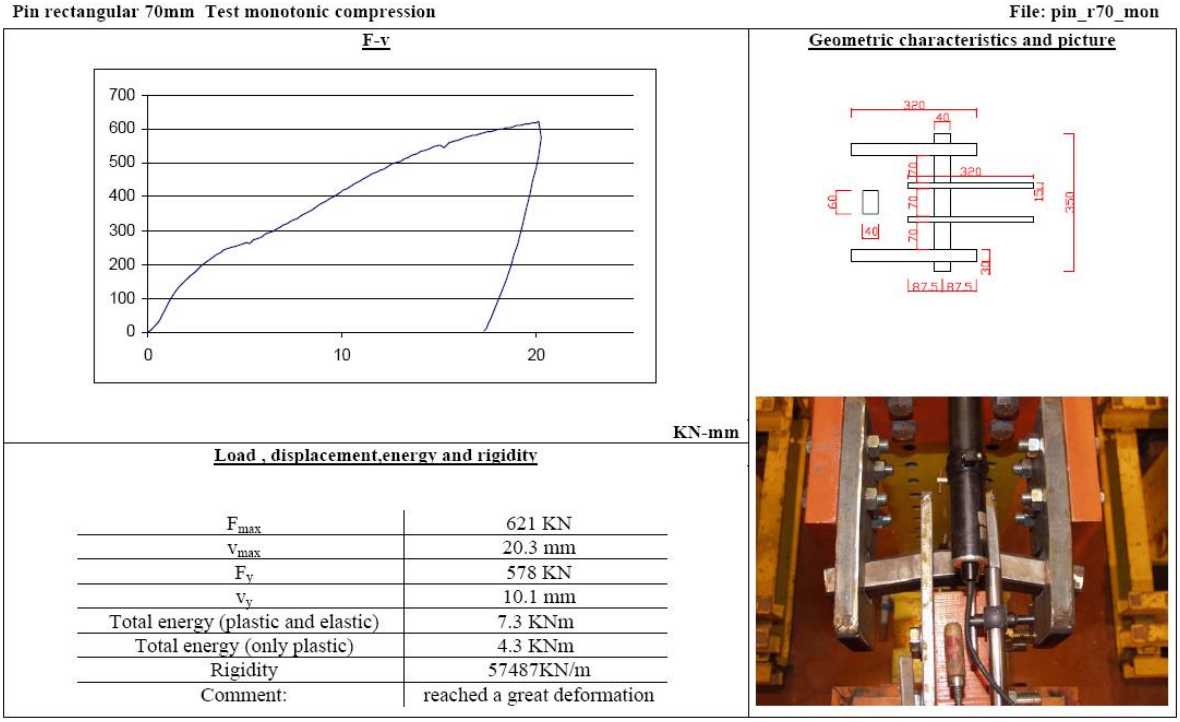


Fig. 1.5: Risultati della prova monotona – provino “Tipo b”

1.4.1.3 Risultati delle prove cicliche

Sotto carico ciclico le connessioni a perno hanno esibito un’eccellente capacità dissipative con un ampio ciclo isteretico e buon comportamento a fatica. La curva di risposta della prova monotona è praticamente sovrapponibile alla curva costituitva della prova a carico ciclico. Inoltre è possibile notare che il ciclo presenta un restringimento significativo è che la resistenza a compressione è leggermente maggiore di quella a trazione, a causa della flessione laterale dei piatti e della loro differente rigidezza flessionale. I parametri monitorati per ogni test sono la storia carico-spostamento, il numero di cicli fino al collasso, l’energia dissipata (totale e per mezzo ciclo) e la rigidezza della connessione ad ogni ciclo. Alcuni risultati indicativi sono riportati in Fig. 1.6. Dalle prove con carico ciclico ad ampiezza costante (Fig. 1.7) sono state ricavate le curve S-N, al fine di valutare il comportamento a fatica del perno, che si dimostra soddisfacente grazie all’assenza di saldature o intagli in prossimità delle zone plastiche.

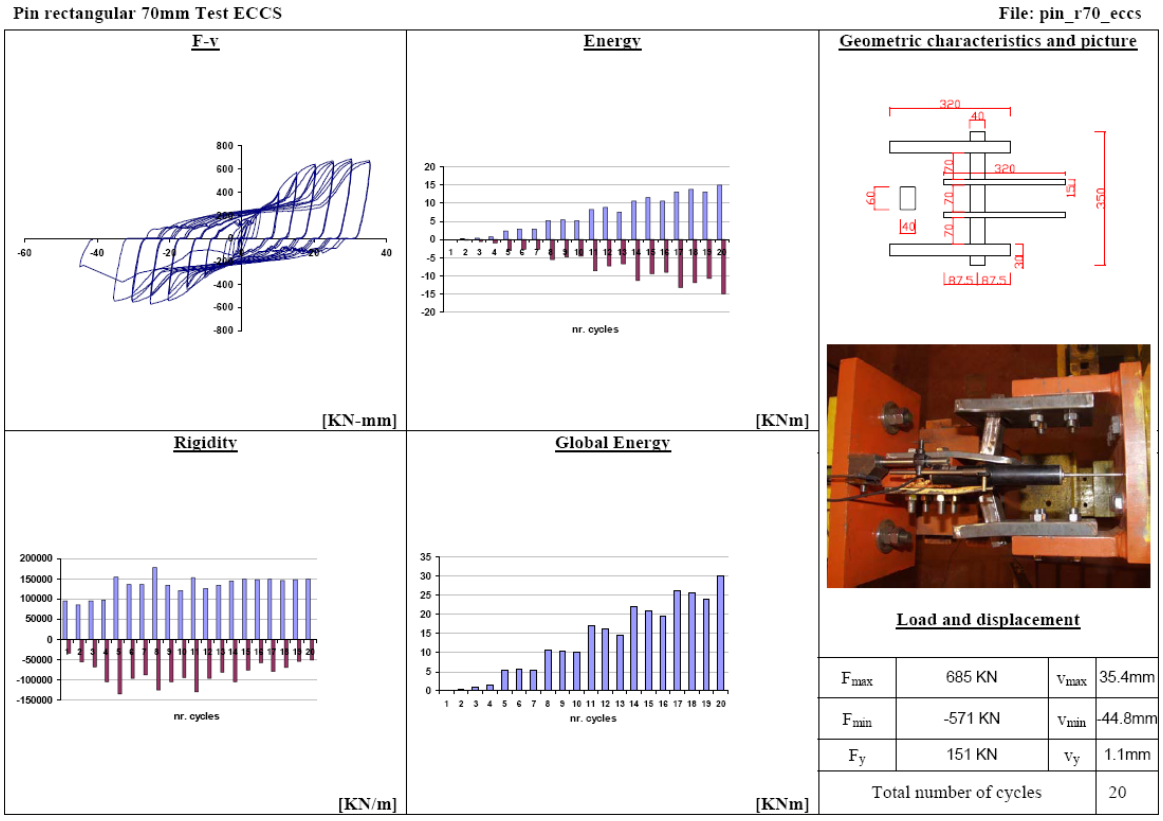


Fig. 1.6: Risultati indicative dei test con protocollo ECCS – Provino "TipoB"

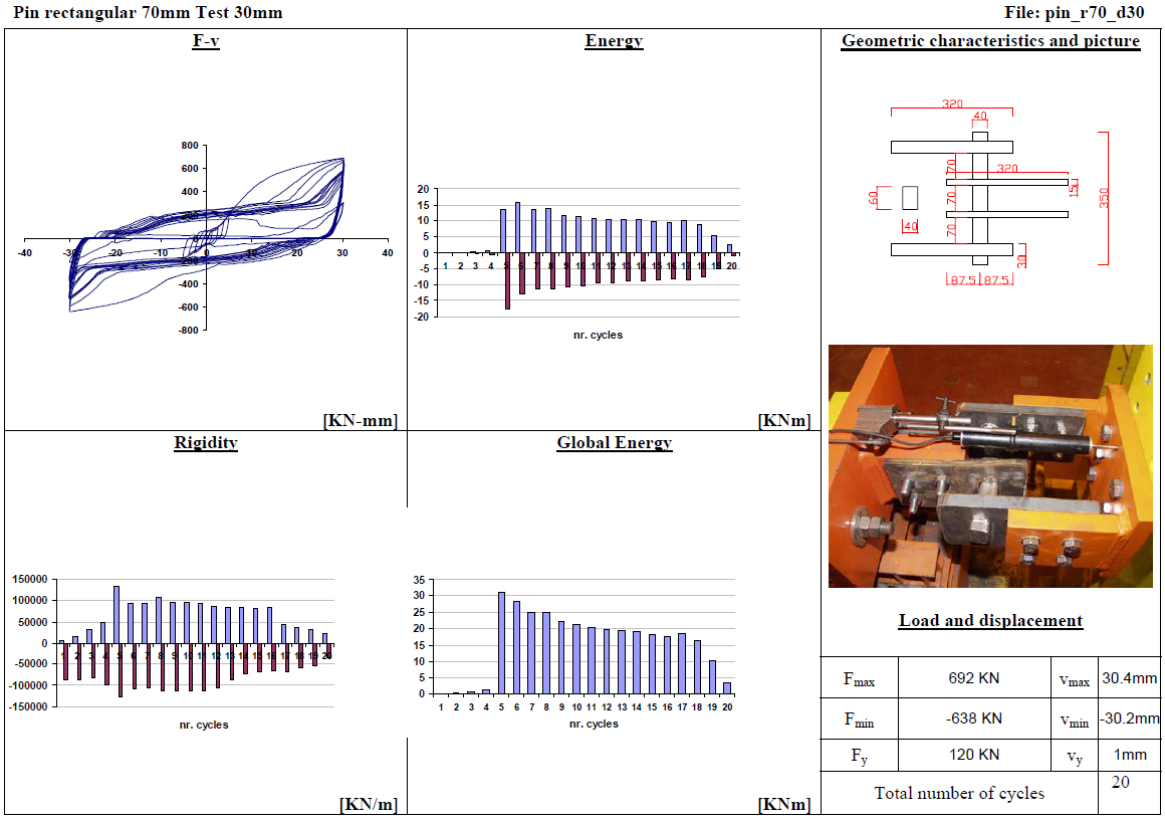


Fig. 1.7: Risultati indicative dei test ciclici ad ampiezza costante (±30mm) – Provino "TipoB"

1.4.2 Test sui telai

1.4.2.1 Sistema di prova, descrizione dei provini, protocollo di carico.

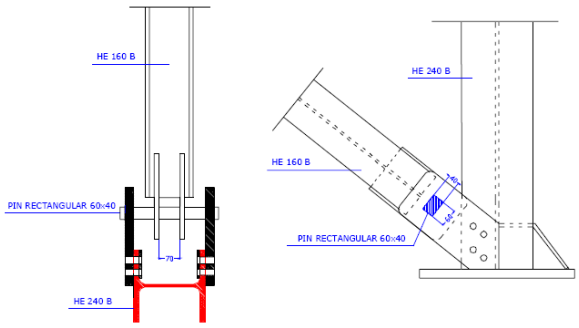
Al fine di comprendere meglio il reale comportamento delle connessioni come parte di una struttura, oltre alle prove sulle connessioni, sono stati eseguiti test a scala reale su telai con connessioni INERD. Le prove sulle strutture sono state condotte presso il Politecnico di Milano e sono descritte con maggiore dettaglio nel relativo rapporto di ricerca [13]. Il telaio testato ha un'altezza di 3.00 m e una luce di 3.40 m (Fig. 1.8). I profili per colonne, trave e diagonali sono rispettivamente HEB 240, HEB200, HEB160. Le connessioni a perno sono analoghe a quelle riportate in Tabella 1.2.

Fig. 1.8: Setup di prova del Politecnico di Milano

Le prove sono state effettuate con due protocolli di carico, controllando lo spostamento applicato alla sommità del telaio:

- Protocollo di carico ciclico ad ampiezza crescente ECC, descritto in §1.4.1.1. Lo spostamento di snervamento δ_y di 6 mm è stato calcolato analiticamente. I cicli iniziali (per spostamenti inferiori a δ_y) sono stati omessi per ragioni pratiche.

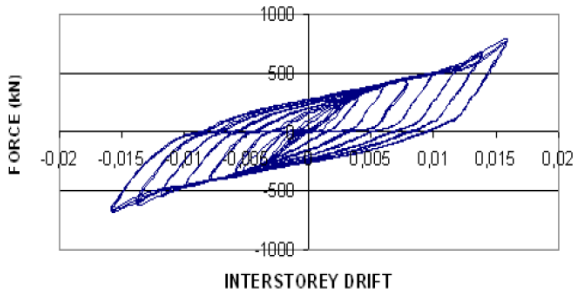
Tipologia	D (mm)	Protocollo di carico
Rettangolare	70	ECCS



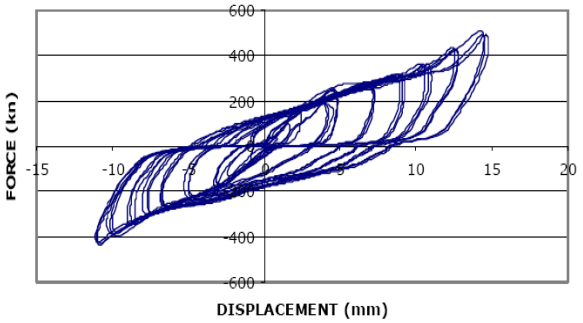
n.° CICLI	energia inviluppo (kNmm)	F_y (kN)	K_y (kN/mm)	e_y (mm)
24	42815	350,0	41,2	8,5

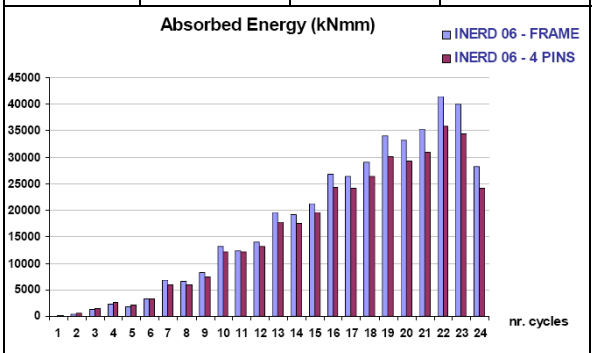
Ciclo negativo		Ciclo positivo	
ΔV_{max} (mm)	F_{max} (kN)	ΔV_{max} (mm)	F_{max} (kN)
-47,5	-678,2	47,8	796,4

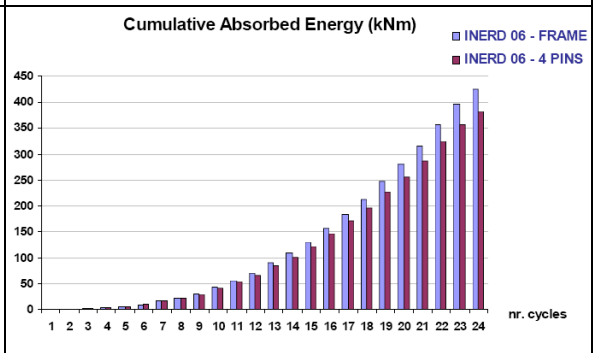
INERD 06 TELAIO RISPOSTA GLOBALE

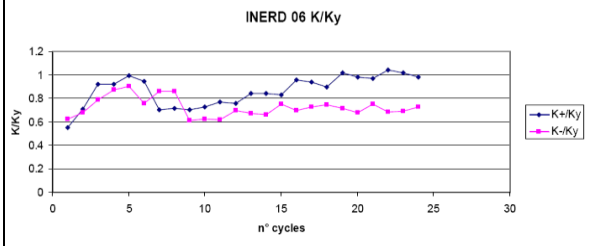


INERD 06 – PERNO IN ALTO A SINISTRA









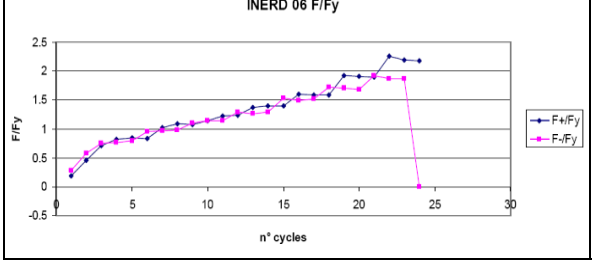


Fig. 1.9: Risultati indicative del test con protocollo ECCS (Milano) – Provino "TipoB"

- Protocollo di carico ciclico corrispondente alla riposta di una struttura sollecitata da un evento sismico reale. In particolare, lo spostamento applicato corrisponde alla risposta del primo livello di un tipo edificio a 6 piani, definito attraverso un'analisi dinamica non lineare. Per ragioni tecniche, il carico è stato applicato come quasi-statico e non in tempo reale.

1.4.2.2 Risultati

Anche nei test sul telaio è stato possibile osservare che le connessioni a perno esibiscono un ottimo comportamento dissipativo, confermando l'assenza di particolari problematiche nel comportamento globale. Non si sono verificate problematiche a livello locale della connessione dovute ad esempio alla rotazione relativa, alla deformazione laterale dei piatti, scorrimento o torsione del perno, ecc.
Alcuni risultati indicative sono riportati in Fig. 1.9. I parametri monitorati sono simili a quelli monitorati per i test sulle connessioni. Si osserva che il ciclo "positivo", che corrisponde a quando il telaio viene "tirato" presenta una resistenza leggermente maggiore rispetto a quello "negativo" che corrisponde a quando il telaio viene "spinto". L'asimmetria della risposta è dovuta sostanzialmente alle deformazioni fuori piano cui è soggetto il setup di prova quando viene compresso.

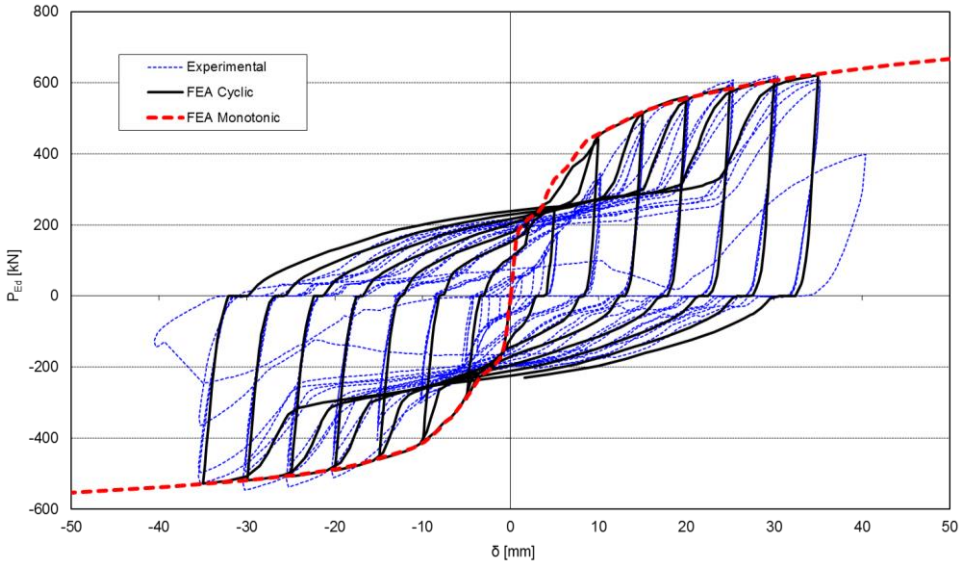


Fig. 1.10: Forza assiale P_{Ed} vs. deformazione assiale δ – confront tra risultati sperimentali e dall'analisi agli elementi finiti (FE) per il provino di "tipoD".

1.4.3 Calibratione del modello numerico FE

La Fig. 1.10 mostra un confronto tra i risultati sperimentali della connessione INERD e la simulazione numerica FEM. Il modello del materiale è stato definition in modo da considerare l'effetto Bauschinger. Forza e deformazione assiali sono positive quando le diagonali sono compressa. E' possibile notare come la resistenza della connessione a carico positivo (diagonale in compressione) si maggiore rispetto alla relativa ressitenza a carico positivo (diagonale tesa) a causa della differente

rigidezza rotazionale dei piatti esterni. Il pinching è dovuto essenzialmente all'ovalizzazione dei fori delle barre. Per tutti i tipi di conessioni testate è stato possibile riscontrare una buona corrispondenza tra i risultati numerici e sperimentali. Sia i test che le simulazioni numeriche hanno mostrato che la curva della prova monotona corrisponde alla curva costitutiva della prova ciclica, eccetto che per piccole deformazioni.
Un vasto studio parametrico è stato effettuato utilizzando i modelli FE calibrati, consentendo di investigare ulteriori configurazioni.

1.5 REGOLE DI PROGETTO

Le conclusioni ricavate dalle indagini numeriche ed analitiche sono state riassunte e organizzate in una guida di progetto per le applicazioni pratiche. Tale documento fornisce istruzioni circa il dimensionamento delle connessioni INERD a perno e il progetto dei telai che le prevedono. La metodologia di progetto si basa sulle prescrizioni dell' EN 1993-1-1 [17] e EN 1998-1 [19]. Alcune indicazioni fornite dall' EN 1998-1-1 sono state adattate al caso delle connessioni dissipative. La guida include inoltre dettagli strutturali e costruttivi.

1.5.1 Regole di progetto preliminare e costruttive

Il predimenzionamento e il dimensionamento dei perni va effettuato sulla base del modello semplificato desctivvo in §1.3 riassunto in Tabella 1.1. Questo approccio pratico consente di determinare rapidamente il numero di campate controventate necessarie, la sezione trasversale del perno, la distanza e la dimensione dei piatti, ecc. Tuttavia, l'impiego di un modello maggiormente accurato come quello descritto in §1.5.2 è necessario per definire accuratamente le caratteristiche della connessione e i requisiti del sistema in termini di duttilità e sovraresistenza.
Al fine di assicurare una risposta soddisfacente della connessione, devono essere soddisfatti i requisiti geometrici riportati in Tabella 5.1 che costituiscono i limiti di applicazione delle regole di progetto e un'indicazione progettuale importante al fine di evitare dettagli non corretti che possano compromettere l'efficienza della connessione (ad esempio la scelta di piatti troppo sottili e deformabili).

Tabella 5.1: Requisiti geometrici per le connessioni INERD a perno

Forma della sezione del perno	$h \le b \le 2 \cdot h$
Distanza minima tra I piatti	$a \ge h$
Spessore dei piatti esterni	$t_{ext} \ge 0.75 \cdot h$
Spessore dei piatti interni	$t_{int} \ge 0.5 \cdot t_{ext}$ for two plates $t_{int} \ge t_{ext}$ for one plate
Dimensioni di una connessione INERD a perno: *b* larghezza del perno *h* altezza del perno t_{ext} spessore del piatto esterno t_{int} spessore del piatto interno d_{ext} spazio tra i piatti esterni d_{int} distanza libera tra i piatti interni *a* distanza libera tra piatti interni ed esterni	

L'acciaio di cui sono costituiti i perni dissipativi deve avere proprietà misurate al fine di evitare un'eccessiva sovraresistenza. In accordo all' EN 1998-1-1 [19] la tensione di snervamento deve avere un massimo di:

$$f_{y,max} \le 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \qquad \text{Eq. (1.1)}$$

dove γ_{ov} = 1.25 è il coefficiente di aletoreità
f_y è il valore nominale della tensione di snervamento

Se le proprietà del materiale del perno soddisfano l'eq. (1.1), il fattore di sovraresistenza può essere ridotto di conseguenza, consentendo un progetto più economico.

1.5.2 Progetto con l'analisi elastic-lineare

Le regole di progetto sono rivolte ad assicurare che lo snervamento sia concentrato esclusivamente nel perno della connessione INERD, prima che alcun fenomeno di insabilità o snervamento si verifichi negli altri elementi. Il progetto di un edificio con connessioni INERD a perno si basa pertanto sull'assunzione che le zone preposte alla dissipazione dell'energia siano quindi i perni, attraverso la formazione di cerniere plastiche. Si applica la seguente metodologia:

1) Modellazione

La risposta di un edificio con connessioni a perno INERD può essere simulata con un commune software di calcolo ed un modello elastico. Le connessioni possono essere modellate come molle a comportamento lineare la cui costante di

proporzionalità si definisce in accordo alla seguenti relazioni:

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot E \cdot I}{l^3} \text{ per un piatto} \qquad \text{Eq. (1.2a)}$$

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot \alpha \cdot (3 - 4 \cdot \alpha)} \text{ per due piatti} \qquad \text{Eq. (1.2b)}$$

Poichè un telaio con connessioni INERD è essenzialmente un telaio controventato, le connessioni trave-colonna e alla base delle colonne sono progettate come cerniere.

2) Analisi

Un'analisi statica lineare viene effettuata per valutare gli effetti dei carichi verticali permanenti e variabili e le relative verifiche sono condotte in accordo all'EN1993-1-1 [17] per le combinazioni allo SLE e allo SLU. Gli effetti indotti dal sisma sono calcolati attraverso un'analisi multimodale con uso dello spettro di risposta in cui il numero dei modi di vibrare considerato è tale che la massa eccitata complessiva sia almeno il 90% della massa totale. Lo spettro di progetto è definito con un fattore di struttura massimo uguale a 4 e 3 per strutture in alta (DCH) e media (DCM) classe duttilità rispettivamente. Se le connessioni INERD sono utilizzate soltanto ad uno degli estremi dele diagonali, il fattore di struttura deve essere ridotto (3 per DCH e 2 perDCM).

3) Limitazione degli spostamenti di interpiano

Per il progetto nei confronti dello stato limite di danno, si assicura che gli elementi non-strutturali non siano seriamente danneggiati dal terremoto di servizio e che l'edificio rimanga operativo. Con l'analisi lineare, lo spostamento indotto dal sisma d_s può essere calcolato in funzione dello spostamento elastico d_e attraverso la relazione:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \text{Eq. (1.3)}$$

Se i rapporti di sovraresistenza degli elementi dissipativi sono inferiori, lo spostamento può essere calcolato considerando un fattorei di riduzione q_Ω, uguale al rapporto di dovraresistenza della connessione, come segue:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \qquad \text{Eq. (1.4)}$$

Lo spostamento relativo di interpiano d_r ad ogni livello è definito come differenza tra spostamento laterale medio alla sommità e alla base del piano considerato e deve soddisfare i requisiti forniti dall'EN1998-1. Il valore limite è definito in relazione al tipo di elementi non-strutturali e alla classe di importanza dell'edificio.

4) Effetti del secondo ordine

L'influenza degli effetti del secondo ordine è verificata in accordo all'EN1998-1 controllando il coefficiente θ ad ogni piano per le due direzione come segue:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \qquad \text{Eq. (1.5)}$$

dove P_{tot} è il carico verticale totale al piano considerato
V_{tot} è il taglio sismico al piano considerato

In alternativa, il coefficiente θ può essere valutato con un'anlisi lineare di stabilità attraverso fattore α_{cr}, che amplifica i carichi di progetto. L'analisi è condotta assumendo i carichi gravitazionali costanti in combinazione sismica $(1{,}0 \cdot G + 0.3 \cdot \varphi \cdot Q)$. Una volta selezionati i modi instabili dominanti in direzione x ed y, il corrispondente valore α_{cr} è valutato come:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \qquad \text{Eq. (1.6)}$$

dove F_{cr} è il carico critico per l'instabilità globale sulla base della rigidezza iniziale elastica
F_{Ed} è il carico di progetto per la combinazione sismica

Per considerare lo spostamento inelastico, α_{cr} può essere diviso per il fattore di struttura q:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \qquad \text{Eq. (1.7)}$$

In accordo all' EN1998-1, se il coefficiente $\theta \leq 0.1$, gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati; viceversa se $0.1 < \theta < 0.2$ gli effetti del secondo ordine devono essere considerati amplificando gli effetti indotti dal sisma con un coefficiente pari a $1/(1-\theta)$. Per $0.2 < \theta < 0.3$, è richiesta un'analisi accurate del secondo ordine. Valori di $\theta > 0.3$ non sono consentiti.

5) Verifica degli elementi dissipativi

a) Resistenza assiale

La resistenza delle connessioni a perno è calcolata in condizioni di snervamento e ultime per carichi statici e sismici. La curva costitutiva forza assiale-spostamento è praticamente trilineare come mostrtato in Fig. 1.11. Il limite elastico in termini di resistenza (punto I) è dato dal minimo tra i due valori, a seconda che il perno lavori prevalentemente a flessione o taglio:

$$P_{y,Rd} = min\left\{\frac{1.7 \cdot M_{pl}}{a_{red,I} \cdot \gamma_{py}} ; k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}}\right\} \qquad \text{Eq. (1.8)}$$

dove $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$ è la resistenza a flessione del perno

$a_{red,I} = a - 0.5 \cdot h$ il braccio ridotto al punto I

$k_{pin} = 1 + 0.1 \cdot \frac{b}{h}$ è il fattorei di forma del perno con $1.1 \le k_{pin} \le 1.2$

γ_{py} = 1.05 coefficiente di sicurezza

La resistenza di snervamento della connessione deve essere maggiore della forza assiale agente per i carichi statici e il terremoto frequente.

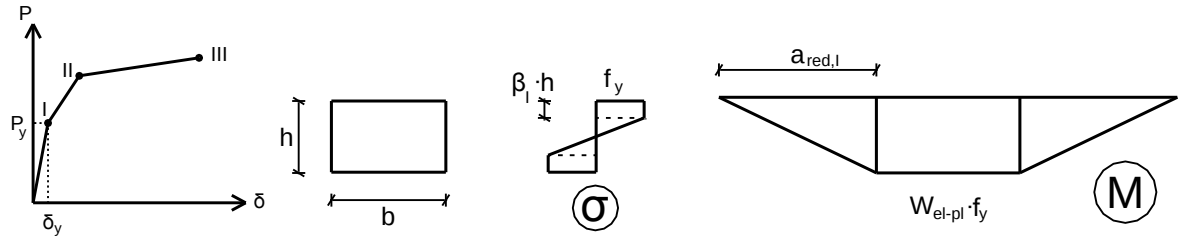


Fig. 1.11: Tensioni normali nel perno e diagramma del momento in corrispondenza del primo snervamento (punto I)

Per il calcolo della resistenza ultima della connessione, si considera il braccio al punto III:

$$a_{red,III} = a - h \qquad \text{Eq. (1.9)}$$

Con $a_{red,III} \le 0$ il perno lavora prevalentemente a taglio, sebbene questa condizione non si verifica nel rispetto delle limitazioni geometriche fornite in Tabella 5.1. In questo caso la resistenza ultima è:

$$P_{u,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \qquad \text{Eq. (1.10)}$$

Dove γ_{pu} = 1.1 coefficiente di sicurezza per le condizioni ultime

Per $a_{red,III} > 0$ il perno lavora a flessione e taglio (Fig. 1.12) e la resistenza ultima della connessione è data dalla relazione (1.11a). La capacità residua a taglio è data dall'equazione (1.11b). Il coefficiente β_{III} definisce la percentuale del perno che subisce deformazioni plastiche significative su ogni lato, con $0 \le \beta_{III} \le 0.5$. La resistenza ultima della connessione si determina per iterazione modificando il β_{III}, in modo che i valori resituiti dalle relazioni (1.11a) e (1.11b) siano uguali.

$$P_{u,M,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red,III} \cdot \gamma_{pu}} \qquad \text{Eq. (1.11a)}$$

$$P_{u,V,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \qquad \text{Eq. (1.11b)}$$

dove $M_u = W_{u,pl} \cdot f_{mid}$ resistenza plastic ultima del perno

$f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$ massima tensione normale del perno

$\lambda_f = \left(\frac{a - h}{2 \cdot h} \right)^2$ fattore per l'influenza del taglio, con $0 \le \lambda_f \le 1$

$W_{u,pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_{III} - \beta_{III}^{\ 2} + \chi \cdot (0.5 - \beta_{III})^2 \right]$ modulo plastic del perno ridotto per effetto del taglio, con

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

La resistenza ultima della connessione deve essere maggiore della forza assiale indotta dalla combinazione sismica di progetto, e rappresenta l'azione di riferimento per la gerarchia delle resistenze degli elementi connessi.

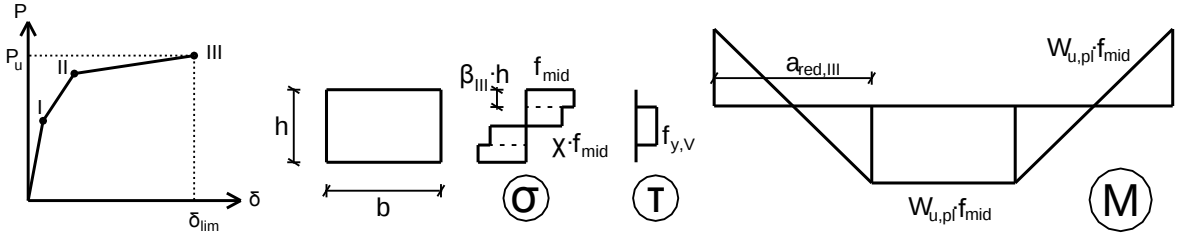


Fig. 1.12: Tensioni normali e di taglio del perno e diagramma del momento in condizioni ultime.

Si osserva generalmente che la resistenza a trazione sia leggermente inferiore rispetto a quella a compressione; tuttavia questo fenomeno può essere minimizzato progettando correttamente i dettagli e può essere trascurato in fase di progetto. La resistenza assiale al punto II può essere presa come la media tra i corrispondenti valori ai punti I e III.

b) Comportamento dissipativo globale

Si definisce un fattore di sovraresistenza per ogni connessione:

$$\Omega_i = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}} \qquad \text{Eq. (1.12)}$$

Per assicurare una plasticizzazione omogenea e un comportamento globale di tipo duttile della struttura, si verifica che il massimo rapporto di sovraresistenza Ω_{max} e il valore Ω_{min} non differiscano di una quantità maggiore del 25%:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25 \qquad \text{Eq. (1.13)}$$

c) Deformazione assiale

Le connessioni INERD a perno devono subire ampie escursioni di deformazione in campo plastico per dissipare l'energia in ingresso e pertanto occorne verificarne la capacità deformativa, rispettando il seguente requisito sullo spostamento relativo di interpiano:

$$d_r \leq \frac{1.6 \cdot a}{H \cdot cos\varphi} \qquad \text{Eq. (1.14)}$$

dove H è l'altezza di interpiano al livello considerato
φ è l'angolo di inclinazione della diagonale rispetto all'asse orizzontale

Se le connessioni INERD sono utlizzate a una sola estremità delle diagonali, il valore limite dato dalla eq. (5.14) deve essere ridotto del 50%.

6) Verifiche sugli elementi non-dissipativi.

Travi, colonne e diagonali del telaio, così come gli elementi non dissipativi della connessione (piatti, bulloni, saldature, ecc) devono essere progettati per la massima forza trasmessa dal perno, al fine di assicurare un corretto meccanismo di collasso e un'adeguata dissipazione energetica.

a) La resistenza R_d delle saldature o dei bulloni delle connessioni INERD deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$R_d \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd} \qquad \text{Eq. (1.15)}$$

dove $P_{u,Rd}$ è la resistenza ultima del perno considerato
γ_{ov} = 1.25 è il coefficiente di aletoreità suggerito

Per le connessioni bullonate, devono essere utilizzati bulloni ad attrito ad alta resistenza. (Categorie B, C o E in accordo all' EN1993-1-8).

b) I controventi devono essere verificati nei confronti dello snervamento e dei fenomeni instabili assumendo che i perni attingano la massima capacità alle estremità:

$$N_{Ed} = \Omega_{\max} \cdot P_{u,Rd} \qquad \text{Eq. (1.16)}$$

dove Ω_{max} è il valore massimo tra tutte le connessioni a perno

c) Travi e colonne connesse alle diagonali con connessioni INERD devono essere progettate per soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,E} \qquad \text{Eq. (1.17)}$$

dove $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ è lo sforzo normale plastic di progetto in accnordo all'EN 1993 che tiene conto dell'interazione con il momento flettente $M_{Ed.}$
$N_{Ed,G}$ è lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali agenti in combinazione sismica.
$N_{Ed,E}$ è lo sforzo normale dovuto all'azione del sisma valutato in combinazione sismica.
Ω_{min} è il valori minimo tra tutte le connessioni a perno.

1.5.3 Progetto con analisi static nonlineare (analisi di spinta)

Il modello utilizzato per l'analisi elastica deve essere integrato per simulare la risposta in campo non lineare e valutare il meccanismo plastico e la distribuzione del danno attraverso un'analisi di spinta.
Il comportamento delle connessioni INERD, che rappresentano gli elementi duttili, è descritto quindi da molle a comportamento non lineare caratterizzate attraverso le prove sperimentali e le analisi FE. La legge costitutiva è rappresentata in figura Fig. 1.13. Si noti che la curva assunta è conservativa rispetto alle curve sperimentali monotone, poiché non porta in conto gli effetti benefici come l'incrudimento, l'effetto catenaria ecc. Tre livelli prestazionali sono definiti sulla curva, ossia stato limite di danno limitato o "Occupazione Immediata" (IO), sicurezza della vita umana (LS) e stato limite di collasso (CP).
I valori proposti in Fig. 1.13 si riferiscono alla risposta della connessione sia a trazione che a comprensione, posto che i requisiti feometrici forniti dalla Tabella 5.1 siano soddisfatti o che la flessione laterali dei piatti sia inibita meccanicamente.

Punto	P	δ_{pl}
A	0	0
B	P_{yd}	0
C	P_{ud}	0.5·h
D	P_{ud}	a
E	$0.5 \cdot P_{ud}$	a
F	$0.5 \cdot P_{ud}$	1.5·a
Criterio di accettazione (δ_{pl})		
IO	0.25·h	
LS	0.6·h	
CP	0.8·a	

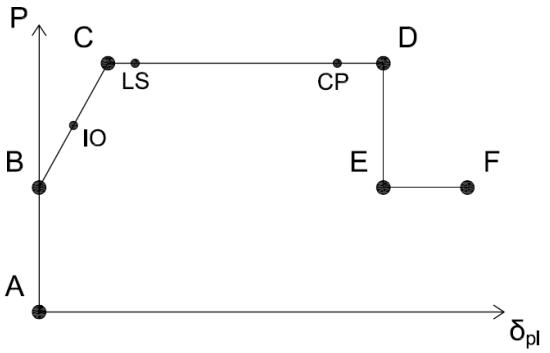


Fig. 1.13: Proprietà proposte per la molla nonlineare per le connessioni INERD

Le proprietà delle cerniere degli elementi non-dissipativi possono essere calcolate in accordo alle rispettive normative (ad esempio, FEMA-356). Poiché il telaio è controventato, il regime di sollecitazione prevalente è di tipo assiale e pertanto colonne e digonali devono essere modellate in modo tale da simulare snervamento a trazione o fenomeni instabili in compressione, eventualmente combinate con l'effetto del momento flettente. In alternativa, gli elementi non-dissipativi possono essere modellati senza cerniere, verificando che rimangano in campo elastico per tutte le forze agenti.

1.5.4 Progetto con analisi dinamica non-lineare

Il modo maggiormente accurato di valutare la risposta sismica di un edificio in acciaio con connessioni INERD è attraverso un'analisi dinamica nonlineare con accelerogramma. Questo tipo di analisi simula accuratamente la risposta globale della struttura, il danno cumulato nelle connessimo, i massimi spostamenti residui di interpiano, ecc.

La relazione costitutiva nonlineare utilizzata per la molla per la connessione INERD descritta in §1.5.3, deve essere integrata al fine di esibire un adeguato comportamento isteretico. La curva isteretica proposta è riportata in Fig. 1.14 ed è stata definita nel software OpenSees, e calibrato sulla base dei risultati sperimentali delle prove cicliche, utilizzando parallelamente due materiali con diverse caratteristiche isteretiche.

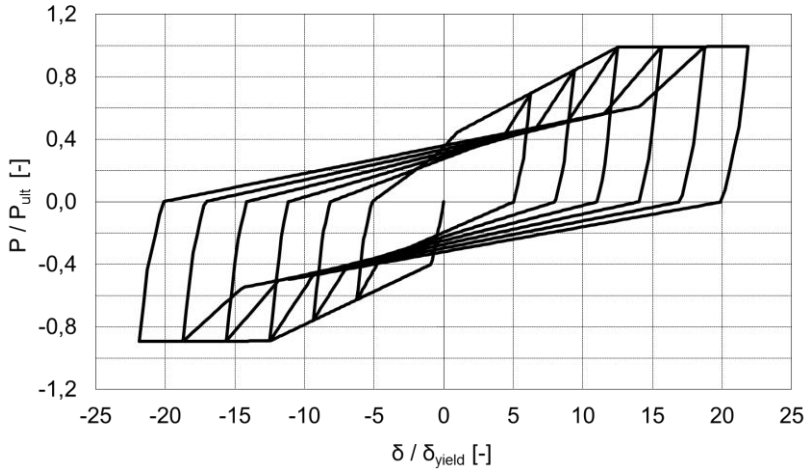


Fig. 1.14: Curva isteretica della molla non lineare che descrive il comportamento nella connessione INERD

A causa dell'azione sismica la connessione è soggetta a significative deformazioni assiali. Dalla storia forza-deformazione assiale della connessione si può determinare l'indice di danno per il carico ciclico ad ampiezza variabile attraverso la legge del danno culumato di Palmgren – Miner.

Il numero di cicli che il sistema può garantire dipende dalla storia di deformazioni e l'intervallo di deformazioni resistenti a fatica per ciclo ed il corrispondente numero *N* di cicli è stato derivato sulla scorta delle prove sperimentali condotte a Lisbona.

1.6 ANALISI SUI TELAI 2D

Tutti i modelli analitici, i risultati sperimentali e numerici e le regole di progetto proposte sono state verificate attraverso analisi numeriche su telai bidimensionale con il software OpenSees. I telai 2D sono stati estratti da edifici tridimensionali ed analizzati sia con controventi tradizionali che con controventi con connessioni INERD a perno. Il progetto preliminare è stato effettuato conducendo un'analisi elastica; analisi nonlineare di spinta e dinamiche sono state effettuate in un secondo momento per investigare la risposta in campo non lineare e verificare l'esattezza del fattore di struttura proposto.

1.6.1 Descrizione dei telai esaminati

1.6.1.1 Ipotesi di progetto e caratteristiche geometriche

Tre configurazioni base di telai bidimensionali sono state analizzate effettuando analisi non lineari statiche e dinamiche. I telai sono progettati in accordo alle prescrizioni degli Eurocodici, della norma sismica greca e del progetto INERD.

I telai analizzati sono a tre, sei e nove piani come mostrato in Fig. 1.15.
Inoltre un ulteriore edificio tridimensionale a sei piani è stato analizzato come caso studio per validare le regole di progetto proposte (Fig. 1.16). Tutti i casi sono stai

progettati e analizzare utilizzando alternativamente controventi con connessioni a completo ripristino di resistenza e con connessioni INERD. La larghezza delle campata varia tra 5.00 e 7.50 m, mentre l'altezza di interpiano tra 3.20 m e 3.50 m. L'acciaio utilizzato è S355; profili di tipo HEB, IPE e HEA sono stati utilizzati rispettivamente per colonne, travi e controventi. Ad ogni impalcato è stato imposto un vincolo di diaframma rigido.

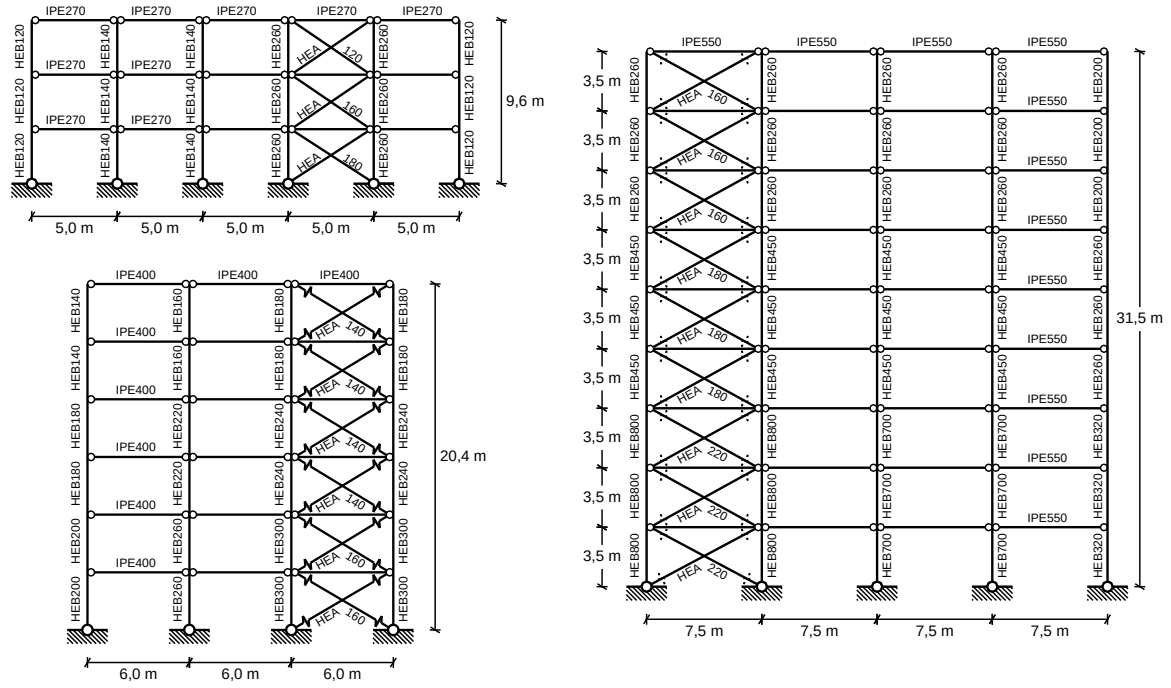


Fig. 1.15: telai bidimensionali a 3, 6 e 9 piani

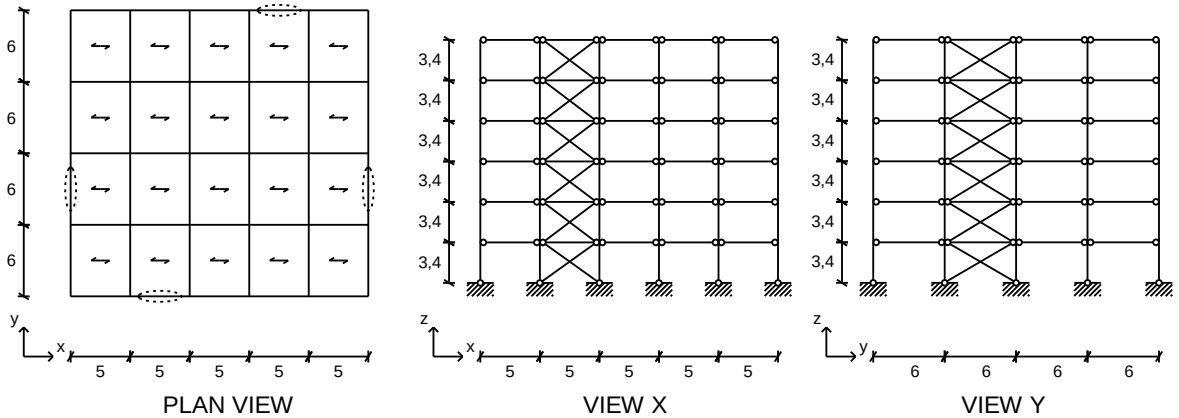


Fig. 1.16: Layout dell'edificio 3D a 6 piani

Le connessioni delle diagonali sono bullonate a completo ripristino di resistenza o connessioni INERD a perno, progettate rispettivamente in funzione della resistenza a compressione della diagonale o in accordo alle regole proposte nell'ambito del progetto INERD. Gli elementi e le connessioni sono stati scelti al fine di assicurare

una distribuzione uniforme delle deformazioni plastiche lungo l'altezza, e l'economicità del progetto. I carichi considerati sono riportati in Tabella 6.1.

Tabella 6.1 Carichi gravitazionali e azione sismica

Carichi gravitazionali	
Permanente (escluso peso proprio dell'acciaio)	6.0 kN/m^2
Variabili	3.0 kN/m^2 per I telai 2D 5.0 kN/m^2 per il caso 3D
Azione sismica (Greek National Code EAK2000)	
Tipo di suolo	B (T_B = 0.15 s, T_C = 0.60 s)
Accelerazione di picco al suolo	A = 0.24·g (zona II)
Classe di importanza	Σ2 (γ_I = 1.0)
Fattore di struttra	q = 3 CBF tradizionali q = 4 connessioni INERD
Coefficiente in fondazione	θ = 1.0
Smorzamento	4% (struttura in acciaio bullonate)
Coefficiente per I carichi variabili in combinazione sismica	ψ_2 = 0.30

1.6.1.2 Modellazione

Tutti gli elementi sono modellati come elementi "trave-colonna" o "pendolo" se non diversamente specificato. I telai esaminati hanno controventi concentrici, e tutti i nodi trave-colonna sono incernierati. Le travi sono progettate senza considerare l'effetto della soletta composta.

Il comportamento isteretico di tutti gli elementi dissipativi (controventi e connessioni INERD) è modellato in modo da fornire risultati accurati in caso di analisi lineari, non lineari, statiche e dinamiche. Il comportamento isteretico delle diagonali è mostrato in Fig. 1.17, mentre quello delle connessioni INERD è descritto in §1.5.4 e Fig. 1.14. In entrambi i casi la riposta monotona sia a trazione che compressione è molto acurata; la risposta ciclica è sulla base dei risultati sperimentali forniti in [7, 12].

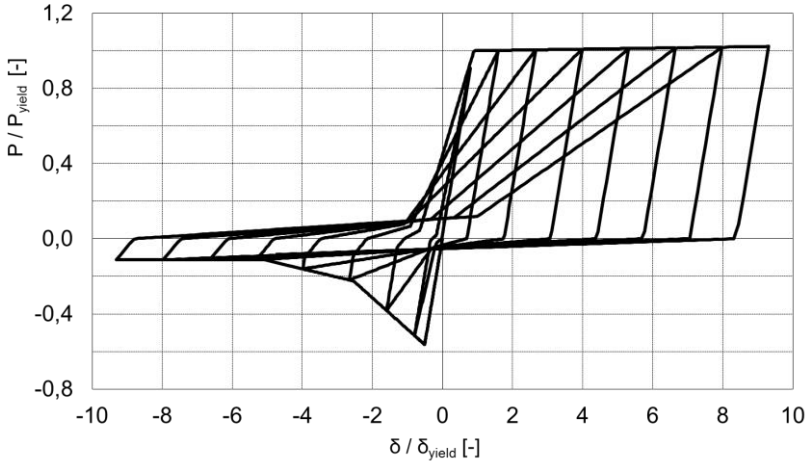


Fig. 1.17: risposta isteretica di una diagonale

1.6.2 Analisi lineare e multimodale allo spettro di risposta

I telai possono essere modellati utilizzando un comune software di calcolo e progettati in accordo agli Eurocodici e alle regole di progetto proposte (§1.5.2). Laddove non sia possibile modellare separatamente i tre elementi che costituiscono le connessione INERD, è possibile modellarli utilizzando un elemento pendolo. La rigidezza dell'elemento pendolo può essere computata sommando in serie le rigidezza delle tre molle (due per la connessione e una per la diagonale di lunghezza L_{br}). Il progetto dell'edifcio tridimensionale è riportato dettagliatamente in [28].

Per valutare gli effetti dei carichi vericali è possibile effettuare un'analisi lineare, mentre per valutare gli effetti indotti dal sisma si può condurre un'analisi multimodale allo spettro di risposta.

In Fig. 1.19, sono riportati I periodi fondamentali di vibrazione valutati con la rigidezza initiale per ogni telaio bidimensionale. Ogni telaio è identificato da un acronimo costituito da "numero di piani" x "numero di campate" seguito dalla lettera "d" per i telai con connessioni INERD (e nessuna ulteriore lettera per i tradizionali controventi).

1.6.3 Analisi statica nonlineare (analisi di spinta)

I telai bidimensionali con controventi tradizionali e con connessioni INERD (indicati con "d") sono stati analizzati effettuando un'analisi statica non lineare con una distribuzione di forze di tipo triangolare. I risultati sono riportati in Fig. 1.18, dove il taglio alla base è riportato (come percentuale del carico verticale) in funzione dello spostamento in sommità (fornito come percentuale dell'altezza toate dell'edificio).

- I telai irrigiditi con controventi tradizionali esibiscono una rigidezza laterale iniziale maggiore rispetto a quelli con connessioni INERD. In seguito all'instabilità delle diagonali, nei primi si verifica una brusca perdita di rigidezza.
- I telai con controventi tradizionali esibiscono inoltre una resistenza laterale maggiore, poiché la resistenza delle connessioni INERD è limitatata in funzione

della resistenza di stabilità delle diagonali; pertanto i telai con connessioni INERD hanno una capacità portante inferiore nei confronti delle azioni laterali.

- I telai con connessioni INERD a perno esibiscono maggiore duttilità rispetto ai sistemi tradizionali, grazie alla capacità delle connessioni di subire ampie escursioni di deformazione in campo plastico senza degrado di resistenza. Inoltre le diagonali, progettate come elementi non-dissipativi, non sono soggette a fenomeni instabili che comportano invece una brusca perdita di rigidezza e resistenza nei sistemi tradizionali.

L'ultima considerazione legittima l'impiego di un fattore di struttura per i telai con connessioni INERD maggiore di quello impiegato nei sistemi tradizionali.

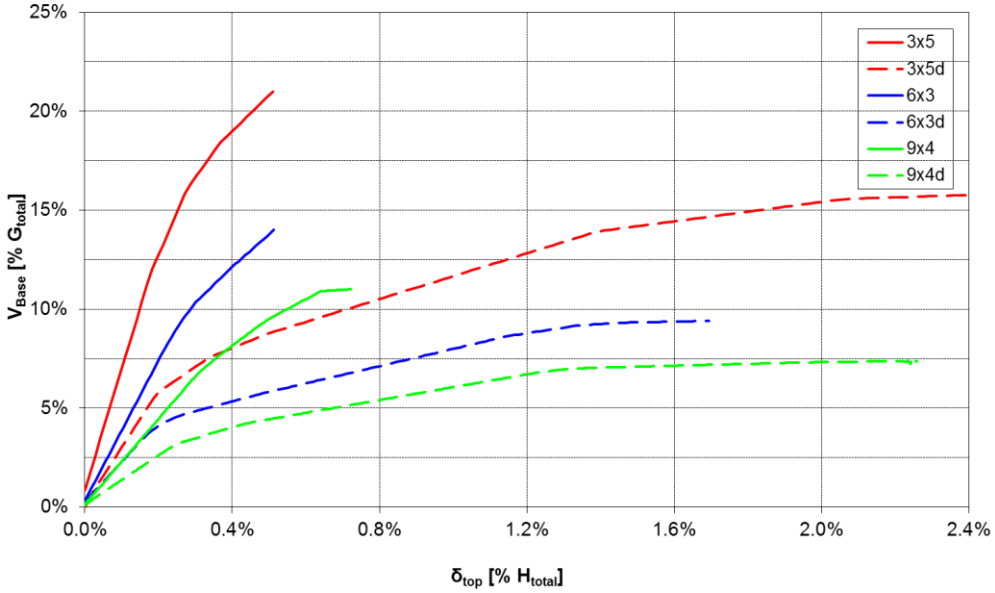


Fig. 1.18: Curve di pushover dei telai con controventi traidizionali e connessioni INERD.

1.6.4 Analisi dinamica non lienare

La risposta sismica dei telai è stata investigata effettuando analisi dinamiche nonlineari con il software OpenSees. Sono stati utilizzati quattro accelerogrammi naturali e due artificiali; lo spettro di risposta scalato è riportato in Fig. 1.19.

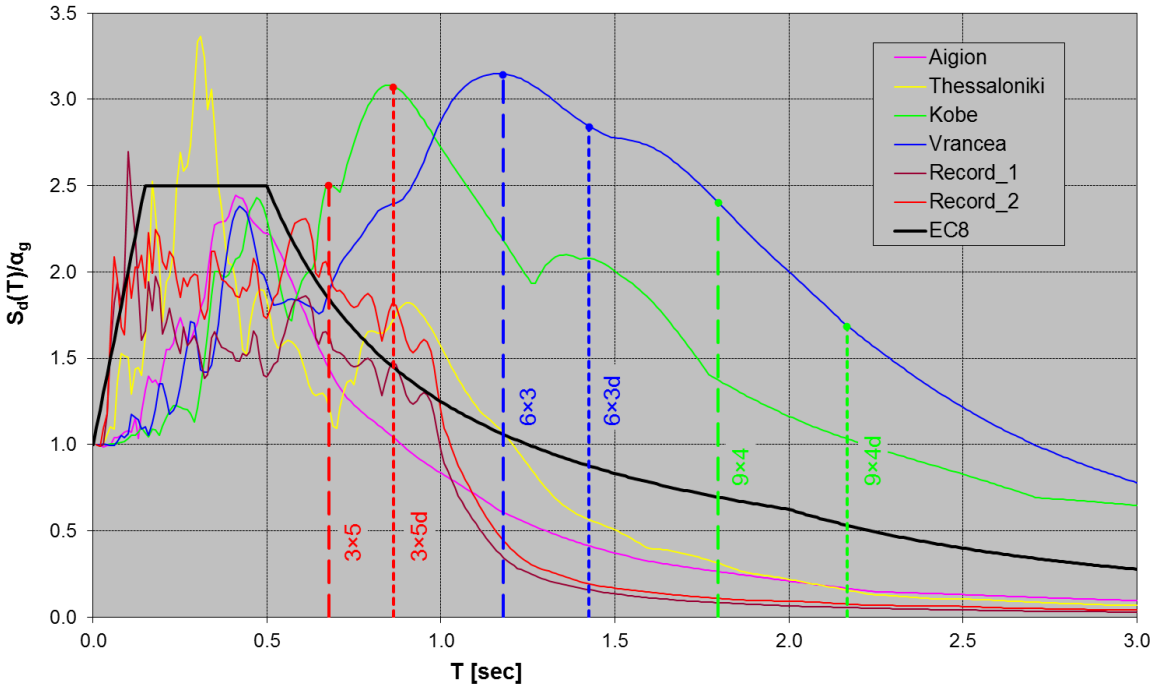


Fig. 1.19: Spettro scalato degli acceleogrammi selezionati

Un'analisi dinamica incrementale è stata effettuata per investigare la risposta dei telai esaminati, al crescere dell'accelerazione di picco al suolo. I risultati in termini di spostamento in sommità per I telai bidimensionali sono riportati in Fig. 1.20 e Fig. 1.21. Ogni punto della curva corrisponde al valore massimo per un fattore di scala. I risultati hanno suggerito le seguenti osservazioni:

- Gli accelerogrammi di Kobe e Vrancea attivano periodi di vibrazioni differenti rispetto a quelli contenuti nello spettro normativo, e pertanto la risposta nei confronti di questi terremoti è sensibilmente peggiore.
- Lo spostamento totale di tutti i telai è accettaibile per l'accelerazione del terremodo di progetto (2.35 m/sec²) per tutti i telai e, escludendo Kobe and Vrancea, lo spostamento relativo di interpiano è al di sotto del 2%.
- Lo spostamento relativo di interpiano per terremoti frequenti e poco intensi (circa il 50% del terremoto di progetto) è tale da soddisfare i requisiti allo stato limite di danno per salvaguardare gli elementi non-strutturali (0.5-0.7%).
- Per un terremoto estremo (circa il 200% del terremoto di progetto) i telai con connessioni INERD subiscono deformazioni più piccole.
- L'impiego delle connessioni INERD a perno consente un comportamento più stabile e affidabile grazie all'assenza di fenomeni instabili nelle diagonali.

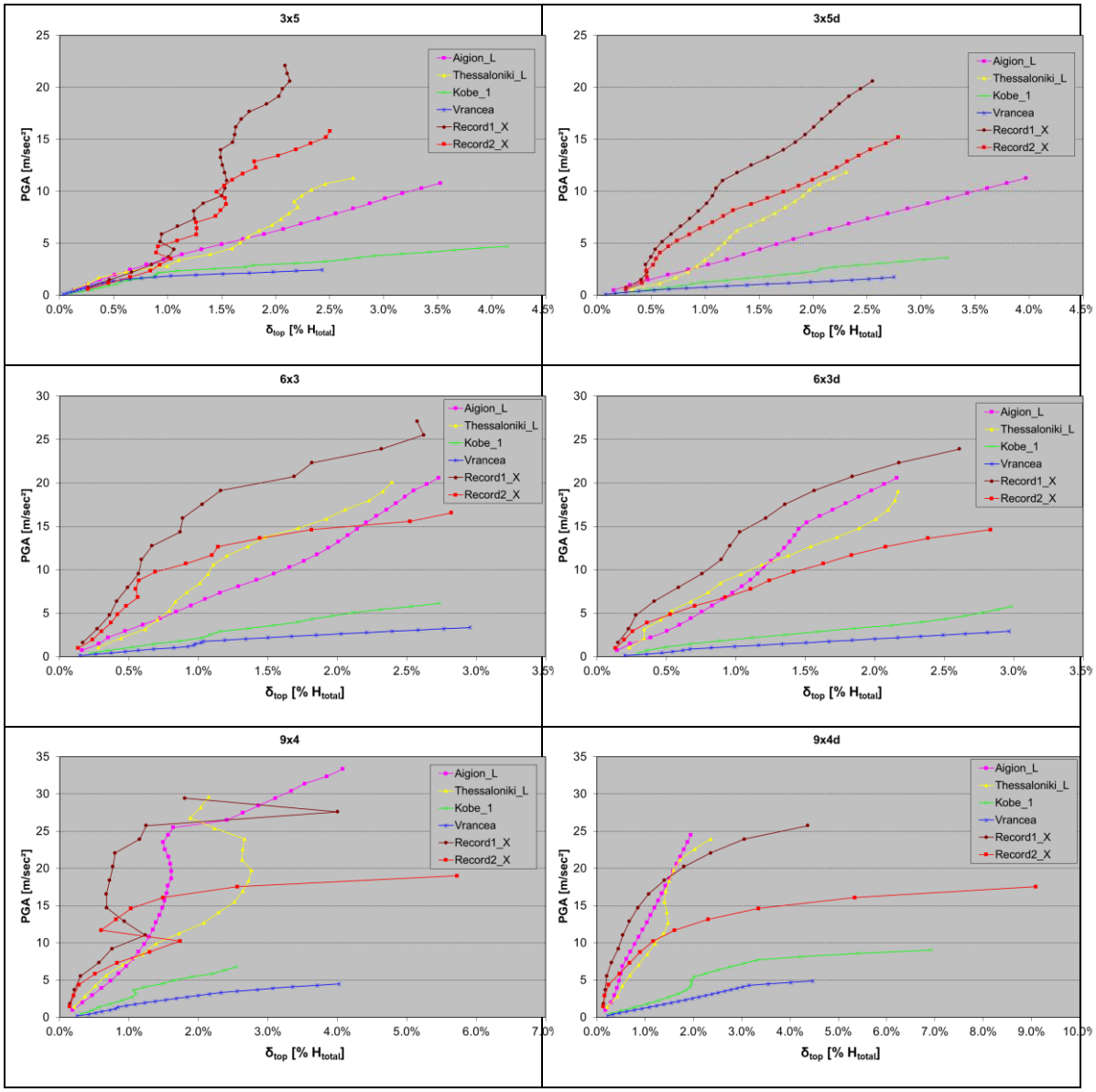


Fig. 1.20: Accelerazione di picco al suolo vs. spostamento δ_{top} come % dell'altezza totale dell'edificio

I risultati delle analisi dinamiche confermano che l'impiego di connessioni INERD a perno migliora il comportamento nei confronti del carico ciclico.

I controventi tradizionali instabilizzano, trasferendo il carico orizzontale alle diagonali tese e presentano un ciclo isteretico che degrada rapidamente dopo pochi cicli di carico, caratteristiche che si traducono in un comportamento molto deformabile e taltolta instabile per grandi accelerazioni.

Viceversa il ciclo isteretico delle connessioni INERD è piuttosto stabile e caratterizzato da una buona capacità dissipativa anche per grandi accelerazioni e dopo molti cicli di carico.

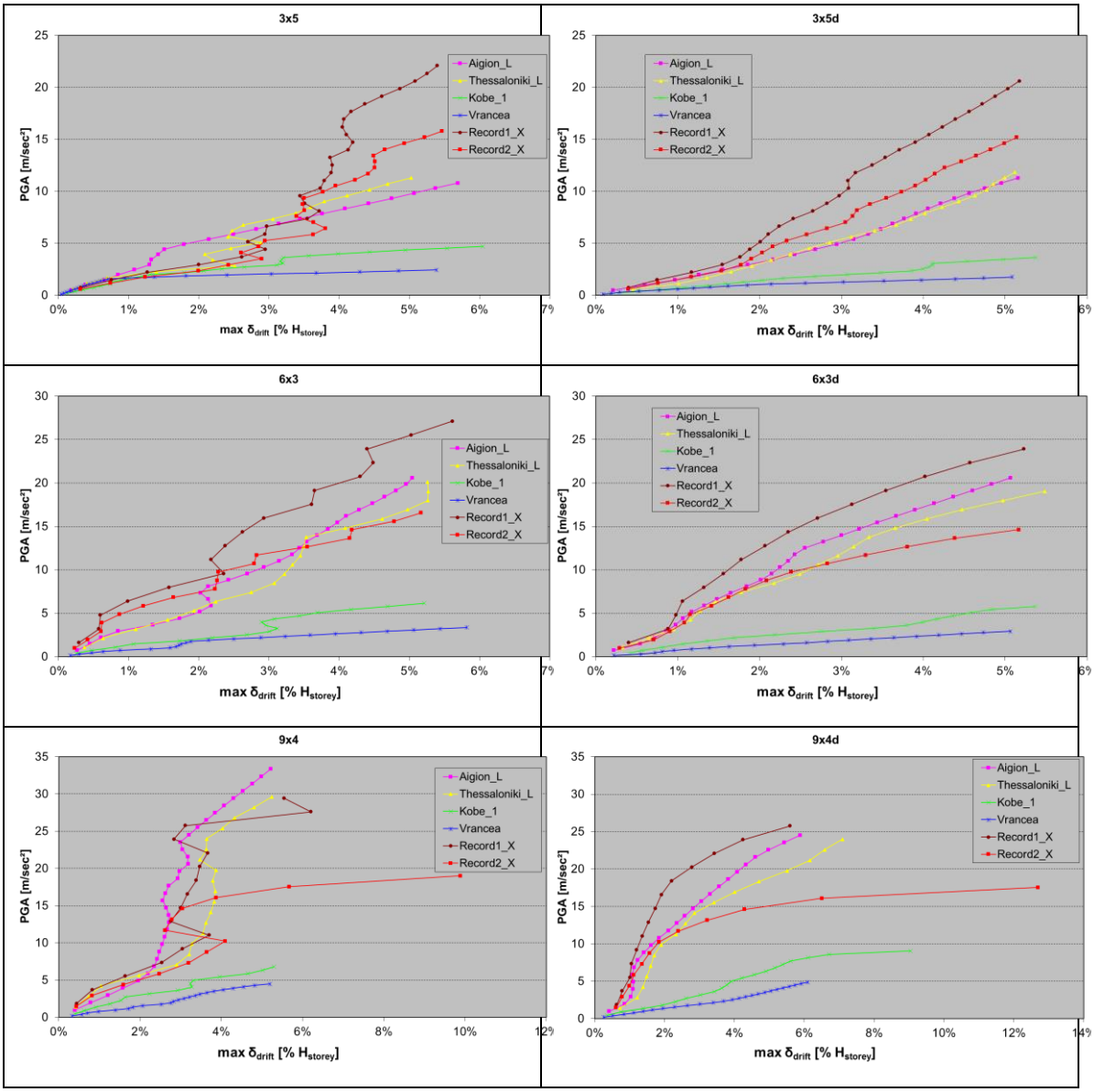


Fig. 1.21: Accelerazione di picco al suolo vs. Massimo spostamento di interpiano δ_{drift} come % dell'altezza del piano

In Fig. 1.22 è riportato il massimo taglio alla base in funzione dell'accelerazione di picco al suolo (PGA). L'azione sismica che agisce sui telai con le connessioni INERD risulta sensibilmente ridotta rispetto ai telai tradizionali, grazie alla migliorata capacità dissipativa e ai periodi di vibrazione maggiori.

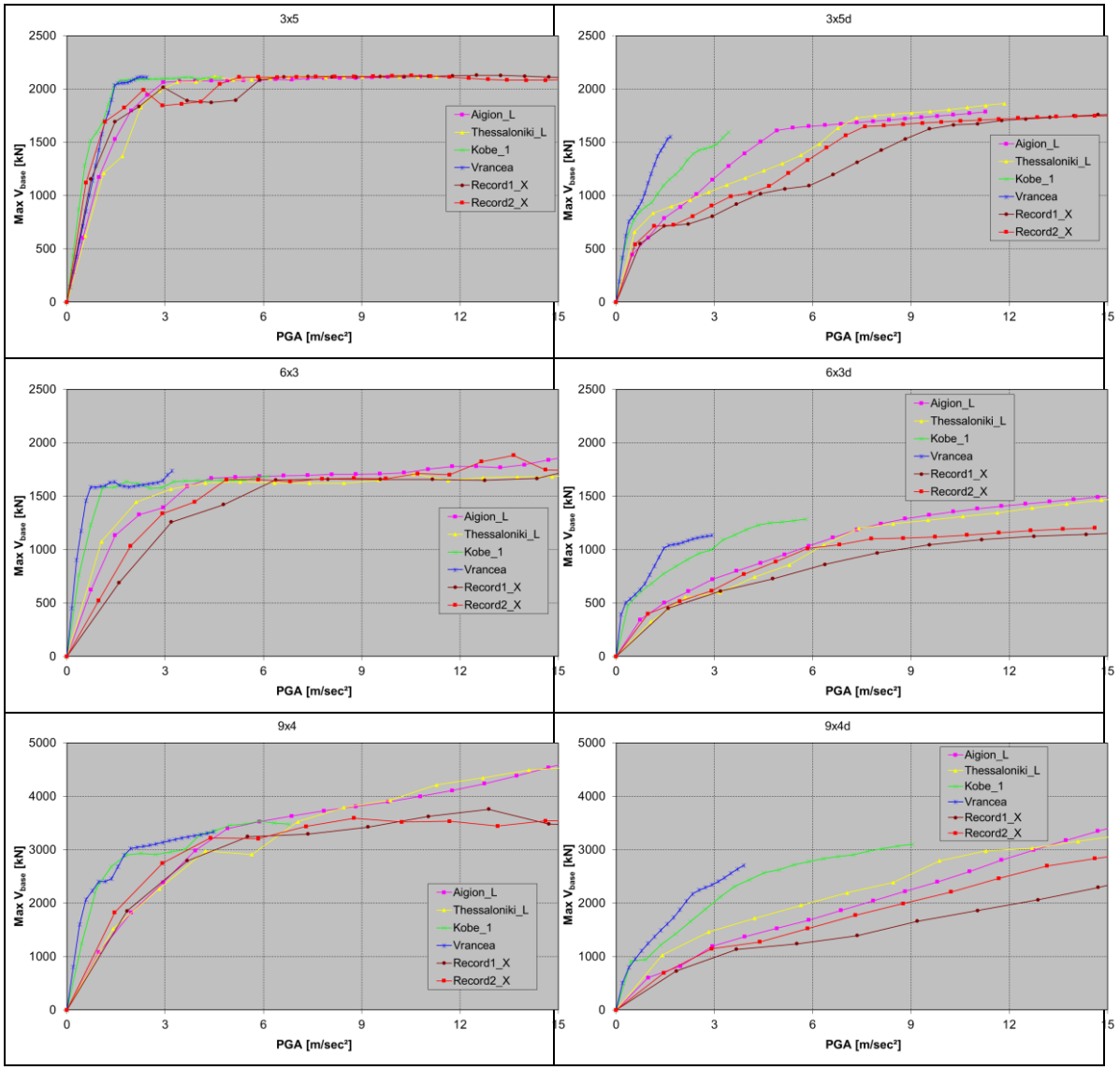


Fig. 1.22: Taglio alla base V_{base} vs. PGA

La principale conclusione che si ricava dalle analisi dinamiche è che i telai con le connessioni INERD esibiscono nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita una risposta migliore rispetto ai telai tradizionali. In particolare, spostamenti e sollecitazioni sono minori nel caso dei telai con connessioni INERD; inoltre nei confronti degli altri stati limite (considerando uno spostamento relativo di interpiano dell'1% e del 5% rispettivamente), la risposta dei telai con connessioni INERD è confrontabile a quella dei telai tradizionali. E' importante sottolineare che l'introduzione di connessioni relativmente deformabili all'estremità dei controventi non causa particolari problematiche dovute all' eccessiva deformabilità del sistema sia per il terremoto di servizio che per terremoti estremamente intensi.

1.6.5 Calcolo del fattore di struttura per i i telai con connessioni INERD

Per il calcolo del fattore di struttura, sono state considerate due diverse definizioni dello stesso. La prima come:

:

$$q_1 = \frac{PGA_{ult}}{PGA_y} \qquad \text{Eq. (1.18)}$$

dove PGA_{ult} è la PGA per la quale si attinge il meccanismo in relazione al livello prestazionale considerato, ossia quella percui si attinge uno spostamento relative di interpiano pari a 1.0, 2.5 o 5.0%, in relazione allo stato limite.
PGA_y è la PGA che corrisponde al primo evento nonlineare, che può essere lo snervamento o l'instabilità delle diagonali (per I CBF tradizionali) o lo snervamento della connessione INERD a trazione o compressione.

In accordo alla seconda definizione:

$$q_2 = \frac{V_{base,ult,el}}{V_{base,ult,pl}} \qquad \text{Eq. (1.19)}$$

dove $V_{base,ult,pl}$ è il taglio alla base che corrisponde alla condizione in cui gli elementi dissipativi subiscono escursioni di deformazione in campo plastico, per il segnale con la PGA percui si attinge il meccanismo di colasso (ossia quella percui si attinge uno spostamento relative di interpiano pari a 1.0, 2.5 o 5.0%)
$V_{base,ult,el}$ è il taglio alla base che corrisponde alla condizione in cui tutti gli elementi dissipativi sono ancora in campo elastico, per lo stesso segnale.

Il vantaggio della seconda definizione è che consente di considerare la riduzione dell'azione sismica dovuta alla plasticizzazione della struttura, consentendo una stima più accurata dello stato di sollecitazione del sistema. Inoltre, la seconda definizione non richiede il calcolo della PGA che causa lo snervamento, la quale è difficilmente individuabile nel caso in cui il punto di biforcazione non sia chiaramente definito, come nel caso dei telai con connessioni INERD.

I risultati in accordo alla seconda definizione di q, che forniscono quindi un dato più realiscono e consentono il confronto tra i due tipi di sistemi sono riportati in Fig. 1.23.

Indipentemente dalla definizione adottata per calcolare il fattore di struttura, è evidente che i telai con connessioni INERD hanno valori del rapporto q_2 maggiori rispetto ai CBF tradizionali, che variano tra 1.25 e 2.5.

Si può pertanto riterenere che sia per un sistema con connessioni INERD sia possibile assumere un fattore di struttura simile a quello di un telaio a nodi rigidi, per

esempio moltiplicando il valore di *q* fornito per i tradizionali sistemi a controventi concentrci per il rapporto minimo 1.25. Si ottiene così un fattore di struttura ~4 per la normativa sismica Greca e l'EN1998-1. Tuttavia, in assenza si ulteriori analisi e prove sperimentali, sono consigliati valori più conservativi riportati in §1.5.2.

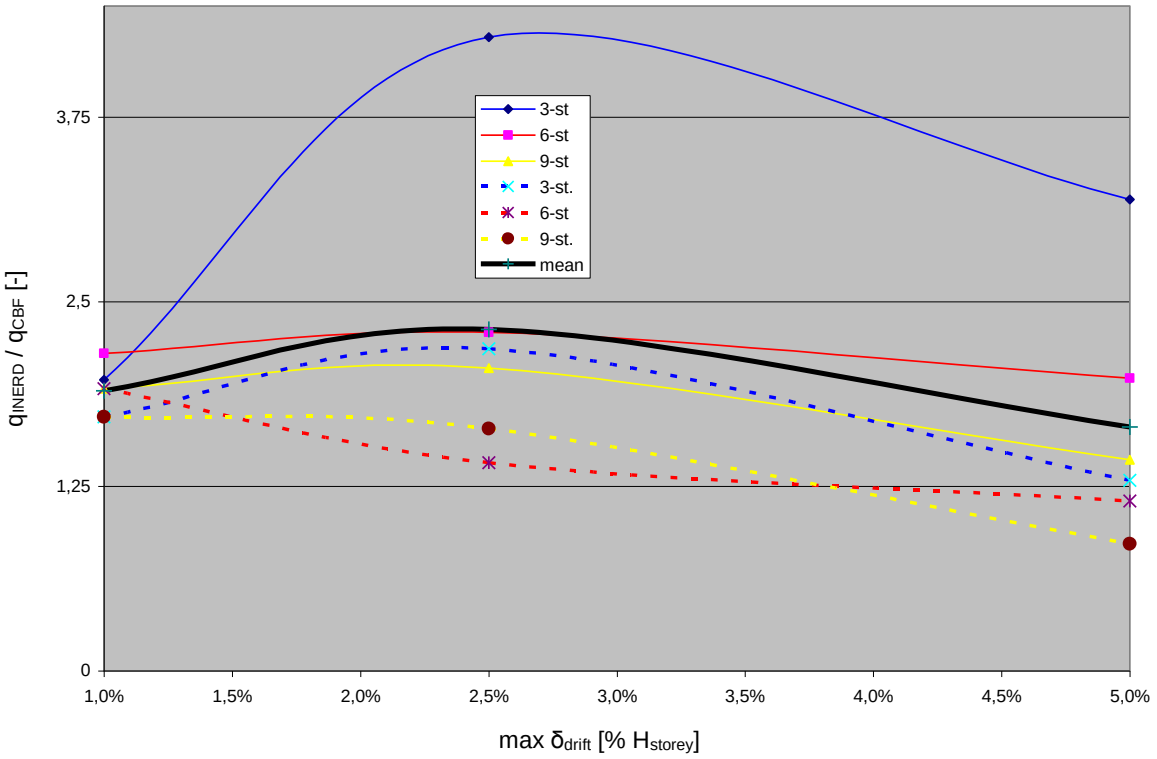


Fig. 1.23: Rapporto del fattore di struttura q_2 per i sistemi esaminati

1.7 CONCLUSIONI

Sono state sviluppate le connessioni dissipative innovative INERD a perno per sistemi in acciaio con controventi concentrici. L'obbiettivo principale dell'uso di tali connessioni è quello di concentrare il danno della struttura in zone plastiche predefinite, che siano facili da riparare in caso di un evento sismico intenso, mentre tutti gli altri elementi rimangono in campo plastico. I risultati sperimentali, analitici e delle simulazioni numeriche sono stati brevemente discussi in questa brochure informativa e sono riportati con maggiore dettaglio nella relativa letteratura scientifica [12, 13, 25, 26, 30], che dimostra i vantaggi derivanti dall'introduzione di connessioni INERD a perno.

Tali vantaggi sono riassunti di seguito:

- Le connessioni INERD a perno esibiscono un'elevata rigidezza laterale nei confronti di terremoti di scarsa intensità e un'elevata duttilità per sollecitazioni sismiche intense.

- Le connessioni INERD a perno consentono di evitare fenomeni di snervamento e fenomeni instabili nelle diagonali che rimangono tutte attive sia in trazione che in compressione.
- La deformazioni plastiche sono concentrate nella zona delle connessioni e in particolare nel perno. La posizione delle connessioni ne consente l'immediato esame e, se necessario, la sostituzione a costo basso e in breve tempo. Inoltre, la quantità materiale da sostituire è piccola e richiede tempi e attrezzature ridotte.
- Le connessioni INERD a perno esibiscono un'eccellente risposta ciclica anche per grandi deformazioni. Il rischio di rottura fragile dovuta a fatiga oligociclica è basso poiché non ci sono intagli o saldature nei pressi delle zone plastiche.
- Il progetto sismico di sistemi con connessioni INERD può essere condotto similmente a quello dei telai convenzionali. Inoltre, tali sistemi sono caraterizzati da elevata duttilità, che consente di giustificare l'assunzione di un fattore di struttura maggiore, confrontabile con quello generalmente assunto per telai a cnodi rigidi o controventi eccentrici. Allo stesso tempo il sistema esibisce un'elevata rigidezza laterale nei cofronti del terremoto allo stato limite di servizio e allo stato limite ultimo.
- L'impiego di connessioni INERD consente inoltre la riduzione del peso degli elementi strutturali che bilancia l'incremento di costo dovuto alle connessioni dissipative.

Le regole di progetto proposte consentono di progettare sistemi con connessioni INERD impiegando comuni software di calcolo. Sebbene leggermente più complessa rispetto a quella di un sistema tradizionale, la procedura di progetto non risulta proibitiva. Inoltre l'impiego di connessioni INERD comporta sia vantaggi a breve termine (come la riduzione dell'azione sismica e del peso strutturale, che a lungo termine grazie alla riduzione dei costi di riparazione.

1.8 CAMPO DI APPLICAZIONE

Le connessioni INERD a perno, possono essere impiegate in edifici in acciaio bassi, di media altezza ed alti. Sono state inizalmente concepite per sistemi a controventi concentrici, ma con alcune modifiche possono essere estese anche ad altre tipologie strutturali. Inoltre, I controventi con connessioni INERD possono essere impiegati anche per interventi sugli edifice esistenti, non necessariamente in acciaio. Tutti i benifici descritti nel capitolo §7 sono degni di considerazione e l'impiego di connessioni INERD promettente; le regole di progetto fornite in questa prochure possono essere impiegate per un progetto corretto del sistema e delle sue connessioni.

1.9 PUBBLICAZIONI

Numerosi lavori relativi alla ricerca svolta durante il progetto INERD sono stati pubblicati:

Pubblicazioni su riviste internazionali:

1. Vayas I. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) pin connections for seismic resistant braced frames, International journal of steel structures, vol. 5, no. 5, p. 453 – 463, 2005.
2. Vayas I. and Thanopoulos P.: Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten, Stahlbau 75, Heft 12, Ernst & Son, 2006.
3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C.: Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD-Verbindungen unter Erdbebenbeanspruchung, Bauingenieur 82, März 2007.

Presentazioni in convegni internazionali:

1. Vayas I., Calado L., Castiglioni C. A., Plumier A. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames, Proceedings of 3rd International Symposium on Steel Structures, 10-11 March 2005, Seoul, Korea, 2005.
2. Vayas I., Thanopoulos P., Plumier A., Castiglioni C. A. and Calado L.: Behaviour of seismic resistant braced frames with innovative dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 4th European conference on steel and composite structures, 8-10 June 2005, Maastricht, The Netherlands, Hoffmeister B. and Hechler O. eds., volume C, p. 5.2-25 – 5.2-32, Druck and Verlaghaus Mainz, Germany, 2005.
3. Vayas I. and Thanopoulos P.: Seismic resistant braced frames with dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 5th conference on Behaviour of steel structures in seismic areas (STESSA), Yokohama, Japan, 2006, Mazzolani and Wada eds., p. 801 – 806, Taylor & Francis Group, London.

1.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. ABAQUS User's Manual (2000), Versions 5.8 & 6.1, Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., USA, 2000.
2. AISC: Seismic provisions for structural steel buildings, including supplement No. 1, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005.
3. Aribert J. M. and Grecea D.: The base shear force approach, Moment resistant connections of steel frames in seismic areas, Mazzolani F. M. ed., Section 8.3, E & FN Spoon, London, England, 2000.
4. Ballio G., Mazzolani F. M., Plumier A. And Sedlacek G.: Background document on the q factors of dissipative earthquake resistant structures, Background documents for Eurocode 8 Part 1 – Volume 2 – Design rules – Specific rules for steel structures, pp. 128-133, Commission of the European Communities, 1988.
5. Ballio G. and Castiglioni C. A.: A unified approach for the design of steel structures under low and/or high cycle fatigue, Journal of Constructional Steel Research, Volume 34, pp. 75-101, Elsevier, 1995.
6. Bernuzzi C., Calado L. and Castiglioni C. A.: Ductility and load carrying capacity prediction of steel beam-to-column connections under cyclic reversal loading, Journal of earthquake engineering, vol. 1, no. 2, pp. 401-432, 1997.
7. Black R. G., Wenger W. A. and Popov E. P.: Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal. Report No. UCB/EERC-80/40. Berkeley: Earth. Eng. Research Center. Univ. of California, 1980.

8. Calado L. and Azevedo J.: A model for predicting the failure of structural steel elements, Journal of Constructional Steel Research, vol. 14, issue 1, pp. 41-64, 1989.
9. Calado L. and Castiglioni C.A.: Low cycle fatigue testing of semi-rigid beam-to-column connections, 3rd International workshop on connections in steel structures, Trento, pp. 371-380, 1995.
10. Calado L. and Castiglioni C.A.: Steel beam-to-column connections under low-cyclic fatigue experimental and numerical research, Proceedings of XI world conference on earthquake engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
11. Calado L., Castiglioni C. A. and Bernuzzi C.: Seismic behaviour of welded beam-to-column joints: Experimental and numerical analysis, AISC, Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures, pp. 244-256, October 22-25, Roanoke, VA, 2000.
12. Calado L., Ferreira J. and Feligioni S.: Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems in steel frames in seismic areas, Detailed Report, IST Lisbon, 2004.
13. Castiglioni C. A., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S. and Lazzarotto L.: INERD – Dissipative connections for concentric bracing systems for steel frames in seismic areas – Final Report, Politecnico di Milano, 2004.
14. Chopra A. K.: Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering, Prentice-Hall Inc., 1995.
15. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1990, Eurocode - Basis of structural design, 2001.
16. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1991, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings, 2001.
17. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.
18. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, 2003.
19. European Committee for Standardisation (CEN): EN 1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2004.
20. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads, ECCS Publ. No 45, Rotterdam, The Netherlands, 1986.
21. Gioncu V. and F. M. Mazzolani: Ductility of seismic resistant steel structures, Spon Press, London, UK, 2002.
22. Mazzolani F. M. and Piluso V.: Theory and design of seismic resistant steel frames, E & FN Spon, London, UK, 1995.
23. Mazzolani F. M.: Design of moment resisting frames, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 4, pp. 169-182, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
24. OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation, edition 1.5, University of California, Berkeley, 2003.
25. Plumier A., Doneux C. and Stoychev L.: The INERD Project – Detailed report on experimental activity at University of Liege, Université de Liège, 2004.
26. Plumier A. (co-ordinator), Doneux C., Castiglioni C., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S., Lazzarotto L., Calado L., Ferreira J., Feligioni S., Bursi O. S., Ferrario F., Sommavilla M., Vayas I., Thanopoulos P. and Demarco T.: Two Innovations for Earthquake Resistant Design – The INERD Project – Final Report, Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel : Steel RTD, Technical Report No. 6, 2004.

27. Stahlbau Kalender 2004, 1A – Stahlbaunormen, A Kommentierte Stahlbauregelwerke, Dr.-Ing. Eggert. H., Ernst & Sohn, 2004.
28. Thanopoulos P.: Behaviour of seismic resistant steel frames with energy absorbing devices, PhD Thesis, NTUA, 2006.
29. Vayas I.: Design of braced frames, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 5, pp. 241-288, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
30. Vayas I. and Thanopoulos P.: INERD Project, Final Report, NTUA, 2004.
31. Zienkiewicz O. C., Chan A. H. C., Pastor M., Schrefler B. A. and Shiomi T.: Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering, John Wiley & Sons, 1999.

2 CONNESSIONI INERD AD U

2.1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del progetto di ricerca europeo 7210-PR-316 "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INERD Project" sono stati introdotti due sistemi dissipativi di collegamento innovativi, "U" e "a perno". Il presente capitolo sintetizza lo stato dell'arte delle connessioni ad U, con relativo esempio applicativo.

2.2 DESCRIZIONE DELLE CONNESSIONI AD U

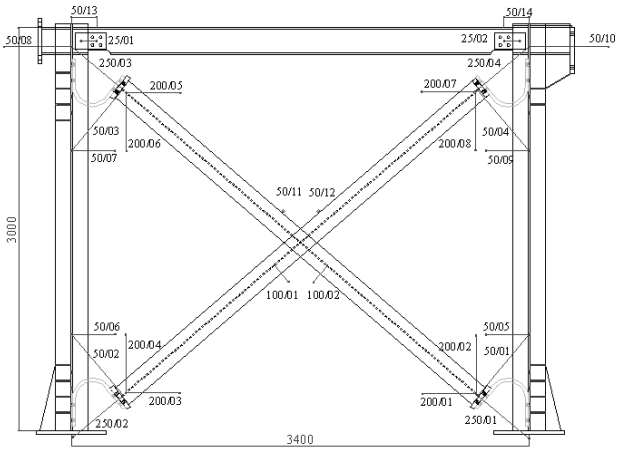
Le strutture in acciaio sismo-resistenti sono progettate per rigidezza, resistenza e duttilità. I requisiti di rigidezza sono forniti al fine di limitare i danni alle parti non strutturali in caso di eventi sismici di intensità lieve o moderata, e di controllare i fenomeni instabili; il rispetto dei requisiti di resistenza assicura alla struttura la capacità di fronteggiare in modo sicuro gli effetti indotti dal sisma; infine, i requisiti di duttilità assicurano un'adeguata capacità dissipativa dell'energia sismica in ingresso attraverso ampie escursioni di deformazione in campo plastico, consentendo quindi di ridurre la azioni trasferite sulla struttura.

La filosofia di progetto descritta presenta numerosi vantaggi, rispetto al progetto tradizionale di telai controventati e non. Inoltre, terremoti di elevata intensità hanno rivelato diverse problematiche e gradi di danneggiamento: a) nel caso di controventi concentrici, la necessità di intervenire su elementi diagonali danneggiati e soggetti a fenomeni instabili, aventi una lunghezza tale da rendere difficoltose le operazioni di rinforzo o sostituzione; b) nel caso di controventi eccentrici, la necessità di rinforzare o riparare elementi *link* o travi che svolgono un ruolo fondamentale nel sistema portante i carichi gravitazionali.
A questo tipo di interventi, che richiedono maestranze specializzate, sono associati elevati costi di materiali e mano d'opera.
Un possibile approccio alternativo è quello di concentrare la dissipazione dell'energia nelle connessioni, piuttosto che negli elementi strutturali. L'impiego di connessioni a parziale ripristino di resistenza e rigidezza è consolidato nei telai momento-resistenti soggetti ai soli carichi gravitazionali, mentre l'uso di connessioni semi-rigide nei telai sismo-resistenti comporta problematiche significative. I telai momento resistenti sono generalmente sistemi strutturali deformabili, al punto che in molte applicazioni pratiche i requisti in condizione di servizio e le limitazioni sugli spostamenti laterali, ne governano il progetto.

L'impiego di connessioni semi-rigide contribuisce ulteriormente alla deformabilità del sistema, rischiando di amplificare l'effetto di problematiche che non potrebbero essere risolte attraverso la sola scelta di profili più massivi per travi e colonne.
Per tali ragioni, le connessioni dissipative trovano più feconda applicazione nei sistemi controventati. Generalmente, tali strutture esibiscono un'adeguata rigidezza laterale, tale che l'impiego di connessioni semi-rigide non comprometta il comportamento globale. Al contrario, l'uso di connessioni dissipative può prevenire fenomeni instabili nelle diagonali, favorendo la duttilità globale.
Nel quadro del progetto di ricerca INERD, sono stati sviluppati sistemi di connessione dissipativi (INERD) per l'impiego in sistemi controventati. I vantaggi dei telai controventati con connessioni-INERD rispetto ai sistemi controventati tradizionali possono essere riassunti come segue:

- Migliore conformità ai criteri di progetto in zona sismica.
- Prevenzione dei fenomeni instabili nelle dagonali compresse.
- Attivazione di tutte le diagonali sia in compressione che in trazione anche per grandi spostamenti di interpiano.
- Concentrazione delle deformazioni inelastiche in zone circoscritte che possano essere facilmente sostituite.
- Possibilità di interventi di riparazioni semplici e a basso costo dopo terremoti molto intensi, se necessari.
- Riduzione del costo globale della struttura a parità di livello prestazionale.

Le connessioni a U sono costituite da uno o due piatti ricurvi piegati a forma di U che collegano il controvento all'elemento adiacente (Fig. 2.1). La dissipazione energetica avviene nei piatti.
Il vantaggio di questo tipo connessione è che, se dimensionata correttamente, le deformazioni plastiche sono esattamente limitate a zone predeterminate, ossia i piatti a U di estremità, mentre le parti adiacenti rimangono in campo elastico, prevenendo fenomeni instabili nei controventi. I piatti a U sono piccoli elementi che possono essere facilmente sostituiti anche se significativamente deformati dopo un terremoto insolitamente intenso.



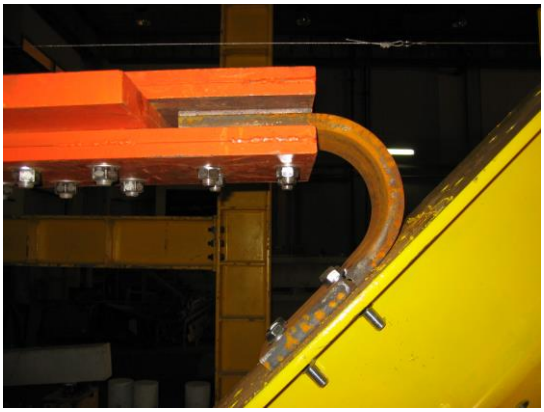


Fig. 2.1: Connessioni INERD a U

2.3 LIVELLI PRESTAZIONALI

Il progetto delle connessioni ad U è governato essenzialmente dalla capacità di deformarsi. Il massimo spostamento che può essere imposto in condizioni di sicurezza è di 120 mm, con riferimento alla gamma di configurazioni validate nel corso del progetto INERD. Ulteriori configurazioni possono essere sviluppate per specifici livelli di performance, variando lo spessore e il raggio di curvatura delle U, tenendo conto di limitazioni pratiche legate alla produzione e alle caratteristiche del materiale. Tali geometrie non standardizzate devono comunque essere sempre validate attraverso simulazioni numeriche agli elementi finiti o test sperimentali. E' tuttavia consigliato di valutare prima la possibilità di ricorrere a configurazioni già validate.

2.4 ATTIVITA' SPERIMENTALE SULLE CONNESSIONE A U

Nel quadro del progetto INERD le connessioni a U sono state caratterizzate attraverso un'esteso programma sperimentale, nell'ambito del quale sono stati eseguiti test rivolti a investigare il comportamento sia locale al livello della connesione, che quello globale del telaio. I parametri considerati al fine di ottimizzare la connesione (Fig. 2.2) sono perlopiù di carattere geometrico:

- R : raggio
- B : lunghezza del piatto
- e : spessore
- Positione : condizione di carico

I parametri di variazione con I relative intervallic sono riassunti in Tabella 2.1.

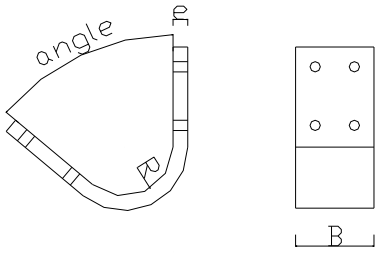


Fig. 2.2: Definitione dei parametri per le connessioni ad U

Tabella 2.1 Intervalli di dimensioni possibili

type	R	B	e	angle	position
2	100	160	25	45	
3	100	160	25	50	
4	100	160	30	50	
5	125	160	30	50	
6	125	160	25	30	
7	125	160	25	45	
8	125	160	25	50	
9	125	160	25	30	
10	125	160	25	39	
11	125	160	25	45	
12	125	160	30	39	

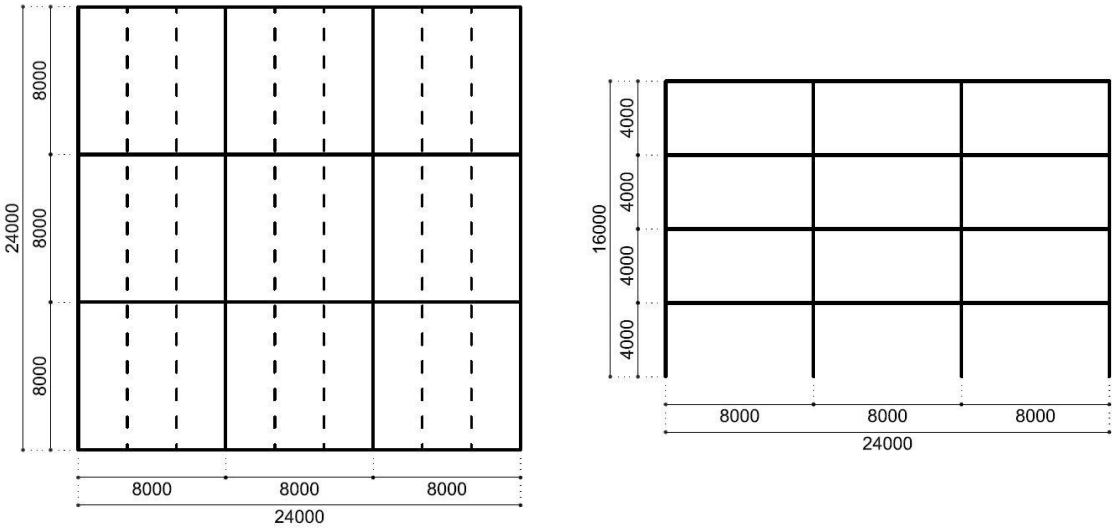
Sebbene tutte le configurazioni riportate siano state validate, si riportano di seguito alcuni suggerimenti per operare la scelta ideale:
A parità configurazione (U1 e U2) e di spessore del piatto (25 mm e 30 mm) e un raggio di 100 mm consente una migliore capacità dissipativa ripsetto a un raggio di 125 mm. La prestazione ottimale si ottiene con uno spessore maggiore (ad esempio 30 mm) associato ad un raggio minore (ad esempio 100mm). Infatti incrementare lo spessore e ridurre il raggio, si traduce in una maggiore rigidezza flessionale dell'elemento.

2.5 PROGETTO SISMICO DEGLI EDIFICI A TELAIO

Questo paragrafo fornisce un esempio di progetto di un edificio. E' stata condotta un'analisi statica lienare in accordo all' EN1998-1-1. La scelta dei dispositivi dissipativi ad U per le connessioni dei controventi è basata sui risultati sperimentali del progetto INERD, non essendo ad oggi disponibile un modello di progetto.

2.5.1 Descrizione dell'edificio e concezione strutturale

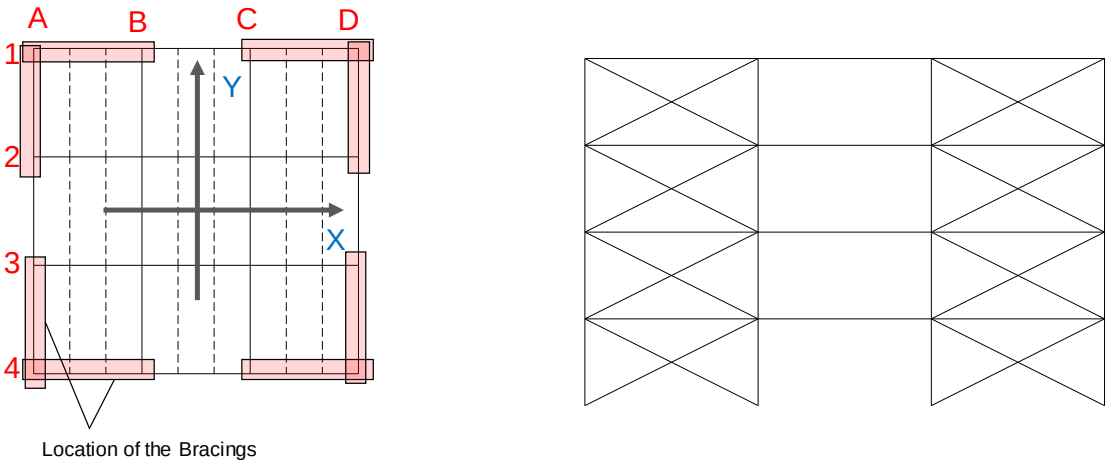
L'edificio utilizzato per l'esempio di progetto, è un'edificio per uffici di quattro piani (Fig. 2.3).



a) Pianta *b) Prospetto*

Fig. 2.3: Geometria dell'edificio utilizzato nell'esempio di progetto

Il sistema strutturale è a telaio con controventi concentrici nel quale sono implementate connessioni a U come collegamento tra le diagonali e le colonne. I dispositivi a U sono gli elementi preposti alla dissipazione dell'energia. Nella configrazione finale sono previsti quattro campi controventati per ogni direzione, distribuiti come illustrato in Fig. 2.4, invece dei due campi inizialmente previsti; l'entità della forza sismica considerata, e la limitazione imposta dalla resistenza delle connessioni a U hanno comportato la necessità di raddoppiare il sistema di controventamento.



a) Plan view b) Prospetto controventato tipo (AL. 4)

Fig. 2.4: Concezione strutturale

In Tabella 2.2 sono riassunte le proprietà dei materiali dei diversi elementi strutturali. Si assume che la soletta composita lavori nella direzione X (Fig. 2.4).

Tabella 2.2: materiali degli elementi strutturali

Elemento strutturale	Materiale
Colonne	S355
Travi	
Controvento	
Soletta	Composta Calcestruzzo C20/25 Lamiera di spessore 1mm e altezza 73mm Altezza totale del solaio 150mm
Connessioni U	In accord al progetto INERD

2.5.2 Carichi e azione sismica

I carichi utilizzati per calcolare I pesi sismici sono riportati nelle Tabelle 2.3 e 2.4.

Tabella 2.3: Carichi permaneneti

Carichi permanenti		Carichi permanenti portati		
Peso proprio degli elementi in acciaio	78,5 kN/m^3 + 10% per connessioni e irrigidimenti	Controsoffittatura	Piano tipo	0,7 kN/m^2
			Ultimo piano	1 kN/m^2
Peso proprio della soletta composta	2,75 kN/m^2	Mura perimetrali		4 kN/m

Tabella 2.4: Carichi variabili

Uffici	3 kN/m^2
Partizioni removibili	0,8 kN/m^2
Copertura praticabile	3 kN/m^2

Le caratteristiche dell'azione sismica sono riportate in Tabella 2.5. Nell'ambito del progetto INERD non è stato definito un fattore di struttura specifico per controventi con connessioni U. I fattore di struttura assunto è stato scelto sulla base dell'esperienza e dei risultati sperimentali ottenuti nel progetto INERD; pertanto, tale valore necessita di essere verificato in seguito. La componente verticale dell'azione sismica è stata trascurata.

Tabella 2.5: Seismic action definition

Fattore di importanza, γ_I	1,0
Accelerazione di picco al suolo, a_{gR}	0,24g

Suolo di tipo B	S	T_B	T_C	T_D
Spettro di tipo 1	1,00	0,15s	0,50s	2,00s
Fattore di limite inferiore, β	0,2			
Fattore di struttura, q	3			

2.5.3 Progetto per carichi gravitazionali

Il progetto per carichi verticali è stato condotto in accordo all' EN 1993-1.1. Tuttavia, la scelta finale dei profili per colonne è governata dallo sforzo normale di compressione indotto dal sisma. La scelta dei profili per travi e colonne è stata condotta assumendo: i) lo stesso profilo per tutte le colonne e uniforme lungo l'altezza. ii) travi con sezioni differenti nelle due direzioni (vedi Tabella 2.6).

Tabella 2.6: Columns and beams cross-sections

Colonne	HEB 260
Travi in direzione X	IPE 500
Travi in direzione Y	IPE 360

2.5.4 Progetto sismico

La forza sismica agente sull'edificio è stata terminata in accordo all'analisi statica lineare conforme all' EN 1998-1-1. Di seguito sono riportati i vari step di calcolo con i relativi risultati:

- Calcolo della massa sismica

La massa sismica è stata valutata a partire dai carichi gravitazionali in accordo alla seguente rleazione:

$$\sum G_{k,j} \text{ " + " } \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i} \qquad \text{Eq. (2.1)}$$

Le masse sismiche così calcolate per ogni piano sono riportate in Tabella 2.7.

Tabella 2.7 Masse sismica per l'edificio a 4 piani.

Livello	Massa sismica, m [ton]
1	323,67
2	323,67
3	323,67
4	301,44
Totale	1272,45

- Determinazione del taglio alla base.

Il taglio alla base è valutato con un'analisi statica lineare. Il periodo fondamentale di vibrazione della struttura, la pseudo-accelerazione di progetto e il taglio alla base sono dati dalle Equazioni (2.2) – (2.6). I risultati sono riportati in Tabella 2.8.

$$T_1 = C_t H^{2/3} \quad \text{Eq. (2.2)}$$

$$C_t = 0{,}05 \quad \text{Eq. (2.3)}$$

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad \text{Eq. (2.4)}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g S \frac{2{,}5}{q} \quad \text{Eq. (2.5)}$$

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad \text{Eq. (2.6)}$$

Tabella 2.8: Risultati del calcolo del taglio alla base

H [m]	C_t	T_1 [s]	a_g [m/s2]	S_d (T_1) [m/s^2]	λ	F_b [kN]
16	0,05	0,4	2,35	1,96	0,85	2122,10

- Ripartizione dell'azione sismica lungo tra i sistemi controventati.

Gli elementi controventati presentano la stessa rigidezza e pertanto il taglio alla base si ripartisce uniformemente tra di essi. Poiché la struttura è perfettamente simmetrica, l'azione orizzontale è amplificata considerando soltanto un'eccentricità accidentale (0,05L) per gli effetti torsionali globali. Le forza orizzontali applicate su ogni campo controventato sono riportate in Tabella 2.9. Poiché la struttura è a pianta quadrata e gli elementi simso-resistenti sono equidistanti rispetto al barticentro geometrico, le forze risultano uguali nelle due direzioni.

Tabella 2.9 Distribuzione delle forze orizzontali per ogni campo controventato

Campo controventato	F_b [kN]	X [m]	L [m]	δ	F_b' [kN]
1	1061,05	12	24	1,05	1114,1
4					
A					
D					

- Ripartizione dell'azione lungo l'altezza

L'azione orizzontale è ripartita in funzione delle masse di piano e della rispettiva quota, in accordo alla relazione (2.7). Le forze agenti ad ogni impalcato sono riportare in Tabella 2.10.

$$F_i = F_b' \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$ Eq. (2.7)

Tabella 2.10: ripartizione delle forze lungo l'altezza

Impalcato	z_i [m]	$m*z_i$ [ton.m]	F_i [kN]
1	4	1295	114,6
2	8	2589	229,1
3	12	3884	343,7
4	16	4823	426,7
	$\Sigma m*z_i$	12591	

2.5.5 Progetto delle connessioni a U

La scelta delle connessioni ad U per i collegamenti colonna-diagonale è stata condotta sulla base dei risultati sperimentali del progetto INERD.

La forza agente su ogni connessione è stata calcolata considerando entrambe le diagonali attive in trazione e compressione.

In tabella 2.11 sono riportate le forze di progetto per ogni connessione; la scelta dei dispositivi a U è stata quindi effettuata in base alla capacità delle connessioni testate nell'ambito del progetto INERD, riportate in tabella con la denominazione dei relativi provini testati.

Tabella 2.11: Scelta delle connessioni a U

Livello	$F_{Brac,con}$ [kN]	Denominazione	$F_{con,Test}$ [kN]
4	119	Mola 3	144
3	215	Mola 10	260
2	279	Mola 12	390
1	311	Mola 12	390

2.5.6 Progetto sismico dell'edificio

La scelta finale degli elementi strutturali (colonne e diagonali) è governata dal progetto sismico, condotto in accordo alla philosofia del *capacity design*. Pertanto, le azioni di progetto sono determinate in funzione della capacità ultima della connessione ad U, che rappresenta l'elemento dissipativo. Poiché nel caso specifico la capacità dei dispositivi ad U è stata determinata attraverso test sperimentali di laboratorio, il fattore di sovraresistenza γ_{ov} è stato assunto pari ad 1. Le verifiche sono state condotte in accordo all' EN 1993-1-1; per le colonne sono confermati i profili riportati nel paragrafo 2.5.3, mentre i profili scelti per le diagonali sono riportati

in Tabella 2.12, con le relative resistenze a compressione che ne governano il progetto.

Tabella 2.12: progetto delle diagonali

Livello	Profilo	$N_{b,Rd}$ [kN]
4	HEA 120	186
3	HEA 140	298
2	HEA 160	447
1	HEA 160	447

Le Tabelle 2.12 e 2.14 riportano i dati relativi alla verifica nei fronti degli effeti P-Δ, in accordo all' EN 1998-1-1. La rotazione relativa di interpiano, calcolata in accord all'equazione 2.8, rispetta il limite (0,1) per ogni impalcato e pertanto gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0{,}10 \qquad \text{Eq. (2.8)}$$

Tabella 2.13: Effetti del secondo ordine in direzione X

Analisi statica lineare			$E_s + G + \Psi_{Ei}.Q$		G+ΨEi.Q		
Livello	d_i [m]	d_r [m] (d_i-d_{i-1})	V_i [kN]	V_{tot} [kN]	Ptot [kN]	hi [m]	θ
1	4,86E-03	1,46E-02	142,5	1386,0	6241,4	4	0,016
2	9,66E-03	1,44E-02	285,0	1243,5	4653,7	4	0,014
3	1,49E-02	1,58E-02	427,5	958,5	3066,2	4	0,013
4	1,93E-02	1,31E-02	531,0	531,0	1478,6	4	0,009

Tabella 2.14: Effetti del secondo ordine in direzione Y

Analisi static lineare			$E_s + G + \Psi_{Ei}.Q$		G+ΨEi.Q		
Livello	d_i [m]	d_r [m] (d_i-d_{i-1})	V_i [kN]	V_{tot} [kN]	Ptot [kN]	hi [m]	θ
1	4,51E-03	0,014	142,5	1386,0	6241,4	4	0,015
2	9,42E-03	0,015	285,0	1243,5	4653,8	4	0,014
3	1,46E-02	0,016	427,5	958,5	3066,2	4	0,013
4	1,89E-02	0,013	531,0	531,0	1478,6	4	0,009

2.6 CAMPO DI APPLICAZIONE

A causa della loro elevata deformabilità, l'impiego delle connessioni INERD ad U è indicato per strutture non suscettibili di grandi spostamenti, quindi prevalentemente per telai con un numero limitato di piani (generalmente massimo 4-6 a seconda della configurazione del dispositivo a U).

2.7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. ACI American Concrete Institute (1995): Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95). Farmington Hills, MI.
2. AISC (1997), Seismic provision for structural steel buildings, Task Committee 113.
3. Aschheim M, Gulkan P., Sezen H. (2000): Chapter 11: Performance of Buildings, in Kocaeli, Turkey earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report. Earthquake Spectra. Supplement A to Volume 16, 237–279.
4. Benats Valérie, "Développement du concept d'assemblages dissipatifs dans des structures parasismiques en treillis", Université de Liège, thesis, a.a. 2000-2001.
5. Chou C.C., Uang C.M. (2002): Cyclic Performance Of A Type Of Steel Beam To Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connection. Journal of Constructional Steel Research 58, 637-663.
6. ECCS (1986): Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. ECCS Publication n° 45.
7. ECSC Project 7210-PR-316 (2001): Earthquake Resistant Design: the INERD Project.
8. Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc (2003): ABAQUS - User's Manual, Version 6.3. Vol.1-3, 2003.
9. Kanno R., Deierlein G.G. (2000): Design Model Of Joints For Rcs Frames. Composite Construction in Steel and Concrete IV – Proc. of Engrg. Found. Conference, Banff, May 28 – June 2, Banff, Alberta, 947-958.
10. Krawinkler H. (1978): Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames. Engineering Journal AISC Vol. 3.
11. Mander J.B., Priestley M.J. N., Park R. (1988): Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete. Journal of Struct. Engrg., ASCE, vol. 114, No 8, 1804-1826.
12. Ministry of Public Works and Settlement (1975): Specification for structures to be built in disaster areas. Government of Republic of Turkey.
13. Penelis G.G., Kappos A.J. (1997): Earthquake-Resistant Concrete Structures. E & FN Spon, London.
14. prEN 1991-1-1:2001: Actions on structures, Part 1-1: general actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings. Final Draft, July 2001.
15. prEN 1992-1:2001: Design of concrete. Part 1: general rules and rules for buildings. Draft n° 2, January 2001.
16. prEN 1993-1-1:2000: Design of steel structures. Part 1.1: general rules. Draft n° 2, August 2000.
17. prEN 1994-1-1:2001: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings. Draft n° 3, March 2001.
18. prEN 1998-1:2001: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Draft n°3, May 2001.
19. Scawthorn C.R. (2000): Turkey earthquake of August 17, 1999: Reconnaissance Report. Technical Report MCEER-00-0001. Buffalo, N.Y.: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, NY. Editor. the Marmara.

20. Sezen H., Elwood K.J., Whittaker A.S., Mosalam K.M., Wallace J.W., Stanton J.F. (2000): Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Kocaeli (Izmit), Turkey Earthquake. PEER 2000/09. Technical Report. Berkeley, CA.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, CA. http://nisee.berkeley.edu/turkey.
21. Turkish Standards Institute (1985). TS-500 Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Ankara, Turkey.
22. Plumier A., Stoychev L., Doneux C., “Composite columns to mitigate soft storey in reinforced concrete structures submitted to earthquake”, in the Proceedings of the Colloquium on Recent Advances and New Trends in Structural Design; Timisoara 7-8 May 2004. ISBN 973-638-119-6.
23. Ferrario F., Bursi O.S. and Colombo A., “Analysis and design of RC beam-to-column joints with encased steel profiles subjected to seismic actions”, in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
24. Doneux C., Plumier A., “Mitigation of seismic soft storey failures in reinforced concrete structures by composite steel-concrete columns”, in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
25. Vayas I., Thanopoulos P., “Behaviour of seismic resistant braced frames with innovative dissipative (INERD) connections”, in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
26. Plumier A., Doneux C., Stoychev T., Demarco T., “Mitigation of storey failures of RC Structures under Earthquake by Encased Steel Profiles “, in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS’05).Shanghai 13-15 June, 2005.
27. Vayas I., Calado L., Castiglioni C., Plumier A., Thanopoulos P., “Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames”, in the Proceedings of the International Symposium on Steel Structures ISSS'05, Seoul, Korea, 2005.
28. Calado Luis and Castiglioni Carlo A., “Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings”, in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS’05).Shanghai 13-15 June, 2005.
29. Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, “Seismic Behaviour Of Steel Braced Frames With Dissipative Connections”, in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS’05).Shanghai 13-15 June, 2005.
30. Calado Luis and Castiglioni Carlo A., “Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings”, in the Proceedings of the 1st International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
31. Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, “Seismic Behaviour Of Steel Braced Frames With Dissipative Connections”, in the Proceedings of the 1st International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
32. Dell'anna Sergio, "Behaviour of dissipative connections for concentric bracings of steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
33. Feligioni Sandro, "Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems of steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
34. Lazzarotto Luca, "Dissipative connections for concentric bracing systems in steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004

2 CONNESSIONI INERD AD U

3 COLLEGAMENTI A TRAVE FUSEIS

3.1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del Programma di ricerca europeo RFSR-CT-2008-00032 "Dispositivi dissipativi per strutture in acciaio sismo-resistenti" (Acronimo: FUSEIS) sono stati introdotti due sistemi dissipativi innovativi, denominati FUSEIS 1 e FUSEIS 2, nonché sviluppate le relative linee guide di progettazione [1][12]. A seconda della geometria del fusibile, il sistema FUSEIS 1 viene ulteriormente suddiviso in due tipologie: collegamenti a trave FUSEIS e collegamenti a perno FUSEIS. Il presente documento riguarda il sistema di collegamento a trave FUSEIS, mentre per il sistema di collegamento a perno FUSEIS esiste una relazione di accompagnamento.

3.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI COLLEGAMENTO A TRAVE FUSEIS

Il sistema di collegamento a trave FUSEIS è composto da due colonne sovraresistenti rigidamente interconnesse da travi multiple. Le travi corrono collegando le colonne e possono essere di diverse tipologie di sezione trasversale, come ad esempio RHS, SHS, CHS o sezioni a forma di I. La disposizione generale è illustrata schematicamente in Figura 3.1. Il sistema di collegamento a trave FUSEIS resiste ai carichi laterali come una trave verticale Vierendeel, principalmente grazie alla azione combinata flessionale del taglio nelle travi e delle forze assiali nelle colonne. Gli elementi dissipativi del sistema sono le sezioni delle travi tra le colonne. Tali elementi non sono generalmente sottoposti a carichi verticali, poiché sono collocati tra i livelli di piano.

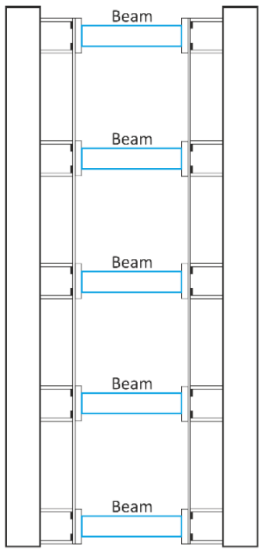


Figura 3.1: Sistema di collegamento a trave FUSEIS: disposizione generale

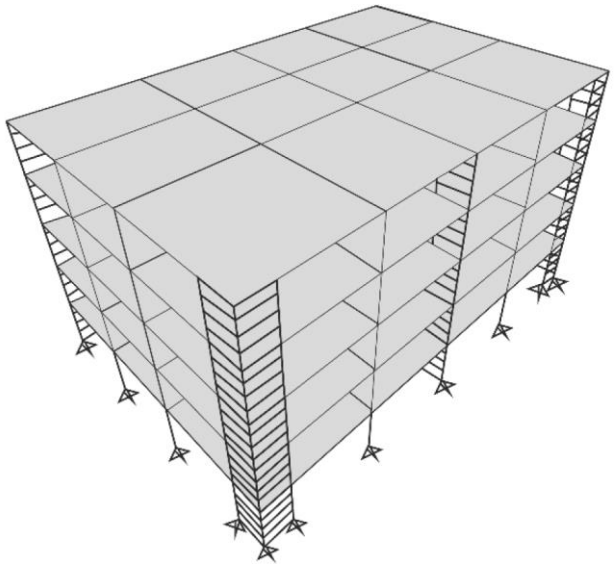


Figura 3.2: Esempio di montaggio in struttura a telaio in acciaio

La resistenza sismica di un edificio può essere ottenuta tramite un'adeguata fornitura di un certo numero di tali sistemi nelle direzioni rilevanti. Vedere la Figura 3.2 per un esempio di montaggio di diversi sistemi di collegamento a trave FUSEIS in una struttura a telaio in acciaio. Quando i collegamenti trave-colonna dell'edificio sono incernierati, tale sistema da solo fornisce la resistenza sismica dell'edificio. Quando i collegamenti sono rigidi o semi-rigidi, il sistema funziona in combinazione con il telaio resistente a momento (MRF). In entrambi i casi i collegamenti tra le travi e le colonne appartenenti a questo sistema dovrebbero essere incernierati, poiché il sistema di collegamento a trave FUSEIS non è pensato per far parte del sistema strutturale dei carichi verticali.
Allo scopo di ridurre al minimo i danni alle fondazioni, vengono proposti collegamenti incernierati alle basi delle colonne. Per edifici a più piani le basi delle colonne possono essere incernierate o incastrate, le indagini analitiche hanno mostrato una differenza non significativa nella risposta. Le travi e le colonne sono collegate rigidamente in modo da consentire l'azione Vierendeel e tali nodi sono progettati per avere sufficiente sovraresistenza in modo da ottenere una dissipazione di energia solo nei collegamenti a trave FUSEIS. Dovrebbero essere utilizzate connessioni a flangia bullonata che permettono una facile sostituzione dei collegamenti a trave.
Le travi possono avere sezioni chiuse (RHS) o sezioni aperte (sezioni I o H). Considerando un'altezza tipica di interpiano di 3,4 m, possono essere posizionati quattro o cinque collegamenti a trave per interpiano. L'altezza delle travi dipende dalla rigidezza necessaria e dalla loro disposizione in modo da lasciare la necessaria spaziatura verticale tra di esse. Le sezioni RHS sono più funzionali rispetto alle sezioni aperte a causa della loro maggiore rigidezza e resistenza torsionale e flessionale. Le sezioni delle travi possono variare tra i piani, seguendo l'incremento del taglio dei piani dall'alto verso la base dell'edificio. Le travi possono anche variare all'interno del piano, sia rispetto alle loro sezioni trasversali o alle loro lunghezze l_n, vedi Figura 3.3. Le colonne possono essere di sezione aperta o chiusa. Le sezioni aperte sono più favorevoli, in quanto offrono un collegamento più agevole alle travi. Quando vengono utilizzate sezioni chiuse, è possibile saldare una sezione a T in modo da offrire il vantaggio di un collegamento più semplice.

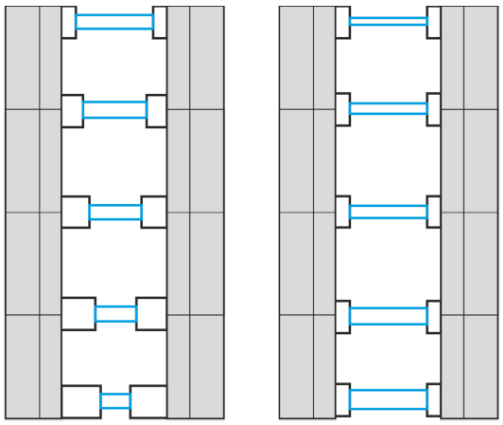


Figura 3.3: Adeguamento del sistema di collegamenti delle travi FUSEIS al taglio dei piani tramite lunghezze variabili delle travi (sinistra) o sezioni trasversali variabili (destra)

Lo svantaggio più evidente delle tipologie di telaio convenzionali, come MRF, CBF o EBF, è la loro incapacità di essere riparati dopo un forte evento sismico. Per quanto riguarda i telai tipo resistenti a momento, le travi e i loro collegamenti devono essere sostituiti. Poiché entrambi questi elementi appartengono al sistema portante del carico gravitazionale, la loro sostituzione è difficile. Nei telai con controventi eccentrici, i collegamenti, che sono parti corte delle travi, devono essere sostituiti. Il danno nei telai con controventi concentrici è da aspettarsi nei controventi, che sono anche difficili da sostituire in quanto sono lunghi e pesanti. Questi sistemi strutturali convenzionali possono essere sostituiti dagli innovativi collegamenti a trave FUSEIS. In questo modo il nuovo sistema ha i seguenti vantaggi:

- La deformazione inelastica si verifica solo negli elementi di collegamento a trave dissipativi
- Se deformati plasticamente, i collegamenti a trave possono essere facilmente sostituiti poiché non fanno parte del sistema portante del carico gravitazionale e sono inoltre facili da gestire
- Per mantenere il layout architettonico non influenzato dal sistema sismo-resistente, il sistema di collegamento a trave FUSEIS può essere posizionato in piccole aree dell'edificio
- Allo stesso tempo, i collegamenti a trave possono essere utilizzati come parti visibili dell'edificio per indicare il proprio sistema sismo-resistente
- Per sezioni propriamente selezionate dei collegamenti a trave FUSEIS, si può ottenere una plasticizzazione sequenziale

Al fine di garantire che la dissipazione dell'energia avvenga solo nei collegamenti a trave, i giunti di collegamento trave-colonna sono realizzati rigidamente e dispongono di una sufficiente sovraresistenza. Inoltre, i collegamenti a trave sono

vincolati tramite piastre terminali bullonate, permettendo una facile sostituzione se i collegamenti a trave fossero deformati dopo un evento sismico.
Intendendo proteggere il collegamento trave-colonna contro snervamento e frattura, i collegamenti a trave FUSEIS devono essere progettati in modo tale che la cerniera plastica si formi lontano dall'area di collegamento. Pertanto, sono previste sezioni a trave ridotte (RBS) alla fine delle travi, vedere Figura 3.4. Le forme di taglio costanti, rastremate o raccordate sono possibili per ridurre l'area della sezione trasversale. Al fine di ridurre al minimo le concentrazioni di sollecitazioni, il raggio di taglio deve essere maggiore rispetto ad altri tipi di taglio. La lunghezza tipica delle cerniere plastiche in travi di acciaio è dell'ordine di metà della profondità della trave. Pertanto, la sezione ridotta della trave, dove si deve formare la cerniera plastica, deve essere posizionata almeno a quella distanza lontano dal collegamento. In alternativa alla riduzione della sezione della trave, la zona di collegamento potrebbe essere rinforzata mediante piastre aggiuntive.

Figura 3.4: Diversi tipi di sezioni per i collegamenti a trave FUSEIS con sezioni delle travi ridotte (RBS):
RHS o SHS, CHS e sezioni IPE o HEA

3.3 MODELLI ALLO STATO LIMITE

Il sistema di collegamento a trave FUSEIS funziona come una trave verticale Vierendeel. Viene disegnato il sistema statico teorico e le relazioni tra le forze interne in Figura 3.5. Considerando le cerniere nei punti intermedi delle travi e delle colonne tra i collegamenti a trave, i momenti e le forze interne per il carico orizzontale nello stato elastico possono essere derivate dalla statica come segue:

Colonne

$$N_C = \frac{M_{ov}}{L} \quad \text{Eq. (3.1)}$$

$$V_C = \frac{V_{story}}{2} \quad \text{Eq. (3.2)}$$

$$M_C = V_C \cdot \frac{h}{2} = \frac{V_{story} \cdot h}{4} \quad \text{Eq. (3.3)}$$

Travi

$$M_b = 2 \cdot M_C = \frac{V_{story} \cdot h}{2} \quad \text{Eq. (3.4)}$$

$$V_b = 2 \cdot M_C = \frac{M_b}{L/2} = V_{story} \cdot \frac{h}{L} \quad \text{Eq. (3.5)}$$

Dove
M_{ov} = momento ribaltante del telaio
V_{story} = taglio di piano
L = distanza assiale delle colonne
H = distanza verticale dei collegamenti a trave FUSEIS

Le Equazioni di cui sopra mostrano che all'interno di un piano i tagli e i momenti delle colonne e delle travi rimangono costanti, mentre le forze assiali delle colonne aumentano linearmente dall'alto verso la base.

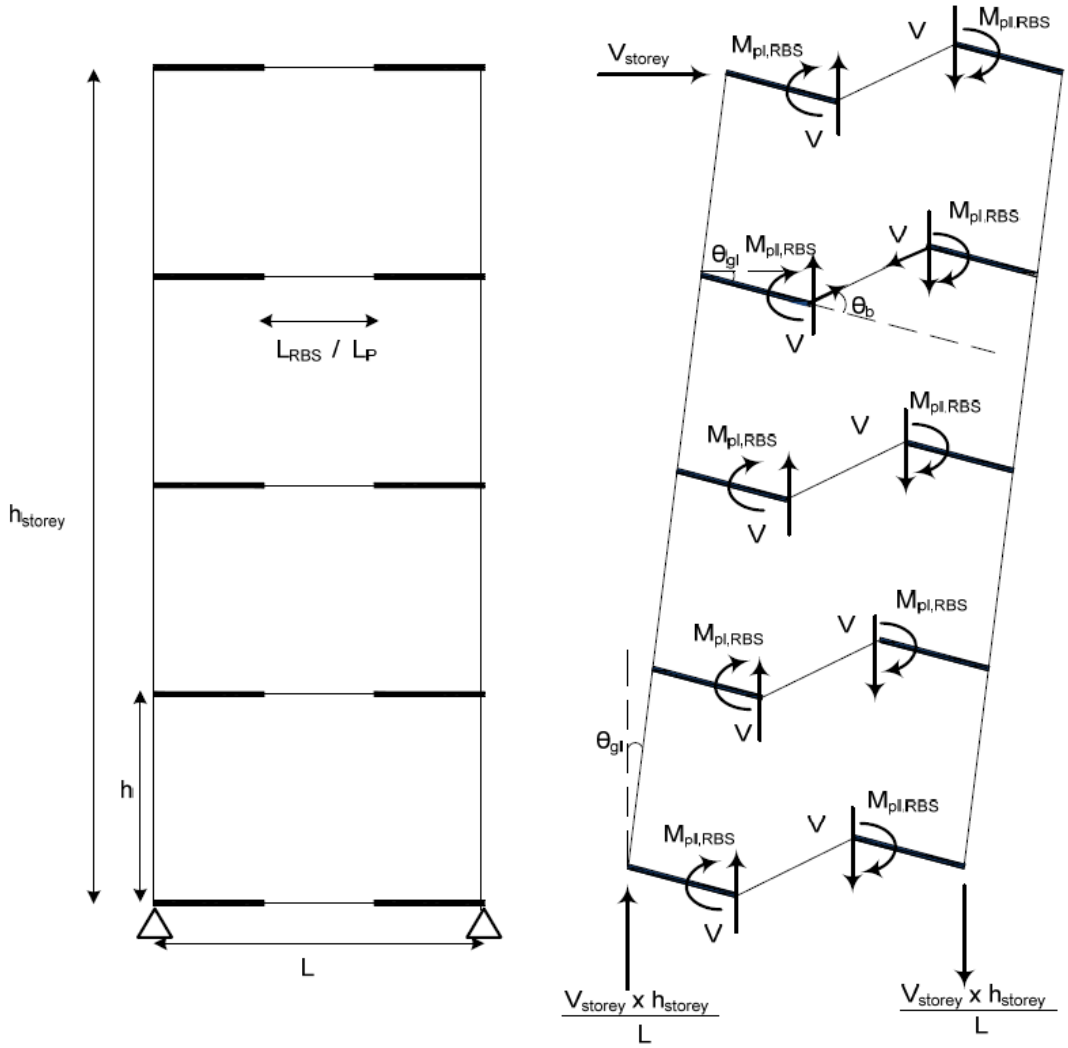


Figura 3.5: Le forze interne teoriche e momenti nelle travi e nelle colonne secondo la trave Vierendeel

3.4 INDAGINI SPERIMENTALI SUI COLLEGAMENTI A TRAVE FUSEIS

3.4.1 Indagini sperimentali su singoli collegamenti a trave

3.4.1.1 Setup sperimentale e collegamenti a trave sperimentati

I test sul sistema di collegamento a trave FUSEIS sono stati condotti durante due progetti europei, ovvero il progetto FUSEIS [12] e MATCH [26]. I collegamenti a trave sono stati studiati singolarmente come descritto nella presente sezione. Ma anche montati e collegati a colonne sovraresistenti, come riportato nella sezione 4.2. In totale sono stati condotti 40 prove su singoli collegamenti a trave, 23 prove durante il progetto FUSEIS e 17 durante il progetto MATCH. Il programma di prova ha coperto variazioni nel tipo di sezione, materiale, lunghezza dei collegamenti a trave e condizioni di carico. I singoli collegamenti a trave sono stati collocati tra due travi di un telaio a quattro cerniere mediante collegamenti bullonati. Un attuatore di carico con una capacità di ± 200 mm è stato fissato alla trave superiore del telaio di prova, in modo da potersi spostare orizzontalmente, come mostrato in Figura 3.6. Per la stabilità laterale è stato montato sul lato un pannello scorrevole, come si può vedere in Figura 3.7.

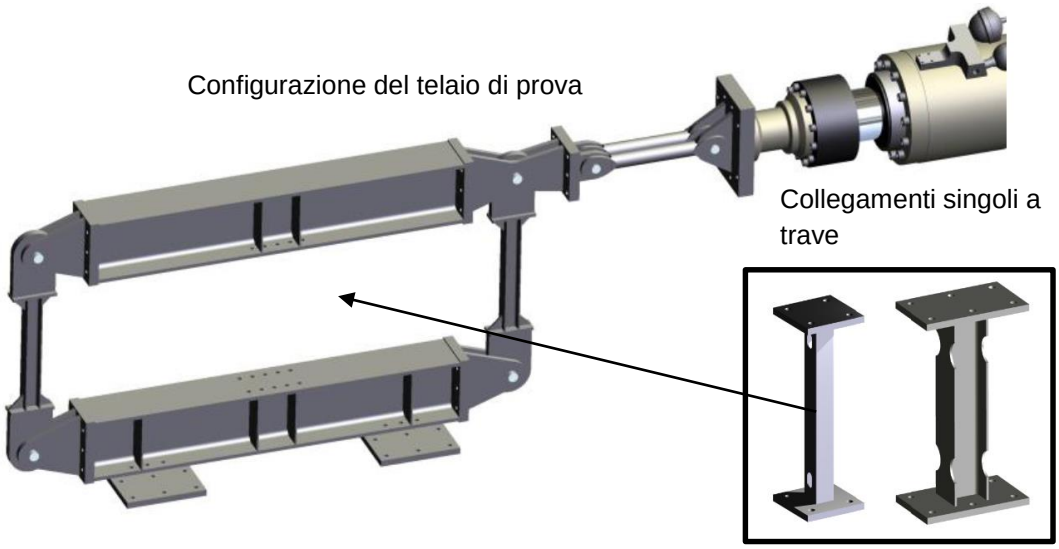


Figura 3.6: Illustrazione della configurazione del telaio di prova per la prova su singoli collegamenti a trave

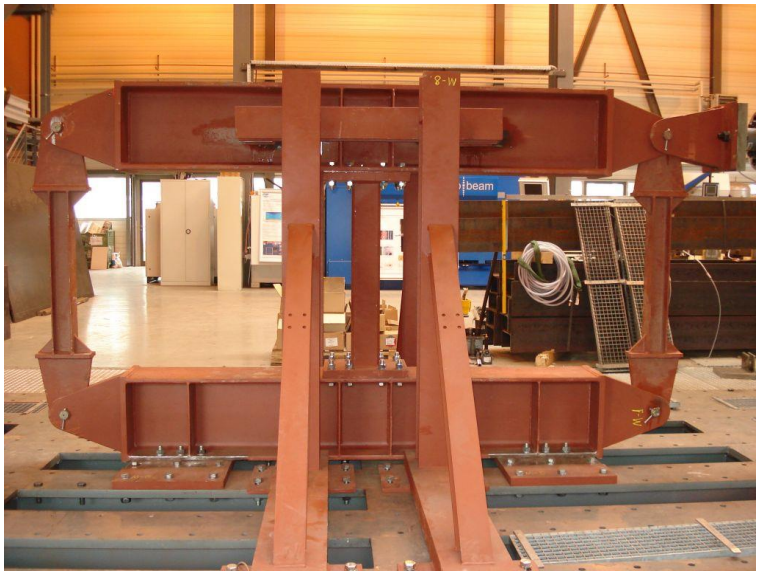


Figura 3.7: Immagine della configurazione del telaio di prova con struttura laterale di supporto

3.4.1.2 Risultati delle prove monotone

I campioni di prova con una lunghezza del collegamento a trave di 900 mm hanno mostrato un comportamento molto duttile con spostamenti massimi di oltre 150 mm prima di collassare. Rispetto a questi campioni, lo spostamento massimo dei campioni più corti con una lunghezza di 500 mm ha raggiunto circa 80 mm, mentre l'effetto di incrudimento dopo aver superato l'intervallo elastico è stato molto più significativo in caso di sezioni a I rispetto a quelle CHS. Ciò è stato probabilmente dovuto all'elevato grado di utilizzazione del carico di taglio. Figura 3.8 mostra un esempio di curva monotona e un modello di danneggiamento per un collegamento a trave FUSEIS a sezione trasversale IPE.

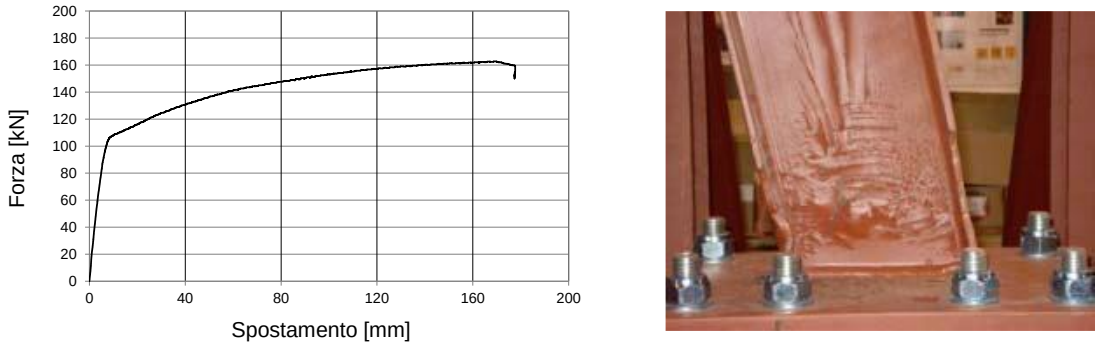


Figura 3.8: Esempio di comportamento isteretico e di danneggiamento per carico monotonico

3.4.1.3 Risultati delle prove cicliche

Come riferimento per la procedura di prova, sono state utilizzate le linee guida ECCS per valutare il comportamento degli elementi strutturali in acciaio sottoposti a carichi ciclici [14]. Il valore di spostamento massimo di 60 mm (4% spostamento di

interpiano) è stato raggiunto solo con alcuni dei collegamenti a trave FUSEIS. Altri collegamenti a trave non erano in grado di raggiungere questo livello di spostamento massimo. Tuttavia, la maggior parte dei collegamenti a trave ha mostrato un comportamento molto duttile durante il carico ciclico. Sebbene fessurazioni ed effetti di instabilità si sono verificati abbastanza presto durante alcuni test - con spostamenti di circa 20-30 mm - è stata raggiunta un'elevata duttilità. Nella maggior parte dei casi, si può osservare un comportamento duttile distintivo con fessurazioni nel materiale di base e una propagazione lenta di esse. Le posizioni e le forme delle instabilità erano fortemente dipendenti dalla sezione trasversale, dalla lunghezza del campione e dall'intensità di carico. I punti in cui si verificano le prime fessurazioni in genere dipendono da tali instabilità. Solo pochi campioni hanno subito rotture nell'area termicamente alterata e si è notato un collasso meno duttile. Le principali osservazioni riguardanti l'esecuzione delle prove possono essere riassunte nel modo seguente:

- Le curve spostamento-carico tra campioni dello stesso tipo presentavano differenze significative.
- Le fessurazioni sono apparse molto presto in alcuni campioni. Ad ogni modo, malgrado le fessurazioni, i campioni avevano una significativa capacità residua.
- La saldatura a cordone d'angolo iniziale dei profili SHS non è stata sufficiente. Si raccomanda di utilizzare saldature a completa penetrazione invece di saldature a cordone d'angolo.

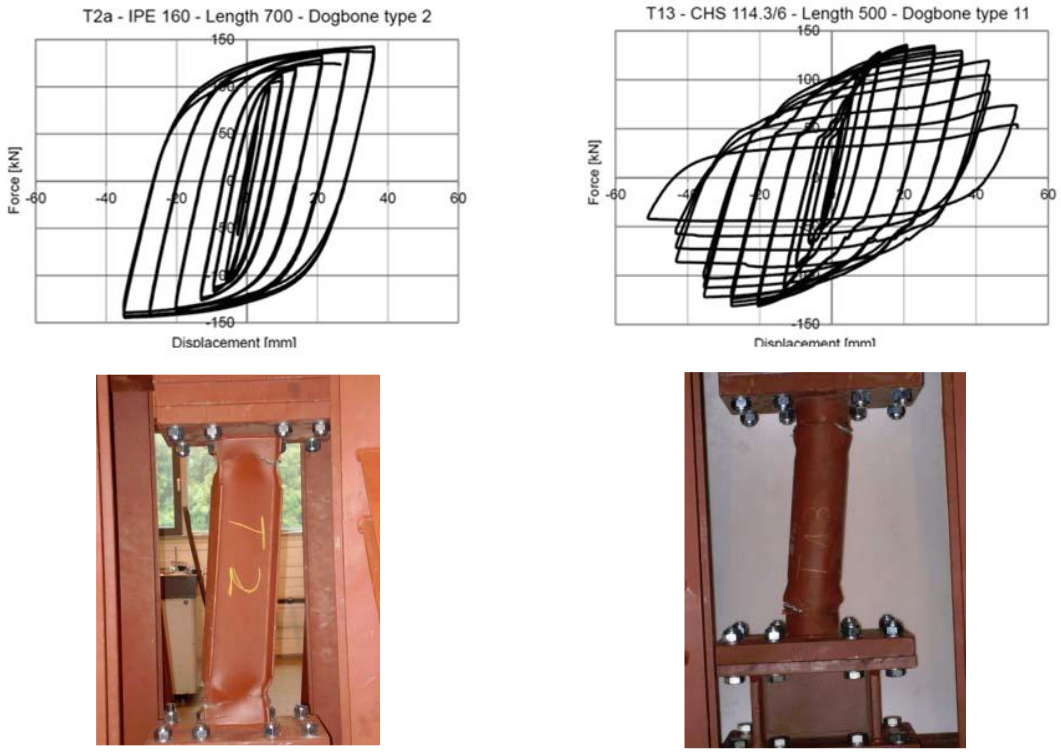


Figura 3.9: Esempi di comportamento isteretico e configurazione deformata per sezione a I (sinistra) e profilo CHS (destra)

Figura 3.9 mostra alcuni esempi di curve isteretiche e di configurazioni deformate per un collegamento a trave FUSEIS a sezione trasversale IPE e CHS. Nella maggior parte dei casi le fessurazioni e gli effetti di instabilità hanno comportato un degrado delle curve di spostamento di carico carico e, di conseguenza, una ridotta dissipazione di energia per ciclo, come mostrato in Figura 3.10. La dissipazione di energia accumulata viene visualizzata in Figura 3.11. In Figura 3.12, viene fornito un confronto dell'energia totale dissipata di tutti i collegamenti a trave FUSEIS.

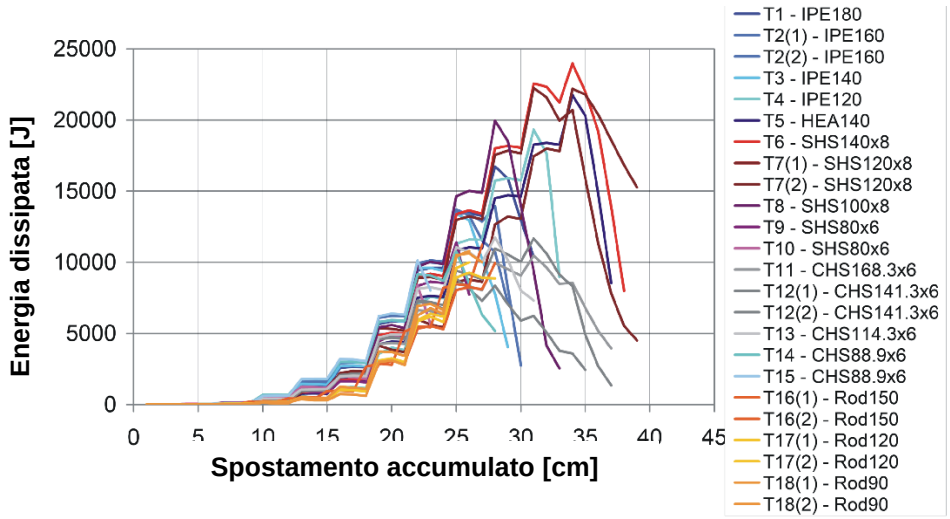


Figura 3.10: Risultati delle prove cicliche dei collegamenti a trave FUSEIS: energia dissipata per ciclo

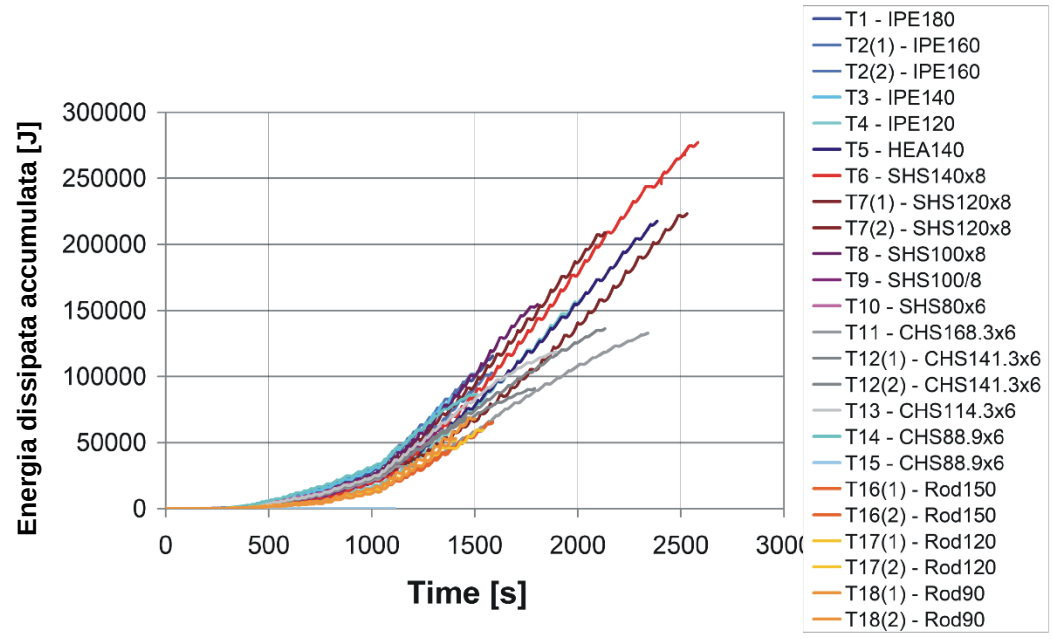


Figura 3.11: Risultati delle prove cicliche dei collegamenti a trave FUSEIS: energia dissipata accumulata

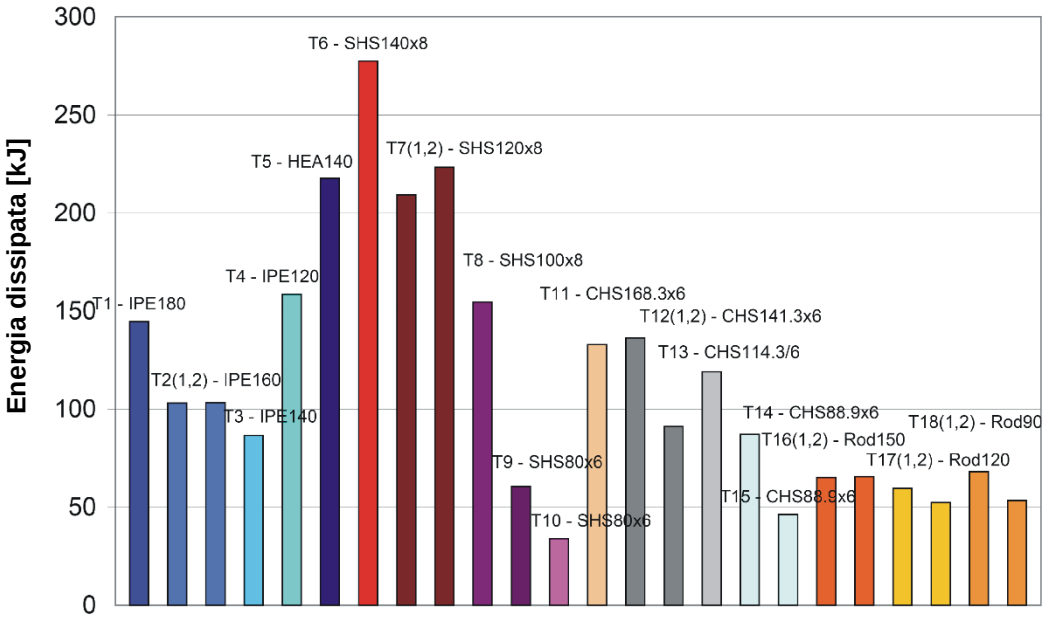


Figura 3.12: Risultati delle prove cicliche dei collegamenti a trave FUSEIS: energia dissipata totale

3.4.2 Indagini sperimentali su interi telai con collegamenti a trave FUSEIS

3.4.2.1 Setup sperimentale e telai sperimentati

Due prove reali con collegamenti a trave FUSEIS sono state condotte nel Laboratorio di Strutture in Acciaio di NTUA [1]. Il telaio di prova è stato composto da due colonne sovraresistenti strettamente distanziate e rigidamente collegate da cinque travi, come illustrato in Figura 3.13. Le dimensioni del telaio corrispondono ad un vero telaio di edificio: la sua altezza è di 3,4 m e la distanza tra le linee centrali delle colonne è di 1,50 m. Le colonne del telaio di prova sono state collegate all'attrezzatura di prova mediante collegamenti a cerniera. Il carico ciclico è stato applicato tramite un attuatore idraulico posizionato orizzontalmente tra la parte inferiore delle colonne e una base tramite due cerniere.

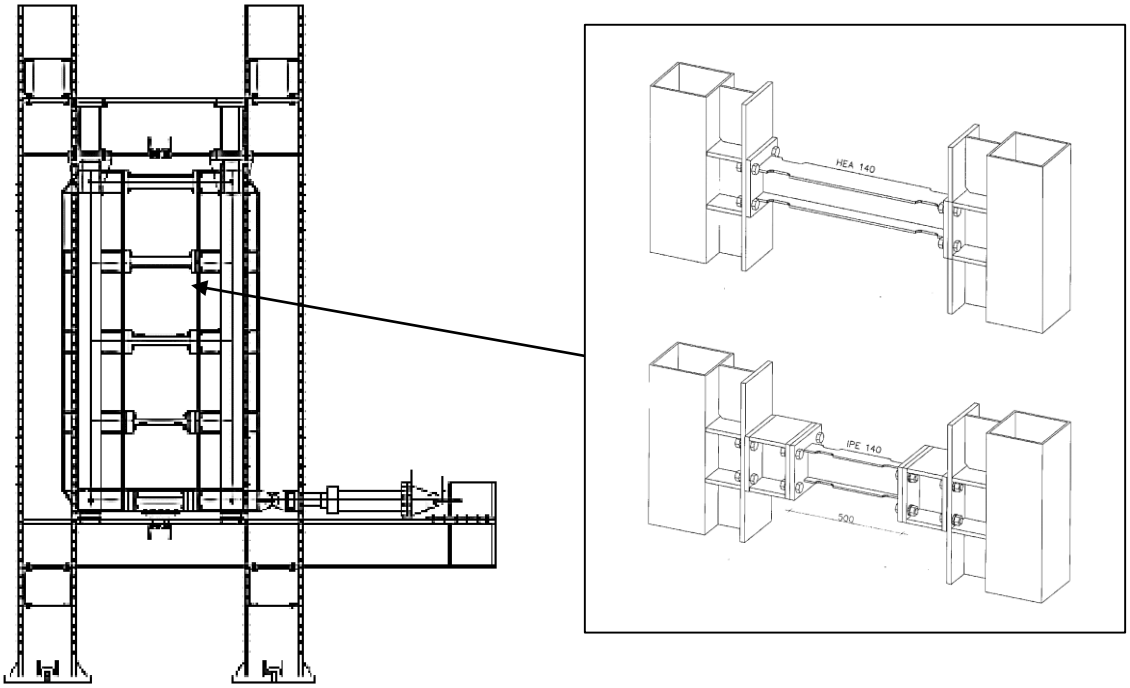


Figura 3.13: Vista laterale sul telaio di prova con cinque collegamenti a trave (sinistra) e particolare connessione dei singoli collegamenti a trave alle colonne sovraresistenti (destra)

3.4.2.2 Risultati delle prove

Tutti i campioni di prova hanno mostrato una buona capacità di deformazione plastica. Bisogna notare che la resistenza del sistema ha continuato ad aumentare dopo la plasticizzazione iniziale e durante quelle successive e consecutive, per lo più a causa dell'incrudimento, senza perdere la propria stabilità. Le deformazioni plastiche avvenivano solo nei collegamenti a trave FUSEIS, mentre le colonne sono rimaste elastiche e intatte fino a completamento dell'ultimo test. Il tempo necessario per sostituire un collegamento a trave è stato di circa 60 minuti.

Lo snervamento dei campioni di trave è iniziato nell'area a doppio T (o "a osso di cane"). Fessurazioni duttili sono state osservate alla curva dei doppi T e infine l'altezza della trave si è ridotta alla stessa posizione, all'aumentare della deformazione dei campioni. Dopo il raggiungimento della massima resistenza, il carico si degrada gradualmente con distorsione dei doppi T. Tutti i telai hanno raggiunto uno spostamento di interpiano tra il 2% e il 4%. Generalmente, per le sezioni cave è stato osservato che il carico si è degradato più gradualmente rispetto alle sezioni IPE a causa di ulteriori resistenze fornite dalle anime. In particolare, le sezioni CHS si sono comportate ancora meglio in quanto la plasticizzazione era distribuita lungo la circonferenza della sezione. La formazione di cerniere durante gli esperimenti è stata chiaramente visibile sulle foto scattate da una termocamera, dove le regioni in rosso indicano valori di temperatura più alti nelle aree a doppio T. Figura 3.14 mostra le foto dei collegamenti a trave deformati. Un esempio di comportamento isteretico dell’intero telaio è mostrato in Figura 3.15.

(a) (b) (c)

Figura 3.14: Foto dei collegamenti a trave FUSEIS deformati: (a) collegamenti IPE, (b) collegamenti SHS, (c) collegamenti CHS

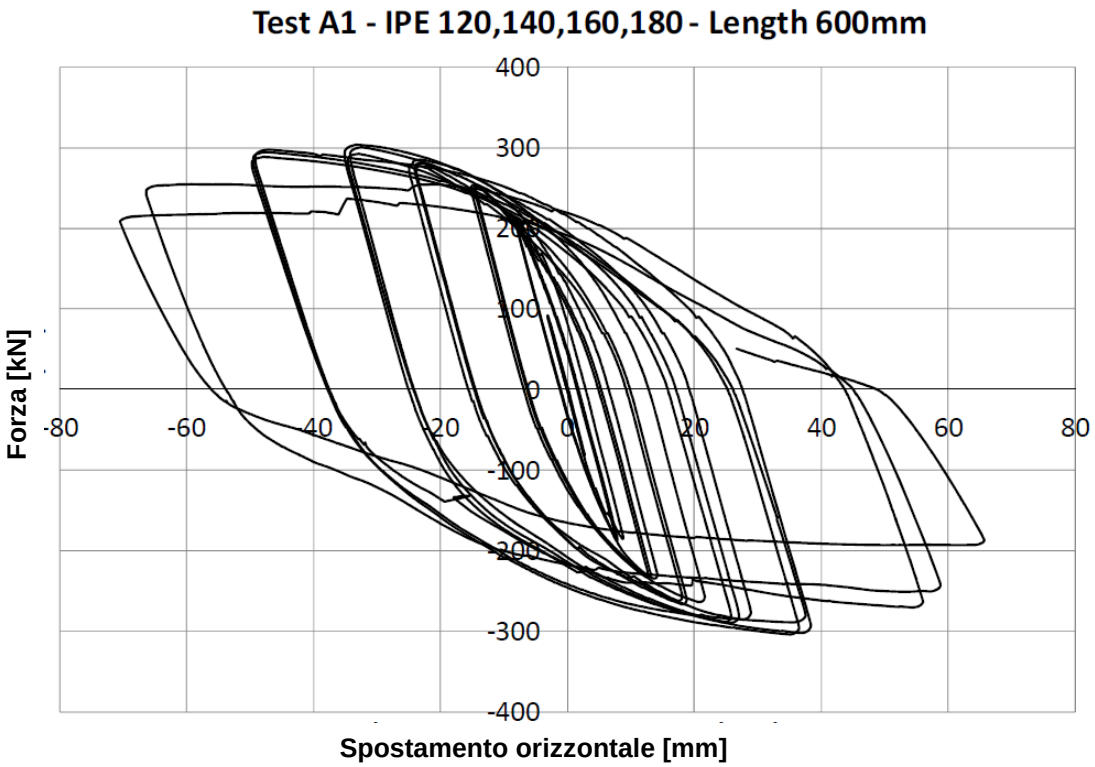


Figura 3.15: Esempio di cicli di comportamento isteretico del telaio dotato di travi IPE

3.4.2.3 Confronto tra forze di taglio sperimentali e teoriche

Le indagini sperimentali hanno mostrato che il sistema con campioni a trave funziona come una trave verticale di Vierendeel. Esso resiste ai carichi laterali principalmente tramite momenti di flessione delle travi e delle forze assiali delle colonne. Considerando le cerniere nei punti intermedi delle travi e colonne, i momenti e le forze interne per il carico orizzontale nello stato elastico possono essere derivate dalla statica: La forza di taglio dovuta al momento di resistenza $M_{pl,Rd}$ alle estremità della trave è calcolata come segue:

$$V_{storey} = \frac{2 \cdot \sum M_{pl,RBS,Rd}}{h_{storey}} \cdot \frac{L}{l_{RBS}} \qquad \text{Eq. (3.6)}$$

dove $M_{pl,RBS,Rd} = W_{pl,RBS} \cdot f_y$ è la resistenza di momento di progetto della sezione ridotta della trave (RBS) del collegamento a trave FUSEIS, l_{RBS} è la distanza assiale

tra le posizioni RBS e L è la distanza assiale delle colonne FUSEIS. In Tabella 3.1, viene fornito un confronto tra valori sperimentali e teorici. La tabella mostra che la teoria della trave di Vierendeel è in grado di descrivere abbastanza bene il comportamento reale, con una sottostima delle forze di taglio ottenute di meno del 25%.

Tabella 3.1: Forze di taglio sperimentali contro teoriche

Etichetta di prova	V_{exp}	V_{th}	V_{exp} / V_{th}
A1	303,6	255,6	1,19
A2	349,9	298,0	1,17
A3	232,4	190,6	1,22
M1	367,0	345,8	1,06
M2	466,3	407,7	1,14
M3	349,4	305,0	1,15

3.4.2.4 Dissipazione di energia - Criteri di rottura

Per meglio comprendere l'effetto dei diversi tipi di sezione trasversale sulla dissipazione di energia del sistema, è importante confrontare i risultati complessivi. Le curve di isteresi di tutti i campioni sono abbastanza ampie, indicando un buon assorbimento di energia del sistema. L'area racchiusa da una curva di isteresi è una misura dell'energia dissipata dal sistema durante un ciclo di carico.

Per i cicli elastici fino a snervamento, l'energia assorbita era molto limitata, quindi la quantità di energia dissipata per ogni prova è stata calcolata tenendo conto dei cicli dopo che la forza di snervamento del telaio era stata raggiunta. La forza di snervamento (V_{story}) del telaio è stata calcolata analiticamente utilizzando la deformazione reale dell'acciaio (f_y) come definita nelle raccomandazioni ECCS [14].

I diagrammi in Figura 3.16 rappresentano l'energia media assorbita in ogni 3 cicli di uguale ampiezza, è evidente che l'aumento dell'ampiezza dei cicli (cicli plastici) porta ad un aumento dell'assorbimento di energia. Figura 3.17 mostra un confronto della quantità totale di energia dissipata per tutte le prove.

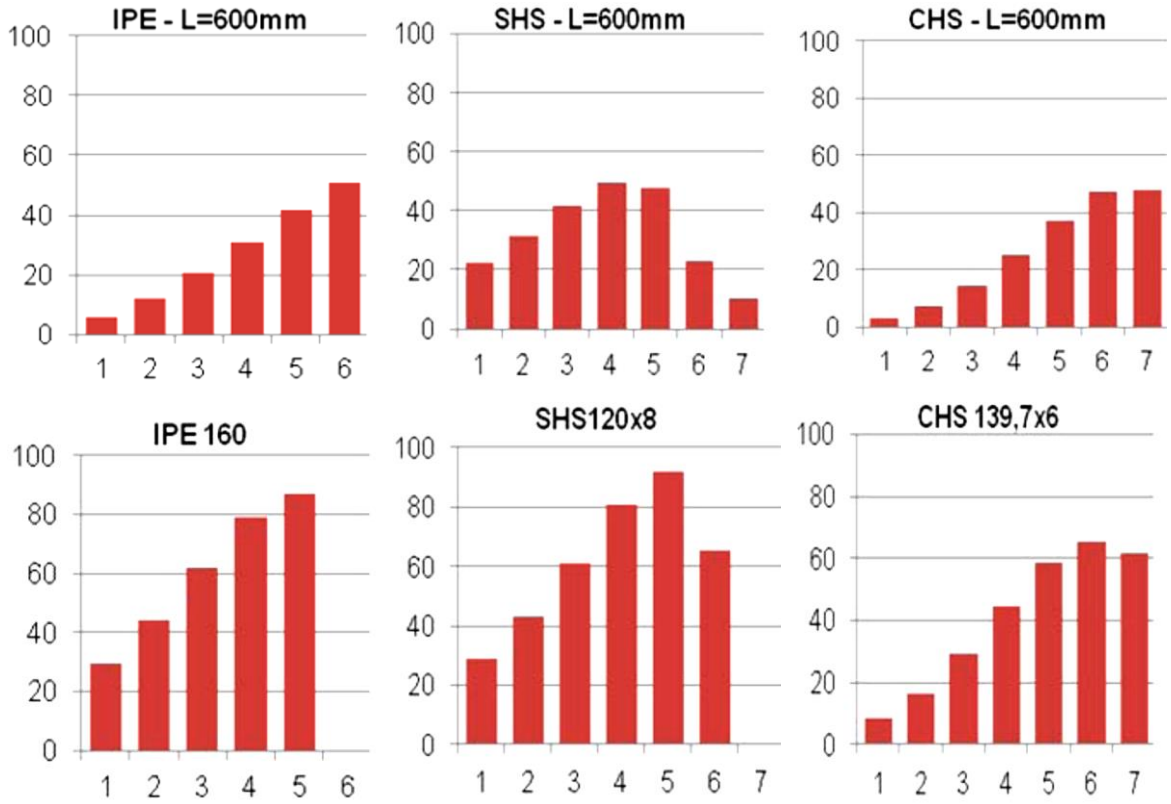


Figura 3.16: Energia dissipata in kJ per ciascun test

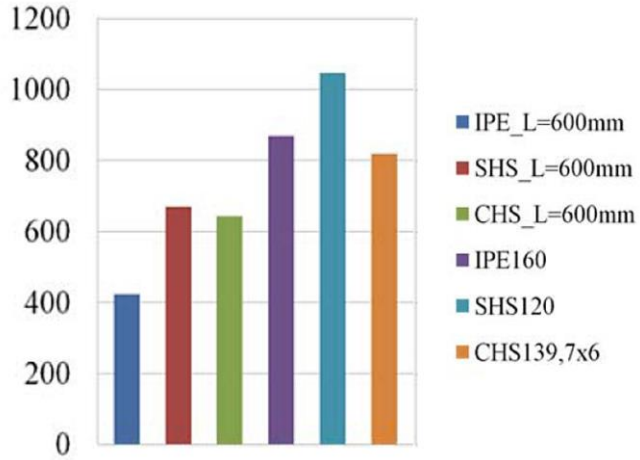


Figura 3.17: Energia dissipata totale in kJ

Nel tentativo di valutare la progressione dei danni accumulati durante le prove, è stato applicato il criterio della rottura dei componenti in acciaio proposto da Calado e Castiglioni, 1996 [27]. Secondo tale criterio il parametro senza dimensione η/η_0 è limitato ad un valore costante di 0,5, dove η è il rapporto di energia alla fine di ogni ciclo e η_0 è il rapporto di energia considerando che il collegamento a trave FUSEIS ha un comportamento plastico perfettamente elastico. Qui di seguito si verifica tale

rottura limite. Questo rapporto è stato calcolato per tutti i cicli delle prove con i collegamenti a trave FUSEIS (Figura 3.18). Si può osservare che il valore limite 0,5 non è stato superato. Questo risultato era prevedibile ed è giustificato dai notevoli effetti di incrudimento calcolati analiticamente utilizzando la deformazione reale dell'acciaio (f_y) come definita nelle raccomandazioni di ECCS [14].

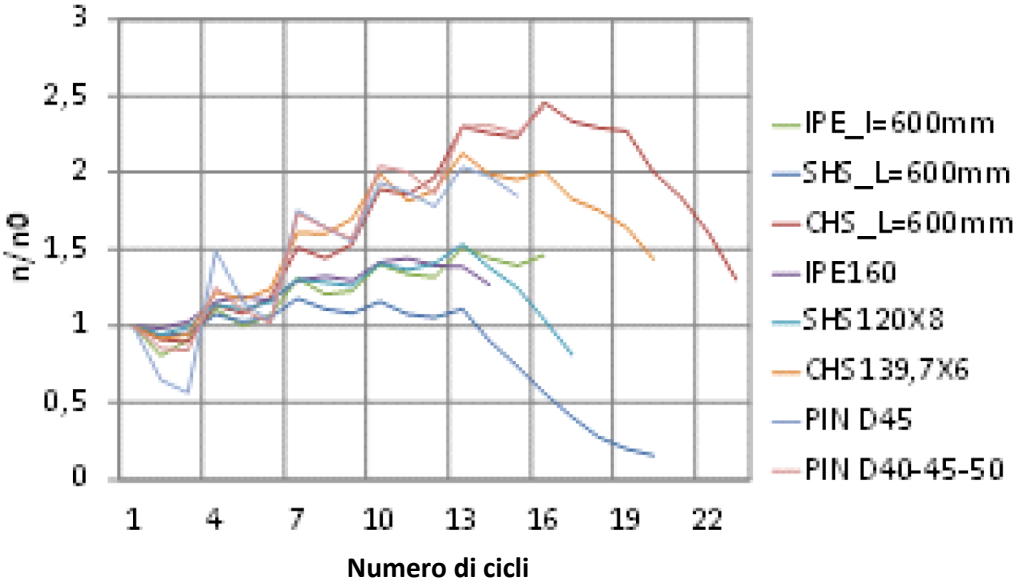


Figura 3.18: Criteri di rottura

3.5 REGOLE DI PROGETTAZIONE

Le conclusioni degli studi analitici e numerici sono state riassunte in una linea guida di progettazione [1]. Questa fornisce raccomandazioni sulla scelta e progettazione di adeguati sistemi di collegamento a trave FUSEIS. Si basa principalmente sulle disposizioni già contenute in Eurocode 3 e Eurocode 8. Tuttavia, alcune clausole di Eurocode 8 sono state opportunamente riorganizzate per consentire l'utilizzo del sistema di collegamento a trave FUSEIS dalle normali disposizioni della normativa.

3.5.1 Progetto preliminare

Come precedentemente detto, il sistema di collegamento a trave FUSEIS funziona come una trave verticale Vierendeel. Allo stato limite finale, tutte le travi raggiungono, come gli elementi dissipativi del sistema, la loro capacità flessionale. Se il taglio totale della base dell'edificio è V_B, e V_{story} è il taglio del piano del sistema di collegamento a trave FUSEIS, il numero dei sistemi da utilizzare per un progetto preliminare è uguale a:

$$m = \frac{V_B}{V_{story}} \qquad \text{Eq. (3.7)}$$

Le sezioni di colonna sono scelte principalmente in base a considerazioni di rigidezza al fine di limitare gli effetti del secondo ordine. Tuttavia, per m uguale ai

sistemi di collegamento a trave FUSEIS, le colonne devono resistere almeno a una forza assiale di $N_{c,Ed}$:

$$N_{c,Ed} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L} \qquad \text{Eq. (3.8)}$$

Dove M_{ov} è il momento ribaltante del telaio e L è la distanza assiale delle colonne del sistema di collegamento a trave FUSEIS.
Le sezioni trasversali per travi e colonne del sistema così come il numero di sistemi richiesti non possono essere stimati solamente da criteri di resistenza. Le deformazioni devono essere controllate anche per limitare gli effetti del secondo ordine. Le disposizioni relative alla normativa richiedono per gli edifici che il coefficiente di sensibilità per gli spostamenti di interpiano sia limitato a $\theta \leq 0{,}1$, se gli effetti del secondo ordine vengono ignorati. In ogni caso deve essere $\theta < 0{,}3$.

3.5.2 Progettazione per analisi elastiche lineari

(1) Per la progettazione convenzionale e sismica di edifici in acciaio con i sistemi di collegamento a trave FUSEIS, si applicano gli Eurocode 3 e Eurocode 8. Le seguenti regole sono complementari a quelle riportate in questi codici.
(2) Il metodo convenzionale per la determinazione degli effetti sismici per i telai degli edifici è l'analisi dello spettro di risposta modale, utilizzando un modello elastico lineare della struttura e uno spettro di progetto. Lo spettro di progetto deve essere definito in conformità con l'Eurocode 8. Il fattore q massimo da utilizzare è 5.
(3) I telai con sistemi di collegamento a trave FUSEIS devono essere progettati in modo che i collegamenti a trave siano in grado di dissipare l'energia tramite formazione di meccanismi di flessione plastica. Le regole fornite di seguito hanno lo scopo di garantire che lo snervamento avvenga nei collegamenti a trave prima di qualsiasi snervamento o rottura altrove. I collegamenti a trave devono essere progettati per resistere alle forze della combinazione sismica più sfavorevole.
(4) Nelle analisi lineari gli spostamenti indotti dall'azione sismica di progetto devono essere calcolati sulla base delle deformazioni elastiche del sistema strutturale attraverso l'espressione:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \text{Eq. (3.9)}$$

dove

d_s = spostamento di un punto del sistema strutturale indotto dall'azione sismica di progetto

$q = q_\mu$ = il fattore di struttura che può essere considerato uguale al fattore di duttilità di spostamento (μ_d) se $T_1 \geq T_C$

d_e = lo spostamento dello stesso punto del sistema strutturale, come determinato da un'analisi lineare basata sullo spettro di risposta di progetto.

Di solito la limitazione dello spostamento di interpiano definisce la progettazione di una struttura con il sistema di collegamento a trave FUSEIS, mentre i rapporti di capacità degli elementi dissipativi (Ω) sono bassi. Il calcolo dello spostamento di interpiano di progetto basata su d_s è quindi conservativo. Un fattore di riduzione (q_Ω) pari al rapporto di capacità dei collegamenti a trave FUSEIS può essere utilizzato come segue:

$$d_s = q_\mu \cdot q_\Omega \cdot d_e \qquad \text{Eq. (3.10)}$$

Per l'analisi non lineare, statica o dinamica, gli spostamenti indotti dall'azione sismica sono quelli ottenuti dall'analisi.

(5) Gli elementi non dissipativi, il collegamento a trave FUSEIS ai collegamenti delle colonne e le colonne di sistema, devono essere progettati tenendo conto della sovraresistenza di sezione Ω e del fattore di sovraresistenza del materiale γ_{ov}.

(6) Allo stato dell'arte attuale viene utilizzato un modello spaziale che rappresenta la struttura 3-D. È possibile seguire le seguenti linee guida di modellazione:

a) Gli elementi di collegamento a trave FUSEIS sono rappresentati da appropriati elementi finiti trave-colonna.
b) Devono essere fornite delle zone rigide dai centri di colonna alle facce di colonna per escludere la flessibilità di trave inesistente.
c) La lunghezza netta della trave viene suddivisa in 5 zone come indicato in Figura 3.19. Tali zone rappresentano le sezioni complete (entrambe le estremità più la sezione centrale) e le sezioni RBS. In questo modo, verranno considerati la vera flessibilità e resistenza del sistema.
d) I restanti elementi strutturali devono essere rappresentati come al solito da opportuni elementi finiti.
e) I giunti colonna-trave saranno rappresentati come rigidi, semi-rigidi o incernierati secondo il dettaglio di collegamento.

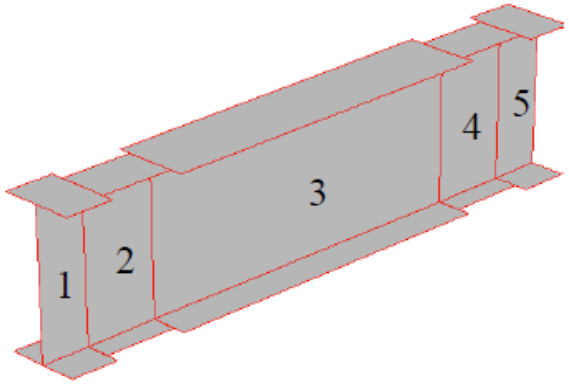


Figura 3.19: Modello numerico del collegamento a trave FUSEIS

3.5.2.1 Verifiche degli elementi dissipativi

(1) Gli elementi dissipativi del sistema, cioè i collegamenti a trave, devono essere verificati per resistere alle forze e ai momenti interni come determinato dall'analisi strutturale.

(2) Il momento resistente deve essere verificato come segue:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1.0 \qquad \text{Eq. (3.11)}$$

dove:
M_{Ed} = momento flettente di progetto
$M_{pl,RBS,Rd}$ = momento resistente plastico di progetto della sezione RBS

La resistenza del taglio deve essere verificata conformemente a quanto segue:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} \leq 1.0 \qquad \text{Eq. (3.12)}$$

Dove:

$$V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \qquad \text{Eq. (3.13)}$$

$V_{CD,Ed}$ = forza di taglio secondo la gerarchia delle resistenze
$V_{b,pl,Rd}$ = resistenza di progetto (di taglio) della sezione di trave

(4) Va notato che l'influenza del taglio deve essere considerata nella determinazione di $M_{pl,RBS,Rd}$. Questo è il caso in cui il rapporto tra il taglio agente e la resistenza del taglio è:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} > 0.5 \qquad \text{Eq. (3.14)}$$

La combinazione delle equazioni di cui sopra dimostra che l'influenza del taglio deve essere considerata se:

$$l_{RBS} < \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{V_{b,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,RBS}}{A_v \Big/ \sqrt{3}} \qquad \text{Eq. (3.15)}$$

(3.14) è raramente soddisfatta a causa del fatto che A_v si riferisce alla sezione completa mentre $W_{pl,RBS}$ alla sezione ridotta della trave. Per evitare l'interazione tra taglio e momenti, le flange dovrebbero essere ridotte in modo che la (3.15) venga soddisfatta.

(5) La resistenza flessionale finale della trave deve essere verificata conformemente a:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{b,pl,Rd}} \leq 1.0 \qquad \text{Eq. (3.16)}$$

Dove:

$M_{CD,Ed} = \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd}$ = momento flettente secondo la gerarchia delle resistenze

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

(6) Le verifiche di instabilità laterale per i collegamenti a trave FUSEIS non sono generalmente necessarie a causa della loro piccola lunghezza.

3.5.2.2 Verifiche di collegamento

(1) Resistenza momento flettente

$$M_{CD,con,Ed} = max\{M_1, M_2\} \qquad \text{Eq. (3.17)}$$

Dove

$$M_1 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd} \qquad \text{Eq. (3.18)}$$

$$M_2 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{u,b} \qquad \text{Eq. (3.19)}$$

Dove

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u \qquad \text{Eq. (3.20)}$$

$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,act}}{f_y}$ se la resistenza di snervamento reale della trave è nota o se non lo è

$\gamma_{ov} = 1.25$

l_b = lunghezza netta della trave

l_{RBS}= distanza assiale delle sezioni RBS

$f_{y,act}$ = resistenza di snervamento reale della trave

$f_{y,act}$ = massima resistenza della trave

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

(2) Forza di taglio

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \qquad \text{Eq. (3.21)}$$

(3) Se le sezioni RBS non vengono utilizzate e, in alternativa, la zona di collegamento viene rafforzata mediante piastre aggiuntive, l'area rinforzata e il collegamento devono avere un momento di “capacity design” pari a:

$$M_{con,CD} = \frac{l_b}{l_{net}} \cdot M_{u,b} \qquad \text{Eq. (3.22)}$$

Dove
l_b = lunghezza netta della trave
l_b = lunghezza netta della trave non rinforzata
$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u$
Il taglio di progetto del collegamento può essere calcolato da:

$$V_{con,CD} = \frac{2 \cdot M_{con,CD}}{l_b} \qquad \text{Eq. (3.23)}$$

(4) Va aggiunto che entrambe le alternative - l'indebolimento dei collegamenti a trave o il rafforzamento dei collegamenti (vedere Figura 3.20) – sono state sperimentalmente dimostrate efficaci nell'assicurare la formazione di cerniere plastiche lontano dal collegamento.

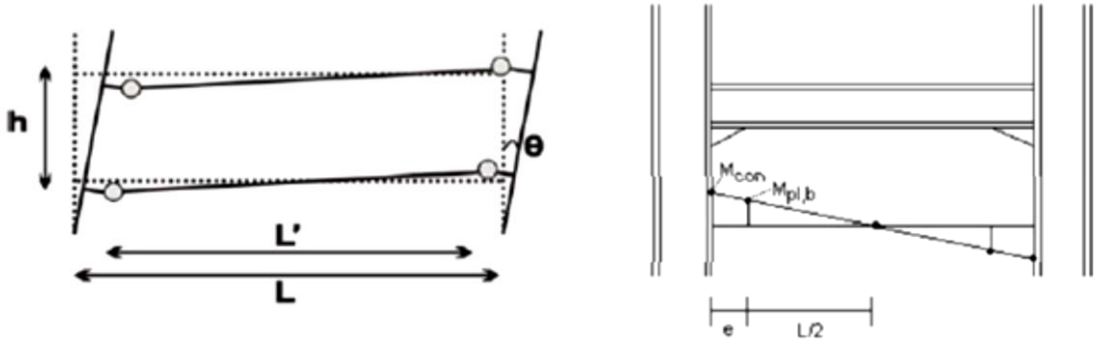


Figura 3.20: Cerniere plastiche con sezioni RBS e rinforzo finale della trave

3.5.2.3 Verifiche degli elementi non dissipativi

(1) Le colonne FUSEIS devono essere verificate nel rispetto delle gerarchia delle resistenze:

$$N_{CD,ED} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Eq. (3.24)}$$

$$M_{CD,ED} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (3.25)}$$

$$V_{CD,ED} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (3.26)}$$

Dove:

$N_{Ed,G}, V_{Ed,G}, M_{Ed,G}$ = forze assiali, rispettivamente forza di taglio e momento flettente nelle colonne, dovute alle azioni non sismiche incluse nella combinazione di azioni per la situazione di progettazione sismica

$N_{Ed,E}, V_{Ed,E}, M_{Ed,E}$ = forze assiali nelle colonne dovute all'azione sismica di progetto

$\Omega = \min \Omega_i = min\left\{\frac{M_{pl,RBS,Rd,i}}{M_{Ed,i}}\right\}$

= valore minimo dei relativi rapporti per tutti i collegamenti a trave FUSEIS nell'edificio.

3.5.3 Progetto per analisi statica non lineare (Pushover)

(1) Il modello strutturale utilizzato per l'analisi elastica deve essere esteso per includere la risposta degli elementi strutturali oltre lo stato elastico e stimare i meccanismi plastici attesi e la distribuzione del danno.

(2) Poiché gli elementi duttili sono i collegamenti a trave FUSEIS, eventuali cerniere plastiche devono essere inserite alle estremità delle loro parti ridotte. Le proprietà non lineari per le sezioni IPE, SHS e CHS che derivano da indagini sperimentali e analitiche sono indicate in Tabella 3.2.

(3) Ulteriori cerniere plastiche potenziali possono essere inserite alle estremità delle travi composte, delle colonne e delle colonne di sistema per verificare se si comportano anch'esse in modo inelastico durante l'evento sismico. Le proprietà della cerniera sono calcolate secondo le disposizioni delle normative pertinenti (ad esempio FEMA-356).

Tabella 3.2: Parametri di cerniera non lineare per sezioni IPE, SHS e CHS

PROPRIETA' DELLA CERNIERA (α_{pl}=fattore di forma)						
	IPE		SHS		CHS	
Punto	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF
E-	-0,6	-45	-0,4	-30	-0,2	-30
D-	-0,6	-40	-0,4	-25	-0,2	-25
C-	$-\alpha_{pl}$	-40	$-\alpha_{pl}$	-25	$-\alpha_{pl}$	-25
B-	1	0	-0,6	0	-1	0
A	0	0	0	0	0	0
B	1	0	0,6	0	1	0
C	α_{pl}	40	α_{pl}	25	α_{pl}	25
D	0,6	40	0,4	25	0,2	25
E	0,6	45	0,4	30	0,2	30
CRITERI DI ACCETTABILITA'						
	IPE		SHS		CHS	
IO	15		5		6	
LS	25		12		10	
CP	35		18		16	

3.5.4 Progettazione per analisi dinamiche non lineari

(1) Per ottenere una dettagliata risposta dipendente dal tempo delle costruzioni in acciaio, se progettate conformemente alle disposizioni degli Eurocodice in condizioni di terremoto reali, devono essere eseguite le analisi dinamiche non lineari.

(2) Per gli elementi dissipativi della struttura, le proprietà delle cerniere non lineari della Tabella 3.2 devono essere assegnate alle loro estremità.

(3) Per gli elementi non dissipativi, le proprietà della cerniera sono calcolate secondo le disposizioni delle normative pertinenti (ad esempio FEMA-356).

(4) Le analisi dinamiche non lineari forniscono informazioni e quindi la capacità di limitare i danni dopo un evento sismico, valutando ed eliminando gli spostamenti residui della struttura. Se il sistema di collegamento a trave FUSEIS è progettato in modo adeguato, è in grado di lavorare come un sistema di auto-centramento, con spostamenti residui praticamente pari a zero. In combinazione con l'azione di un telaio tipo resistente a momento (MRF), le deformazioni sono concentrate nei collegamenti a trave FUSEIS e il resto della struttura rimane elastica, mentre l'azione del telaio a momento aiuta affinché la struttura ritorni al proprio stato iniziale. Al contrario, quando si utilizzano collegamenti trave-colonna convenzionali, la struttura non è in grado di tornare al proprio stato iniziale alla fine dell'evento sismico.

3.6 ANALISI SU TELAI BIDIMENSIONALI

La seguente sezione illustra l'applicazione di successo di un telaio tipo resistente a momento combinato con il sistema di collegamento a trave FUSEIS per telai strutturali bidimensionali tipicamente da progettazione sismica. I parametri di progettazione sismica sono brevemente sintetizzati. Enfasi viene data al processo di progettazione sismica, assistito dalle analisi ad elementi finiti con esecuzione di un'analisi push-over delle strutture del telaio. Per valutare la sensibilità delle strutture ai carichi sismici più elevati e l'impatto di utilizzo di un fattore di struttura di q = 5 nel processo di progettazione del disegno strutturale, è stata effettuata un'analisi più dettagliata per i diversi livelli di carico sismico.

3.6.1 Descrizione dei telai strutturali esaminati

3.6.1.1 Geometria e assunzioni

In tutti i casi esaminati, viene utilizzato un tipico telaio 2D, parte di un edificio composto acciaio-calcestruzzo a cinque piani. Viene fornito il layout generale del telaio nella Figura 3.21. L'edificio composto è costituito da telai analoghi con una distanza assiale di 8m che è la larghezza effettiva per entrambi i carichi verticali e la massa laterale durante il carico sismico. Le travi sono di tipo composto e lo spessore della soletta è di 15 cm. Il telaio è costituito da due colonne sovraresistenti verticali cave poste vicine, unite con i collegamenti a trave orizzontali secondo una disposizione simile a quella adottata nelle prove (cinque collegamenti a trave FUSEIS per interpiano). La distanza tra i baricentri delle colonne è di 2,0 m. Le campate del telaio principale sono di 6,0 m. La larghezza effettiva delle travi composte è stata calcolata sulla base dell'Eurocodice 2 ed è pari a 1,5 m. Le principali assunzioni di materiale e carichi sono indicati in Tabella 3.3.

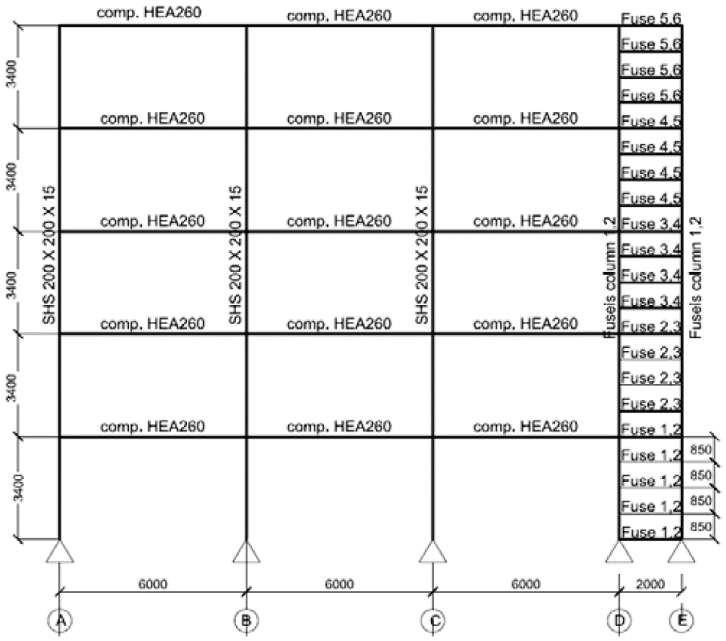


Figura 3.21: Layout del telaio strutturale 2D

Tabella 3.3: Assunzioni per materiali e carichi

Materiali	
Calcestruzzo	C25/30, g = 25 kN/m^3, E = 31 000 Mpa
Acciaio in barre d'armatura	B500C
Acciaio strutturale	S235: Elementi dissipativi (collegamenti a trave FUSEIS) S355: Elementi non dissipativi (travi e colonne)
Carichi verticali	
Carichi portati non strutturali permanenti - G	2.00 kN/m^2
Carichi accidentali – Q	2.00 kN/m^2
Carichi sismici	
Spettro di risposta elastica	Tipo 1
Accelerazione di picco al suolo	A=0,16g – 0,24g - 0,36g
Classe di importanza II	γ_I = 1,0 (Costruzioni ordinarie)
Tipo di suolo	B (T_B = 0,15 s, T_C = 0,50 s)
Fattore di struttura q	5
Coefficiente di smorzamento	5%
Fattori di carichi operativi per combinazioni sismiche	φ=1,00 (copertura), φ=0,80 (piani e relative occupazioni)
Coefficiente di combinazione sismica per il valore quasi permanente delle azioni variabili	ψ_2=0,30

In primo luogo, il telaio è stato progettato secondo le disposizioni dell'Eurocodice 3 per ULS e SLS, tenendo conto delle limitazioni sugli effetti del secondo ordine. Inoltre, sono state prese in considerazione le disposizioni di progettazione sismica secondo l'Eurocodice 8. Gli spostamenti di interpiano sono stati limitati a 0,0075 (edifici con elementi non strutturali duttili). La determinazione degli elementi strutturali di controllo in termini di spostamenti all'interno del sistema strutturale è stata realizzata mediante studi parametrici sulla struttura dell'edificio. La risposta sismica del telaio dell'edificio è stata valutata attraverso l'analisi modale con spettro di risposta, utilizzando un modello elastico lineare della struttura e uno spettro di progetto. L'analisi mostra che i primi modi di vibrazione sono sufficienti a raggiungere il 90% della massa effettiva richiesta. Le dimensioni della sezione trasversale del sistema di collegamento a trave FUSEIS progettate per diverse accelerazioni di picco al suolo di progetto (PGA = 0,16, 0,24 e 0,36) e considerando diversi tipi di sezioni (IPE, SHS, CHS) sono elencati in Tabella 3.4. Per bassa e media sismicità sono state scelte sezioni trasversali identiche.

Tabella 3.4: Sezione trasversale dei collegamenti a trave FUSEIS

Piano	PGA 0.16 & 0.24			PGA 0.36		
	IPE	SHS	CHS	IPE	SHS	CHS
1	220	180 x 8	193,7 x 8	240	200 x 8	219,9 x 8

2	240	200 x 8	219,9 x 8	270	220 x 8	244,5 x 8
3	270	220 x 8	244,5 x 8	300	240 x 8	273,0 x 8
4	300	240 x 8	273,0 x 8	330	260 x 8	323,9 x 8
5	330	260 x 8	323,9 x 8	360	280 x 8	355,6 x 8

Il comportamento isteretico degli elementi dissipativi non ha influenzato la stabilità complessiva della struttura. È stato verificato che il momento resistente ultimo e la capacità di rotazione delle cerniere plastiche nelle travi non sono ridotti dalle forze di compressione e di taglio. Pertanto, i collegamenti a trave FUSEIS dei telai esaminati sono stati progettati per avere un'adeguata duttilità e resistere alle forze e ai momenti interni come determinato dall'analisi strutturale.

3.6.1.2 Simulazione

Il concetto di simulazione per i collegamenti a trave FUSEIS è il seguente: sono stati utilizzati elementi a trave elastici per il telaio principale, elementi rigidi dai baricentri delle colonne alle facce della colonna, infine la lunghezza netta dei collegamenti a trave è stata suddivisa in 5 zone. Le travi e le colonne sono collegate rigidamente in modo da consentire l'azione Vierendeel e tali nodi sono progettati per avere sufficiente sovraresistenza in modo da ottenere una dissipazione di energia solo nei collegamenti a trave. Le colonne sono incernierate alla base per limitare lo snervamento in corrispondenza della fondazione e ridurre al minimo i danni alle colonne. Alle estremità delle travi composte vengono inserite molle rotazionali che considerano la natura semirigida del nodo trave-colonna. Le costanti della molla sono state calcolate analiticamente per ogni telaio secondo l'Eurocodice 3, parte 1.8, §6.3 e l'Eurocodice 4, parte 1 (allegato A), tenendo conto dell'armatura longitudinale della soletta di calcestruzzo. I coefficienti di rigidezza erano molto inferiori alle travi collegate alle colonne A&D rispetto a quelle collegate alle colonne intermedie B&C (vedere Figura 3.21).
Il carico è considerato uguale per tutti i piani e le masse sono concentrate ai nodi. La classe di acciaio degli elementi strutturali non dissipativi è assunta come S355 e mentre si presume che sia per gli elementi dissipativi (i collegamenti a trave FUSEIS) S235 per eliminare il rischio di una possibile sovraresistenza degli elementi dissipativi.

3.6.2 Analisi statiche non lineari (Pushover)

3.6.2.1 Valutazione del comportamento non lineare dei telai

I modelli strutturali utilizzati per l'analisi elastica sono stati aggiornati al fine di includere la risposta degli elementi strutturali al di là dello stato elastico attraverso un'analisi statica non lineare (Pushover). L'obiettivo principale della presente indagine era quello di stimare e verificare il fattore di struttura q.

La base dell'analisi era lo spostamento obiettivo applicato alla sommità del telaio pari a 0,68 m (spostamento di interpiano 4%). L'analisi è stata effettuata in condizioni di carico gravitazionale costante 1,0 G + 0,3 Q e carichi laterali monotoni crescenti. Sono state applicate due distribuzioni verticali dei carichi laterali: una "uniforme" e una di forma "modale" nella direzione in esame, determinata nell'analisi elastica. Di seguito sono presentati i risultati dell'analisi in accordo al modo principale di vibrare (1° modo). L'analisi è stata basata sull'ipotesi che la forma modale rimanga invariata dopo che gli elementi strutturali si plasticizzano, sono stati presi in considerazione anche gli effetti P-Delta. Nell'analisi pushover, il comportamento della struttura è caratterizzato da una curva di capacità che rappresenta la relazione tra la forza di taglio della base e lo spostamento di sommità e la curva di domanda per il sisma di progetto basato su ATC-40 [28]. La capacità prestazionale è definita come l'intersezione della curva di domanda con la curva di capacità (Figura 3.22).

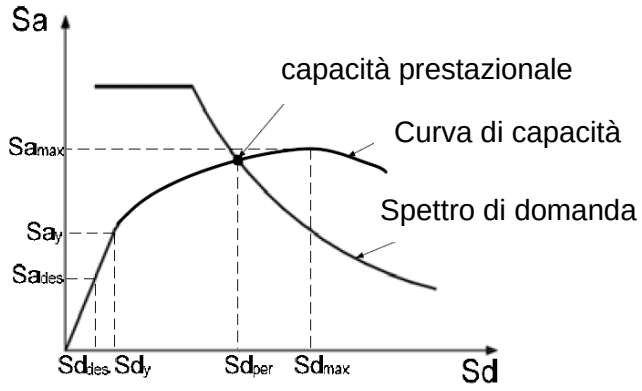


Figura 3.22: Definizione della capacità prestazionale

Nella fase di implementazione dell'analisi pushover, la modellazione delle cerniere plastiche è il passaggio cruciale. Il modello richiede la determinazione delle proprietà non lineari di ciascun elemento nella struttura che vengono quantificate tramite la resistenza e la capacità di deformazione. Gli elementi di cerniera non lineari sono stati assegnati ai componenti strutturali. Le cerniere di collegamento a trave FUSEIS sono state inserite alle estremità delle parti ridotte e le loro proprietà sono quelle derivanti dai modelli calibrati dei test (Tabella 3.2).
Alla prima analisi non lineare, sono state inserite anche cerniere plastiche potenziali alle estremità delle travi composte, delle colonne e delle colonne di sistema per verificare se si comportano anch'esse in modo inelastico durante l'evento sismico. Per tali elementi, a causa della mancanza di dati sperimentali, le proprietà delle cerniere sono state calcolate secondo la FEMA-356. In particolare, il momento plastico della trave composta, considerato per la definizione delle cerniere plastiche, è derivato dal modulo plastico della sezione dell'acciaio, senza considerare la partecipazione del rinforzo longitudinale. Tale assunzione ha avuto un effetto ridotto

sui risultati, tuttavia in un progetto più dettagliato, dovrebbe essere preso in considerazione il rinforzo longitudinale. Inoltre, si assume che le forze assiali delle travi siano pari a zero; sulle colonne si assume che siano costanti e uguali a quelle dovute ai carichi permanenti più il 30% dei carichi accidentali. La Figura 3.23 mostra il telaio deformato con collegamenti a trave SHS nel punto di capacità prestazionale. È ovvio che le cerniere plastiche si sono formate per tutta l'altezza del sistema di collegamento a trave FUSEIS nelle parti ridotte dei collegamenti a trave, ma non nel resto della struttura. Per questo motivo, i risultati seguenti contengono cerniere solo nei collegamenti a trave FUSEIS.

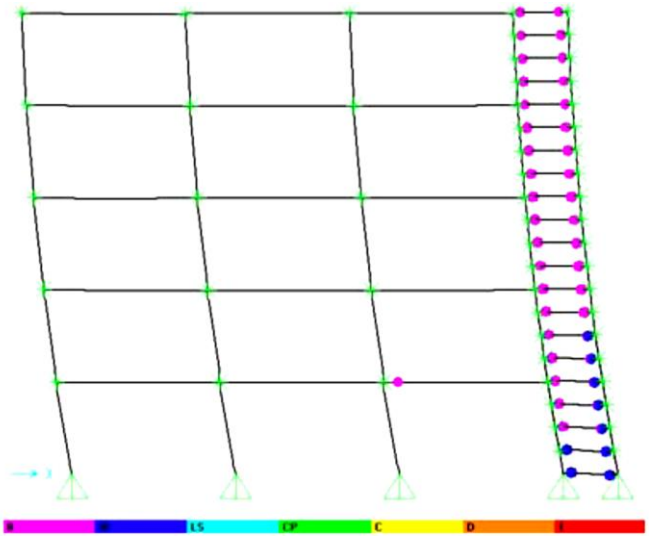


Figura 3.23: Telaio deformato con collegamenti a trave SHS al punto di capacità prestazionale

I risultati dell'analisi pushover, inclusa la distribuzione di cerniere plastiche nella struttura dell'edificio in esame e la valutazione della capacità prestazionale, sono riportati in Figura 3.26. Come previsto, la gerarchia delle resistenze è soddisfatta per tutti i telai studiati e la sequenza di cerniere plastiche inizia con le estremità dei collegamenti dai piani inferiori fino ai piani superiori. Il taglio alla base (V), lo spostamento monitorato (D), l'accelerazione spettrale (S_a) e lo spostamento spettrale (S_d), di 9 diversi telai strutturali alla capacità prestazionale sono raccolti in Tabella 3.5.

Tabella 3.5: Parametri di risposta per i collegamenti a trave con diversi tipi di sezione trasversale

Tipologia di collegamento a trave FUSEIS	0,16g				0,24g				0,36g			
	V (kN)	D (cm)	S_a (g)	S_d (cm)	V (kN)	D (cm)	S_a (g)	S_d (cm)	V (kN)	D (cm)	S_a (g)	S_d (cm)
IPE	480	8,7	0,13	7,3	536	13,3	0,14	11,1	692	18,9	0,17	15,6
SHS	966	9,0	0,09	7,9	442	14,0	0,11	12,0	852	20,4	0,20	17,4
CHS	467	10,7	0,13	7,5	537	15,5	0,14	11,3	552	9,2	0,15	6,3

Fatta eccezione per la valutazione delle prestazioni strutturali dei telai strutturali, l'analisi pushover offre anche la possibilità di stimare il loro rapporto di duttilità. La capacità prestazionale è considerata il parametro chiave per la determinazione del fattore di duttilità. Pertanto, il rapporto di duttilità richiesto è stato definito come il rapporto dello spostamento al punto di prestazione d_{per} rispetto allo spostamento di progetto d_{des}, come segue:

$$\mu_{dem} = \frac{d_{per}}{d_{des}} \qquad \text{Eq. (3.27)}$$

$$d_{des} = \frac{S_{a,des} \cdot d_y}{S_{a,y}} \qquad \text{Eq. (3.28)}$$

dove, $S_{a,des}$ è l'accelerazione spettrale che deriva dagli spettri di progetto per il modo fondamentale, $S_{a,y}$ è l'accelerazione spettrale e d_y è lo spostamento al formarsi delle prime cerniere. Per verificare il comportamento sismico e determinare il fattore μ per differenti intensità di accelerazione al suolo (0,16g, 0,24g e 0,36g) sono stati considerati tre livelli di prestazione (Stati limite): stato limite di esercizio (SLE λ = 0,5), stato limite ultimo (SLU λ = 1,0) e lo stato limite di prevenzione del collasso (SLC λ = 1,5). I fattori q calcolati sono presentati negli istogrammi in Figura 3.24.

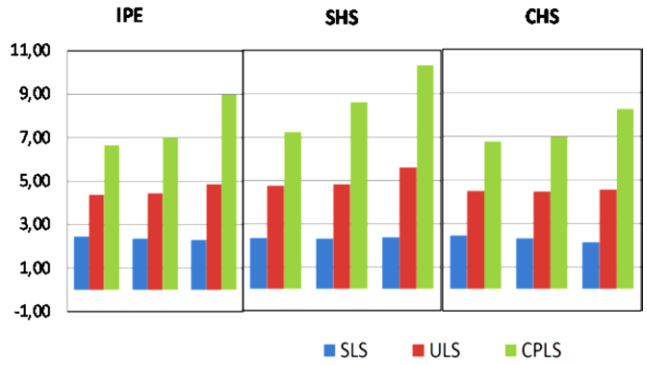


Figura 3.24: Istogrammi dei fattori μ calcolati

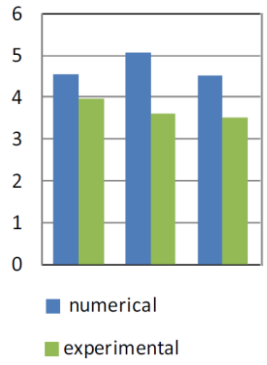


Figura 3.25: Confronto dei fattori μ

Si può vedere che il fattore di struttura è in aumento quando il sistema passa da livelli di prestazione SLE a SLC, a causa del fatto che la quantità di energia dissipata aumenta a livelli di prestazione più elevati. Va notato che a SLC le cerniere formate nei collegamenti a trave FUSEIS erano al livello di prestazione di salvaguardia della vita e le cerniere formate nel resto della struttura (colonne-travi composte) erano al di sotto del livello di Operatività Immediata, il che significa che la struttura ha riportato nel complesso danni da leggeri a moderati e potrebbero essere necessari solo interventi di riparazione per i collegamenti a trave FUSEIS. Nel diagramma in

Figura 3.25 i valori sperimentali del fattore di struttura sono confrontati con quelli determinati analiticamente. I valori sperimentali sono inferiori a quelli numerici.

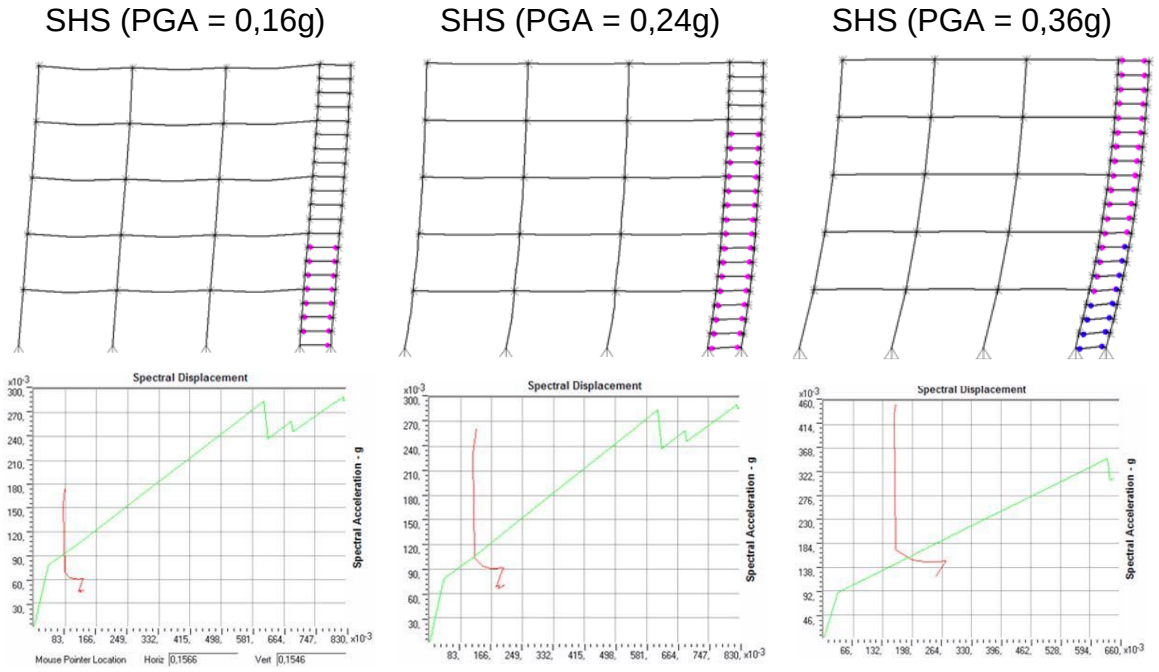


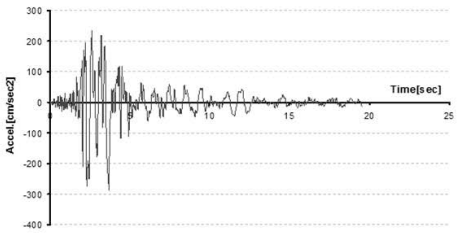
Figura 3.26: I risultati dell'analisi di Pushover sui telai con collegamenti a trave FUSEIS con sezione SHS

3.6.3 Analisi dinamiche non lineari (time-history)

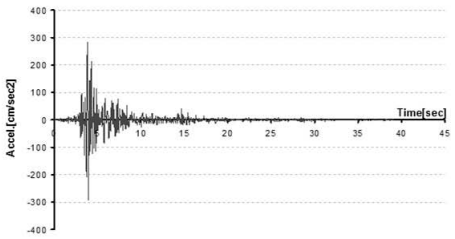
Per definire una risposta dipendente dal tempo delle strutture in acciaio, se progettate conformemente alle disposizioni delle normative europee in condizioni di terremoto reali, devono essere eseguite le analisi dinamiche non lineari su un telaio strutturale 2D rappresentativo. Questi modelli riflettono la risposta del telaio strutturale in una vasta gamma di eventi. Sono stati selezionati i recenti terremoti greci, che hanno causato gravi danni e perdite di vite umane, e il terremoto di El Centro utilizzato ampiamente come riferimento. Inoltre, sono stati esaminati dati di accelerazione artificiale. Le informazioni pertinenti sono fornite in Tabella 3.6 e in Figura 3.27. Le caratteristiche di tali record sono state rappresentative per la struttura esaminata e quindi i risultati sono stati soddisfacenti in termini di requisiti di deformazione. Tali registrazioni sono state adeguatamente messe in scala in modo da essere conformi alla zona sismica 0,36g. La Figura 3.28 combina gli spettri di accelerazione delle registrazioni selezionate insieme allo spettro di progetto e al periodo fondamentale della struttura.

Tabella 3.6: Tipi e configurazioni di registrazioni sismiche

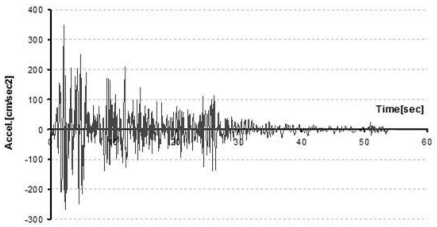
Tipo	Ubicazione	PGA[g]
Near field - Europei (dalla Grecia)	Kalamata (1985)	0,294
	Atene (1999)	0,298
Near field - Internazionali	El. Centro	0,355
5 accelerogrammi artificiali	-	0,300



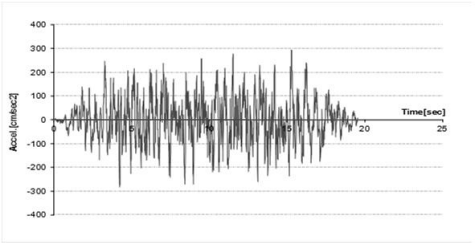
Kalamata 1985



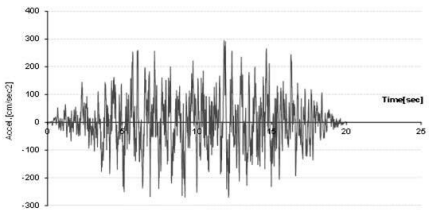
Atene 1999



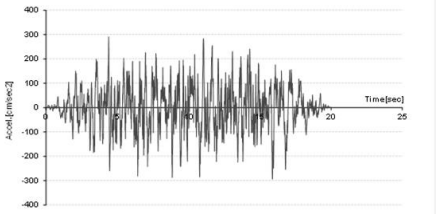
El Centro



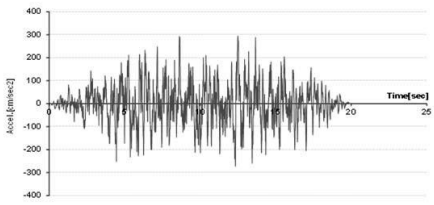
Artificiale 1



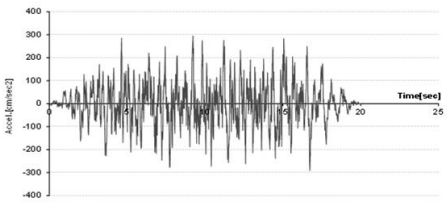
Artificiale 2



Artificiale 3



Artificiale 4



Artificiale 5

Figura 3.27: Rappresentazione della time-history delle registrazioni utilizzate

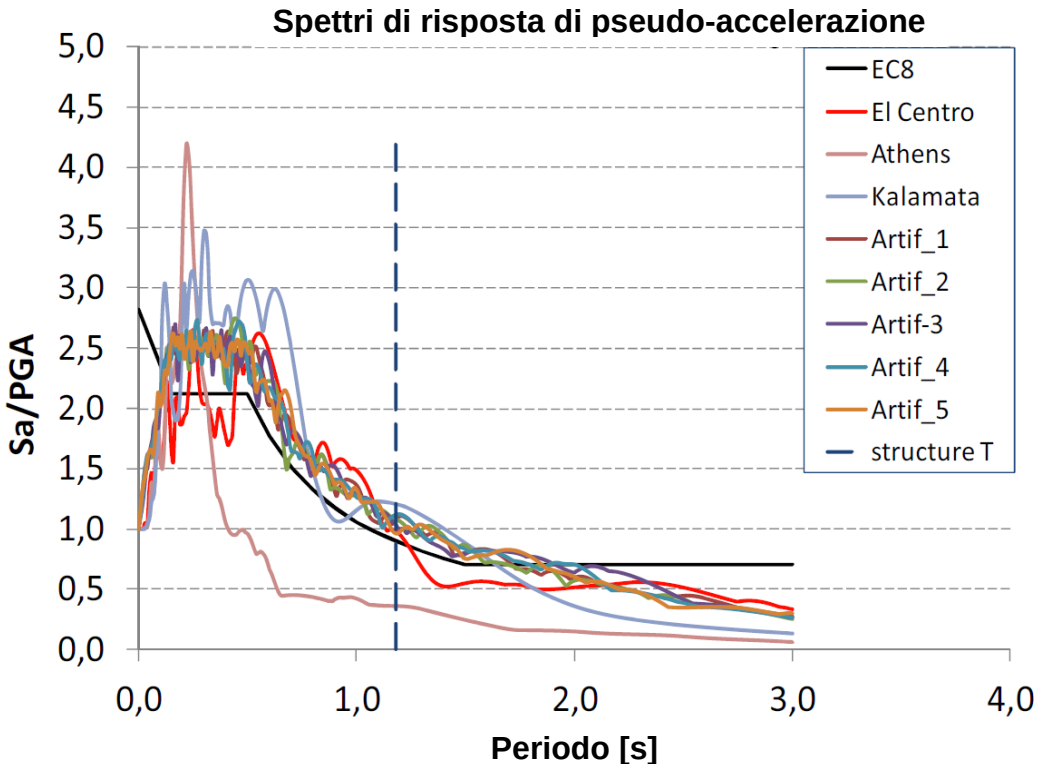


Figura 3.28: Spettri di accelerazione delle registrazioni esaminate e dello spettro di progetto

Per quanto riguarda le ipotesi di modellazione, le condizioni di carico allo stato iniziale (G + 0,3Q) e le proprietà non lineari delle cerniere assegnate alle colonne, alle colonne di sistema e ai collegamenti a trave FUSEIS, sono stati uguali a quelli delle analisi pushover. In particolare, per il collegamento composto trave-colonna sono stati studiati due casi. Nel primo caso le travi composte erano parzialmente fisse (MRF) con molle rotazionali e nel secondo erano incernierate. Le cerniere plastiche assegnate alle estremità delle travi composte sono state regolate per adattarsi alle parti terminali. Indicativamente, le analisi condotte per il telaio strutturale con i collegamenti a trave SHS FUSEIS sono presentati di seguito. In tutti i casi esaminati il comportamento del telaio è stato simile verificando l'analisi pushover. La sequenza di cerniere plastiche è iniziata con le estremità delle travi dai piani più bassi fino ai piani più alti contribuendo alla dissipazione energetica del telaio strutturale. D'altra parte, le colonne e le travi composte sono rimaste elastiche senza snervamento. La Figura 3.29 indica la posizione delle cerniere plastiche all'interno del sistema di collegamento a trave FUSEIS.

L'analisi ha fornito la cronologia dei momenti e delle forze interne e le deformazioni del telaio strutturale. La Figura 3.30 illustra i risultati rappresentativi dei momenti e delle rotazioni delle cerniere plastiche formate sotto il carico sismico di Atene. Si può vedere che il numero di inversioni di momento è superiore a quello corrispondente per le rotazioni. Ciò è dovuto al fatto che il comportamento inelastico e di

conseguenza le rotazioni plastiche si sviluppano principalmente durante la fase di intenso moto sismico.

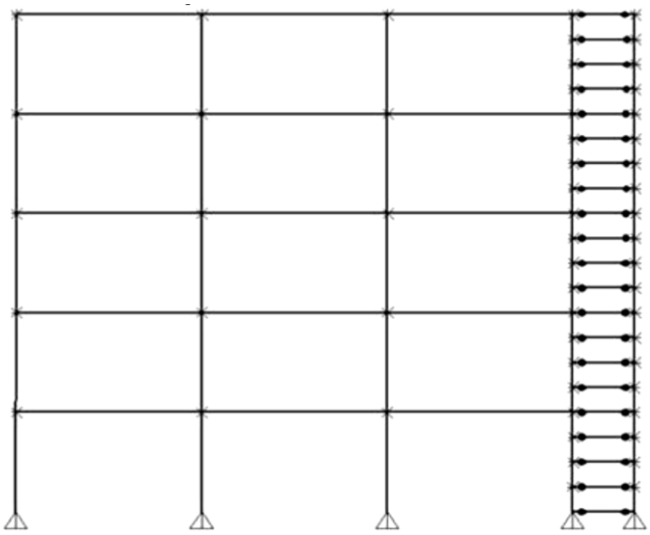


Figura 3.29: Posizioni delle cerniere plastiche dopo Analisi Dinamica Non lineare

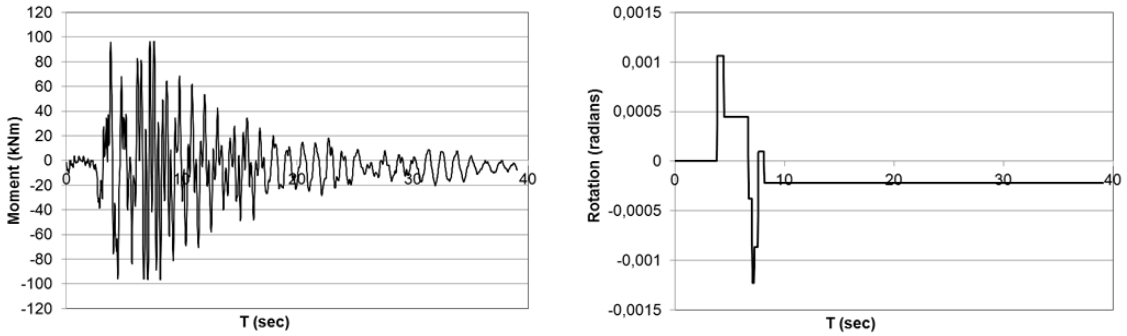


Figura 3.30: Momento flettente e rotazioni nella cerniera plastica in funzione del tempo (Atene)

La Figura 3.31 mostra il diagramma di momento-rotazione dei collegamenti a trave FUSEIS più deformati a livello della base del telaio per il carico sismico artificiale 2. Un dettaglio del ciclo di isteresi è riportato nella figura di sinistra, mentre la figura di destra illustra il suo posizionamento sulla curva di risposta della cerniera. Il ciclo è al di sotto del livello di prestazione IO, il che significa che avviene uno snervamento locale minimo.

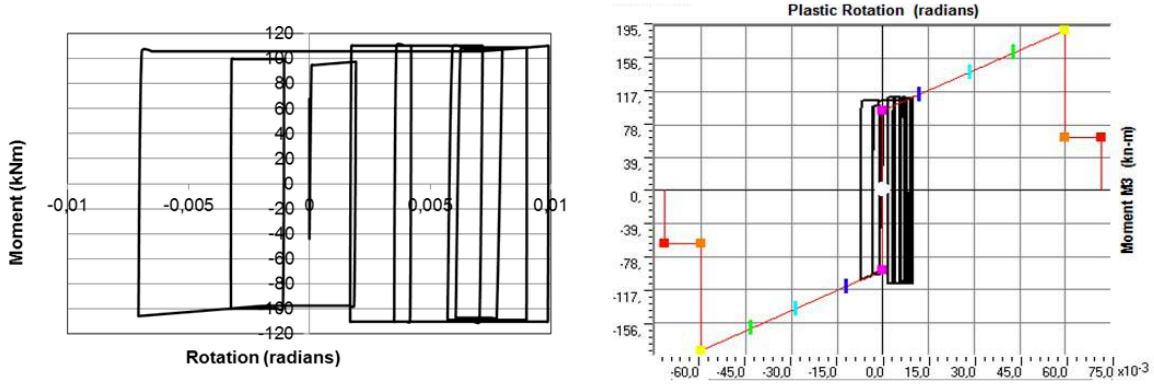


Figura 3.31: Ciclo di isteresi in termini di momento-rotazione – Sisma artificiale 2

La risposta dinamica strutturale del telaio durante le sollecitazioni sismiche del terreno è stata valutata in termini di cronologia di spostamento. La Figura 3.32 mostra gli spostamenti della sommità rispetto al tempo per tutti gli accelerogrammi, travi composte parzialmente fisse e incernierate. I diagrammi mostrano che la struttura vibra rispetto al movimento del suolo. Si può osservare che quando la struttura combina l'azione (stabilità parziale) del telaio tipo resistente a momento (MRF) con il sistema di collegamento a trave FUSEIS, la curva torna vicina alla posizione iniziale alla fine della simulazione. Ciò accade perché le deformazioni sono concentrate nel sistema di collegamenti a trave FUSEIS e il resto della struttura rimane elastica. Al contrario, quando le travi composte sono incernierate, anche se le cerniere plastiche sono formate nei collegamenti a trave FUSEIS, la struttura non è in grado di tornare al proprio stato e questo spiega i grandi spostamenti visibili nei diagrammi dopo il terremoto.

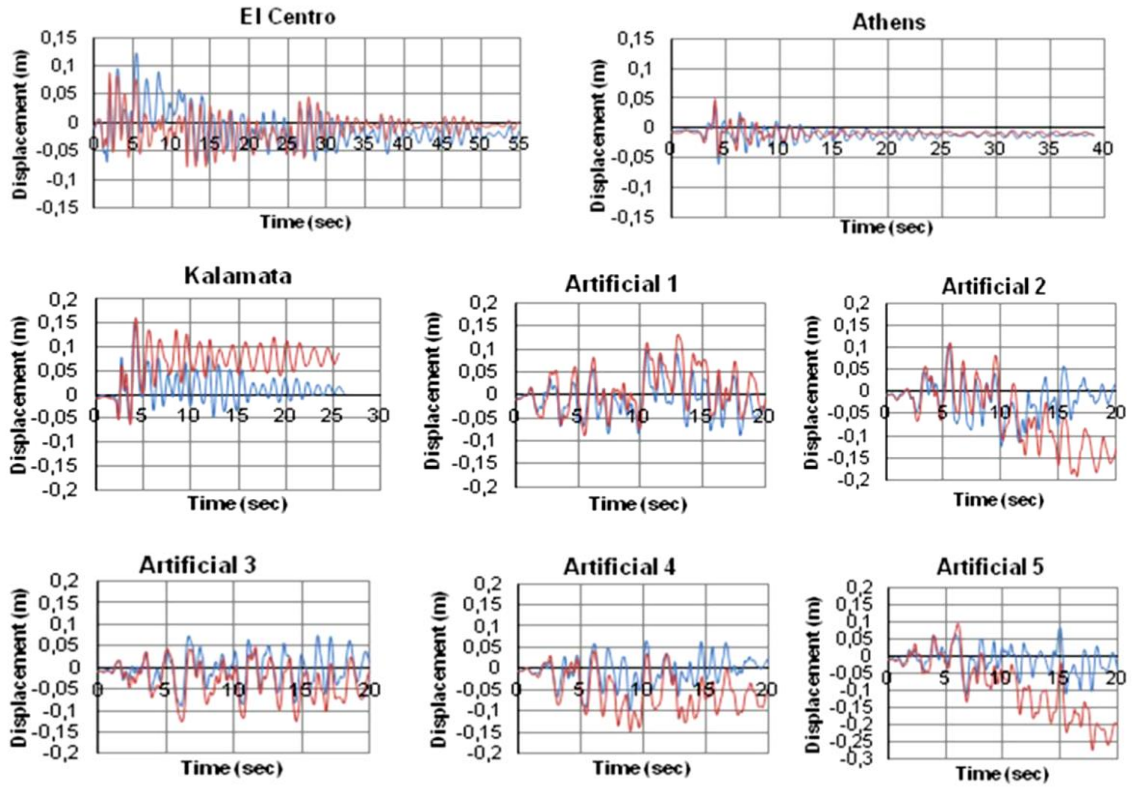


Figura 3.32: Risposte di spostamento per tutti gli accelerogrammi esaminati

Le osservazioni di cui sopra dimostrano il comportamento autocentrante del sistema di collegamento a trave FUSEIS nel primo caso. Ciò significa che il sistema ha dissipato l'energia richiesta ed è in grado di eliminare lo spostamento residuo. Dopo un evento sismico, se non si osserva una rottura, lo spostamento di piano residuo

può costituire un criterio significativo per la valutazione di un edificio. Gli spostamenti residui, ottenute dividendo gli spostamenti residui al giunto superiore per l'altezza del telaio, per tutte le registrazioni sismiche e il confronto dei due casi presi in esame sono riassunti nella Tabella 3.7. I valori di spostamento residuo, per il primo caso, sono molto inferiori rispetto al valore limite dell'1% che corrisponde ai telai in acciaio resistenti a momento a livello di prestazione di Operatività Immediata (FEMA-356). Inoltre, si può vedere che i valori di domanda sono limitati ad un valore medio di ~0,002% e un valore massimo di ~0,218%, verificando che il sistema di collegamento a trave FUSEIS è un sistema auto-centrante. Di conseguenza, non si verificano danni strutturali significativi e le riparazioni non sarebbero necessarie in nessuno dei casi studiati.

Tabella 3.7: Spostamenti residui registrati dopo analisi dinamica non lineare

Terremoto	Spostamento Residuo telaio (%)	Spostamento Residuo cerniere (%)	Rapporto
El Centro	0,002	0,083	41,5
Atene	0,075	0,075	1,0
Kalamata	0,019	0,445	23,4
Artificiale 1	0,181	0,054	0,3
Artificiale 2	0,084	0,774	9,2
Artificiale 3	0,079	0,045	0,6
Artificiale 4	0,111	0,329	3,0
Artificiale 5	0,218	1,184	5,4

Il comportamento del telaio MRF con collegamenti a trave FUSEIS è stato valutato anche in base ai tre livelli prestazionali (Stati limite): SLS, ULS e CPLS per i terremoti di El Centro, Kalamata, Artificial 2 & 4 (Figura 3.33). Gli spostamenti residui per lo stato limite CPLS erano più alti rispetto agli altri stati limite, come previsto, ma in ogni caso inferiori al valore limite di 1% mantenendo i vantaggi dei sistemi autocentranti.

Il telaio dell'edificio ha un periodo di $T_1 = 1{,}178 > T_c = 0{,}5s$, del tipo di suolo B.

In conformità all'Eurocodice 8, il fattore di struttura (q) può essere considerato uguale al fattore di duttilità di spostamento (μ). Sulla base di tale definizione, il fattore di duttilità di spostamento per il sistema può essere ottenuto dall'equazione:

$$q = \mu = \frac{d_{max}}{d_{el}} \qquad \text{Eq. (3.29)}$$

dove d_{max} è lo spostamento plastico massimo (o spostamento finale) che il sistema è in grado di sostenere durante i terremoti esaminati e d_{el} è lo spostamento massimo come determinato da un'analisi lineare basata sullo spettro di risposta di progetto. I fattori di duttilità per vari livelli di prestazione sono riportati nella seguente Tabella 3.8.

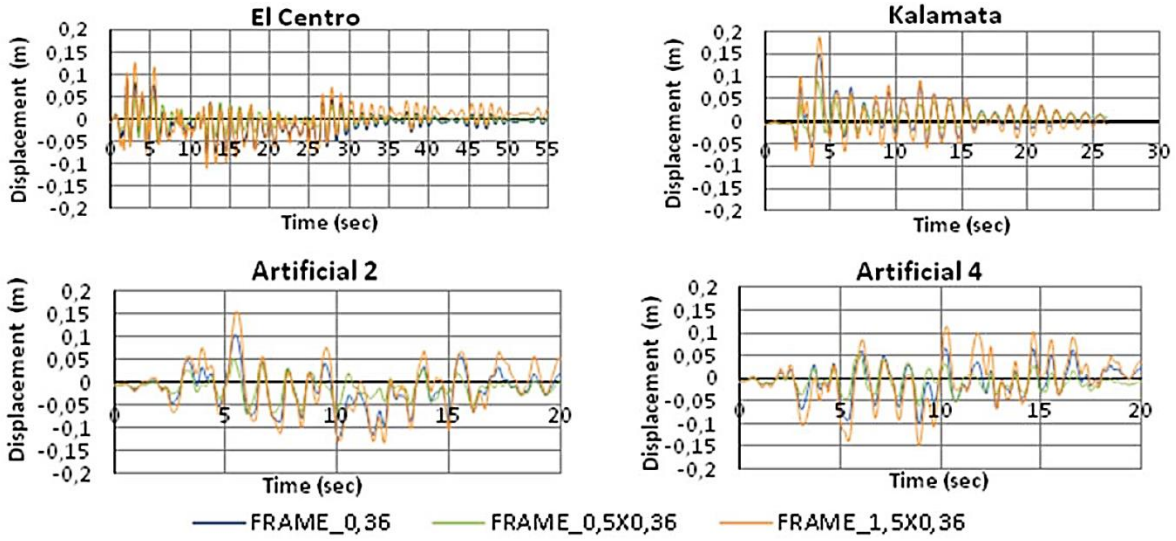


Figura 3.33: Risposte di spostamento per gli stati limite SLE, SLU e SLC

Tabella 3.8: Fattori di duttilità per vari livelli di prestazione

Registrazione sismica		SLS	ULS	CPLS
El Centro	d_{max} [m]	0,049	0,087	0,126
	μ [-]	1,14	2,02	2,94
Atene	d_{max} [m]	-	0,039	-
	μ [-]	-	0,91	-
Kalamata	d_{max} [m]	0,092	0,150	0,188
	μ [-]	2,14	3,49	4,37
Art. 1	d_{max} [m]	-	0,100	-
	μ [-]	-	2,33	-
Art. 2	d_{max} [m]	0,051	0,104	0,152
	μ [-]	1,19	2,42	3,54
Art. 3	d_{max} [m]	-	0,076	-
	μ [-]	-	1,77	-
Art. 4	d_{max} [m]	0,051	0,065	0,115
	μ [-]	1,20	1,51	2,68
Art. 5	d_{max} [m]	-	0,086	-
	μ [-]	-	2,00	-

In un confronto fra i massimi di spostamento di interpiano per il telaio a 5 piani, per i due casi (travi composte parzialmente fissate e incernierate), è stato trovato che i valori di spostamento per MRF sono simili e leggermente inferiori ai valori del telaio incernierato. Gli spostamenti di interpiano massimi rispetto agli spostamenti residui del telaio a 5 piani, per i terremoti presi in esame, sono riportate in Figura 3.34 e in Tabella 3.9. La differenza è che nel sistema MRF lo spostamento massimo compare al primo piano, come previsto, mentre la posizione di spostamento di interpiano massimo nel caso di telai incernierati non è chiaramente definita e non può essere prevista in quanto è influenzata da diversi parametri come il movimento del suolo. Inoltre, questi diagrammi mostrano il comportamento autocentrante del MRF poiché i valori di spostamento residui sono vicini allo zero.

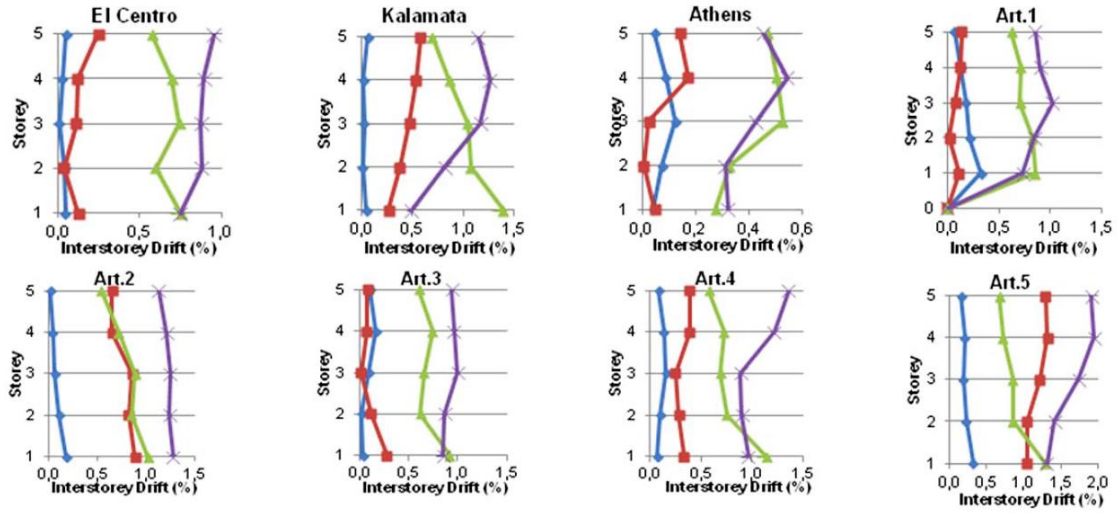


Figura 3.34: Spostamenti di interpiano massimi per i terremoti presi in esame

Tabella 3.9: Confronto di spostamenti di interpiano massimi

Registrazioni di terremoto	Interpiano Max Spostamento - Telaio (%)	Interpiano Max Spostamento - Cerniere (%)	Rapporto
El Centro	0,75	0,95	1,27
Atene	0,52	0,54	1,04
Kalamata	1,39	1,26	0,91
Artificiale 1	0,85	1,02	1,20
Art.2	1,02	1,27	1,25
Art. 3	0,92	0,99	1,08
Art. 4	1,13	1,36	1,20
Art.5	1,29	1,95	1,50

3.6.4 Conclusioni da simulazioni numeriche

Il presente documento illustra l'applicazione di successo del telaio tipo resistente a momento combinato con il sistema di collegamento a trave FUSEIS. I parametri di progettazione sismica sono brevemente sintetizzati. Enfasi è stata data al processo di progettazione sismica, assistito dalla analisi degli elementi finiti con esecuzione di un'analisi pushover su una struttura a telaio. Per valutare la sensibilità della struttura ai carichi sismici più elevati e l'impatto di utilizzo del fattore di struttura di q = 5 nel processo di progettazione del disegno strutturale; è stata effettuata un'analisi più dettagliata per il diverso livello di carico sismico.
Dall'analisi dei tipici telai strutturale 2D vale la pena riportare le seguenti osservazioni:

- La capacità di dissipazione di energia del sistema di collegamento a trave FUSEIS come sistemi autocentranti influenza la prestazione sismica in modo positivo attraverso lo snervamento di parti sostituibili.
- Concentrandosi sul comportamento globale, sono state prese in considerazione alcune delle importanti proprietà strutturali, come i materiali, i componenti, i collegamenti, la stabilità globale e locale e gli effetti dinamici del P-delta. Lo studio ha rivelato alcune delle importanti caratteristiche di prestazione dei sistemi di collegamento a trave FUSEIS
- Il sistema FUSEIS funziona come un eccellente sistema resistente a forze laterali nelle aree sismiche, in grado di garantire un controllo efficace sia sugli spostamenti di interpiano che sugli spostamenti globali.

3.7 CONCLUSIONI

Sono state condotte numerose analisi sperimentali e numeriche per lo sviluppo del sistema di collegamento a trave FUSEIS. Sono stati determinati i parametri significativi per la progettazione di questo nuovo sistema sismo-resistente. È necessario riportare le seguenti osservazioni generali/conclusioni:

- La resistenza sismica di un edificio può essere ottenuta tramite un'adeguata fornitura di un certo numero di collegamenti a trave FUSEIS nelle direzioni rilevanti.
- Gli stessi collegamenti a trave e i telai equipaggiati con essi riportano un comportamento ottimale: resistente, rigido e grande capacità di assorbimento di energia.
- Le deformazioni inelastiche sono strettamente limitate agli elementi dissipativi che impediscono la diffusione del danno nel resto degli elementi strutturali (soletta, travi, colonne).
- Gli elementi dissipativi sono facilmente sostituibili se risultano danneggiati dopo un forte evento sismico, dato che sono piccoli e non fanno parte del sistema portante del carico gravitazionale. L'assemblaggio e smontaggio in seguito ai

test è risultato facile da un punto di vista pratico: il tempo necessario per sostituire un collegamento a trave FUSEIS è di circa 60 minuti (da esperienze di Test su Scala Reale svolti da NTUA).

- Il metodo per la determinazione degli effetti sismici per i telai strutturali è l'analisi dello spettro di risposta modale in conformità con l'Eurocodice 8, dove il fattore q proposto per il sistema di collegamento a trave FUSEIS è 5.
- Sono state formulate le linee guida di progettazione relative alla progettazione sismica di strutture con sistema dissipativo FUSEIS. Esse vengono presentate in una "Guida di progettazione" di accompagnamento.
- Sono state formulate raccomandazioni pratiche sulla scelta dei collegamenti a trave appropriati in funzione dei parametri più importanti e delle verifiche dei componenti. Vengono definiti i dettagli strutturali e costruttivi. Tali raccomandazioni vengono presentate nella "Guida di progettazione" di accompagnamento.

Più in particolare, si può precisare quanto segue:

- Il sistema è resistente ai carichi laterali come una trave verticale Vierendeel.
- Può essere progettato come più flessibile/rigido a seconda dei tipi di sezione e della loro distribuzione tra i livelli di piano. Il numero dei piani e i carichi agenti influenzano fortemente le sezioni e la geometria necessarie.
- Fornisce una soluzione architettonica versatile per la stabilità laterale strutturale rispetto a telai con controventi in quanto possono essere posizionati in piccole aree dell'edificio e non creano interruzioni nel piano architettonico. Possono anche costituire parti visibili dell'edificio che indicante il proprio sistema sismo-resistente
- Può essere permessa la plasticizzazione sequenziale mediante opportuna selezione delle sezioni degli elementi dissipativi.
- Allo scopo di ridurre al minimo i danni nelle posizioni di fondazione, vengono proposti collegamenti incernierati alle basi delle colonne. In edifici a più piani, le basi delle colonne possono essere incernierate o incastrate, le indagini analitiche hanno mostrato una differenza non significativa nella risposta.
    - Il sistema di collegamento a trave FUSEIS è in grado di garantire un controllo efficace sia sugli spostamenti di interpiano che sugli spostamenti globali, con un comportamento autocentrante.

In conclusione, si può notare che la presente ricerca, in linea con la tendenza internazionale dell'ingegneria sismica, introduce sistemi "intelligenti" che sono in grado di dissipare l'energia sismica in ingresso e possono essere facilmente sostituiti e riparati, se necessario. L'adozione di sistemi di collegamento a trave FUSEIS migliora i noti vantaggi dell'acciaio in condizioni sismiche e fornisce soluzioni migliori in termini economici e di sicurezza.

3.8 CAMPO DI APPLICAZIONE

L'innovativo sistema di collegamento a trave FUSEIS può essere applicato a edifici in acciaio multi-piano e sostituire i sistemi convenzionali utilizzati in tutto il mondo (come telai con controventi eccentrici e concentrici, telai tipo resistente a momento, ecc.) combinando duttilità e trasparenza architettonica con rigidezza. In questo modo, l'applicazione dei collegamenti a trave FUSEIS può fornire un progetto di edificio più preciso e meno costoso.

3.9 PUBBLICAZIONI

Pubblicazioni in riviste internazionali

1. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, “Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) experimental analysis”, Steel Construction Design and Research, Volume 5, Issue 4, pagg. 212-221, 2012.
2. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, “Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)”, Engineering Structures, Volume 90, pagg. 83–95, 2015.

3.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
2. I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
3. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) - Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. International Journal of Steel Structures 2005; 5(5):453-464.
4. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) - Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. Stahlbau 2006; 75(12):993-1003.
5. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. Bauingenieur 2007; 82(3):125-133.
6. Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado,L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommavilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
7. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; 128(9):1111-1120.
8. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan 1996; 484:111- 120.
9. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel braced buildings with buckling-restrained braces. Engineering Structures 2003; 25(5):665-666.
10. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. Earthquake Spectra 1993; 9(3):505-528.
11. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. Earthquake Spectra 1995; 11(4):545-568.

12. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. Engineering Structures 1997; 19(10):811-820.
13. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
15. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
16. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
17. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
18. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
19. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
20. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
21. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
22. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
23. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
24. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pagg. 491-514.
25. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
26. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016
27. Calado, L. and Castiglioni, C. A. (1996). "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research". In: Proceedings of XI WCEE.
28. ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1, Applied Technology Council, California, USA, November 1996

4 COLLEGAMENTI A PERNO FUSEIS

4.1 INTRODUZIONE

Nel quadro del Programma europeo di ricerca RFSR-CT-2008-00032 "Dispositivi dissipativi per strutture in acciaio sismo-resistenti" (Acronimo: FUSEIS) sono stati introdotti due sistemi dissipativi innovativi, denominati FUSEIS1 e FUSEIS2, nonché sviluppate le relative guide di progettazione [11], [12]. A seconda della geometria del fusibile, il sistema FUSEIS1 viene ulteriormente suddiviso in due tipologie: collegamenti a trave FUSEIS e collegamenti a perno FUSEIS. Il presente rapporto mostra i risultati delle indagini sulla prestazione sismica dei collegamenti a perno FUSEIS, introduce le procedure di progettazione per edifici in acciaio e composti, in cui il sistema viene utilizzato come sistema sismo-resistente e procede alla progettazione di diversi casi studio.

4.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI COLLEGAMENTO A PERNO FUSEIS

L'innovativo sistema sismo-resistente di collegamento a perno FUSEIS è costituito da una coppia di colonne sovraresistenti unite insieme da collegamenti multipli (Fig. 4.1). Ogni collegamento comprende due travi di alloggiamento collegate tramite un corto perno in acciaio, come mostrato in Fig. 4.1. Il sistema è resistente ai carichi laterali come una trave verticale Vierendeel, dove le azioni principali sono il taglio e la flessione a livello dei perni e le forze assiali e la flessione a livello delle colonne. Sotto un evento sismico di forte intensità, le deformazioni inelastiche sono limitate ai perni, che dissiperanno una grande quantità di energia, lasciando il resto della struttura elastica e non danneggiata. Le riparazioni sono facili, in quanto limitate ai perni che non sono generalmente sottoposti a carichi verticali, poiché sono collocati in posizioni intermedie tra i vari orizzontamenti.

I perni possono essere circolari o rettangolari a seconda che le travi di alloggiamento siano a sezione cava o con sezioni I o H. Al fine di dirigere la formazione di cerniere plastiche lontano dall'area di contatto tra la piastra frontale degli alloggiamenti e perni, i perni vengono indeboliti nella loro parte centrale. Per mantenere l'area di contatto lontana dall'estremità delle piastre, assicurando condizioni di sollecitazione triassiale, la riduzione del diametro del perno inizia a partire dalla faccia della piastra e i bordi del foro della piastra sono levigati. Inoltre, le loro estremità sono prodotte con filettature opposte in modo da regolare la loro lunghezza durante l'installazione e facilitarne la rimozione. Il collegamento può essere facilmente installato, spedito e sostituito con l'utilizzo di connessioni a flangia bullonata tra gli alloggiamenti e le colonne. Tali collegamenti sono concepiti come rigidi al fine della realizzazione del comportamento Vierendeel. Gli alloggiamenti, le colonne e i loro collegamenti sono progettati con sovraresistenza per garantire la formazione di cerniere plastiche nei perni. Le colonne del sistema possono utilizzare sezioni aperte o chiuse. Le sezioni

aperte sono più favorevoli ai fini della costruzione, in quanto offrono un collegamento più agevole alle travi. Se si utilizzano sezioni chiuse, soluzione appropriata negli angoli dell'edificio con sistemi FUSEIS in entrambe le direzioni (Fig. 4.3), per facilitare il collegamento possono essere saldati profili a T.

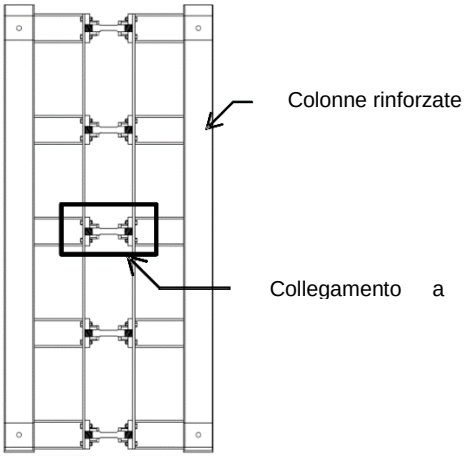
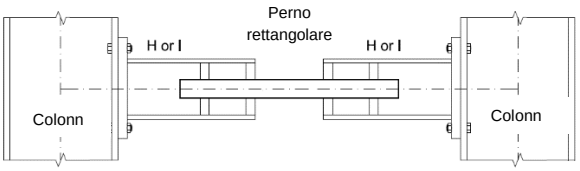
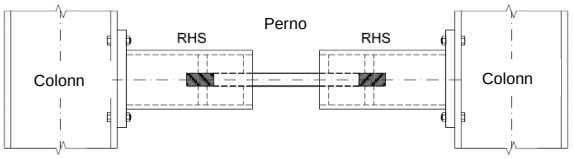


Fig. 4.1: Sistema di collegamento a perno FUSEIS



a) rettangolare



b) sezione perno circolare

Fig. 4.2: Sistema di collegamento a perno FUSEIS con alloggiamenti

Il numero di collegamenti intermedi per piano, la selezione delle sezioni dei perni, la distanza della linea centrale e le sezioni delle colonne sono parametri decisivi per la resistenza e la rigidezza del sistema. Il numero degli alloggiamenti e dei perni all'interno di un'altezza tipica di interpiano di circa 3,4 m può essere di quattro o cinque, a seconda dell'altezza degli alloggiamenti, dello "spazio di lavoro" richiesto per installare i fusibili e eventuali restrizioni architettoniche. Inoltre, viene inserito un fusibile vicino alle basi della colonna per assorbire i momenti alla base della colonna e consentire la progettazione delle basi delle colonne come se incernierate.

Al fine di evitare l'applicazione degli alloggiamenti che richiedono una certa deformazione di lavorazione, collegamenti a perno con un dettaglio di estremità leggermente diverso sono stati studiati e provati sperimentalmente del progetto MATCH, finanziato anch'esso da RFCS [28]. In tale progetto, filettature con direzioni diverse (una sinistra una destra) vengono ricavate alla fine dei perni che sono direttamente bullonati alle piastre collegate a loro volta alle ali della colonna (Fig. 4.3). Per favorire il danneggiamento lontano dall'area di collegamento, la sezione del perno risulta ridotta nella parte centrale del perno stesso. I perni con un tale particolare richiedono meno sforzo durante la fabbricazione e il montaggio e portano a risultati simili.

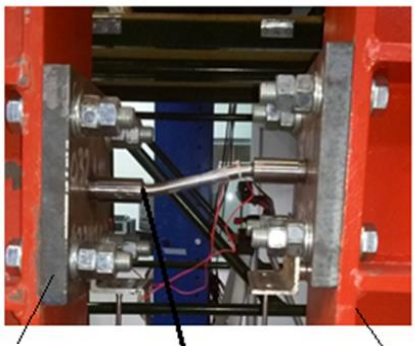


Fig. 4.3: Sistema di collegamento a perno FUSEIS senza alloggiamenti

Il sistema è versatile per quanto riguarda la selezione delle sezioni dei perni e offre al progettista la possibilità di controllare la sequenza di plasticizzazione dei perni. Ciò può essere ottenuto cambiando le sezioni o la lunghezza dei perni all'interno del piano o tra i piani.
Al fine di evitare una sovraresistenza eccessiva, il materiale in acciaio dei perni dissipativi deve possedere proprietà controllate. Secondo la norma EN 1998-1-1 [13] la sua resistenza di snervamento deve avere un valore massimo di:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \times f_y \qquad \text{Eq. (4.1)}$$

Dove γ_{ov} = 1,25 è il fattore di sovraresistenza e fy è il valore nominale della resistenza di snervamento.
La resistenza di snervamento nominale dei perni deve essere bassa e preferibilmente non superiore a 235MPa. Se le proprietà del materiale del perno sono controllate e la sua resistenza di snervamento massima è garantita essere inferiore a quella definita dall'eq. (4.1), il fattore di sovraresistenza può essere ridotto ottenendo un progetto ancora più economico.
Il numero di sistemi di collegamento a perno FUSEIS richiesti in un edificio viene definito dalla topologia dell'edificio (Fig. 4.4) e dall'intensità del terremoto. Il sistema può essere generalmente combinato con il comportamento del telaio tipo Moment-Resisting (MRF), nel qual caso le forze laterali sono riportate tra il sistema di collegamento a perno FUSEIS e il MRF. In alternativa, se vengono utilizzati collegamenti semplici (collegamenti a taglio) tra le travi e le colonne, il sistema di collegamento a perno FUSEIS resiste da solo all'intera azione sismica. In entrambi i casi, all’interno del sistema le travi di piano sono incernierate alle colonne del sistema per evitare nel loro progetto considerazioni di "capacity design" limitando il "capacity design" ai soli perni deboli.

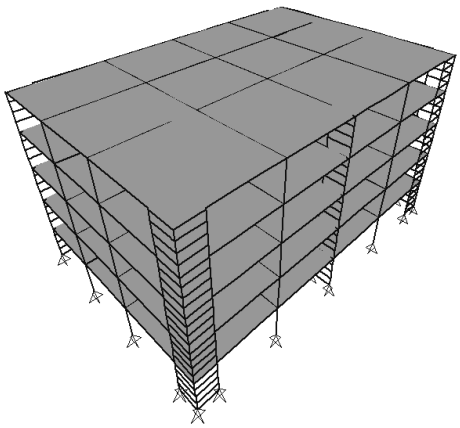


Fig. 4.4: Posizionamento dei sistemi di collegamento a perno FUSEIS in un edificio

4.3 MODELLAZIONE ALLO STATO LIMITE

Le indagini sperimentali hanno mostrato che il sistema funziona come una trave Vierendeel verticale. Resiste ai carichi laterali principalmente tramite la flessione dei perni e le azioni assiali delle colonne (Fig. 4.5). Considerando le cerniere nei punti intermedi dei perni e delle colonne, i momenti e le forze interne dovute al carico orizzontale in campo elastico possono essere derivate dalla statica. Di conseguenza, la forza di taglio V_{pin} dovuta al momento resistente $M_{pl,pin}$ all'estremità del perno è:

$$V_{pin} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin}}{l_{pin}} \qquad \text{Eq. (4.2)}$$

Dove l_{pin} è la lunghezza della parte indebolita del perno, $M_{pl,pin} = W_{pl,pin} \cdot f_y$, $W_{pl,pin}$ è la resistenza flessionale di progetto della parte indebolita del perno e f_y è lo sforzo di snervamento del materiale del perno.
La forza assiale delle colonne N_{column} è pari a:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{L} = \frac{V_{story} \cdot h_{story}}{L} = \sum V_{pin} \qquad \text{Eq. (4.3)}$$

Dove M_{ov} è il momento ribaltante del telaio, V_{story} è il taglio di piano, h_{story} è l'altezza del piano e L è l'interasse delle colonne del sistema. Pertanto, dalle Equazioni (4.2) e (4.3) il taglio di piano che è possibile trasferire è uguale a (Eq. (4.4)).

$$V_{story} = \frac{\sum V_{pin}}{h_{story}} \cdot L = 2 \cdot \sum \frac{M_{pl,pin}}{l_{pin}} \cdot \frac{L}{h_{story}} \qquad \text{Eq. (4.4)}$$

Considerando gli alloggiamenti rigidi, le rotazioni della corda del perno $\theta_{pl,pin}$ sono determinate dall'Equazione (4.5):

$$\theta_{pl,pin} = \frac{L}{l_{pin}} \theta_{gl} \qquad \text{Eq. (4.5)}$$

Dove θ_{gl} è l'angolo di spostamento di interpiano globale del telaio durante il carico sismico.

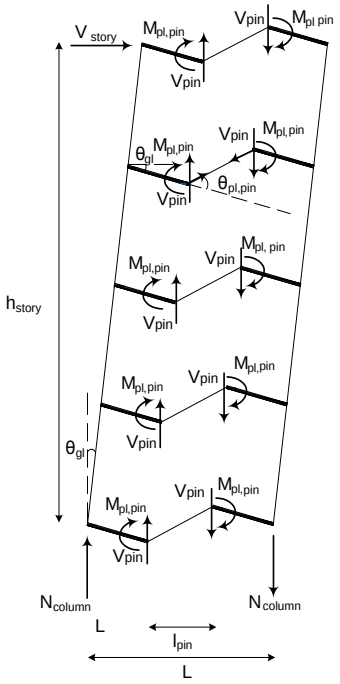


Fig. 4.5: Sistema Statico e forze interne teoriche (teoria della trave Vierendeel)

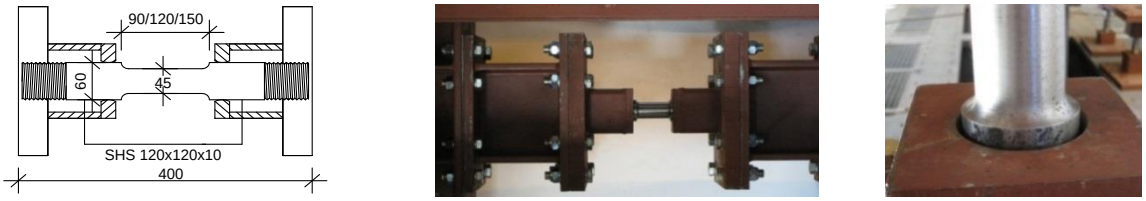
4.4 INDAGINI SPERIMENTALI SUI COLLEGAMENTI A PERNO FUSEIS

4.4.1 Indagini sperimentali sui collegamenti singoli

4.4.1.1 Attrezzatura di prova e collegamenti a perno sperimentati

In totale sono stati condotti otto test sui collegamenti a perno, due sotto carico monotono e sei sotto carico ciclico. Il criterio per la selezione dei campioni di perno è stato la loro capacità di dissipare l'energia attraverso meccanismi flessionali. Di conseguenza, la progettazione della configurazione sperimentale è dipesa dalla resistenza plastica a flessione (momento resistente plastico) dei perni $W_{pl,pin}$, che è stato utilizzato per il calcolo del carico massimo applicato. Il campione esaminato era costituito da un perno circolare di 400 mm indebolito nella parte centrale e da due travi di alloggiamento SHS120x10. Il perno è stato suddiviso in tre parti. Il diametro alle estremità era Φ60 e nella parte centrale è stato ridotto a Φ45mm. La

lunghezza della parte indebolita doveva garantire lo sviluppo di un meccanismo flessionale. La Fig. 4.6 mostra le fotografie principali dei campioni.



a) Dimensioni del campione b) Immagini del campione c)Dettaglio dell'indebolimento

Fig. 4.6: Campioni di fusibili prodotti prima della prova

4.4.1.2 Risultati delle prove monotone

I campioni di perno hanno mostrato un comportamento duttile con un notevole aumento di carico dopo l'uscita dal campo elastico. Tale effetto non è dovuto principalmente all'incrudimento del materiale, ma a un cambiamento del meccanismo resistente. Per piccoli spostamenti, il carico è stato trasferito tramite taglio e flessione del perno, mentre per deformazioni più grandi il carico è stato trasferito anche tramite le forze assiali nel perno, che hanno aumentato in modo significativo la capacità portante dei campioni.

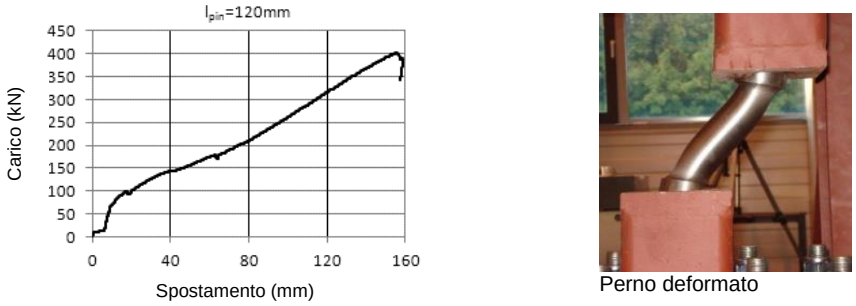


Fig. 4.7: Curve carico- spostamento e campioni deformati sotto carico monotono

4.4.1.3 Risultati delle prove cicliche

Come riferimento per la procedura di prova, è stata utilizzata la raccomandazione ECCS [14] per valutare il comportamento degli elementi strutturali in acciaio sottoposti a carichi ciclici. Il valore massimo di spostamento raggiunto durante i test è stato inferiore allo spostamento massimo applicato di 60 mm (4% spostamento di interpiano).

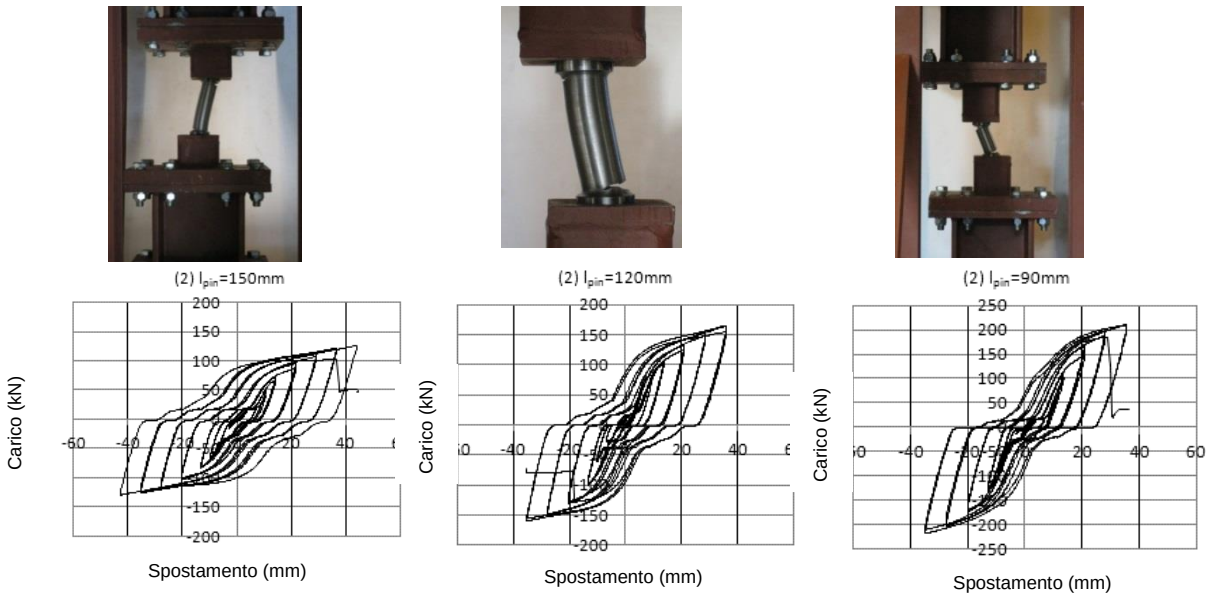


Fig. 4.8: Curve carico- spostamento e campioni deformati sotto carico ciclico

La Fig. 4.9, a e b, mostrano la sovraresistenza e la capacità di rotazione dei test in funzione della lunghezza normalizzata del perno ρ. Entrambi i valori e in particolare la sovraresistenza sono molte volte più elevati per il carico monotono rispetto al carico ciclico. Questo indica che, quando sottoposti a carico ciclico, i perni collassano a causa della fatica oligociclica e sviluppano un'azione catenaria notevolmente inferiore rispetto a quelli sottoposti a carico monotono.

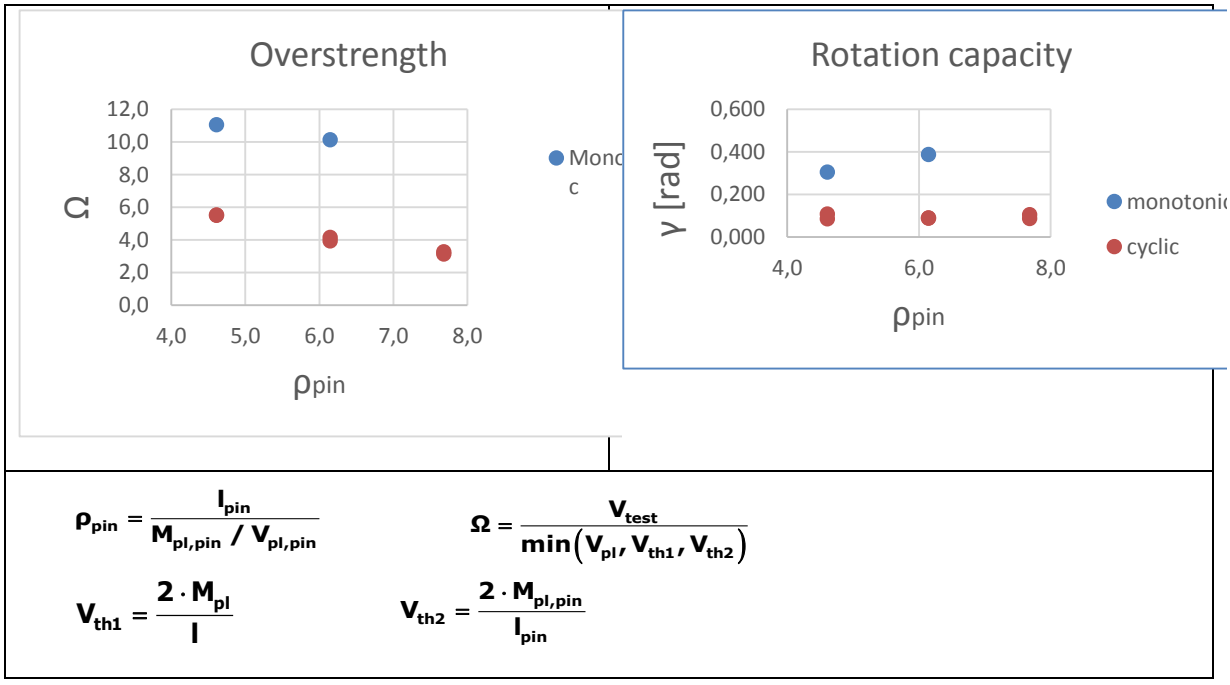


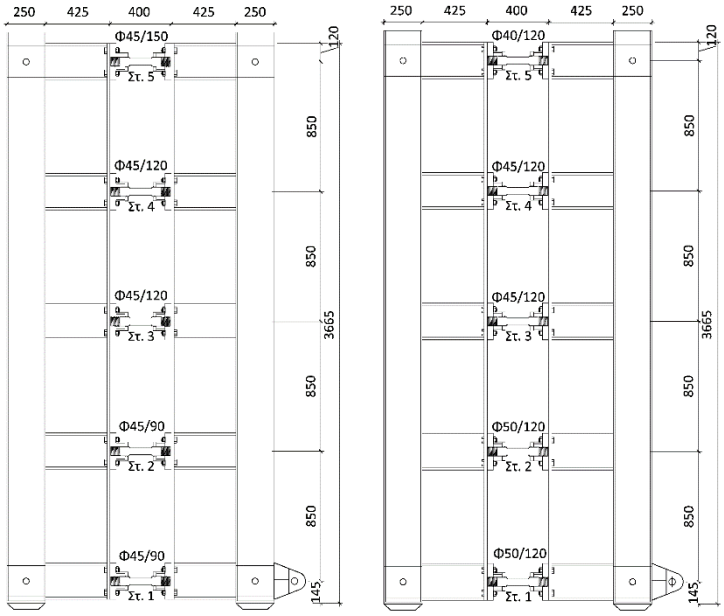
Fig. 4.9: Sovraresistenza Ω e capacità di rotazione γ dei campioni di perno

4.4.2 Indagini sperimentali di telai con collegamenti a perno FUSEIS

4.4.2.1 Attrezzatura di prova e telai sperimentati

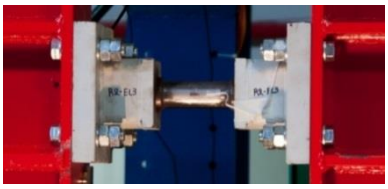
Due test in scala reale con collegamenti a perno FUSEIS sono stati condotti all'Istituto di Strutture in Acciaio del NTUA. La configurazione sperimentale comprendeva un telaio di contrasto, un cilindro idraulico controllato da computer e il telaio di prova. Il telaio di prova è composto da due colonne sovraresistenti collegate rigidamente a cinque fusibili, come mostrato in Fig. 4.9. Le dimensioni degli elementi strutturali corrispondevano ad un vero e proprio telaio di edificio e sono stati definiti secondo le norme EN1993-1-1 [17] e EN1998-1-1 [13]. L'altezza del telaio era di 3,40 m e l'interasse delle colonne L = 1,50 m. Le colonne del telaio di prova sono state incernierate alla base e in sommità e sono state rinforzate aggiungendo sezioni a T di rinforzo sui loro lati interni per rimanere elastiche.

Similmente ai test sui collegamenti a perno singoli, il fusibile è costituito da un perno da 400 mm e due travi SHS come alloggiamenti, vedere Fig. 4.10. La geometria della parte indebolita del perno è stata scelta al fine di garantire lo sviluppo di meccanismi flessionali. Il test M4 includeva perni con lo stesso diametro (Φ45) e tre lunghezze diverse della parte indebolita l_{pin}=90, 120, 150 mm mentre la prova M5 comprendeva perni con diametri differenti Φ40, 45, 50 ma con la stessa lunghezza della parte indebolita l_{pin}=120 mm. La qualità dell'acciaio dei perni era S235 e la qualità dell'acciaio dei restanti elementi del telaio di prova era S355. Per facilitare l'installazione e la rimozione del fusibile, i perni sono stati fabbricati con filettature opposte in modo che possano essere facilmente fissate agli alloggiamenti.

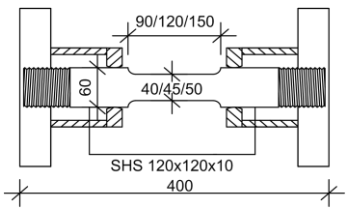


a) M4 b) M5

Fig. 4.10: Telaio di prova



a) Collegamento a perno all'interno del telaio di prova



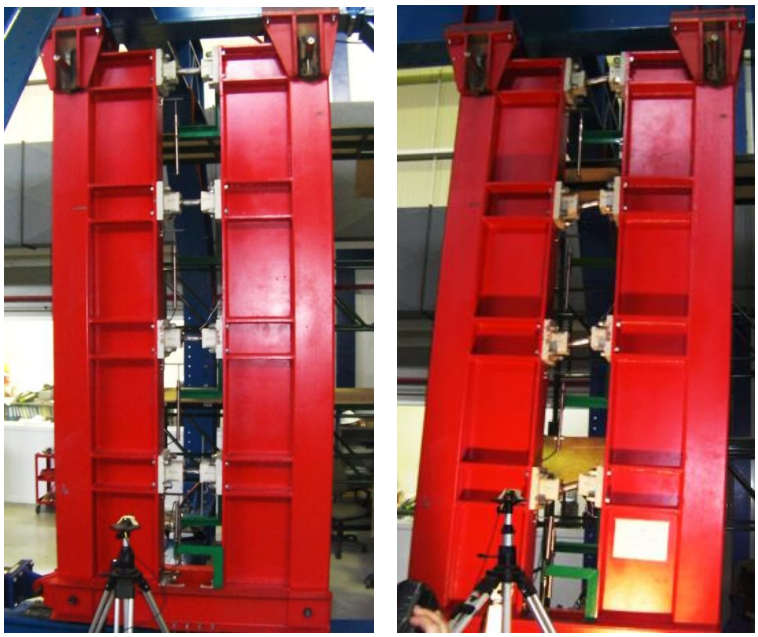
b) Geometria

Fig. 4.11: Campione di prova

4.4.2.2 Risultati sperimentali

Per quanto riguarda le procedure di carico, il protocollo di carico ciclico è stato definito sulla base della di procedura ECCS. A partire da uno spostamento di 2,55 mm applicato alle basi delle colonne del sistema, lo spostamento trasversale è stato aumentato fino a 170 mm, corrispondente ad uno spostamento di interpiano del 5%. Il protocollo di carico ciclico è stato poi seguito con una serie di cicli ad ampiezza costante pari al 5% (170 mm) fino al collasso.

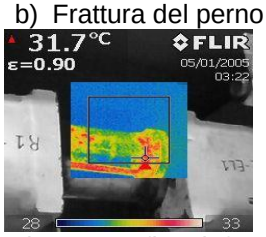
Il carico misurato aumenta all'inizio della prova e durante i diversi cicli. Quando la prima cricca si viene a formare alle estremità della parte indebolita del perno (Fig. 4.10 b), i perni si fratturano (Fig. 4.10c), e di conseguenza il carico diminuisce. Ciò significa che esiste una concentrazione di sforzo localizzato alle estremità dei perni indeboliti come indicato dalle fotografie prese da una fotocamera a infrarossi (Fig. 4.10d). Il comportamento del perno sopra menzionato è giustificato dai meccanismi sviluppati. In particolare, il campione di perno ha agito prima come una trave inflessa, quindi il meccanismo di resistenza è variato trasformandosi in una trazione con la formazione di cerniere plastiche sotto grandi deformazioni. Si sono sviluppate ampie deformazioni e significative forze assiali per lo più a causa della piccola lunghezza dei perni e dei collegamenti bullonati alle loro estremità che hanno portato a una frattura fragile. Nella prova M4, è stato osservato che i perni più corti lpin=90mm sono collassati prematuramente sotto bassi valori di spostamento di interpiano, sostenendo solo un numero limitato di cicli (Fig. 4.12); hanno sviluppato significative rotazioni della corda e la loro resistenza è diminuita rapidamente a causa della fatica oligociclica. Nel test M5, dove i perni avevano la stessa lunghezza e diametri erano variabili, il perno che si è fratturato per primo è stato il Φ40/120 al livello 5 (Fig. 4.13).



a) Il telaio M4 allo stato iniziale e alla fine della prova

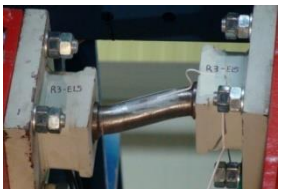
a) Prima cricca

b) Frattura del perno

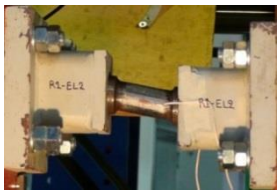


c) Fotografia a infrarossi

Fig. 4.12: Foto durante la prova M4

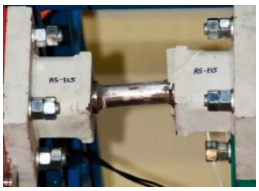


a) Perno L=150

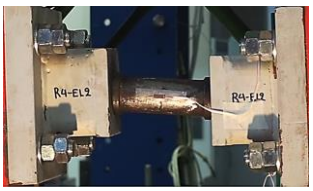


b) Perno L=90

Fig. 4.13: Prova M4 - foto dei perni deformati



a) Perno Φ40



b) Perno Φ50

Fig. 4.14: Prova M5 - foto dei perni deformati

I diagrammi isteretici per ciascuna prova sono riportati nella Fig. 4.14. Bisogna notare che la resistenza del sistema continua ad aumentare dopo il primo snervamento e la successiva plasticizzazione dei perni a causa dello sviluppo dell'azione catenaria nei perni e dell'incrudimento. Il sistema mostrava ampi cicli di isteresi e presentava grande capacità di dissipazione dell'energia. Il primo snervamento significativo alla curva sperimentale è comparso in corrispondenza di uno spostamento di interpiano pari allo 0,66% e definisce lo stato limite SLS. Dopo la loro plasticizzazione in corrispondenza del carico massimo che coincidente con uno spostamento di interpiano pari al 1,38%, che definisce lo stato ULS, la deformazione dei perni continua ad aumentare fino alla loro frattura in corrispondenza di uno spostamento di interpiano pari al 2,25% che definisce lo stato CPLS.

I cicli isteretici mostrano un pinching a causa dello spazio formatosi tra il perno e la piastra a seguito dell'ampia deformazione plastica del perno e dell'effetto Poisson attorno alla circonferenza del perno. Il pinching della curva isteretica è stato accompagnato da una notevole diminuzione della rigidezza iniziale dovuta al rilascio del campo di tensione sviluppato nella precedente escursione di carico. In generale,

bisogna notare che i perni più corti sono collassati per spostamenti più piccoli rispetto a quelli dei perni più lunghi e la non simmetria dei diagrammi, probabilmente è dovuta alle tolleranze dei collegamenti bullonati.

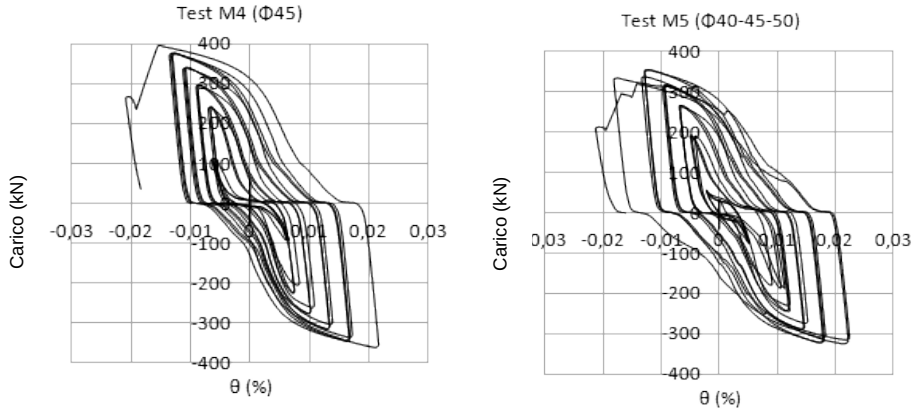


Fig. 4.15: Diagrammi carico - spostamento di interpiano

4.4.2.3 Confronto tra forze di taglio sperimentali e teoriche

La validità della teoria di Vierendeel è stata esaminata usando i risultati sperimentali. Inizialmente, il taglio di piano teorico V_{th1} è stato calcolato con l'uso dell'Equazione (4.4) e lo sforzo di snervamento reale dell'acciaio definito attraverso prove di trazione. Questo valore è stato quindi confrontato con la massima resistenza raggiunta dai telai negli esperimenti V_{exp}. La Tabella 4.1 mostra che i valori sperimentali sono significativamente più alti rispetto ai valori teorici e il rapporto V_{exp}/V_{th1} è approssimativamente 3.

Queste discrepanze sono giustificate dal comportamento dei perni durante gli esperimenti. Nei primi cicli, i fusibili a perno si comportavano come travi inflesse, ma dopo alcuni cicli il meccanismo di resistenza è cambiato e si sono formate cerniere plastiche in presenza di grandi deformazioni. Questo è il motivo per cui, quando venivano applicate le equazioni della trave Vierendeel, i valori di taglio di piano non sono simili a quelli misurati. Le rotazioni della corda del perno $\theta_{pl,pin}$ possono essere calcolate dall'Equazione (4.5) considerando che la rotazione degli alloggiamenti è minima e che essi sono rimasti rigidi durante le prove. Le rotazioni della corda del perno θ_{pin} sono molto più alte rispetto allo spostamento di interpiano globale θ_{gl} a causa della piccola lunghezza del perno. Rotazioni ampie provocano grandi deformazioni assiali nei perni e, di conseguenza, un'azione catenaria che si è dimostrata essere utile nella risposta complessiva. Pertanto, a grandi rotazioni, la flessione dei perni si trasforma principalmente in forze di tensione in modo che i perni sviluppino la loro resistenza assiale plastica N_{pl}. In questo caso, il taglio di piano V_{th2} si può derivare dalle Equazioni (4.6) e (4.7) tenendo conto della componente verticale della forza assiale plastica V_{pin}. I valori teorici sono ora vicini a quelli sperimentali e il loro rapporto è prossimo a 1 (Tabella 4.1).

$$V_{pin} = N_{pl,pin} \cdot \left(\theta_{pl,pin} - \theta_{gl}\right) = N_{pl,pin} \cdot \theta_{gl} \cdot \left(\frac{L}{l_{pin}} - 1\right) \quad \text{Eq. (4.6)}$$

$$V_{th2} = \frac{\sum V_{pin}}{h_{story}} \cdot L = \sum N_{pl,pin} \cdot \theta_{gl} \cdot \left(\frac{L}{l_{pin}} - 1\right) \cdot \frac{L}{h_{story}} \quad \text{Eq. (4.7)}$$

Quanto sopra illustra che la teoria del terzo ordine fornisce una stima migliore per la capacità a taglio del sistema rispetto alla teoria della trave Vierendeel, ma è un metodo piuttosto complicato e non è ampiamente utilizzato dai progettisti. Attraverso la calibrazione delle prove e l'analisi su telai 2D è stato dimostrato che la considerazione della teoria della trave Vierendeel può invece essere applicata.

Tabella 4.1: Forze di taglio teoriche contro sperimentali

Prova	V_{exp}	V_{th1}	V_{exp}/V_{th1}	V_{th2}	V_{exp}/V_{th2}
M4	393,3	129,9	3,03	329,2	1,19
M5	354,1	129,4	2,74	314,4	1,13

4.4.2.4 Fatica a basso numero di cicli (Fatica oligociclica)

Le analisi preliminari e gli esperimenti sui fusibili a perno hanno mostrato che i perni sono in grado di sostenere un numero limitato di cicli. Il numero di cicli da sostenere è dettato da considerazioni di fatica oligociclica. Sono state determinate le linee S-N per le prove sui perni eseguite sia sui telai (NTUA) e sui collegamenti singoli a perno (RWTH). Le linee S-N riformulate in termini di deformazioni possono essere scritte come:

$$logN = -mlog\Delta\varphi \quad \text{Eq. (4.8)}$$

Dove Δφ è l'escursione di rotazione del perno, N è il numero di cicli di escursione di rotazione e m è la costante di pendenza delle curve di fatica. L'indice di danneggiamento può essere calcolato con la legge di accumulo di Palgrem-Miner. Dopo un certo numero di cicli ad ampiezze variabili, si verifica una rottura quando:

$$D = \frac{n_1}{N_{f1}} + \frac{n_2}{N_{f2}} + ... \frac{n_i}{N_{fi}} \geq 1 \quad \text{Eq. (4.9)}$$

Dove n_i è il numero di cicli eseguiti sotto lo stesso delta di tensione S_i, N_{fi} è il numero di cicli a cui si verifica la rottura in caso di cicli di ampiezza costante e i è il numero totale di cicli ad ampiezza costante.

A causa della mancanza di risultati sperimentali da prove cicliche ad ampiezza costante, è stata fatta un'ipotesi in considerazione della pendenza delle linee pari a 3 e 2 come proposto in EN1993-1-9 [19]. Il confronto con i risultati sperimentali ha indicato che m = -3 è una migliore approssimazione per la pendenza.
La Fig. 4.15 mostra le linee S-N ottenute dai test su collegamenti a perno singoli e dalle prove su telai con fusibili. Le relazioni delle linee S-N vengono fornite nelle Equazioni (4.10) per collegamenti a perno singoli e (4.11) per collegamenti a perno multipli. Si può notare che i collegamenti a perno singoli hanno portato ad un approccio più conservativo, mentre i telai con fusibili hanno fornito risultati più realistici dovuti all'azione combinata di travi multiple. Pertanto, l'equazione delle prove sui telai con perni multipli è considerata come rappresentativa per la determinazione dell'indice di danneggiamento dei fusibili a perno.

$$logN = -1.41 - 3 \cdot log\Delta\varphi \qquad \text{Eq. (4.10)}$$

$$logN = -0.90 - 3 \cdot log\Delta\varphi \qquad \text{Eq. (4.11)}$$

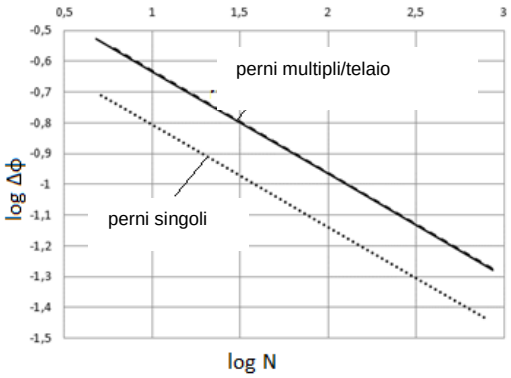


Fig. 4.16: Diagrammi di fatica oligociclica logΔφ - diagrammi logN

4.5 REGOLE DI PROGETTAZIONE

Le conclusioni degli studi analitici e numerici sono state riassunte in una guida di progettazione per l'applicazione pratica. La metodologia progettuale, descritta nella guida di progettazione, si basa sulle disposizioni della EN 1993-1-1 [17] e della EN 1998-1-1 [13]. Alcune clausole della EN 1998-1-1 sono state opportunamente riorganizzate per consentire l'utilizzo di collegamenti a perno secondo le normali disposizioni della normativa. Comprende anche dettagli strutturali e misure costruttive.

4.5.1 Progetto preliminare

Come precedentemente detto (Capitolo 4.2), il sistema FUSEIS1 funziona come una trave verticale Vierendeel. Considerando che il «collegamento a perno FUSEIS»

resiste da solo ai carichi laterali della struttura, è possibile eseguire una stima approssimativa del numero richiesto di sistemi FUSEIS per un edificio in ogni direzione e il tipo delle loro sezioni trasversali dal modello teorico allo stato limite del sistema (Sezione 3) secondo la seguente equazione (4.12). Il presente calcolo si basa sul presupposto che allo stato limite ultimo, tutti i perni raggiungono, quali elementi dissipativi del sistema, la loro capacità flessionale.

$$m = \frac{V_B}{V_{story}} \qquad \text{Eq. (4.12)}$$

Dove V_B è il taglio alla base totale dell'edificio e V_{story} è il taglio di piano del sistema di collegamento a perno FUSEIS basato sulla teoria di trave verticale Vierendeel (Equazione (4.4)). Le sezioni delle colonne sono scelte principalmente in base alla rigidezza al fine di limitare gli effetti del secondo ordine. Tuttavia, nel caso di m sistemi uguali FUSEIS, le colonne devono resistere almeno a una forza assiale pari a:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L} \qquad \text{Eq. (4.13)}$$

Dove M_{ov} è il momento ribaltante del telaio. La metodologia di cui sopra fornisce le principali indicazioni per la progettazione del sistema; tuttavia, le sezioni trasversali delle travi e delle colonne, come anche il numero di sistemi richiesti non possono essere stimati esclusivamente sulla base di criteri di resistenza. Si dovrebbe anche controllare la rigidezza del sistema attraverso la limitazione delle deformazioni al fine di limitare gli effetti del secondo ordine secondo le disposizioni di EN1998-1-1 [13].

4.5.2 Progettazione mediante analisi elastiche lineari

Le regole di progettazione hanno lo scopo di garantire che lo snervamento avvenga nei perni prima di qualsiasi snervamento o rottura altrove. Pertanto, la progettazione degli edifici con collegamento a perno FUSEIS è basata sull'ipotesi che i perni siano in grado di dissipare l'energia tramite la formazione di meccanismi di flessione plastica. È possibile applicare la seguente metodologia progettuale:

1) Simulazione

Allo stato dell'arte attuale, un edificio con collegamenti a perno FUSEIS può essere simulato con un modello elastico-lineare tramite elementi di trave appropriati. Gli elementi di trave che rappresentano i collegamenti a perno FUSEIS sono divisi in tre parti con diverse sezioni trasversali: le travi di alloggiamento alle estremità e il perno indebolito al centro. Per permettere l'azione Vierendeel, i giunti tra le travi di

alloggiamento e le colonne del sistema vengono simulati come rigidi. Devono essere fornite delle zone rigide dal centro della colonna alla faccia della colonna per prendere in considerazione la loro lunghezza netta nell'analisi e quindi escludere una flessibilità della trave inesistente. In realtà, in questo modo, vengono considerati la vera flessibilità e resistenza del sistema.
I giunti tra le travi di piano e le colonne del sistema sono considerati incernierati per introdurre il "capacity design" rispetto ai soli perni deboli. I giunti trave-colonna del telaio principale possono essere rappresentati come rigidi, semi-rigidi o incernierati secondo l'effettivo dettaglio di collegamento. Nel primo e nel secondo caso, le forze laterali sono condivise tra l'MRF e il sistema di collegamento a perno FUSEIS, mentre nel terzo, il sistema resiste da solo all'intera azione sismica. Le basi di tutte le colonne dell'edificio sono incernierate.
Le analisi sui telai dell'edificio con il sistema FUSEIS hanno mostrato che quando si utilizzano collegamenti rigidi, le travi del telaio principale devono essere progettate in capacità per resistere ai carichi laterali e quindi l'utilizzo di un secondo sistema come il FUSEIS porta ad una struttura più pesante e costosa e pertanto può essere evitato. Al contrario, i collegamenti incernierati sono facoltativi ma più sfavorevoli per il sistema FUSEIS, che deve essere progettato estremamente rigido e pesante con sezioni trasversali sovradimensionate difficili da installare e da riparare. La soluzione più efficace è l'utilizzo di collegamenti semi-rigidi che offrono i vantaggi di entrambe le soluzioni di cui sopra e, inoltre, sono più facili da realizzare nella pratica e concentrano i danni nei perni portando così a un progetto più economico. In questo tipo di collegamenti, la capacità di rotazione della cerniera plastica θ_p deve superare i 40mrad per assicurare che questa zona non ceda prima dei perni. Questo valore è derivato dalle analisi non-lineari sui telai con "collegamenti a perno FUSEIS" ed è un po 'più alto del corrispondente valore indicato in EN1998-1-1 [13] per i giunti trave-colonna nei MRF.

2) Analisi

L'analisi lineare statica viene effettuata sotto carichi permanenti e accidentali e gli elementi del telaio principale sono dimensionati secondo le indicazioni della EN1993-1-1 [17] agli stati SLU e SLE. Il metodo convenzionale per il calcolo delle forze interne sotto carico sismico è l'Analisi con spettro di risposta multi-modale, in cui il numero di modi di vibrazione considerati in ogni direzione è tale che la somma della massa partecipante è almeno pari al 90% della massa totale. Lo spettro di progetto deve essere definito con un fattore di struttura massimo pari a 3, confermato mediante analisi statiche non-lineari (Pushover).

3) Limitazione dello spostamento di interpiano

La limitazione dello spostamento di interpiano assicura la protezione degli elementi non strutturali sotto carico sismico e costituisce un criterio fondamentale per la

progettazione del «collegamento a perno FUSEIS». Fornisce una stima del danno per diversi livelli di prestazione e definisce la distribuzione della rigidezza all'interno della struttura ed eventualmente la dimensione e la tipologia delle sezioni trasversali applicate al sistema.
Nell'analisi lineare gli spostamenti indotti dall'azione sismica di progetto d_s devono essere calcolati sulla base delle deformazioni elastiche d_e del sistema strutturale attraverso l'espressione:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \text{Eq. (4.14)}$$

Nel caso in cui i rapporti di capacità degli elementi dissipativi (Ω) siano bassi, il calcolo dello spostamento di interpiano di progetto basato su d_s è conservativo e pertanto può essere utilizzato un fattore di riduzione (q_Ω) pari al rapporto di capacità dei perni come segue:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \qquad \text{Eq. (4.15)}$$

Lo spostamento di interpiano di progetto d_r è definito come la differenza degli spostamenti laterali medi nella parte superiore e inferiore del piano preso in esame. A seconda del tipo degli elementi non-strutturali (materiali fragili, duttili o non collegati) e la classe di importanza dell'edificio, si confronta lo spostamento di interpiano di progetto d_r con i corrispondenti valori della Norma. Il progetto ottimale viene raggiunto quando gli spostamenti di interpiano massimi della struttura sono vicini ai valori limite. Poiché gli spostamenti orizzontali sono moltiplicati per il fattore di struttura, la limitazione dello spostamento di interpiano non dipende da esso.
4) Effetti del secondo ordine
L'eventuale influenza degli effetti del secondo ordine deve essere controllata tramite la limitazione del coefficiente di sensibilità allo spostamento di interpiano θ al di sotto dei valori limite della Norma. Il coefficiente θ viene calcolato dall'Equazione (4.16) per ciascun piano nelle direzioni x e y della costruzione.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \qquad \text{Eq. (4.16)}$$

Dove P_{tot} è il carico totale verticale al piano considerato e al di sopra di esso nella situazione di progetto sismico e V_{tot} è il taglio sismico di piano.
In alternativa, il coefficiente di sensibilità allo spostamento di interpiano θ può essere calcolato in modo più accurato da un'analisi di buckling lineare attraverso il fattore α_{cr}, moltiplicatore del carico di progetto che causa instabilità elastica globale.

L'analisi viene effettuata in condizioni di carico verticale costante nella combinazione sismica (1,0·G+0,3·φ·Q) e fornisce i modi di instabilità. Vengono identificati i modi dell'edificio nelle direzioni x e y e i valori corrispondenti α_{cr} vengono calcolati come segue:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \qquad \text{Eq. (4.17)}$$

Dove F_{cr} è il carico critico elastico per la modalità di instabilità globale basata sulla rigidezza elastica iniziale e F_{Ed} è il carico di progetto per la combinazione sismica.
Per tener conto degli spostamenti inelastici dell'edificio, α_{cr} deve essere diviso per il fattore q. I valori di θ, in questo caso, sono forniti dall'Equazione (4.18).

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \qquad \text{Eq. (4.18)}$$

Le disposizioni normative in merito richiedono per gli edifici che il coefficiente di sensibilità allo spostamento di interpiano sia limitato a $\theta \leq 0{,}1$, se gli effetti del secondo ordine vengono ignorati. Se $0{,}1 < \theta < 0{,}2$, gli effetti del secondo ordine possono essere considerati in modo semplificato moltiplicando gli effetti dell'azione sismica per un fattore pari a $1/(1 - \theta)$. Se $0{,}2 < \theta < 0{,}3$ deve essere eseguita un'analisi più accurata del secondo ordine. In ogni caso deve essere $\theta < 0{,}3$.

5) Verifiche degli elementi dissipativi

I perni devono essere verificati per resistere alle forze e ai momenti interni della combinazione sismica più sfavorevole e soddisfare le seguenti condizioni:

a) Forze assiali

Dovrebbe essere verificato che il momento resistente ultimo e le forze di taglio non vengano ridotti a causa delle forze di compressione attraverso la disequazione (4.19):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \leq 0.15 \qquad \text{Eq. (4.19)}$$

b) Resistenza a taglio

La resistenza a taglio deve essere verificata con i criteri del "capacity design", considerando che le cerniere plastiche si sviluppano contemporaneamente a entrambe le estremità della parte indebolita del perno.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \leq 1$$ Eq. (4.20)

$V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{l_{pin}}$ Dove è il taglio da "capacity design" dovuto all'applicazione di momenti resistenti $M_{pl,pin,Rd}$ in direzione opposta e $V_{pl,pin,Rd}$ è la resistenza a taglio di progetto della sezione indebolita del perno.

c) Capacità flessionale

Nei test è stato riscontrato che la resistenza flessionale ultima si sviluppa nei perni indeboliti nonostante la presenza di un taglio elevato. Pertanto, questo rappresenta la verifica critica per i perni, considerando che la loro lunghezza è tale da sviluppare un meccanismo flessionale. La capacità flessionale deve essere verificata come segue:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \leq \frac{1}{\Omega} \leq 1.0$$ Eq. (4.21)

Dove M_{Ed} è il momento flettente di progetto, $M_{pl,pin,Rd}$ è la resistenza flessionale plastica di progetto della sezione indebolita del perno e Ω è la sovraresistenza della sezione indebolita del perno.

Al fine di assicurare che $M_{pl,pin,Rd}$ non venga ridotta a causa dell'influenza del taglio, la lunghezza e il diametro del perno indebolito devono essere tali che il rapporto tra il taglio agente e la resistenza a taglio nell'Equazione (4.20) sia minore o uguale a 0,5. In tal caso, la lunghezza della parte indebolita del perno deve risultare ben al di sopra della lunghezza calcolata dall'Equazione (4.22).

$$l_{pin} \geq \frac{4 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{V_{pl,pin,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,pin}}{A_v / \sqrt{3}}$$ Eq. (4.22)

d) Comportamento dissipativo globale

Per ottenere un comportamento dissipativo globale della struttura, bisogna verificare che i rapporti massimi Ω su tutta la struttura non differiscano dal valore minimo Ω di più del 25%.

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} \leq 1.25$$ Eq. (4.23)

e) Rotazioni del perno

Poiché la lunghezza della parte indebolita del perno l_{pin} è molto più piccola dell'intera delle colonne L, durante l'eccitazione sismica, si sviluppano notevoli rotazioni del perno. Tuttavia, le prove hanno mostrato che i perni possono assorbire tali rotazioni. Per assicurare che le rotazioni dei perni siano inferiori a quelle raggiunte nelle prove, è necessario verificare un ulteriore controllo tramite l'Equazione (4.24). Il valore limite di $\theta_{pl,pin}$ verrà calcolato tenendo conto che lo spostamento di interpiano globale θ_{gl} è pari all'1,38%, il valore in cui i telai con collegamenti a perno FUSEIS hanno raggiunto il carico orizzontale massimo durante i test e che viene definito come il limite allo SLU (Sezione 4.2.2). Prendendo in considerazione alloggiamenti rigidi come nelle prove, le rotazioni della corda del perno sono determinate da:

$$\theta_{pin} \leq \theta_{pl,pin} = \frac{L}{l_{pin}} \theta_{gl} \qquad \text{Eq. (4.24)}$$

6) Verifiche degli elementi non dissipativi

Gli elementi non dissipativi, le colonne di sistema, le travi di alloggiamento e i loro collegamenti devono essere progettate in capacità per valori più alti delle forze interne rispetto a quelle derivate dalle analisi con la combinazione sismica più sfavorevole, per garantire che la rottura si verifichi prima nei perni.

d) Le colonne FUSEIS e le travi di alloggiamento devono essere progettate in capacità per resistere agli effetti delle azioni come segue:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \qquad \text{Eq. (4.25)}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \qquad \text{Eq. (4.26)}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \qquad \text{Eq. (4.27)}$$

Dove $N_{Ed,G}$ ($V_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$) sono le forze assiali (rispettivamente forze di taglio e momenti flettenti) dovute alle azioni non sismiche incluse nella combinazione per la situazione sismica di progetto, $N_{Ed,E}$ ($V_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$) sono le forze assiali (rispettivamente forze di taglio e momenti flettenti) dovute all'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, vedere l'espressione (5.10), γ_{ov} =1,25 è il fattore di sovraresistenza del materiale, vedere l'espressione (2.1), α=1,5 è un fattore di sovraresistenza aggiuntivo derivato dall'analisi non lineare per garantire che i perni indeboliti cedano prima del resto degli elementi strutturali. Il fattore di amplificazione

totale dei carichi sismici non può superare il valore del fattore di struttura utilizzato nell'analisi. La scelta delle dimensioni del perno deve essere tale che il valore di Ω sia prossimo a 1 e lo sforzo di snervamento reale dell'acciaio sia approssimativamente uguale al suo valore nominale al fine di ottenere un progetto economico.

e) La resistenza flessionale della sezione piena non indebolita del perno deve essere verificata nella sua zona di contatto con la piastra frontale degli alloggiamenti, secondo quanto segue:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \qquad \text{Eq. (4.28)}$$

$M_{CD,Ed} = \frac{l}{l_{pin}} M_{pl,pin,Rd}$ Dove è il momento flettente da "capacity design" (l è la distanza tra le piastre frontali degli alloggiamenti) e $M_{pl,Rd}$ è il momento flettente di progetto della sezione piena non indebolita del perno.

f) Tra le colonne del sistema e gli alloggiamenti, si dovrebbero utilizzare giunti bullonati di categorie B e C, con bulloni ad alta resistenza di categoria 8.8 o 10.9. Tali collegamenti devono avere una sufficiente sovraresistenza al fine di garantire che il loro snervamento avvenga dopo la plasticizzazione dei perni. Il momento flettente da "capacity design" del collegamento è:

$$M_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{L_{net}}{l_{pin}} M_{pl,pin,Rd} \qquad \text{Eq. (4.29)}$$

Dove L_{net} è la lunghezza totale del collegamento tra le ali delle colonne. La forza di taglio da "capacity design" del collegamento viene calcolata come segue:

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{l_{pin}} \qquad \text{Eq. (4.30)}$$

4.5.3 Progettazione mediante analisi non lineare (Pushover)

1) Il modello strutturale utilizzato per l'analisi elastica deve essere esteso per includere la risposta degli elementi strutturali oltre lo stato elastico e stimare i meccanismi plastici attesi e la distribuzione del danno.

2) Poiché gli elementi duttili sono i perni FUSEIS, potenziali cerniere plastiche devono essere inserite alle estremità delle loro parti indebolite. Tali cerniere sono di

tipo M3 e le loro proprietà sono state determinate dalla calibrazione dei risultati sperimentali.

3) La Fig. 4.17 riassume le proprietà non lineari proposte. È necessario notare che i valori limite che definiscono i punti di snervamento (B) e di rottura (C) sono inferiori a quelli corrispondenti misurati durante le prove in cui il sistema presentava una sovraresistenza significativa dovuta all'incrudimento e all'azione catenaria. Tuttavia, per la progettazione di edifici con tale sistema viene adottato un approccio più conservativo in modo che lo snervamento dei perni inizi quando la loro resistenza plastica flessionale si sia esaurita (teoria della trave Vierendeel). La Fig. 4.17 include anche i valori limite per i tre Livelli Prestazionali: Operatività Immediata (IO), Salvaguardia della Vita (LS) e Prevenzione del Collasso (CP).

4) Le proprietà delle cerniere negli elementi non dissipativi sono calcolate secondo le disposizioni delle normative (ad esempio FEMA-356 [18]). Le proprietà delle cerniere plastiche per gli alloggiamenti devono essere di tipo flessionale (cerniera M3), mentre nelle colonne è prevista l'interazione tra i momenti flettenti e le azioni assiali (cerniere P-M3).

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
Criteri di accettabilità ($\theta/\theta_{pl,pin}$)		
IO	30	
LS	45	
CP	60	

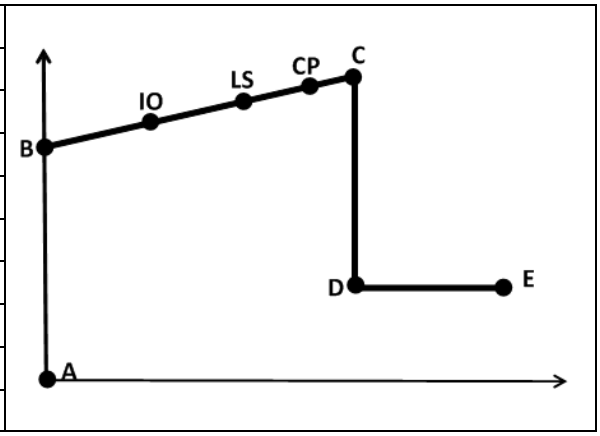
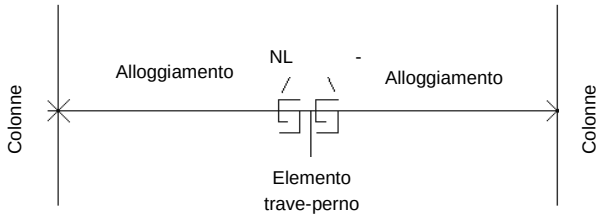


Fig. 4.17: Parametri delle cerniere non-lineari proposti per i perni

4.5.4 Progettazione mediante analisi dinamiche non lineari

1) L'analisi dinamica non lineare deve essere eseguita per definire la risposta nel tempo delle costruzioni in acciaio, se progettate conformemente alle disposizioni della EN1998-1-1 sotto l'azione di terremoto reali. L'analisi fornisce la capacità di limitare i danni dopo un evento sismico, valutando ed eliminando gli spostamenti residui della struttura. Se il sistema di collegamento a perno FUSEIS è progettato in modo adeguato, è in grado di lavorare come un sistema auto-ricentrante, praticamente con spostamenti residui nulli.

2) Al fine di ottenere la risposta non lineare del perno, esso viene modellato come segue: due elementi tipo “plastic-link” multi-lineare, con una lunghezza approssimativamente pari al 25% della sua lunghezza vengono assegnati alle estremità e la parte centrale rimanente viene riprodotta come una trave con sezione trasversale iniziale (Fig. 4.18a). Il comportamento non lineare del collegamento è definito solo per la rotazione rispetto all'asse di inerzia principale mentre il comportamento secondo i gradi di libertà rimanenti è modellato come lineare. Le proprietà non lineari applicate comprendono un valore in ingresso di momento-rotazione con capacità flessionale positive e negative pari al momento plastico e alla rigidezza iniziale del perno sotto momenti positivi e negativi (Fig. 4.18b). Il tipo di isteresi dovrebbe essere quello fornito dal Modello cinematico plastico multi-lineare (Fig. 4.18 c).

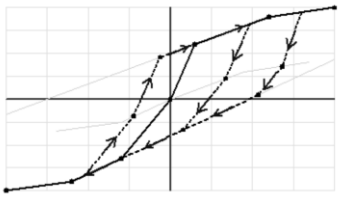


a) Simulazione dei perni

Punto	Rotazione	M_{oment}
1	$-100\theta_{pl,pin}$	$-2M_{pl,pin}$
2	$-20\theta_{pl,pin}$	$-1M_{pl,pin}$
3	0	0
4	$20\theta_{pl,pin}$	$1M_{pl,pin}$
5	$100\theta_{pl,pin}$	$2M_{pl,pin}$

b) Definizione del legame multi-lineare – momento-rotazione

Fig. 4.18: Simulazione di collegamenti non lineari proposti per l'analisi dinamica non lineare



c) Modello cinematico plastico multi-lineare

Fig. 4.18: Simulazione di collegamenti non lineari proposti per l'analisi dinamica non lineare (continuazione)

3) Le rotazioni plastiche sono considerevoli a causa della piccola lunghezza del perno. Per determinare l'indice di danno per cicli ad ampiezza variabile tramite la legge di accumulazione del danno di Palmgren-Miner (equazione (4.9)) si dovrebbero utilizzare le analisi non-lineari al passo. Il numero di cicli che il sistema deve sostenere viene dettato da considerazioni di fatica oligociclica, riferite alla storia di deformazione piuttosto che a quella di sforzo (fatica ad alto numero di cicli). Le escursioni di rotazione ($\Delta\varphi$) per ciclo si possono applicare alla curva di fatica sperimentale (definita nel Capitolo 4.4.2.4, Equazione (4.11)) per calcolare il numero di cicli corrispondenti N. Il calcolo è basato sull’assunto che le travi di alloggiamento rimangano rigide. Ciò si traduce in valori più alti di spostamenti del perno rispetto a

quelli reali e di conseguenza l'introduzione di un fattore di sicurezza per la determinazione dell'indice di danno del perno non è necessaria.

4.6 ANALISI SU TELAI 2D

Le equazioni, le proprietà dell'elemento, le raccomandazioni di progetto, i controlli critici e il coefficiente di struttura proposto, inclusi nella Guida di Progettazione, sono stati verificati mediante analisi numeriche su telai 2D reali con collegamenti a perno FUSEIS tramite l'utilizzo del software SAP2000 [20]. Inizialmente i telai sono stati progettati attraverso analisi elastiche agli stati SLU e SLE. Le analisi statiche e dinamiche non lineari eseguite in seguito, per indagare sul loro comportamento al di là del limite elastico, confermano il coefficiente di struttura q=3.

4.6.1 Descrizione dei telai esaminati

4.6.1.1 Geometria e ipotesi

Il caso studio presentato di seguito è stato basato sull'estrazione di un telaio piano da un edificio a struttura composta, a cinque piani, Fig. 4.19. Il telaio è costituito da un telaio semi-rigido PF (telaio a nodi semi-rigidi) con tre campate da 6 metri e un sistema di collegamento a perno FUSEIS applicato alla sua estremità per fornire resistenza sismica. Le colonne presentavano sezioni cave rettangolari (RHS) e le travi costituite da profili in acciaio a I ad ali larghe tipo HEA a comportamento composto con le solette in calcestruzzo (C25/30, B500C), ad eccezione delle estremità delle travi dove la soletta in calcestruzzo non era collegata alla trave in acciaio.

Il sistema consisteva in un paio di colonne sovradimensionate cave con un interasse di 2,0 m e da 5 collegamenti per piano con perni circolari con una luce netta di 200 mm. Un collegamento è stato predisposto a livello delle fondazioni e le travi di alloggiamento avevano sezioni cave rettangolari e quadrate (RHS, SHS) e erano rigidamente collegate alle colonne del sistema. Le sezioni trasversali risultanti nel caso di travi HEA260 e di colonne SHS200x15 del telaio semi-rigido principale sono indicate in Fig. 4.19. La Tabella 4.2 riassume i diametri dei fusibili a perno nella parte indebolita, le sezioni trasversali delle colonne e delle travi di alloggiamenti del sistema. I perni dissipativi avevano una qualità dell'acciaio inferiore (S235) rispetto al resto degli elementi strutturali (S355). La produzione dei perni non è stata considerata come completamente controllata, pertanto le proprietà del materiale dei perni dovevano rispettare l'Equazione (4.1) con γ_{ov} =1,25. Tale fattore di sovraresistenza è stato considerato anche nel "capacity design".

Tabella 4.2: Sezioni trasversali dei perni, delle colonne e delle travi di alloggiamenti

Piano	Perni Φ(mm)	Colonne di sistema	Travi di alloggiamento
1	95	RHS 400x300x35	RHS 260x220x25

2	90	RHS 400x300x35	RHS 260x220x25
3	85	RHS 400x300x20	SHS 240x20
4	80	RHS 400x300x20	SHS 240x20
5	70	RHS 400x300x20	SHS 240x20

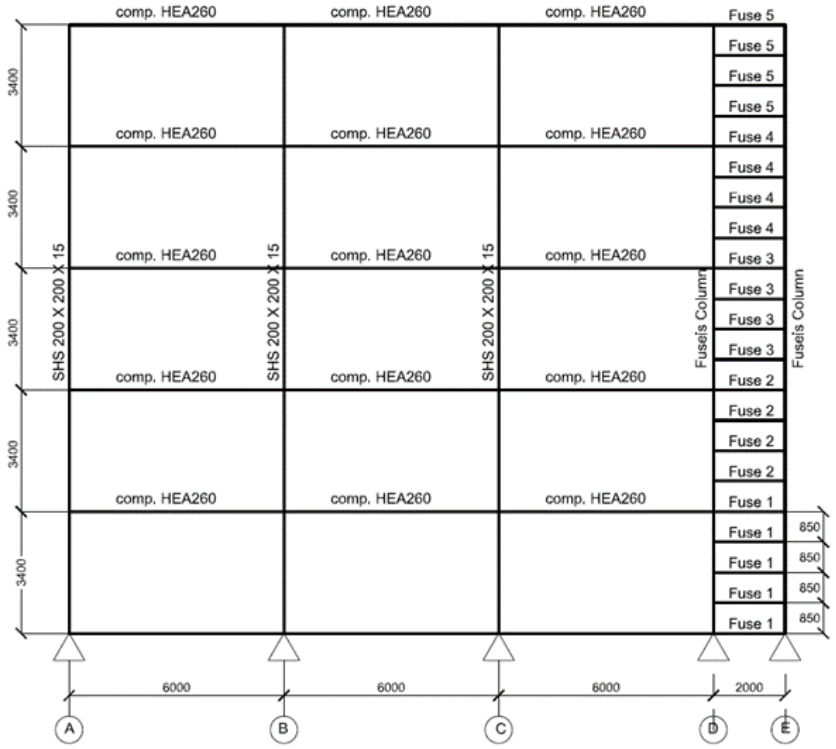


Fig. 4.19: Telaio 2D

La Tabella 4.3 comprende le ipotesi per i carichi verticali e sismici. I carichi accidentali e i carichi permanenti sono stati considerati uguali a 2.00kN/m2. Considerando che telai piani uguali sono stati posti a una distanza di 8 m nell'edificio, i corrispondenti carichi lineari sulle travi risultano essere pari a 16.00kN/m.

Tabella 4.3: Presupposti per i carichi

Carichi verticali	
Carichi permanenti a parte il proprio peso - G	2.00kN/m^2
Carichi accidentali – Q	2.00kN/m^2
Carichi sismici	
Spettri di risposta elastica	Tipo 1
Accelerazione di picco al suolo	A=0,36g
Classe di importanza II	γ_I = 1,0 (Costruzioni ordinarie)
Tipo di suolo	B (T_B = 0,15 s, T_C = 0,50 s)
Fattore di struttura q proposto	3
Smorzamento	5%

Fattori di carichi accidentali per combinazioni sismiche	φ=1.,00 (tetto), φ=0,80 (piani con possibili correlazioni tra le condizioni di carico)
Coefficiente di combinazione sismica per il valore quasi permanente delle azioni variabili	ψ_2=0,30

4.6.1.2 Simulazione

È stato creato un modello numerico elastico lineare con elementi a trave secondo le regole di cui al punto 4.5.2 (1) come segue:

1) Poiché i giunti tra le colonne e le travi del telaio principale erano semi-rigidi, sono state assegnate alle estremità delle travi molle rotazionali per introdurre tali condizioni di vincolo con proprietà determinate secondo EN1994-1-1 [21] e EN1993-1-8 [22]. La struttura è stata progettata come FUSEIS+PF per indicare il fatto che il sistema sismo-resistente è una combinazione tra il sistema FUSEIS e il telaio a nodi semi-rigidi.

2) Le travi di piano del telaio principale sono state suddivise in tre segmenti; alle estremità sono state assegnate sezioni d'acciaio (0,15L) dove si sviluppano momenti negativi e la soletta in calcestruzzo non sopporta carichi a causa della condizione fessurata (EN1994-1-1 [21]) mentre nella parte centrale sono assegnate delle travi composte costituite dalle travi in acciaio e dal relativo solaio in calcestruzzo da 15 cm con la sua larghezza efficace. Sono stati inclusi nelle travi elementi terminali rigidi, al fine di considerare nell'analisi la loro luce netta e la loro rigidezza effettiva.

3) Gli elementi di trave che rappresentano i collegamenti a perno FUSEIS sono stati divisi in tre parti con diverse sezioni trasversali: le travi di alloggiamento alle estremità e il perno indebolito al centro. I giunti tra le travi di alloggiamento e le colonne di sistema sono stati considerati come rigidi.

4) I giunti tra le travi di piano e le colonne del sistema sono stati considerati a cerniera. Le basi delle colonne sono state progettate a cerniera per impedire un trasferimento del momento alle fondazioni.

4.6.2 Analisi con spettro di risposta

È stata eseguita l'analisi con spettro di risposta multi-modale e i risultati sono riportati nella Tabella 4.4. Il primo e secondo modo, che sono traslazionali, hanno attivato più del 90% della massa.

Tabella 4.4: Rapporto di massa partecipante e periodi

Modalità n.	Periodo (s)	Rapporto di massa partecipante (%)	Totale (%)
1	0,990	74,80	93,60
2	0,295	18,80	

Secondo la EN1998-1-1 quando $T_B \leq T \leq T_D$ il limite inferiore per lo spettro di progetto per la componente orizzontale di accelerazione deve essere controllato con l'Equazione (4.31):

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \geq \beta \cdot a_g \qquad \text{Eq. (4.31)}$$

dove V_{tot} è il taglio di base totale dall'analisi con spettro di risposta, P_{tot} è la forza assiale totale della massa efficace del telaio per la combinazione sismica e β=0,2 è il fattore di limite inferiore per lo spettro di progetto per la componente orizzontale di accelerazione. È stato eseguito il controllo e non è stato necessario un aumento del taglio di base (Tabella 4.5).

Tabella 4.5: Controllo del limite inferiore per lo spettro di progetto orizzontale

V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	V_{tot}/P_{tot}	$\beta.a_g$
716	4666	0,153	0,072

4.6.3 Progetto sismico

Si segnala che per il progetto sismico dovevano essere soddisfatte le seguenti condizioni secondo le regole di progettazione descritte nella Sezione 5.2 e nelle norme EN 1998-1-1 [13].

4.6.3.1 Limitazione dello spostamento di interpiano

Considerando che l'edificio ha elementi non strutturali duttili, viene verificata la seguente Equazione (4.32).

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 3400 = 25.5mm \qquad \text{Eq. (4.32)}$$

Dove v =0,5 è un fattore di riduzione sugli spostamenti di progetto dovuti alla classe di importanza dell'edificio (edifici ordinari) e h è l'altezza del piano. La Tabella 4.6 riporta i risultati dell'analisi; il controllo è verificato per tutti i piani con valori molto inferiori al valore limite 25,5mm. La scelta delle sezioni delle colonne e delle travi di alloggiamento è stata effettuata sulla base di tale controllo.

Tabella 4.6: Limitazione dello spostamento di interpiano

Piano	1	2	3	4	5
$d_{e,top}$ (mm)	8,20	19,10	32,80	47,50	61,00
$d_{e,bottom}$ (mm)	0,00	8,20	19,10	32,80	47,50
$d_r = (d_{e,top} - d_{e,bottom}) \cdot q$ (mm)	24,6	32,70	41,10	44,10	40,50
$d_r \cdot v$	12,3	16,35	20,55	22,05	20,25

4.6.3.2 Effetti del secondo ordine

È stata effettuata un'analisi di buckling lineare per la combinazione sismica 1.0·G+0.3·φ·Q per controllare gli effetti del secondo ordine. Da questa analisi sono stati ottenuti i modi di instabilità e i relativi moltiplicatori critici dei carichi. Il Primo modo di instabilità, corrispondente a una PGA=0,36g è riportato nella Fig. 4.20.

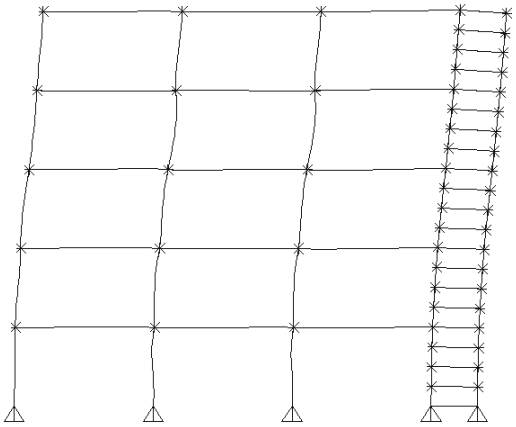


Fig. 4.20: Primo modo di instabilità (SAP2000 [20])

I valori di θ sono stati calcolati dai moltiplicatori critici dei carichi e si è verificato se si dovessero prendere in considerazione gli effetti del secondo ordine (Tabella 4.7). Poiché θ <0,1, gli effetti di secondo ordine sono stati trascurati.

Tabella 4.7: Effetti del secondo ordine

Fattori di imbozzamento critici	α_{cr}	θ	Moltiplicatore di carico sismico β
47,30	15,77	0,063	1,00

4.6.3.3 Elementi dissipativi - perni

I perni FUSEIS sono stati progettati per resistere alle forze della combinazione sismica più sfavorevole 1.0·G+0.3·φ·Q+Ex. La lunghezza minima richiesta per garantire lo sviluppo di un meccanismo flessionale nei perni viene calcolata dall'Equazione (4.22) e varia tra 114mm e 154mm. Pertanto, la lunghezza della parte indebolita del perno è stata presa uguale a 200mm, che è di molto superiore al necessario. Nella Tabella 4.8 alla Tabella 4.10 vengono riassunti i risultati di tutte le verifiche sui perni. La Tabella 4.10 comprende anche i valori di sovraresistenza del perno Ω utilizzati per controllare il comportamento dissipativo globale del sistema che è assicurato quando i valori di Ω di tutti i perni in tutti i piani non differiscono per più del 25% dal suo valore minimo.

Tabella 4.8: Controllo delle forze assiali

Piano	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,pin,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \leq 0.15$

1	59,40	1655,11	0,04
2	76,00	1485,44	0,05
3	74,40	1324,93	0,06
4	75,00	1173,59	0,06
5	123,00	898,41	0,14

Tabella 4.9: Controllo delle forze di taglio

Piano	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,pin,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \leq 0.50$
1	332,53	862,91	0,39
2	282,71	774,17	0,37
3	238,29	690,60	0,35
4	198,60	611,90	0,32
5	133,03	468,36	0,28

Tabella 4.10: Controllo dei momenti di flessione

Piano	M_{Ed} (kN.m)	$M_{pl,pin,Rd}$ (kN.m)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \leq 1.00$	$\Omega = \frac{M_{pl,pin,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{max\Omega}{min\Omega} \leq 1.25$
1	28,70	33,25	0,86	1,16	1,09
2	26,30	28,27	0,93	1,07	
3	20,40	23,83	0,86	1,17	
4	17,20	19,86	0,87	1,15	
5	11,40	13,30	0,86	1,17	

Inoltre è stato anche verificato che le rotazioni della corda del perno fossero inferiori a quelle raggiunte nei test. È stato verificato che:

$$\theta_{pin} \leq \theta_{pl,pin} = \frac{2000}{200} \cdot 1.38\% = 13.8\% (138 mrad) \quad \text{Eq. (4.33)}$$

I valori di θ_{pin} sono riportati nella Tabella 4.11. È possibile osservare che essi sono inferiori rispetto al valore limite.

Tabella 4.11: Rotazioni del perno θpin (%)

Piano	θ_{pin} (%)
1	1,19
2	1,30
3	1,21
4	0,96
5	0,72

4.6.3.4 Colonne del sistema, travi di alloggiamento e sezione non indebolita del perno

Le colonne del sistema e le travi di alloggiamento sono progettate secondo criteri di "capacity design" in accordo con le Equazioni (4.25) - (4.27) tenendo conto del fattore di sovraresistenza minimo Ω per tutti i perni, del fattore di sovraresistenza

materiale, di un ulteriore fattore di sovraresistenza α=1,5 derivante dall'analisi non lineare e del moltiplicatore di carico sismico β derivante dalla limitazione degli effetti del secondo ordine. I fattori di sfruttamento delle colonne del sistema e delle travi di alloggiamento sono stati calcolati secondo le disposizioni della EN1993-1-1 [17] ed erano inferiori a 1 (Tabella 4.12).

Tabella 4.12: I fattori di sfruttamento delle colonne del sistema e delle travi di alloggiamento

Collegamento a perno FUSEIS delle colonne		Travi di alloggiamento	
RHS 400x300x20	0,776	RHS 240x240x20	0,758
RHS 400X300x35	0,903	RHS 260x220x25	0,854

La resistenza flessionale della sezione non indebolita del perno nel punto di contatto del perno con le piastre frontali degli alloggiamenti $M_{pl,Rd}$ è valutata in base alla resistenza flessionale della sezione indebolita del perno mediante l'Equazione (4.28). Come mostrato in Tabella 4.13 i valori calcolati sono inferiori alle corrispondenti resistenze flessionali in tutti i piani.

Tabella 4.13: Controllo della sezione non indebolita del perno

Piano	M_{Ed} (kNm)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.00$
1	49,88	52,13	0,96
2	42,41	52,13	0,81
3	35,74	52,13	0,69
4	29,79	52,13	0,57
5	19,96	52,13	0,38

4.6.4 Analisi statiche non lineari (Pushover)

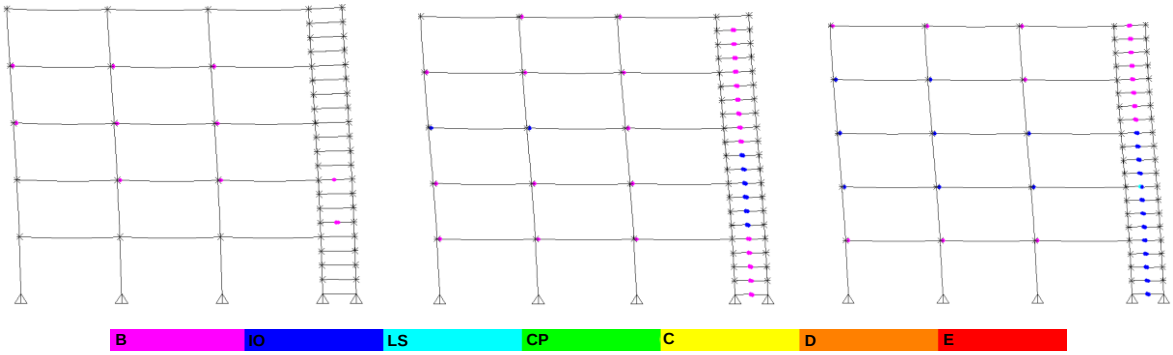
4.6.4.1 Valutazione del comportamento non lineare dei telai

L'analisi statica non lineare (pushover) è stata eseguita per verificare il meccanismo di collasso e controllare il fattore di struttura utilizzato nell'analisi lineare. I risultati presentati di seguito fanno riferimento al modo fondamentale di vibrazione, compresi gli effetti P-Delta. Le cerniere plastiche non lineari di tipo M3 sono state assegnate alle estremità delle parti indebolite dei perni e le loro proprietà determinate dalla calibrazione dei risultati sperimentali e dalle indagini analitiche (Regole di progettazione, Fig. 4.17). Per i telai in esame, le rotazioni limite erano comprese tra 55 e 109 mrad per i perni piccoli Φ70 e da 40 a 80 mrad per i perni grandi Φ95, a seconda del livello prestazionale considerato (IO, LS, CP). Questi valori erano ben al di sotto dei 225 mrad raggiunti durante la sperimentazione.

Cerniere plastiche non lineari sono state introdotte alle estremità dei rimanenti elementi strutturali. Le proprietà delle molle rotazionali che hanno simulato il giunto semi-rigido erano di tipo flessionale (cerniera M3) e sono state calcolate per momenti positivi e negativi. La capacità rotazionale della cerniera plastica θ_p è pari

a 40 mrad (Sezione 5.2 (1)). Come riportato nelle regole di progettazione, anche le proprietà delle cerniere plastiche per gli alloggiamenti sono state di tipo flessionale (cerniera M3), mentre nelle colonne è stata considerata l'interazione tra momento e azione assiale (cerniere P-M3). Tali proprietà sono state calcolate secondo la FEMA 356 [18].

La distribuzione delle cerniere plastiche al primo snervamento, al livello di prestazione IO e allo spostamento di interpiano massimo raggiunto sperimentalmente viene riportata in Fig. 4.21. È possibile osservare che le colonne sono rimaste elastiche e che le cerniere plastiche si sono formate nei perni e alle estremità delle travi del telaio semi-rigido. La capacità di deformazione dei perni è stata raggiunta nei piani 2-3, dove sono comparse le prime cerniere plastiche. Vale la pena notare che allo spostamento di interpiano massimo raggiunto sperimentalmente, le cerniere plastiche dei perni sono al livello di prestazione LS e le cerniere plastiche delle travi del telaio semi-rigido sono al livello di prestazione IO.



a) Primo snervamento b) Livello prestazionale IO c) Spostamento sperimentale massimo

Fig. 4.21: Telaio deformato e formazione di cerniere plastiche

Per verificare la prestazione strutturale con sollecitazioni sismiche minori o superiori, sono stati introdotti tre livelli di progettazione, di Servizio (SLE), Ultimo (SLU), di Collasso (SLC). Ciò è stato possibile mediante l'applicazione di un fattore di scala alla PGA del terremoto di progetto come segue: fattore di scala SLE 0,5, fattore di scala SLU 1,0, fattore di scala SLC 1,5. Per questi livelli di progetto sono stati determinati i punti prestazionali e gli spostamenti di interpiano. La Tabella 4.14 mostra i valori massimi di spostamento di interpiano, gli spostamenti sperimentali (Sezione 4.2.2) e i valori proposti dalla FEMA-356 [18] per Telai con Controventi in Acciaio. Si può notare che i valori di spostamento analitici sono inferiori a quelli sperimentali che sono simili a quelli proposti dalla FEMA-356 per Telai con Controventi in Acciaio.

Tabella 4.14: Confronto tra gli spostamenti di interpiano FEMA, analitici e sperimentali (%)

Stati limite	Sperimentali	Analitici	FEMA-356
			Telai con Controventi

SLE	0,66	0,66	0,50
SLU	1,38	1,19	1,50
SLC	2,25	1,82	2,00

È stata valutata anche la prestazione di edifici con collegamenti a perno FUSEIS per diversi tipi di giunti trave-colonna. Sono stati esaminati due casi aggiuntivi, considerando i giunti rispettivamente rigidi e a cerniera. Nel primo caso sono state rimosse le molle rotazionali e sono state introdotte cerniere plastiche di tipo flessionale (cerniera tipo M3). La struttura è stata denominata come FUSEIS+FR per indicare il fatto che il sistema sismo-resistente è una combinazione tra il sistema FUSEIS e un telaio a nodi rigidi. Nel secondo caso sono state introdotte cerniere alle estremità delle travi con proprietà non lineari per taglio (cerniera tipo V2). La struttura è stata denominata FUSEIS, in quanto esso era l'unico sistema sismo-resistente. Come già menzionato, la struttura iniziale con i giunti trave-colonna semi-rigidi è stata designata come FUSEIS+PF.
Le curve di capacità delle strutture con i tre tipi di collegamento sopra menzionati (FUSEIS+FR, FUSEIS+PF, FUSEIS) sono riportate in Fig. 4.22. La forma delle curve di capacità indica che la plasticizzazione dei singoli perni non ha modificato la pendenza della curva. Al contrario, quando molti perni plasticizzano simultaneamente, la pendenza si modifica e la struttura diventa meno rigida. È stato osservato che l'azione MRF (FUSEIS+FR o FUSEIS+PF) ha aumentato la capacità del telaio e ha portato a spostamenti inferiori rispetto al telaio incernierato (FUSEIS). Tali risultati confermano quanto presentato al paragrafo 5.2 (1) in cui il telaio PF è stato proposto come il sistema più efficace da combinare con il collegamento a perno FUSEIS in quanto sfrutta i vantaggi sia del sistema MRF che del sistema FUSEIS ed è più facile da realizzare nella pratica rispetto a un FUSEIS+FR.

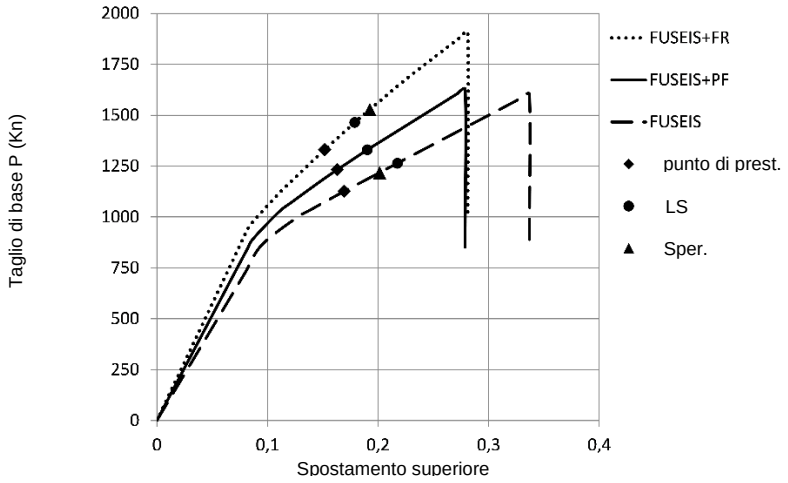


Fig. 4.22: Confronto delle curve di capacità dei telai FUSEIS+FR, FUSEIS+PF e FUSEIS

4.6.4.2 Valutazione del fattore di struttura q

Per la valutazione del fattore di struttura (fattore q), è stata seguita la procedura descritta di seguito. Il fattore di struttura viene definito dall'Equazione (4.34) come il prodotto tra duttilità (q_μ) e sovraresistenza (Ω).

$$q = q_\mu \cdot \Omega \qquad \text{Eq. (4.34)}$$

In Fig. 4.23 vengono forniti una curva di capacità tipica e i parametri utilizzati per la valutazione del fattore di struttura. La duttilità q_μ viene determinata come rapporto tra lo spostamento effettivo quando le rotazioni del perno raggiungono lo spostamento sperimentale a SLU (o il livello di prestazione SLU $\delta_{LS,exp}$, a seconda di quale sia più sfavorevole) e lo spostamento al limite elastico di un sistema equivalente bilineare δ_{el}, Equazione (4.35).

$$q_\mu = \frac{\delta_{LS,Exp}}{\delta_{el}} \qquad \text{Eq. (4.35)}$$

La sovraresistenza viene definita come il rapporto tra la forza di taglio al limite elastico ($V_{LS,Exp}$) del sistema bilineare e la forza di taglio di progetto (V_d) che viene calcolata con riferimento al primo nodo, Equazione (4.37).

$$\Omega = \frac{V_{LS,Exp}}{V_d} \qquad \text{Eq. (4.36)}$$

$$V_d = n \cdot M \cdot S_d(T_1) \qquad \text{Eq. (4.37)}$$

Dove n è il rapporto di massa partecipante del modo fondamentale, M è la massa totale e $S_d(T_1)$ è l'accelerazione dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 del primo modo.

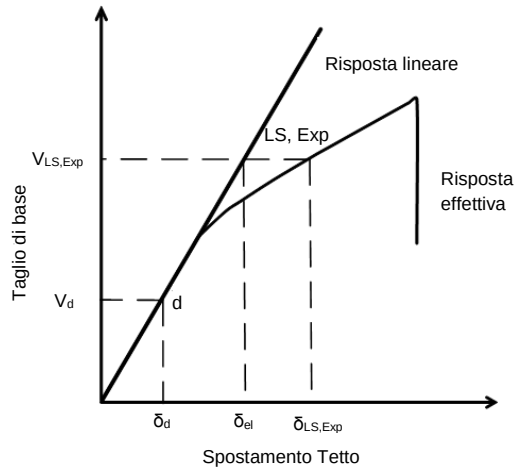


Fig. 4.23: Valutazione del fattore di struttura dalla curva di capacità

La duttilità calcolata, i fattori di struttura e sovraresistenza del telaio FUSEIS+PF sono forniti nella Tabella 4.15. Il fattore q calcolato è superiore a 3, il valore considerato nel progetto.

Tabella 4.15: Fattori di struttura q calcolati

q_μ	Ω	q
1,48	2,08	3,07

4.6.5 Analisi dinamiche non lineari (time-history)

Tramite l'utilizzo di accelerogrammi reali, caratteristici di terremoti di forte intensità, sono state eseguite analisi dinamiche non lineari sul telaio in esame per valutare se la progettazione elastica con il fattore di struttura soddisfa gli obiettivi di prestazione sismica. Analogamente all'analisi statica non lineare, sono stati esaminati giunti colonna-trave a cerniera (FUSEIS) oltre a quelli semi rigidi (FUSEIS+PF). Le condizioni di carico iniziali erano identiche a quelle dell'analisi statica non lineare, prendendo in considerazione i carichi gravitazionali della combinazione sismica. I modelli utilizzati nelle analisi precedenti sono stati opportunamente modificati per includere il comportamento isteretico dei perni. Elementi tipo “link” non lineari con proprietà plastiche cinematiche multi-lineari, secondo quanto descritto al paragrafo 4.5.4, sono state assegnate ai perni, come mostrato in Tabella 4.16.

Tabella 4.16: Proprietà di collegamento non lineari

Perno Φ70		
Punto	θ(rad)	M(kNm)
1	-0,181	-26,61
2	-0,036	-13,30
3	0	0
4	0,036	13,30
5	0,181	26,61

Perno Φ80		
Punto	θ(rad)	M(kNm)
1	-0,159	-39,72
2	-0,032	-19,86
3	0	0
4	0,032	19,86
5	0,159	39,72

Perno Φ85		
Punto	θ(rad)	M(kNm)
1	-0,150	-47,66
2	-0,030	-23,83
3	0	0
4	0,030	23,83
5	0,150	47,66

Perno Φ90		
Punto	θ(rad)	M(kNm)
1	-0,141	-56,54
2	-0,028	-28,27
3	0	0
4	0,028	28,27
5	0,141	56,54

Perno Φ90		
Punto	θ(rad)	M(kNm)
1	-0,141	-56,54
2	-0,028	-28,27
3	0	0
4	0,028	28,27
5	0,141	56,54

4.6.5.1 Accelerogrammi considerati

Le analisi dinamiche non lineari (tipo time-history) sono state eseguite secondo le procedure descritte in FEMA-P695 [23]. Il telaio esaminato è stato sottoposto a una serie di accelerogrammi ottenute dal set di registrazioni Far-Field, in quanto ritenuto appropiato per la valutazione del collasso degli edifici. Questo set comprende ventidue coppie di componenti dei più intensi accelerogrammi del database PEER NGA e con riferimento a siti situati a 10 o più km dall'epicentro.

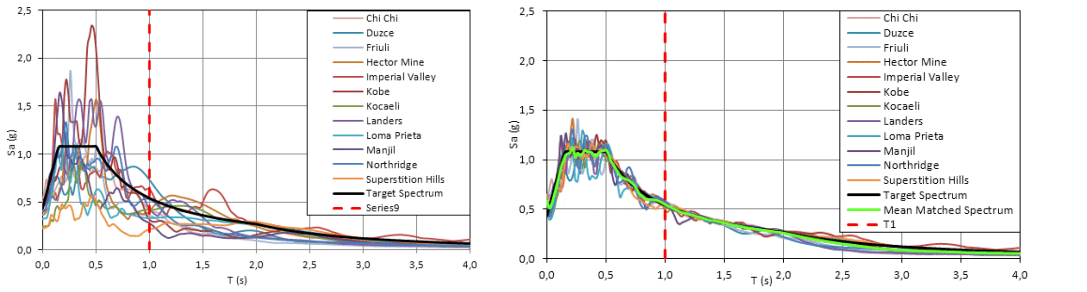
Gli accelerogrammi sono stati scalati mediante il software SeismoMatch [24] che è in grado di calibrare gli accelerogrammi in modo che il loro spettro di risposta in accelerazione corrisponda a uno spettro di risposta obiettivo. La scelta degli accelerogrammi è stata basata sulle regole della EN 1998-1-1 [13] per accelerogrammi registrati. Secondo Vamvatsikos e Cornell [25], per edifici di media altezza, sono solitamente sufficienti tra i dieci e i venti accelerogrammi per fornire con un'accuratezza sufficiente una stima dell'input sismico. Tutte le coppie di accelerogrammi Far-Field sono stati scalati e infine dodici di essi sono stati selezionati in base al criterio della EN 1998-1-1 [13], che richiede che nell'intervallo dei periodi tra $0.2T_1$ e $2T_1$ (periodo fondamentale T1) nessun valore dello spettro medio deve essere inferiore al 90% del valore corrispondente dello spettro di risposta elastica. Le caratteristiche di questi accelerogrammi sono state rappresentative per la struttura esaminata come mostrato dai risultati in termini di deformazione mostrati nelle Sezioni 4.6.5.2 e 4.6.5.3

Tabella 4.17: Tipologie e configurazioni degli accelerogrammi del PEER-NGA (FEMA - P695 [23])

N.	Anno	Registrazioni orizzontali	Stazione	PGA max (g)
1	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0,51
2	1999	Duzce, Turchia	Bolu	0,82
3	1976	Friuli, Italia	Tolmezzo	0,35
4	1999	Hector Mine	Hector	0,34
5	1979	Imperial Valley	Delta	0,35
6	1995	Kobe, Giappone	Nishi-Akashi	0,50
7	1999	Kocaeli, Turchia	Duzce	0,36
8	1992	Landers	Coolwater	0,42
9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array	0,37
10	1990	Manjil, Iran	Abbar	0,51

11	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	0,48
12	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	0,26

La Fig. 4.24 mostra gli spettri di risposta delle registrazioni far-field normalizzate e lo spettro medio risultante insieme allo spettro target. La Fig. 4.24b illustra anche la risposta spettrale media, calcolata da tutti gli accelerogarmmi che nell'intervallo dei periodi tra $0.2T_1$ e $2T_1$, si scosta meno del 6.7% rispetto ai valori corrispondenti dello spettro obiettivo. Gli accelerogrammi scelti sono risultati più intensi di quelli iniziali in quanto derivavano dalla loro calibrazione sui valori di picco dello spettro di risposta obiettivo. Sebbene tale approccio è sfavorevole e conduce a risultati conservativi, è stato considerato adeguato a valutare le prestazioni e verificare la metodologia di progettazione dell'innovativo sistema di collegamento a perno FUSEIS.



a) Normalizzato b) Abbinato e Media di abbinamento

Fig. 4.24: Risposta delle pseudo-accelerazioni

4.6.5.2 Spostamenti residui in sommità

La risposta dinamica del sistema sotto accelerogrammi reali è stata inizialmente valutata attraverso gli oscillogrammi della sommità del telaio esaminato per i record sismici selezionati. La Fig. 4.25 mostra gli oscillogrammi per i due tipi di giunti trave-colonna, FUSEIS e FUSEIS+PF per i terremoti di Kobe e Duzce.

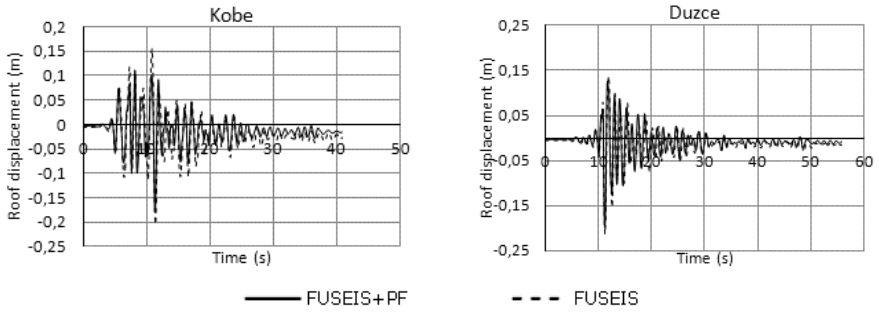


Fig. 4.25: Oscillogrammi della sommità del telaio

Gli spostamenti residui in sommità sono stati divisi per l'altezza del telaio (17m) per calcolare gli spostamenti globali residui, considerati un criterio essenziale non solo per la progettazione di nuovi edifici, ma anche per la valutazione di edifici esistenti

dopo un evento sismico. I valori degli spostamenti globali residui sono riassunti nella Tabella 4.18. Tali valori sono vicini allo zero con un valore massimo di 0,157%, nel telaio FUSEIS, inferiore rispetto al valore limite dello 0,5% della FEMA 356 [18] per Telai con Controventi in Acciaio a IO.

Tabella 4.18: Spostamenti residui globali (%)

Registrazione sismica	FUSEIS + PF	FUSEIS
Chi-Chi, Taiwan	0,043	0,026
Duzce, Turchia	0,045	0,084
Friuli, Italia	0,043	0,053
Hector Mine	0,062	0,040
Imperial Valley	0,027	0,073
Kobe, Giappone	0,090	0,156
Kocaeli, Turchia	0,021	0,117
Landers	0,052	0,069
Loma Prieta	0,034	0,013
Manjil, Iran	0,023	0,048
Northridge	0,064	0,003
Superstition Hills	0,010	0,011
Media	0,043	0,058
Deviazione standard (±)	0,022	0,046

Tali risultati indicano che il sistema di collegamento a perno FUSEIS è in grado di ricentrare automaticamente la struttura a seguito di un terremoto di forte intensità. Le travi e le colonne sono rimaste elastiche e non hanno partecipato alla resistenza laterale dell'edificio. Le deformazioni anelastiche si sono concentrate solo nei perni FUSEIS, mentre le colonne del sistema e le travi di alloggiamento hanno riportato la struttura alla sua posizione iniziale. Pertanto, si può affermare che il sistema di collegamento a perno FUSEIS, con una progettazione appropriata, può essere considerato possedere proprietà autocentranti, lasciando la struttura con spostamenti residui minimi e consentendo un'immediata operatività dopo il terremoto.

4.6.5.3 Spostamenti di interpiano

La prestazione del collegamento a perno FUSEIS è stata esaminata anche in termini di spostamenti di interpiano. Nella Fig. 4.26, sono mostrati gli spostamenti di interpiano residui e massimi nel caso degli eventi sismici di Kobe e Duzce.

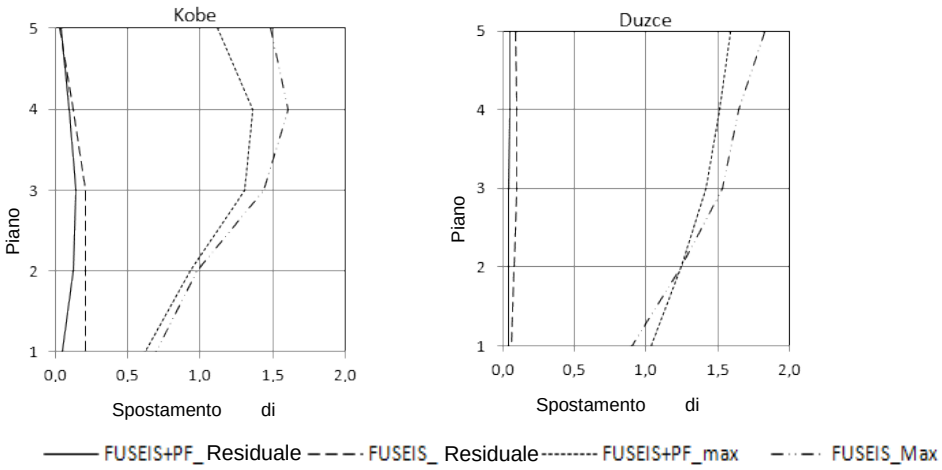


Fig. 4.26: Cronologie degli spostamenti del tetto

Gli andamenti sono simili per entrambi i casi considerati, FUSEIS+PF e FUSEIS. Si può notare che i valori di spostamento di interpiano residui sono vicini allo zero, similmente allo spostamento residuo della sommità e che gli spostamenti di interpiano per il FUSEIS+PF sono inferiori a quelli in cui il sistema FUSEIS lavora singolarmente. La Tabella 4.19 mostra gli spostamenti di interpiano massimi che sono compresi tra il valore limite sperimentale allo SLU (1,38%) e allo SLC (2,25%).

Tabella 4.19: Confronto di spostamenti di interpiano massimi (%)

Registrazione sismica	FUSEIS+PF	FUSEIS	Rapporto
Chi-Chi, Taiwan	1,63	1,91	1,18
Duzce, Turchia	1,59	1,83	1,15
Friuli, Italia	1,47	1,79	1,22
Hector Mine	1,41	1,52	1,08
Imperial Valley	1,34	1,56	1,17
Kobe, Giappone	1,37	1,61	1,18
Kocaeli, Turchia	1,47	1,61	1,10
Landers	1,53	1,79	1,16
Loma Prieta	1,48	1,58	1,07
Manjil, Iran	1,02	1,17	1,15
Northridge	1,56	1,80	1,15
Superstition Hills	1,34	1,60	1,20

4.6.5.4 Fatica oligociclica

I test ciclici di cui al paragrafo 4.2.2 hanno mostrato che i perni sviluppano grandi rotazioni plastiche a causa della loro piccola lunghezza pertanto è possibile che durante un evento sismico cedano prematuramente a causa di fatica oligociclica. Le analisi non lineari hanno permesso di determinare l'indice di danno dei perni, come descritto al paragrafo 4.5.4 (3). La Tabella 4.20 riassume l'indice di danno calcolato per il telaio FUSEIS+PF per tutti gli accelerogrammi esaminati e, come mostrato, il criterio di Miner, viene soddisfatto in tutti i casi.

Tabella 4.20: Indice di danno

Registrazione sismica	Indice di Danno (D ≤ 1)
Chi-Chi, Taiwan	0,09
Duzce, Turchia	0,16
Friuli, Italia	0,11
Hector Mine	0,45
Imperial Valley	0,88
Kobe, Giappone	0,15
Kocaeli, Turchia	0,13
Landers	0,26
Loma Prieta	0,34
Manjil, Iran	0,19
Northridge	0,27
Superstition Hills	0,15

4.6.5.5 Analisi Dinamica Incrementale (IDA)

La risposta inelastica del sistema è stata ulteriormente valutata attraverso il metodo dell'Analisi Dinamica Incrementale (IDA) secondo le procedure fornite da Vamvatsikos e Cornell [26] e dalla FEMA 695 [23]. Al fine di generare le curve IDA, gli accelerogrammi al paragrafo 6.5.1 sono stati inizialmente normalizzati a cinque intensità 0.50/0.75/1.00/1.25/1.50 e poi a intensità maggiori fino a quando non si è verificata una non convergenza numerica. Ogni curva IDA è stata definita in base alla Misura di Intensità (IM) e Misura del Danno (DM), che corrispondono rispettivamente all'accelerazione spettrale del primo modo S_a (T1.5%) e allo spostamento di interpiano massimo θ_{max}.

La Fig. 4.27 include le curve IDA per tutti gli accelerogrammi presi in esame. Si osserva che tutte le curve iniziano con una parte elastica con pendenza costante fino allo snervamento che si verifica a S_a (T1,5%)≈0,4g e θ_{max}≈1,0%, seguito da una parte con pendenza leggermente più grande dovuta all'incrudimento e termina con un "plateau" in corrispondenza del valore più elevato di accelerazione per cui si verifica convergenza numerica quando si è verificata l'instabilità dinamica globale e qualsiasi ulteriore incremento di accelerazione (IM) avrebbe portato a una risposta praticamente infinita in termini di danno (DM). Inoltre, va notato che le curve IDA sono conservative in termini di IM e hanno una piccola dispersione, giustificata dal metodo di scelta degli accelerogrammi applicato dal software SeismoMatch [24], come descritto al paragrafo 4.6.5.1.

Per poter valutare le prestazioni del sistema sulle curve IDA sono stati definiti i tre stati limite Operatività Immediata (IO), Salvaguardia della Vita (LS), Prevenzione del Collasso (CP) basati sugli spostamenti sperimentali massimi (SLE, SLU, SLC). I valori corrispondenti IM e DM sono forniti nella Tabella 4.21.

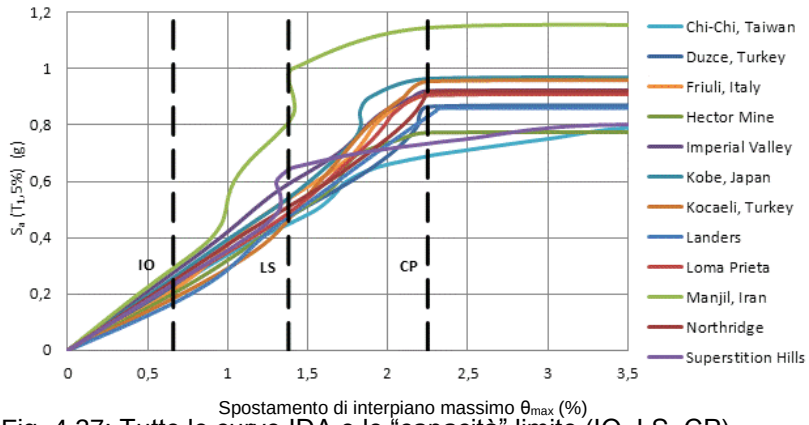


Fig. 4.27: Tutte le curve IDA e le "capacità" limite (IO, LS, CP)

Tabella 4.21: I valori di capacità di IM e DM per tutti gli accelerogrammi e per ciascun stato limite (IO, LS, CP)

Registrazione sismica	S_a (T_1,5%) (g)			θ_{max} (%)		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
Chi-Chi, Taiwan	0,22	0,45	0,69	0,66	1,38	2,25
Duzce, Turchia	0,23	0,48	0,87			
Friuli, Italia	0,21	0,54	0,91			
Hector Mine	0,20	0,47	0,77			
Imperial Valley	0,28	0,59	0,92			
Kobe, Giappone	0,26	0,54	0,96			
Kocaeli, Turchia	0,18	0,46	0,96			
Landers	0,17	0,48	0,83			
Loma Prieta	0,24	0,49	0,91			
Manjil, Iran	0,29	0,81	1,15			
Northridge	0,25	0,51	0,92			
Superstition Hills	0,24	0,64	0,73			

Le curve IDA sono riepilogate in termini percentile del 16%, 50% e 84%. La Fig. 4.28 mostra solo la curva mediana (50%) poiché le altre due si discostano solo leggermente da essa a causa della piccola dispersione delle curve IDA. La figura include anche i punti a IO, LS e CP, definiti dagli spostamenti di interpiano calcolati dai risultati sperimentali θ_{max} e i valori medi (50%) di S_a (T1,5%) ottenuti dalla Tabella 4.21 dopo averli organizzati in ordine crescente (S_a (T1,5%)=0,23g, 0,49g, 0,91g). È possibile osservare che questi tre punti sono molto vicini alla curva mediana e verificano la definizione di tali stati limite.

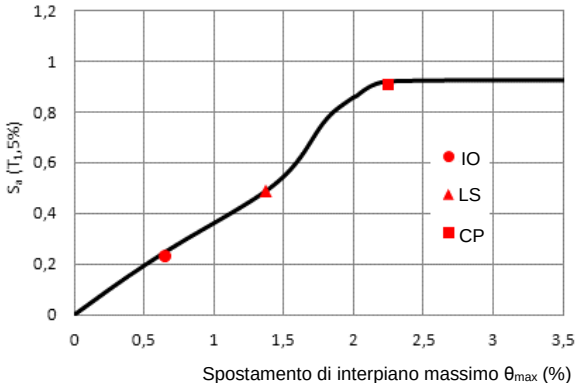


Fig. 4.28: Frattile 50% IDA (curva mediana)

4.6.6 Confronto dei risultati tra metodi di analisi

Nel tentativo di verificare la metodologia di progettazione proposta, fatta eccezione per i risultati analitici, si è ritenuto necessario confrontare tra loro i risultati delle analisi incrementali dinamiche non-lineari (IDA), statiche non lineari (Pushover) ed elastiche multi-modali, mostrati nei paragrafi precedenti. Lo spostamento di interpiano è stato selezionato come il parametro più rappresentativo di tale confronto in quanto fornisce una valutazione del livello di danno delle strutture per stati limite diversi e si è dimostrato fondamentale per la progettazione del sistema di collegamento a perno FUSEIS. La Fig. 4.29 riassume gli spostamenti di interpiano calcolati mediante i diversi metodi di analisi.

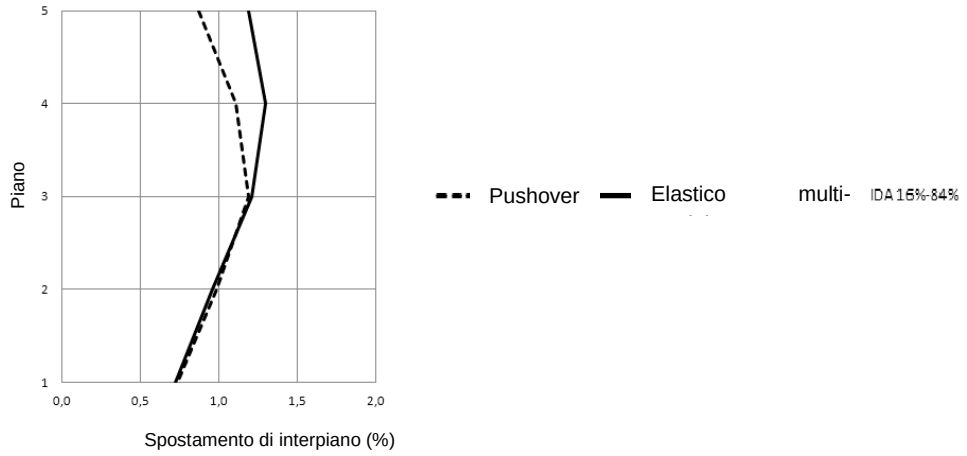


Fig. 4.29: Spostamenti di interpiano dalle analisi lineari, pushover (SPO) e IDA

I risultati delle dinamiche sono stati rappresentati per una zona limitata tra i valori che corrispondono ai frattili 16% e 84% IDA. La curva elastica è all'interno dell'intervallo delle curve IDA mentre la curva di pushover (SPO) è leggermente inferiore ai due piani superiori, in quanto non tiene in conto dell'influenza dei nodi superiori. Non è apparso alcun meccanismo di piano debole e gli spostamenti di interpiano non hanno superato in nessun tipo di analisi il valore limite sperimentale di 1,38% allo SLU, il che indica l'adeguatezza delle regole di progettazione proposte

che non considerano errori nelle misurazioni sperimentali o grande dispersione dei dati sperimentali.

4.7 CONCLUSIONI

Lo studio di cui sopra introduce l'innovativo sistema antisismico di collegamento a perno FUSEIS e presenta alcune delle importanti caratteristiche prestazionali globali del sistema; vanno fatte le seguenti osservazioni:

a) Il sistema presenta un ottimo comportamento sotto carico sismico: grande resistenza, rigidezza e capacità di assorbimento di energia. La resistenza sismica di un edificio può essere ottenuta tramite un adeguato numero di sistemi posizionati nelle direzioni appropriate.

b) Può essere progettato come più flessibile/rigido a seconda dei tipi di sezione e della loro distribuzione tra i piani. Il numero dei piani e i carichi influenza fortemente le sezioni e la geometria del sistema.

c) Rappresenta una soluzione architettonica versatile per la stabilità laterale delle strutture rispetto a telai con controventi in quanto può essere posizionato in piccole aree dell'edificio che non creano interruzioni in pianta. Possono anche costituire parti visibili dell'edificio, evidenziandone il sistema sismo-resistente.

d) Le deformazioni inelastiche sono strettamente limitate ai perni dissipativi che impediscono la diffusione del danno nel resto degli elementi strutturali. I perni sono di facile fabbricazione, installazione e rimozione, se risultano danneggiati dopo un evento sismico, dato che sono piccoli e di semplice geometria e non fanno parte del sistema portante dei carichi verticali.

e) Le norme per la progettazione sismica dei telai con collegamento a perno FUSEIS, comprese le raccomandazioni pratiche sulla scelta dei fusibili appropriati e delle verifiche dei componenti, sono state formulate in una Guida di Progettazione pronte per essere introdotte nella Normativa. Sono stati definiti i dettagli strutturali e le misure costruttive.

f) L'indice di danno per i fusibili a perno può essere determinato dalla curva di fatica proposta nella Guida di Progettazione.

g) Il sistema è in grado di garantire un controllo efficiente sia sullo spostamento che sulle deformazioni, esibendo un comportamento autocentrante che consente l'immediata operatività dopo il terremoto.

In conclusione, si può notare che la presente ricerca, in linea con la tendenza internazionale dell'ingegneria sismica, introduce sistemi "intelligenti" che sono in grado di dissipare l'energia sismica in ingresso e possono essere facilmente sostituiti e riparati, se necessario. L'adozione di sistemi di collegamento a perno FUSEIS sfrutta i noti vantaggi dell'acciaio in condizioni sismiche e fornisce soluzioni migliori in termini economici e di sicurezza.

4.8 CAMPO DI APPLICAZIONE

Questi fusibili innovativi possono essere applicati a edifici in acciaio multi-piano e sostituire i sistemi convenzionali utilizzati in tutto il mondo (come telai con controventi eccentrici e concentrici, telai tipo Moment-Resisting, ecc.) combinando duttilità e trasparenza architettonica con la rigidezza.

4.9 PUBBLICAZIONI

Pubblicazioni in riviste internazionali

1. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, “Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) experimental analysis”, Steel Construction Design and Research, Volume 5, Issue 4, pagg. 212-221, 2012.
2. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, “Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)”, Engineering Structures, Volume 90, pagg. 83–95, 2015.

4.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) - Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. International Journal of Steel Structures 2005; 5(5):453-464.
2. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) - Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. Stahlbau 2006; 75(12):993-1003.
3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. Bauingenieur 2007; 82(3):125-133.
4. Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado,L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommavilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
5. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; 128(9):1111-1120.
6. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan 1996; 484:111- 120.
7. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel braced buildings with buckling-restrained braces. Engineering Structures 2003; 25(5):665-666.
8. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. Earthquake Spectra 1993; 9(3):505-528.
9. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. Earthquake Spectra 1995; 11(4):545-568.
10. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. Engineering Structures 1997; 19(10):811-820.
11. Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
12. Vayas, I., Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.

13. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
15. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
16. Abaqus 6.10 online documentation, Simulia, 2010
17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
18. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
19. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
20. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
21. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
22. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
23. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
24. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
25. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
26. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pagg. 491-514.
27. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
28. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016

5 COPRIGIUNTI BULLONATI TIPO FUSEIS

5.1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del Programma europeo di ricerca RFSR-CT-2008-00032 "Elementi dissipativi per strutture in acciaio sismo-resistenti" (Acronimo: FUSEIS) sono stati introdotti due innovativi sistemi dissipativi, denominati FUSEIS1 e FUSEIS2, nonché sviluppate le relative linee guida di progettazione. Il primo tipo (FUSEIS1) viene utilizzato come una "parete di taglio" dissipativa, mentre il secondo tipo (FUSEIS2) è concepito come "cerniera plastica sostituibile" per telai tipo Moment-Resisting. A seconda del tipo di collegamento, il FUSEIS2 viene ulteriormente suddiviso in due sistemi: Coprigiunti saldati o bullonati tipo FUSEIS. Il presente rapporto mostra i risultati delle indagini sulla prestazione sismica dei coprigiunti bullonati tipo FUSEIS, introduce le procedure di progettazione per edifici a struttura in acciaio e mista acciaio-calcestruzzo, in presenza degli elementi dissipativi e illustra alcuni casi studio.

5.2 DESCRIZIONE DEI COPRIGIUNTI BULLONATI TIPO FUSEIS

I coprigiunti bullonati FUSEIS sono un tipo di fusibili sismici per telai in acciaio e composti acciaio-calcestruzzo di tipo Moment-Resisting che forniscono buone prestazioni sismiche e facilità di riparazione. Essi consistono in un indebolimento della sezione trasversale posizionato alle estremità della trave ad una data distanza dai collegamenti trave-colonna, evitando in questo modo potenziali fratture fragili nelle saldature. Si comportano come i fusibili dissipativi sismici, forzando la formazione della cerniera plastica nel fusibile attraverso la concentrazione di comportamenti inelastici, impedendo la diffusione del danno nelle travi e nelle colonne, concentrando in modo efficace tutto il danneggiamento e sono di facile sostituzione, in modo che i lavori di riparazione dopo un terremoto siano limitati alla sostituzione dei fusibili con fusibili nuovi, garantendo così lavori di riparazione a basso costo e molto veloci. L'avere un aspetto e una procedura di calcolo semplice li rendono di facile realizzazione.

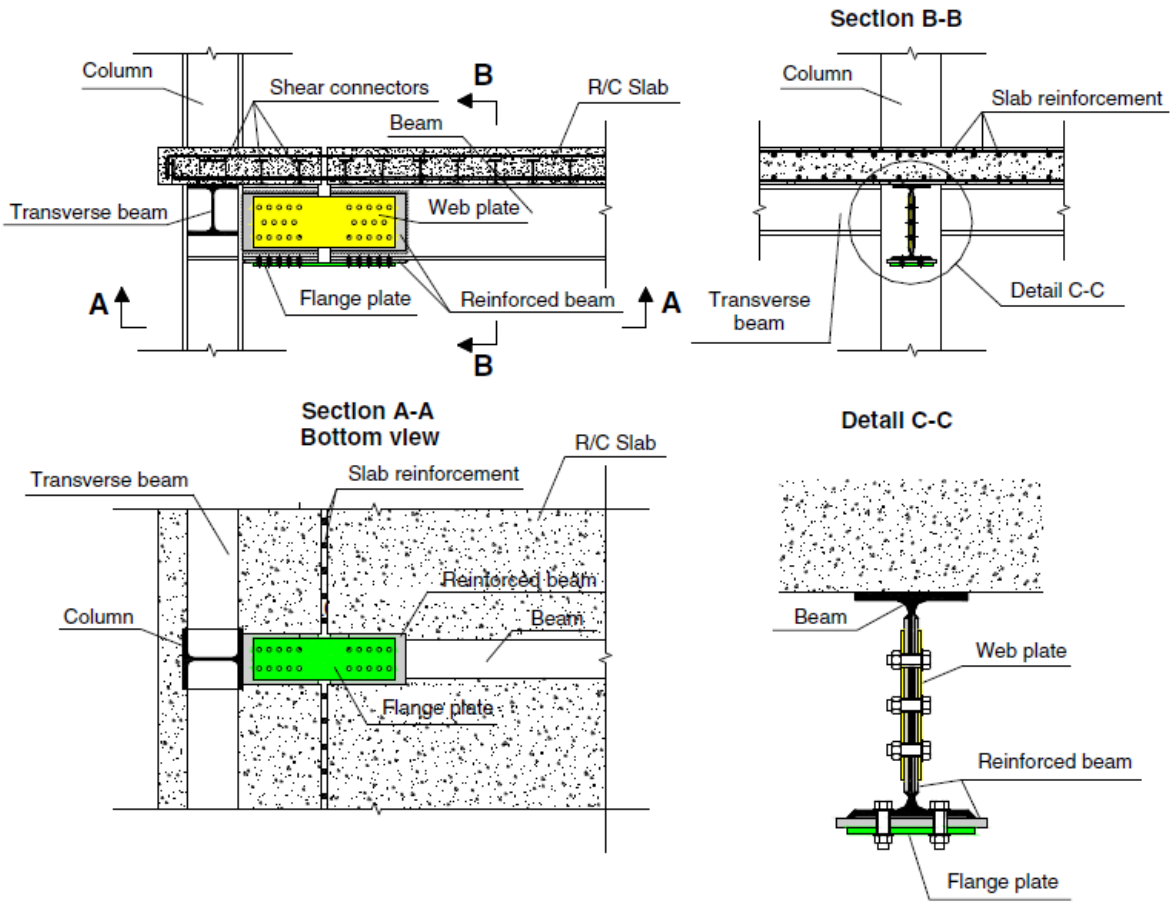


Fig. 5.1: Elementi della sezione principale FUSEIS

Il coprigiunto bullonato FUSEIS raggiunge prestazioni di resistenza sismica introducendo una discontinuità nelle travi composte di un telaio tipo Moment-Resisting e congiungendo le due parti della trave attraverso piastre in acciaio bullonate all'anima e all'ala inferiore della trave. I collegamenti tra le piastre di acciaio e le travi sono ottenuti mediante bulloni per collegamento ad attrito ad elevata resistenza (HSFG) Tali bulloni vengono serrati secondo le disposizioni contenute nella norma EN 14399-2:2005 [1]. La parte della trave vicino al collegamento è rinforzata con piastre di acciaio aggiuntive saldate sia all'anima sia all'ala inferiore della trave. Al fine di ottenere un'adeguata sovraresistenza e quindi concentrare tutto il danno nel fusibile, viene rafforzata anche la parte della trave vicina al collegamento con la colonna. Non ci sono indicazioni di progettazione rigorose per queste piastre di rinforzo, ma i campioni sottoposti a test sono stati dotati di piastre di rinforzo con sezioni approssimativamente equivalenti a quelle delle parti corrispondenti del profilo in acciaio (anima o ala). Il raddoppio della sezione dell'anima e dell'ala impedisce il rifollamento che altrimenti si potrebbe sviluppare nei fori, semplificando le procedure di riparazione e limitando lo slittamento nei bulloni corrispondenti. La Fig. 5.1 mostra la configurazione del fusibile su un tipico collegamento trave-colonna.

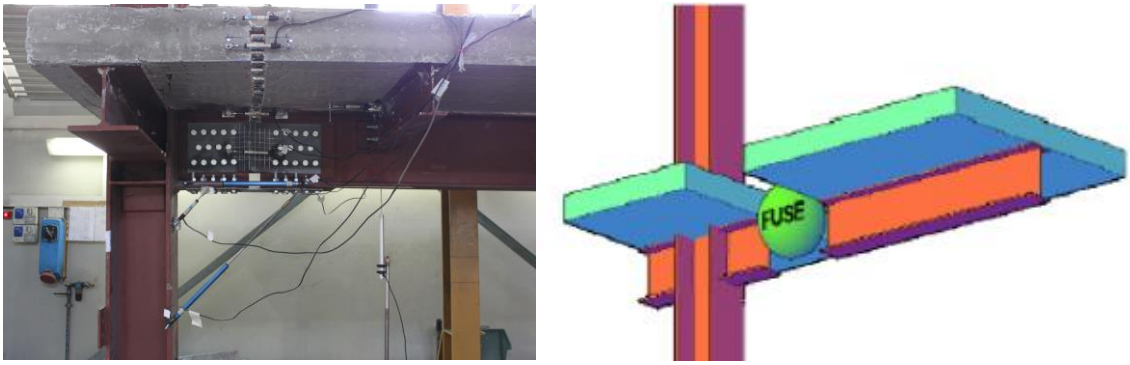


Fig. 5.2: Fusibile in un telaio di tipo Moment-Resisting

Per evitare la rottura del calcestruzzo nella sezione del fusibile a causa della deformazione di flessione, viene lasciato uno spazio nella soletta in calcestruzzo nella sezione del fusibile. Le barre d'armatura non sono interrotte nella sezione vuota. Lo scopo di tale vuoto è quello di consentire una deformazione rotazionale concentrata nella sezione, evitando sia la frantumazione del calcestruzzo sia il danneggiamento delle eventuali finiture del pavimento (come piastrelle o altro). Per tale motivo, questo spazio è concepito per esistere ovunque ci sia la necessità di accogliere una deformazione rotazionale concentrata secondo la deformata globale dell'edificio sotto azione sismica, a condizione che sia garantito il comportamento a diaframma nel piano.

Barre di armatura aggiuntive sono posizionate nell'area di vuoto (gap) per garantire un comportamento elastico della trave in acciaio e che il centro di rotazione rimanga tra i due strati di barre di acciaio. Questo rinforzo in acciaio superiore e inferiore garantisce anche l'azione a diaframma in strutture reali. La lunghezza delle barre di rinforzo aggiuntive è tale da poter sviluppare completamente l'aderenza con il calcestruzzo. Grazie a questa disposizione, le piastre in acciaio nei fusibili possono essere facilmente deformate e instabilizzate, provocando una dissipazione energetica senza danneggiare l'intera struttura. Allo stesso tempo la soletta in calcestruzzo armato non subisce un danno significativo anche in presenza di grandi spostamenti di interpiano.

5.3 INDAGINI SPERIMENTALI

5.3.1 Indagini sperimentali sui coprigiunti dissipativi

Sono stati condotti test sperimentali su tre diversi sotto-assemblaggi di un collegamento trave-colonna al laboratorio di ingegneria strutturale dell'Instituto Superior Tecnico dell'Università di Lisbona.

5.3.1.1 Configurazione di prova e geometria del campione

La configurazione di prova è costituito da un tipico sotto-assemblaggio trave-colonna, composto da una trave composta con profilo IPE300 che supporta una

soletta in calcestruzzo armato di 150 mm di spessore e 1450 mm di larghezza, con una colonna in HEB240.
La larghezza dello spazio nella parte calcestruzzo armato del fusibile potrebbe essere differente da quella delle parti in acciaio del fusibile. I valori consigliati per la larghezza della fessura nel calcestruzzo armato (soletta) e nelle parti in acciaio sono, rispettivamente, il 20% dell'altezza della soletta e il 10% dell'altezza totale della sezione composta. Si prevede che il comportamento non lineare si concentri solo sulle piastre dei fusibili, che possono essere facilmente sostituite sbullonando le piastre danneggiate e imbullonando le nuove.
La differenza tra i campioni di prova è la lunghezza libera di imbozzamento L_0 misurata tra le file di bulloni più interne dei fusibili. All'interno di tale lunghezza, sia le flange che le piastre d'anima non sono rigide e pertanto sono libere di instabilizzarsi. I seguenti tre diversi valori di L_0 sono stati scelti per ciascun sottocomponente: 140, 170 e 200 mm. Questi fusibili differivano in termini di parametri geometrici delle piastre d'ala, mentre le piastre di anima progettate per resistere alle forze di taglio dovrebbero avere le stesse dimensioni in tutti i test. Pertanto, le uniche dimensioni della sezione trasversale che cambiano tra i test sono stati lo spessore (t_f) e la larghezza (b_f) della piastra d'ala. Ciascun test è stato eseguito fino alla completa rottura della piastra d'ala del fusibile, dopo di che le piastre dei fusibili sono state sostituite con nuove piastre ed è stata eseguita un'altra prova. L'ordine di prova è stato il seguente: prima le piastre D, A, B e C, seguite da una ripetizione di questo set di piastre, eseguita nello stesso ordine. La Tabella 5.1 illustra le dimensioni delle piastre d'ala dei campioni dei fusibili. I test monotonici sono stati condotti dopo la conclusione dei test ciclici.

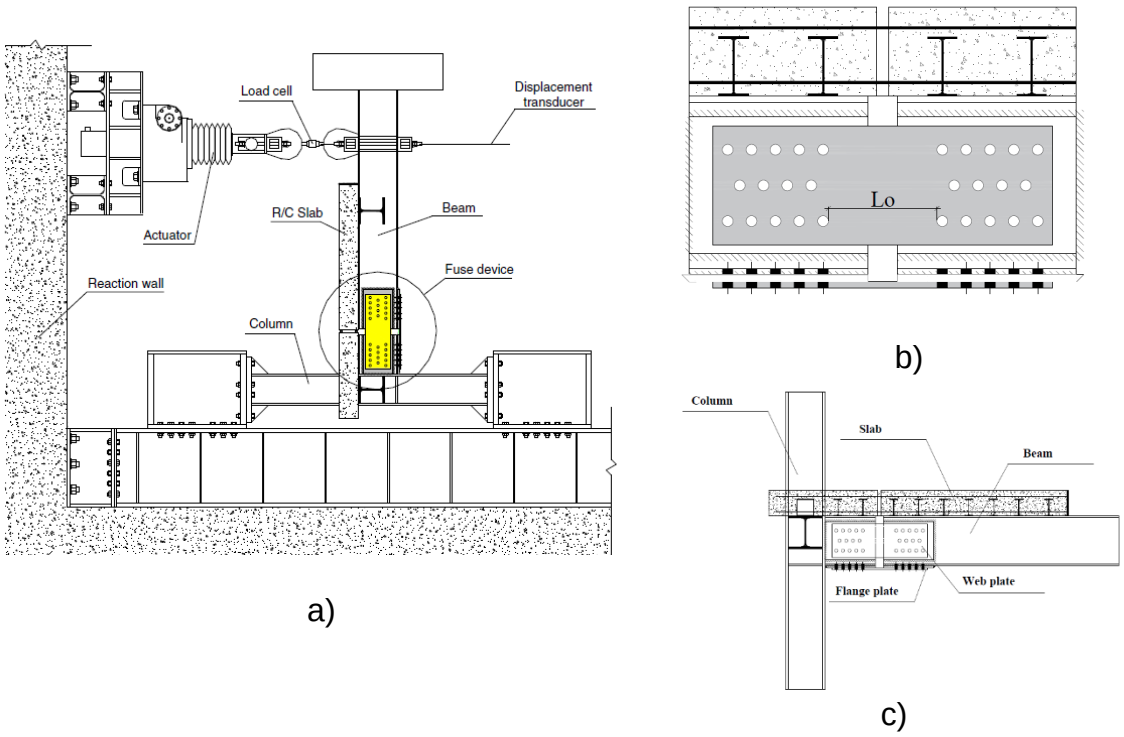


Fig. 5.3: Struttura sperimentale di prova a) quadro generale della prova sperimentale b) lunghezza libera di imbozzamento c) posizionamento del coprigiunto bullonato

Tabella 5.1: Dimensioni delle piastre d'ala dei campioni dei fusibili (in mm)

Piastra d'ala	A	B	C	D
t_f	10	10	12	8
b_f	120	170	150	140

5.3.1.2 Risultati delle prove monotone

Il comportamento monotono può essere confrontato con il comportamento ciclico nella Fig. 5.4. Entrambi i diagrammi sono molto simili in termini di momenti di snervamento e rigidezza iniziale. Il diagramma monotono sembra adattarsi bene al diagramma ciclico, per lo stesso intervallo di rotazione, somigliante alla curva d'inviluppo ciclica. Le differenze in termini di capacità di deformazione mostrate dai test monotonici possono essere attribuite all'accumulo di danno dovuto agli effetti di fatica oligociclica. Questo aspetto è più marcato nel caso dei test di momento negativo, perché il test monotonico di momento negativo è stato eseguito dopo uno di momento positivo e la rigidezza alla fine di ogni ciclo, che ha imposto elevate richieste di duttilità nel campione, ha provocato un aumento del deterioramento della soletta in calcestruzzo armato.

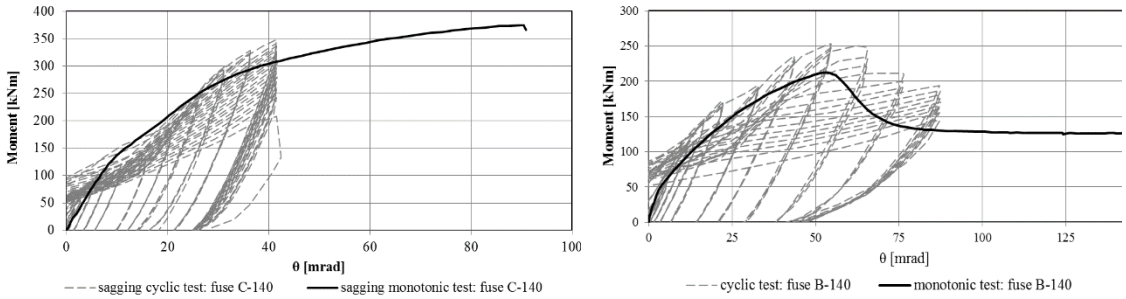


Fig. 5.4: Confronto tra test monotonici e test ciclici condotte rispettivamente sul fusibile C-140 e B-140, rispettivamente di momento positivo e momento negativo

5.3.1.3 Risultati dei test ciclici

L'analisi dei risultati si basa sui diagrammi momento-rotazione (M-θ) del fusibile. Come mostrato nella Fig. 5.5 il comportamento isteretico dei fusibili è stabile, caratterizzato da un marcato fenomeno di pinching, dovuto allo slittamento dei bulloni e dell'imbozzamento delle piastre del fusibile.

L'asimmetria del diagramma in termini di momenti, è dovuta alla perdita di resistenza causata dall'imbozzamento delle piastre del fusibile quando soggette a un momento negativo. Tuttavia, la capacità di deformazione rimane adeguata perché tutti i campioni sono in grado di assorbire rotazioni di $\pm$41 mrad, che è superiore al valore minimo consigliato da EC8 (35 mrad per strutture DCH).

Confrontando i diagrammi momento-rotazione relativi a due prove eseguite sullo stesso campione di fusibile, si evidenzia un leggero deterioramento in termini di resistenza e dissipazione di energia. Questa potrebbe essere una delle conseguenze dell'accumulo di danno sulle parti del campione che non vengono sostituite tra le prove, come quelle dovute alla fessurazione del calcestruzzo della soletta.

I fusibili con la stessa lunghezza di libera inflessione ma aventi una sezione diversa Fig. 5.6 presentano una resistenza flessionale più elevata e di conseguenza un ciclo di isteresi di ampiezza decisamente superiore per il Fusibile C rispetto al Fusibile D, che hanno rispettivamente un'area di 1800 mm^2 e 1120 mm^2.

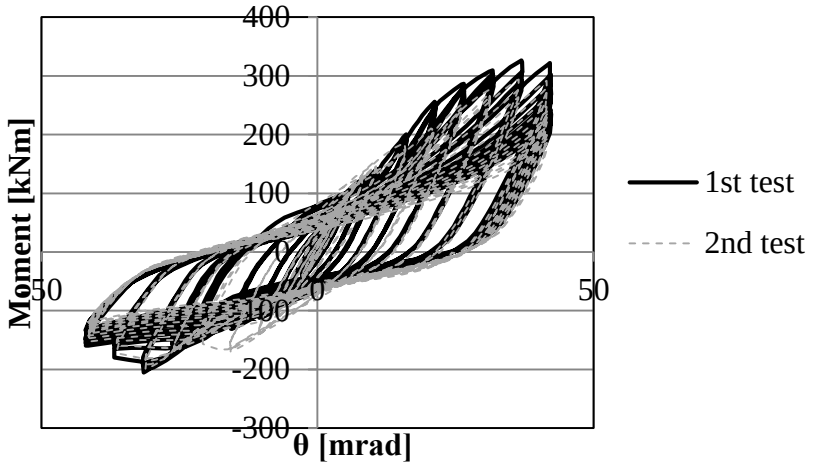


Fig. 5.5: Diagramma momento-rotazione (M - θ) del fusibile C

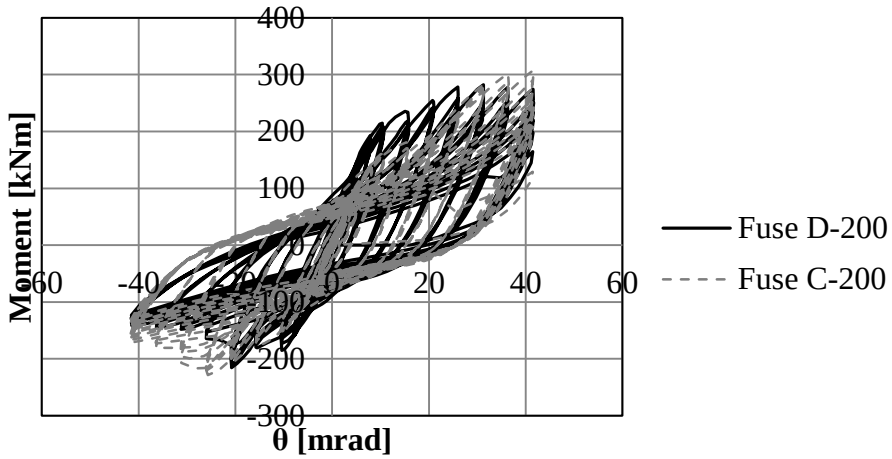


Fig. 5.6: Confronto in termini di momento-rotazione (M-θ) del fusibile C e del fusibile D

5.3.2 Indagini sperimentali su telai completi in scala reale con coprigiunti dissipativi

5.3.2.1 Configurazione di prova e geometria del campione

I campioni di telaio sono costituiti da quattro colonne HEB240, da due travi IPE300 e da una soletta di calcestruzzo armato dello spessore di 150 mm (vedere la Fig. 5.7). La soletta è supportata da travi trasversali secondarie IPE160 poste ogni 1,4 m, oltre ad una coppia di travi trasversali posizionate ad ogni nodo trave-colonna. È prevista tra la soletta e la trave in acciaio una connessione a taglio completo ripristino ottenuta tramite le sezioni IPE100 saldate sulla parte superiore dell'ala della trave, agendo da connettori a taglio. Il progetto della soletta composta è realizzato secondo l'Eurocode 4. Vengono utilizzati bulloni per collegamento ad attrito ad elevata resistenza (HSFG) per collegare le piastre in acciaio alle travi nelle zone del fusibile. I bulloni vengono serrati secondo le disposizioni contenute nella norma EN 14399-2:2005. L'armatura longitudinale (progettata in conformità alla disposizione dell'EC 8, Allegato J) è costituita da barre B450C Ø20/100 al livello superiore, e da barre Ø16/200 +Ø12/200 al livello inferiore. L'armatura trasversale

è costituita da barre Ø12/72 vicino alla sezione del fusibile e da barre Ø10/72 nel resto della soletta.
È evidente che la risposta sismica di un telaio con coprigiunti bullonati FUSEIS dipende principalmente dalla rigidezza e dalla resistenza del coprigiunto d'ala. Pertanto, per ottenere uno snervamento controllato della piastra e migliorare il comportamento del telaio sotto carico ciclico, il progetto dovrebbe cercare di raggiungere uno snervamento sequenziale dei fusibili. Durante i test in scala 1:1 (scala reale), il coprigiunto d'anima e la lunghezza di inflessione libera del coprigiunto d'ala sono stati lasciati costanti cambiando solo lo spessore (t_f) e la larghezza (b_f) del coprigiunto d'ala.
Il telaio è stato sottoposto a quattro storie di carico cicliche (quasi statiche secondo la ECCS) in controllo di spostamento (test di pushover) con velocità di 21 mm/min. I test sono considerati soddisfacenti quando si ottiene uno spostamento che provoca almeno una rotazione di 35 mrad nei coprigiunti bullonati, senza significative deformazioni inelastiche negli elementi strutturali così come nella soletta di calcestruzzo armato.

Fig. 5.7: Layout di prova del telaio nel complesso

5.3.2.2 Risultati sperimentali

Otto prove cicliche sono stati realizzati sul telaio in acciaio composto con quattro fusibili diversi. Ogni test viene eseguito fino a quando non si verifica una rottura completa sulla piastra d'ala del fusibile, qualunque di esse cede per prima. Gli elementi fusibile devono essere progettati più deboli rispetto agli elementi adiacenti in modo da forzare lo sviluppo della cerniera plastica, in modo che rimanga all'interno del fusibile e per evitare che il danno si diffonda nelle zone non dissipative. Per fare ciò, viene introdotto il parametro di prova α, che mette in relazione la capacità di resistenza del fusibile con la resistenza plastica della sezione trasversale della trave composta.

Le misurazioni delle rotazioni relative e degli spostamenti in prossimità del collegamento trave-colonna hanno mostrato che le colonne e le travi rimangono elastiche senza alcuna evidenza di deformazione plastica o di instabilità locale. I collegamenti trave-colonna, che hanno una capacità flessionale maggiore rispetto alle parti del fusibile, sono rimaste quasi perfettamente rigide. Al termine di ogni test, le piastre danneggiate sono state sostituite con nuove piastre (il tempo necessario per sostituire un coprigiunto bullonato è stato di circa 30 minuti).
Le deformazioni della barra d'armatura non hanno superato il limite elastico, come previsto. Lo spostamento relativo massimo tra la soletta e la trave è stato di 0,5 mm, il che significa che l'azione composta tra la soletta in calcestruzzo armato e la trave di acciaio è stata sviluppata in modo soddisfacente. Poiché il centro di rotazione (asse neutro plastico) è piuttosto alto (tra i due strati di armatura della soletta), tutta la deformazione è concentrata nelle piastre dei coprigiunti bullonati. Sia le rotazioni che i momenti vengono calcolati nella sezione di mezzeria del fusibile. La rotazione massima osservata nei coprigiunti bullonati è di 40 mrad e dopo l'esecuzione di tutte le prove, non vi è stato alcun danno significativo nella soletta in calcestruzzo (vedere la Fig. 5.9). Considerando che le disposizioni dell'Eurocode 8 richiedono che i collegamenti debbano avere una capacità di rotazione nella zona della cerniera plastica di almeno 35 mrad (ottenuta con un degrado di resistenza inferiore al 20%) per le strutture ad alta duttilità (DCH) e di 25 mrad per strutture di media duttilità (DCM), si può concludere che i coprigiunti bullonati hanno raggiunto buone rotazioni plastiche superiori ai 35 mrad senza una significativa riduzione di resistenza e rigidezza. La deformata del telaio può essere osservata nella Fig. 5.8.

a) b)

Fig. 5.8: Spostamento del telaio sotto il carico nella direzione a) –X e b) +X

Il comportamento complessivo dei coprigiunti bullonati è riassunto mediante diagrammi momento-rotazione. Il comportamento isteretico dei fusibili è stabile e

caratterizzato da un fenomeno di "pinching", dovuto allo slittamento dei bulloni e all'imbozzamento delle piastre del fusibile quando sottoposte a momenti negativi. Gli elementi del fusibile si deformano oltre il proprio limite di snervamento e contribuiscono alla dissipazione di energia nel telaio.

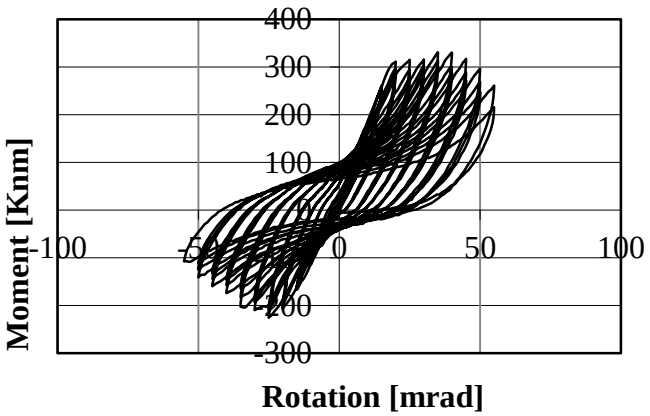


Fig. 5.9: Un esempio di diagramma (Piastra D) momento-rotazione (M-θ).

La perdita di resistenza sotto momenti negativi che è visibile sul lato negativo dei diagrammi momento-rotazione è causata dall'imbozzamento della piastra inferiore collegata all'ala della trave. La capacità plastica massima raggiunta dagli elementi del fusibile è stata di 335 kNm sotto momenti positivi e fino a 260 kNm durante momenti negativi. L'area sottesa dai cicli di isteresi rappresenta l'energia dissipata nel fusibile sotto carichi ciclici orizzontali. Lo spostamento massimo raggiunto senza alcun danno significativo alla struttura e alla soletta composta è stato di 55 mm all'estremità superiore del telaio, il che significa uno spostamento di interpiano dell'1,9%

5.3.2.3 Confronto tra modelli analitici e sperimentali

Il comportamento del coprigiunto bullonato viene studiato tramite due differenti approcci numerici. Per avere una migliore comprensione della risposta del collegamento e per permettere lo sviluppo di un semplice modello ingegneristico, si utilizza innanzitutto una complessa tecnica di modellazione degli elementi finiti (adottando il pacchetto software ABAQUS) in cui lo sforzo computazionale è molto elevato, in quanto è necessario dimostrare che l'intera plasticizzazione avviene solo nei fusibili (vedere la Fig. 5.10). In seguito, viene sviluppato un semplice modello ingegneristico con il software commerciale SAP2000. Per fare ciò, è stato utilizzato un modello isteretico multilineare tipo "pivot" per modellare il comportamento del fusibile in termini di momento-rotazione.

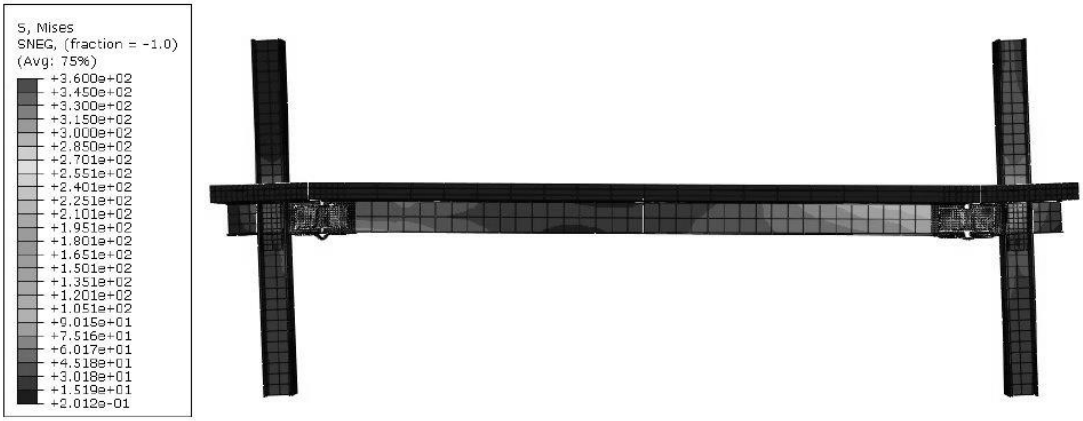


Fig. 5.10: Stress di Von Mises della forma deformata

In questo caso, il comportamento della sezione trasversale del fusibile è stato ottenuto dal modello analitico basato sul legame sforzi-deformazioni del materiale che viene fornito come dato in ingresso del diagramma momento-rotazione insieme ai parametri del modello pivot calibrati sulla base delle prove sui componenti. In seguito, i risultati delle analisi sono stati confrontati con i risultati sperimentali del telaio in termini di comportamento globale a forza-spostamento. Il modello è costituito da una semplice trave e un collegamento con la stessa geometria utilizzata nella configurazione sperimentale di prova. La Fig. 5.11 mostra ad esempio il confronto tra le curve sperimentali e analitiche, ottenute sulla base del diagramma momento-rotazione per la piastra D.

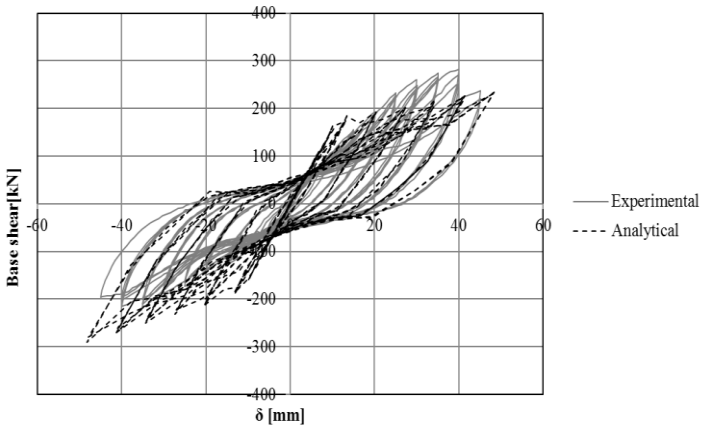


Fig. 5.11: Un esempio di diagramma momento-rotazione (Piastra D)

5.3.2.4 Fatica oligociclica

L'andamento del rapporto di resistenza al crescere del numero di cicli sembra essere molto simile in tutti i campioni per entrambe le direzioni di carico, presentando un incrudimento relativamente basso, con valori massimi prossimi all'unità in tutti i campioni. In tutte le prove, la resistenza massima viene raggiunta prima, nel caso di momenti negativi, in quanto tale resistenza è sempre più bassa a causa dei fenomeni di imbozzamento. Infatti, la maggior parte dei fusibili presenta degrado di resistenza sotto momenti positivi solo dopo il 30° ciclo, mentre il degrado

sotto momenti negativi inizia tra il 20° e il 30° ciclo. La perdita di resistenza si verifica a causa dell'instabilità delle piastre del fusibile, che nel caso di momenti positivi è posticipata fino a quando si ha una riduzione dovuta agli effetti di fatica oligociclica che inducono l'apertura e la chiusura di cricche nelle parti in acciaio.
La quantità totale di energia dissipata W è stata calcolata per ogni test e la sua variazione rispetto al valore del rapporto di capacità viene mostrata nella Fig. 5.12. Poiché l'imbozzamento ciclico insieme agli effetti di fatica oligociclica sembrano avere un'influenza fondamentale sulla capacità di dissipazione energetica dei campioni, è stato scelto il rapporto di capacità sotto momenti negativi α-.

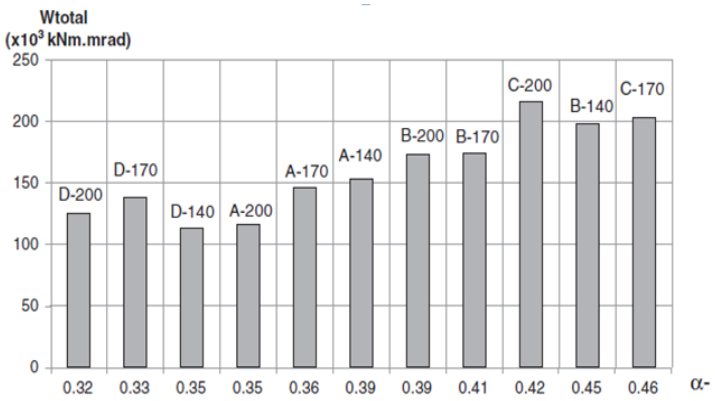


Fig. 5.12: Quantità di energia dissipata contro α-

Tuttavia, gli effetti della fatica oligociclica associati all'imbozzamento in corrispondenza della massima ampiezza del ciclo sono più importanti per il fusibile con resistenza a momento negativo inferiore, che è quella con valore di α^- (fusibile D-200) più basso. Pertanto, il fusibile C-200 ha resistito a più cicli (42 cicli) e, di conseguenza, ha dissipato più energia rispetto al fusibile D-200, che ha resistito solo 36 cicli. Il numero di cicli a cui ha resistito ciascun campione viene mostrato in Tabella 5.2.

Tabella 5.2 Numero di cicli a rottura

Campione di prova	N. di cicli	Campione di prova	N. di cicli
A-140	35	D-170	36
B-140	38	A-200	36
D-140	31	B-200	43
A-170	38	C-200	42
B-170	40	D-200	36
C-170	40		

L'evoluzione della dissipazione energetica al crescere del numero di cicli può anche fornire un'idea della progressione del danno accumulato durante le prove. Per studiare questo aspetto, è stato calcolato il parametro adimensionale η/η_0 dove η è

un rapporto di energia alla fine di ogni ciclo e η_0 è lo stesso rapporto di energia alla fine del primo ciclo plastico. Secondo la ECCS, il rapporto di energia η_0 alla fine di un ciclo *i* è dato dalla Eq. 5,1

$$\eta_i = \frac{w_i}{\Delta M_y(\Delta\theta_i - \Delta\theta_y)} \qquad \text{Eq. (5.1)}$$

Dove W_i è l'energia dissipata nel ciclo *i*, ΔM_y è il delta dei momenti di snervamento, $\Delta\theta_i$ è il delta delle rotazioni imposte al ciclo *i* e $\Delta\theta_y$ è il delta delle rotazioni di snervamento. In pratica, questo parametro è il rapporto tra l'energia dissipata dal fusibile e l'energia che sarebbe stata dissipata dal fusibile equivalente con un comportamento plastico perfettamente elastico (EP).

5.4 MODELLI ANALITICI

Le indagini sperimentali hanno dimostrato che la resistenza flessionale dei coprigiunti bullonati può essere valutata definendo il valore del rapporto di capacità α del fusibile. In generale, i risultati hanno mostrato che i fusibili con valori più elevati dei rapporti di capacità (α) forniscono livelli di prestazione più elevati in termini di rigidezza, resistenza, duttilità ed energia dissipata. Tuttavia, i fusibili con valori di α prossimi all'unità e, quindi, la cui resistenza è simile a quella della trave composta, provocano un danno maggiore nelle parti insostituibili e pertanto non riescono a concentrare la plasticità nella sezione del fusibile. Quindi per ottenere la prestazione migliore del coprigiunto bullonato in termini di capacità e dissipazione energetica, i valori di α devono rispettare i seguenti limiti:

$$\begin{aligned} 0{,}60 \leq \boldsymbol{\alpha}^{+} \leq 0{,}75 \\ 0{,}30 \leq \boldsymbol{\alpha}^{-} \leq 0{,}50 \end{aligned} \qquad \text{Eq. (5.2)}$$

α può essere determinato dalla seguente equazione

$$\alpha = \frac{M_{Rd,fuse}}{M_{pl,Rd,beam}} \qquad \text{Eq. (5.3)}$$

Dove
$M_{pl,Rd,beam}$ rappresenta i valori resistenti delle travi composte pre-progettate
$M_{Rd,fuse}$ rappresenta il momento resistente del coprigiunto bullonato
La resistenza flessionale massima delle travi composte $M_{pl,Rd,beam}$ è da assumere rispettivamente come valore massimo sotto momenti positivi (per valutare α^{+}) o negativi (per valutare α^{-}).

Si noti che, al fine di ridurre il rischio di rottura a compressione del calcestruzzo della soletta e quindi concentrare tutti i danni dei coprigiunti bullonati, l'asse neutro

plastico, come mostrato in Fig. 5.13 deve essere situato tra i due strati delle armature della soletta.
Poiché le piastre del fusibile possono instabilizzarsi sotto momenti negativi, il comportamento flessionale dei fusibili è asimmetrico nella maggior parte dei casi. Durante un terremoto possono verificarsi entrambi i casi e il comportamento globale viene governato dalla resistenza minore. Pertanto, vi è la necessità di calcolare entrambi i momenti di resistenza positivo e negativo, rispettivamente $M^{+}_{Rd,fuse}$ e $M^{-}_{Rd,fuse}$.

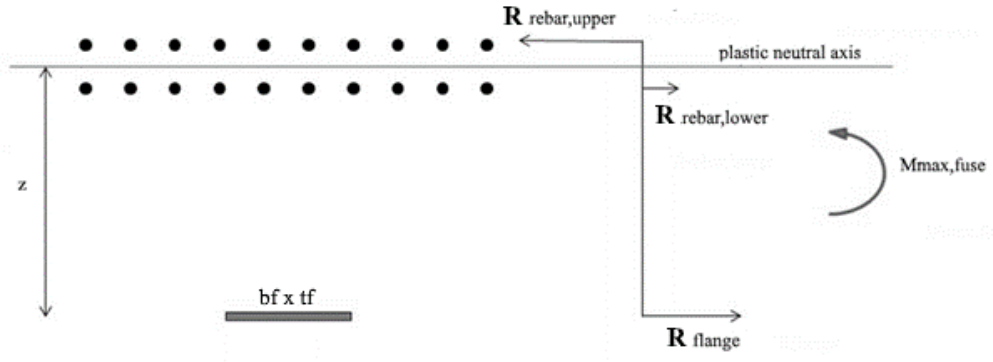


Fig. 5.13: Layout del modello a fibra

L'instabilità delle piastre d'ala del fusibile può essere controllato dalla snellezza geometrica, che è funzione della lunghezza libera di inflessione L_0 e dello spessore della piastra d'ala t_f tramite l'Eq. 5.4.

$$\lambda = \frac{L_0}{t_f} \qquad \text{Eq. (5.4)}$$

Dove L_0, sulla base del meccanismo di imbozzamento del sistema FUSEIS (vedere Fig. 5.14) può essere calcolato dall'Eq. 5.5.

$$L_0 = \frac{2\sqrt{2}\,M_p}{A f_y \sqrt{\varepsilon}} \qquad \text{Eq. (5.5)}$$

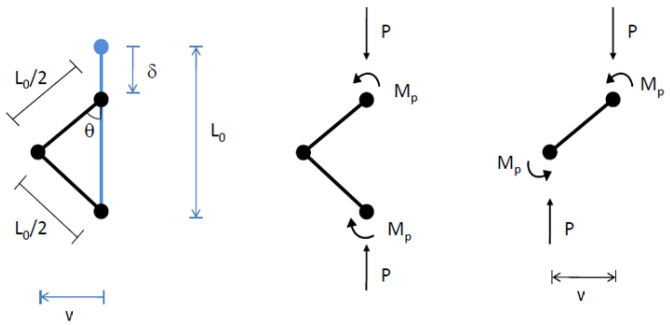


Fig. 5.14: Meccanismo di imbozzamento del coprigiunto bullonato FUSEIS sulla base dei risultati sperimentali

Fig. 5.15: Meccanismo di rottura durante le prove sperimentali

Il carico assiale che agisce sulla piastra d'ala può essere calcolato come:

$$\mathrm{P} = \frac{M_p}{v} \qquad \text{Eq. (5.6)}$$

Dove M_p è il momento plastico della sezione trasversale rettangolare della piastra che può essere calcolato dall'equazione.

$$M_p = \frac{b_f * {t_f}^2}{4} * f_y \qquad \text{Eq. (5.7)}$$

Per piccoli spostamenti:

$$\boldsymbol{v} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{\delta} * \boldsymbol{L_0}}{\mathbf{2}}} \qquad \text{Eq. (5.8)}$$

$$\delta = \mathrm{L}_0 * (1 - \cos\theta) \qquad \text{Eq. (5.9)}$$

5.5 REGOLE DI PROGETTAZIONE

Sulla base delle ricerche sperimentali e analitiche svolte durante il progetto FUSEIS, sono state sviluppate le Regole di Progettazione, che forniscono tutte le informazioni necessarie per la progettazione concettuale. La progettazione di un edificio con coprigiunti bullonati FUSEIS deve essere conforme ai requisiti delle relative Norme, in particolare con la EN1993-1-8 [2].

Poiché il danneggiamento e la dissipazione energetica possono verificarsi solo a causa del comportamento inelastico delle parti sostituibili, ad esempio i coprigiunti FUSEIS, le parti insostituibili, come le travi e le colonne devono essere progettati per rimanere in campo elastico (e quindi rimanere intatti) quando il coprigiunto bullonato raggiunge la sua capacità resistente. D'altro lato, le travi devono essere rinforzate a livello localizzato nella zona di "interfaccia" con il fusibile, per ridurre qualsiasi tipo di danneggiamento che potrebbe svilupparsi nei fori. Il rinforzo

localizzato della trave può essere costituito da una piastra aggiuntiva in acciaio saldata su entrambi i lati dell'anima e dell'ala inferiore per la stessa lunghezza delle piastre di coprigiunto dei fusibili. La resistenza flessionale dei coprigiunti bullonati può essere valutata definendo il valore del rapporto di capacità α del fusibile.

5.5.1 Progettazione per analisi elastiche lineari

Nel processo di progettazione dell'edificio, le sezioni trasversali dei relativi elementi strutturali devono essere prima pre-progettati per la stessa costruzione ma senza fusibili, tenendo conto dei relativi stati limite. In seguito, i coprigiunti bullonati devono essere inclusi alle estremità di tutte le travi che fanno parte del sistema resistente MRF.

5.5.1.1 Resistenza flessionale del fusibile

Poiché le piastre del fusibile possono instabilizzarsi sotto momenti negativi, il comportamento di flessione dei fusibili è asimmetrico nella maggior parte dei casi. Durante un terremoto possono verificarsi entrambi i casi e il comportamento globale viene governato dalla resistenza minore. Pertanto, vi è la necessità di calcolare entrambi i momenti resistenti positivo e negativo, rispettivamente $M^{+}_{Rd,fuse}$ e $M^{-}_{Rd,fuse}$. L'instabilità delle piastre del fusibile può essere controllato dalla snellezza geometrica, data nell'Eq. 4.2. Assumendo una distribuzione plastica delle forze per le interazioni taglio-flessione, occorre trascurare il contributo delle piastre d'anima del fusibile alla resistenza flessionale. La resistenza flessionale del coprigiunto bullonato deve essere ottenuta tramite l'analisi elasto-plastica, prendendo in considerazione un adeguato valore per α.

5.5.1.2 Progettazione della Piastra d'ala

Le dimensioni della piastra d'ala dei coprigiunti bullonati controllano la resistenza flessionale della sezione trasversale del fusibile e quindi dipendono dal valore del rapporto di capacità del dispositivo. Se l'asse neutro plastico coincide con il baricentro delle armature longitudinali, l'area della piastra d'ala può essere stimata in fase di pre-progettazione tramite l'espressione:

$$A_{f,fuse} = \frac{M^{+}_{Rd,fuse}}{f_{yd}\, z} \qquad \text{Eq. (5.10)}$$

Dove $M^{+}_{Rd,fuse}$ è il momento resistente positivo del coprigiunto bullonato, f_{yd} è la resistenza di snervamento di progetto dell'acciaio strutturale secondo la EN1993-1-1 e z è la distanza tra la piastra d'ala e il baricentro degli strati di armatura (vedere la Fig. 5.13). La resistenza flessionale negativa del fusibile $M^{-}_{Rd,fuse}$ deve essere ottenuta attraverso un'analisi elasto-plastica sulla sezione trasversale con un legame costitutivo modificato per la piastra d'ala $\sigma_{mod,b}(\varepsilon)$, data da:

$$\sigma_{mod,b}(\varepsilon) = min\{\sigma \quad (\varepsilon); \sigma_b(\varepsilon)\} \qquad \text{Eq. (5.11)}$$

Dove $\sigma_t(\varepsilon)$ è il legame sforzi-deformazioni ottenuto mediante prove di trazione sperimentale o secondo l'allegato C.6 della EN1993-1-5 e $\sigma_b(\varepsilon)$ è il legame sforzi-deformazioni di imbozzamento data da:

$$\sigma_b(\varepsilon) = \frac{f_{yd}}{\lambda_f \sqrt{2\varepsilon}} \qquad \text{Eq. (5.12)}$$

Dove λ_f è la snellezza geometrica della piastra d'ala.

5.5.2 Progettazione per l'analisi non-lineare

5.5.2.1 Definizione del diagramma momento-rotazione

Il comportamento isteretico del coprigiunto bullonato deve essere definito come diagramma di Momento-Rotazione usato come dato di input per definire il comportamento non lineare. È necessario trascurare il contributo delle piastre d'anima. Pertanto, il comportamento isteretico generale del coprigiunto bullonato può essere definito come in Fig. 5.16.

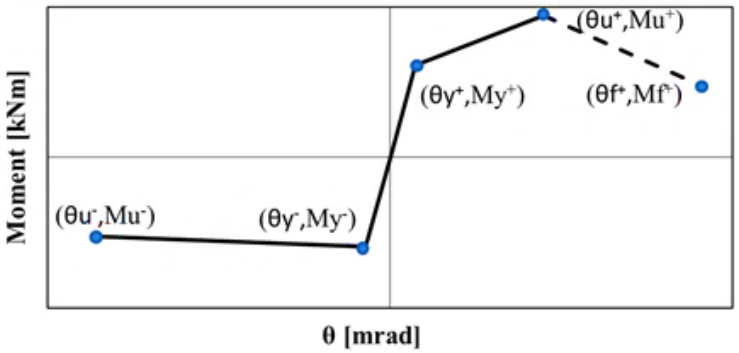


Fig. 5.16: Diagramma di momento-rotazione del coprigiunto bullonato tipico

5.5.2.1.1 Momento positivo

Per definire il momento positivo del coprigiunto bullonato, occorre tener conto delle seguenti ipotesi:

- La sezione trasversale rimane piana
- Il fusibile è in fase elastica

La Fig. 5.17 mostra una vista schematica del momento positivo della piastra d'ala del coprigiunto bullonato.

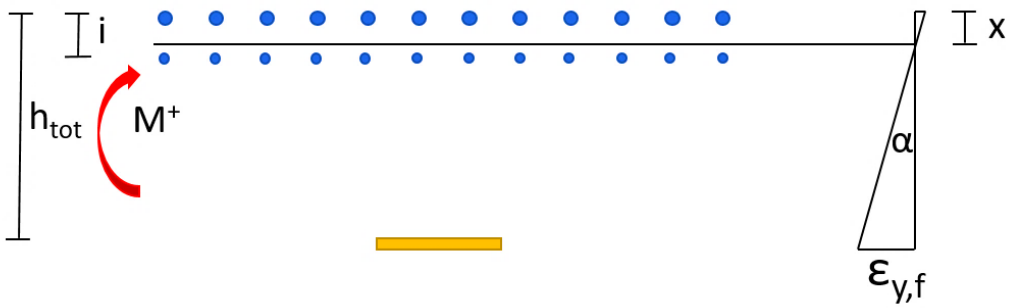


Fig. 5.17: Vista schematica del momento positivo della piastra d'ala del coprigiunto bullonato

$$M_y^+ = f_{y,fuse} Af (h_{tot} - x) + fy_{fuse} A_s \frac{x^2}{h_{tot} - x} + f_{y,fuse} A's \frac{(x-i)^2}{h_{tot} - x} \quad \text{Eq. (5.13)}$$

$$\theta y^+ = arctan\left(\frac{\varepsilon y_f \, L_0 + \Delta}{h_{tot} - x}\right) \quad \text{Eq. (5.14)}$$

$$x = \frac{h_{tot}\, Af + i\, A's}{Af + As + A's} \quad \text{Eq. (5.15)}$$

Dove

L_0	È la lunghezza di libera inflessione
Δ	È il gioco foro-bullone
i	È la distanza tra i due strati di armatura
t_f	È lo spessore della piastra d'ala
b_f	È la larghezza della piastra d'ala
h_{tot}	È la distanza tra il centro dell'armatura superiore e quello d'ala
gap	È il gap nella soletta in calcestruzzo
A_s	È l'area dell'armatura superiore
$A's$	È l'area dell'armatura inferiore
A_f	È l'area della piastra d'ala

$$N = 0 = f_y A_f - A_s \sigma_s + A's \sigma's \quad \text{Eq. (5.16)}$$

$$M = M_y = f_y A_f (h_{tot} - x) - A_s \sigma_s x + A's \sigma's (i - x) \quad \text{Eq. (5.17)}$$

$$\alpha = \varepsilon_{y,f} / (h_{tot} - x) \quad \text{Eq. (5.18)}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \alpha x E_s \quad \text{Eq. (5.19)}$$

$$\sigma's = \varepsilon's E's = \alpha (i - x) Es \quad \text{Eq. (5.20)}$$

$$\varepsilon_s, \varepsilon's < \varepsilon_y \quad \text{Eq. (5.21)}$$

La rotazione ed il momento ultimi della piastra d'ala possono essere calcolati mediante le seguenti equazioni.

$$\boldsymbol{M_u^+ = f_{u,fuse}\ A_f\ h_{tot}} \quad \text{Eq. (5.22)}$$

$$\theta_u^+ = 6\theta_y \quad \text{Eq. (5.23)}$$

La rotazione finale (θ_u^+) viene determinata dalla calibrazione delle indagini analitiche sulla base dei risultati sperimentali.
Il punto di rottura può essere ottenuto quando si raggiunge il massimo sforzo di trazione della piastra d'ala.

$$M_f^+ = 0.8\, M_u^+ \quad \text{Eq. (5.24)}$$

$$\theta_f^+ = 2\, \theta_u \quad \text{Eq. (5.25)}$$

Tale valore di rotazione è stato assunto teoricamente, quindi deve essere validato sulla base dei risultati sperimentali.

5.5.2.1.2 Momento negativo

Il momento negativo della piastra d'ala che viene sottoposta a carico di compressione che ne induce l'imbozzamento (vedere la Fig. 5.14) può essere ottenuto come intersezione tra le curve di stabilità elastica e quella di meccanismo plastico. Fig. 5.18 La Fig. 5.18 fornisce una panoramica del meccanismo plastico e della stabilità elastica. Dove il meccanismo plastico può essere calcolato dall'Eq. 5.29 e Eq. 5.30 rispettivamente.

$$N = N_{pl} * M_{pl}/(M_{pl} + N_{pl} * v) \quad \text{Eq. (5.26)}$$

$$v = {}^{1}\Big/\left(1 - {}^{N}\Big/_{N_{cr}}\right) * v_0 \quad \text{Eq. (5.27)}$$

Dove

$$v_0 = {}^{L_0}\Big/_{1000} \quad \text{Eq. (5.28)}$$

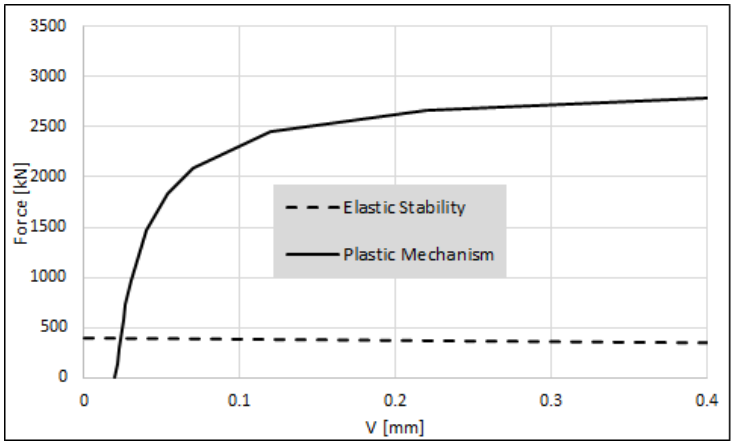


Fig. 5.18: Panoramica del meccanismo plastico e della stabilità elastica

Infine, il legame momento negativo-rotazione può essere calcolato tramite le seguenti equazioni:

$$M_y^- = N_{buckling}(h_{tot} - \frac{i}{2}) \quad \text{Eq. (5.29)}$$

$$\theta_y^- = M_y^- * \frac{1}{K_y^+} \quad \text{Eq. (5.30)}$$

Dove

$$K_y^+ = \frac{M_y^+}{\theta_y^+} \quad \text{Eq. (5.31)}$$

Il valore ultimo può essere ottenuto come segue:

$$\theta_u^- = 12\,\theta^-{}_y \quad \text{Eq. (5.32)}$$

La rotazione ultima (θ_u^-) viene determinata dalla calibrazione dei risultati sperimentali e delle indagini analitiche.
Dall'intersezione delle due curve (Fig. 5.18) è possibile ottenere $v_{buckling}$ che moltiplicato per un fattore uguale a 12, fornisce lo spostamento trasversale della piastra d'ala associato alla rottura (v_{lim}). Sostituendo questo valore nell'Eq. 5.32, si ottiene la forza di compressione N_{lim} a collasso della piastra. Infine, il momento ultimo negativo risulta:

$$M_u^- = M_y^- \,(N_{lim}/N_{buckling}) \quad \text{Eq. (5.33)}$$

5.5.2.2 Armatura longitudinale

L'armatura longitudinale deve essere calcolata per rimanere elastica quando viene sviluppato dal fusibile il momento resistente massimo. Per evitare lo snervamento dell'armatura, è necessario calcolarne l'area in modo che l'asse neutro plastico si trovi tra gli strati superiore e inferiore dell'armatura della soletta. Si consiglia di

progettare lo strato di armatura superiore con un'area doppia rispetto a quello inferiore. Si noti che solo le armature che si trovano all'interno della larghezza efficace della soletta in calcestruzzo delle travi composte nelle sezioni adiacenti al fusibile vanno considerate nel calcolo della resistenza flessionale. La larghezza efficace deve essere calcolata secondo la EN1993-1-8 (7.6.3) e la EN1994-1-1 (5.4.1.2). La posizione dell'asse neutro plastico deve essere ottenuta mediante un'analisi elasto-plastica della sezione trasversale con le proprietà del materiale ottenute sperimentalmente o come definite nell'allegato C.6 della EN1993-1-5. La condizione di non-snervamento deve essere verificata imponendo la curvatura plastica positiva χ_p alla sezione trasversale del coprigiunto bullonato, assumendo che la deformazione ultima dell'acciaio strutturale ε_u sia sviluppata nella piastra d'ala. La curvatura plastica viene determinata da $\theta_p = L_0 \chi_p$, dove θ_p è la rotazione plastica. La verifica consiste nell'eseguire un'analisi elasto-plastica e verificare che le deformazioni in entrambi gli strati dell'armatura ε_s siano inferiori alla deformazione di snervamento del materiale ε_{sy} secondo la EN1993-1-1.
Infine, l'area totale degli strati superiore e inferiore dell'armatura può essere determinata dalla seguente equazione.

$$A_{upper\ rebar} = 5\ A_{flange\ plate}\ \frac{f_{yd}}{f_{sd}} \qquad \text{Eq. (5.34)}$$

$$A_{lower\ rebar} = \frac{A_{upper\ rebar}}{2} \qquad \text{Eq. (5.35)}$$

5.5.2.3 Progettazione a Taglio dei coprigiunti bullonati

Le piastre d'anima devono essere considerate da sole per valutare la resistenza a taglio del fusibile. La resistenza delle piastre d'anima deve essere calcolata secondo la EN1993-1-1 (6.2.6), considerando un'area di taglio A_v uguale all'area della sezione trasversale delle piastre d'anima. Particolare attenzione deve essere rivolta alla verifica dell'imbozzamento a taglio, come specificato nella EN1993-1-5 (5). La deformabilità a taglio può essere trascurata per le usuali campate degli edifici. Quindi, l'area minima della piastra d'anima del fusibile può essere determinata dalla seguente equazione:

$$A_w = \frac{V_{Ed}\ \sqrt{3}}{f_{yd}} \qquad \text{Eq. (5.36)}$$

Dove V_{Ed} è la forza di taglio totale

$$V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G} \qquad \text{Eq. (5.37)}$$

$V_{Ed,M}$ è la forza di taglio dovuta alla resistenza flessionale del fusibile

$$V_{Ed,M} = \frac{M^{+}_{fuse,Rd} - M^{-}_{fuse,Rd}}{d} \quad \text{Eq. (5.38)}$$

$V_{Ed,G}$ è la forza di taglio dovuta ai carichi verticali, d è la distanza tra i fusibili. La verifica dell'imbozzamento a taglio può essere eseguita mediante la seguente equazione:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta}\sqrt{\frac{235}{f_{yd}}} \quad \text{Eq. (5.39)}$$

Dove η è il parametro che può essere assunto uguale1.2 per acciai fino a S460 incluso. Per qualità dell'acciaio superiori si raccomanda η = 1.00

5.5.2.4 Progettazione del collegamento bullonato

I bulloni che collegano le piastre del fusibile alla trave devono essere progettati per rimanere elastici quando il fusibile raggiunge il suo momento massimo. Nonostante siano parti sostituibili, le deformazioni permanenti dei bulloni potrebbero compromettere il processo di smontaggio quando si cerca di sostituire la piastra del fusibile e pertanto questi dovrebbero rimanere elastici ed essere trattati come elementi non dissipativi. La seguente espressione deve essere soddisfatta per i collegamenti bullonati non dissipativi:

$$F_{v,Rd} > \frac{F_{Sd}}{n} \quad \text{Eq. (5.40)}$$

Dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza a taglio per piano di taglio, secondo la EN1993-1-8 [2] (vedere la Tabella 5.3) calcolata con la resistenza di snervamento dei bulloni f_{yd}, F_{Sd} è la forza di progetto dei collegamenti non dissipativi, n è il numero dei bulloni utilizzato per trasmettere le forze di taglio. I bulloni devono essere pre-caricati e progettati per agire come collegamenti a taglio di tipo B secondo la EN1993-1-8 [2] (3.4 e 3.9). Nel caso di bulloni strutturali ad alta resistenza pre-caricati, il collegamento deve soddisfare le norme contenute nella EN 14399 [1].

Tabella 5.3: Resistenza finale e snervamento dei bulloni

Classe di bulloni	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	10,9
$f_{yb}[\mathrm{N/mm^2}]$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}[\mathrm{N/mm^2}]$	400	400	500	500	600	800	1000

I bulloni devono essere controllati sotto l'azione di taglio in accordo con la EN1993-1-8 [2].

$$F_{v,Rd} = n \frac{k\, f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \geq F_{v,Sd} \qquad \text{Eq. (5.41)}$$

Dove n è il numero di superfici a contatto, γ_{M2} si assume essere uguale a 1,25 e A_{res} è l'area lorda ridotta per la presenza dei fori nella sezione perpendicolare alla forza agente. k è 0,5 per i bulloni delle classi 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9 e 0,6 per i bulloni delle classi 4.6, 5.6, e 8.8.

5.5.2.5 Ulteriori osservazioni di dettaglio

Le regole per la progettazione di dettaglio che non sono menzionate in questa guida devono essere prese in considerazione nelle disposizioni delle relative norme. In particolare, occorre prestare speciale attenzione alle disposizioni della norma EN1998-1 [3] per quanto riguarda i dettagli relativi alla soletta in calcestruzzo della trave composta. L'armatura trasversale della soletta della trave composta deve essere calcolata secondo le disposizioni della EN1994-1-1 [4] e EN1998-1 [3]. In particolare, deve essere progettata tenendo conto della resistenza a taglio dei connettori e delle forze assiali sulla soletta in calcestruzzo e sul profilo in acciaio, secondo le regole di progettazione della norma EN1994-1-1[4] (6.6.6).

5.5.3 Progetto per analisi statiche non lineari

Il modello strutturale utilizzato per l'analisi elastica deve essere esteso per includere la risposta degli elementi strutturali oltre lo stato elastico e stimare i meccanismi plastici attesi e la distribuzione del danno.

Per i modelli non lineari dei telai è possibile utilizzare l'approccio di modellazione di plasticità concentrata. La proprietà non lineare del materiale dovrebbe essere concentrata alle estremità/mezzeria degli elementi del telaio utilizzando le particolari caratteristiche fornite del pacchetto software utilizzato (ad esempio elementi tipo link o cerniera plastica). Travi e colonne devono essere modellate come elementi "frame" e la non linearità può essere concentrata nelle cerniere plastiche, alle loro estremità o in mezzeria. Per caratterizzare il comportamento non lineare della cerniera plastica, è possibile utilizzare le proprietà generalizzate forza-deformazione proposte nella FEMA 356[5]. La proprietà della cerniera plastica delle colonne considera l'interazione tra la forza assiale e il momento flettente. Il modello pivot plastico multi-lineare può essere utilizzato come legame costitutivo isteretivo per i fusibili. I valori dei parametri utilizzati per il modello isteretico devono essere definiti dopo la progettazione della dimensione e delle proprietà del fusibile. Fig. 5.19 La Fig. 5.19 mostra il modello di simulazione e il posizionamento dei diversi tipi di elementi.

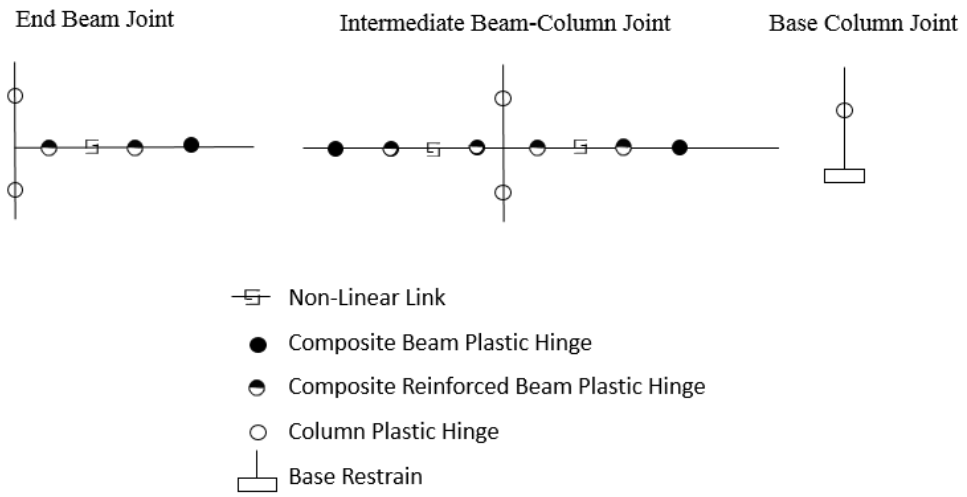


Fig. 5.19: Riepilogo dell'approccio di modellazione a plasticità concentrata

Devono essere applicate almeno due distribuzioni in direzione verticale dei carichi laterali:

- Schema di carico "Uniforme", basato su forze laterali proporzionali alla massa indipendentemente dall'altezza (accelerazione di risposta uniforme);
- Schema di carico tipo "Primo Modo", coerente con la distribuzione laterale delle forze nel primo modo di vibrare nella direzione considerata, determinata mediante un'analisi modale.

5.5.4 Riepilogo della procedura di progettazione

Per progettare un edificio dotato di coprigiunti bullonati tipo FUSEIS, devono essere eseguiti diversi passaggi.

Innanzitutto, deve essere pre-progettato e verificato secondo EC2, EC4 e EC8 un edificio convenzionale senza elementi dissipativi. Alla fine di tale passaggio, vengono selezionate le sezioni trasversali delle colonne in acciaio e le travi composte acciao-calcestruzzo. Utilizzando uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello elastico per il fattore di struttura (q) assunto (in prima iterazione) secondo l'EC8, viene eseguita l'analisi sismica con lo spettro di risposta (RSA) sull'edificio e vengono identificati i momenti flettenti M_{Ed} alle estremità delle travi. Tali valori vengono assunti come valori di riferimento per la prestazione richiesta ai coprigiunti dissipativi in termini di resistenza flessionale ($M_{Ed} \approx M_{y,\ fuse}$). Infatti, nell'edificio sottoposto alle azioni sismiche di progetto (SLU), è necessario garantire lo sfruttamento delle risorse post-elastiche dei giunti dissipativi e riparabili. Vale la pena notare che la distribuzione del momento flettente associato alle azioni sismiche non è uniforme lungo i diversi piani, dando luogo a un maggiore stato di sollecitazione nelle travi dei piani inferiori rispetto a quelle dei livelli superiori. Tale osservazione porta a considerare diverse soglie di resistenza di riferimento per i coprigiunti negli edifici multipiano. Pertanto, il layout finale della struttura dovrebbe essere caratterizzato dall'aumento delle dimensioni dei coprigiunti delle travi ai piani

inferiori per attivare un meccanismo di collasso globale ed evitare l'insorgere di meccanismi fragili tipo “soft-storey”.
Dall’Eq. 5.1, è possibile calcolare l'area delle piastre d’ala relativa a ogni resistenza flessionale richiesta. Stabilendo la larghezza della piastra d’ala pari o con un valore paragonabile alla larghezza dell’ala della trave in acciaio, assunta una fase di progetto preliminare, è possibile ottenere lo spessore della piastra d’ala tipo FUSEIS. Di conseguenza, la lunghezza di libera inflessione dei coprigiunti può essere calcolata in base all'Eq. 4.4. Il valore della lunghezza di libera inflessione ottenuta per i fusibili del piano più basso dovrebbe essere adottata per tutti i diversi coprigiunti lungo l'intera altezza della struttura. La quantità di armatura longitudinale totale $A_{sl,total}$ delle solette in calcestruzzo viene determinata tramite l’Eq. 5.25.
Dopo aver definito le proprietà geometriche dei giunti, è possibile derivare il diagramma momento-rotazione non-lineare per ciascuna configurazione di coprigiunto.
A questo punto, deve essere eseguita l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta usando, in corrispondenza dei coprigiunti, molle elastiche lineari con rigidezza definita secondo la pendenza del ramo iniziale del diagramma momento-rotazione del fusibile.
Tutte le verifiche (limitazioni del danno, effetti di secondo ordine, controlli di stabilità della colonna, ecc.) vengono eseguite secondo l'EC8. Se queste non risultano soddisfatte, i passaggi precedenti devono essere ripetuti in modo iterativo partendo da una nuova definizione di livello di prestazione richiesto per il coprigiunto dissipativo in termini di resistenza flessionale e/o rigidezza elastica.
Una volta che tutti i controlli hanno esito positivo, viene eseguita un'analisi statica non lineare (tipo “push-over”) per valutare il comportamento non lineare degli elementi dissipativi, verificare l'insorgenza di plasticizzazioni diffuse nei coprigiunti nell'intero edificio e convalidare il fattore di struttura assunto inizialmente.

5.6 ANALISI E PROGETTAZIONE DI TELAI 2D

Al fine di studiare il comportamento di strutture intelaiate composte acciaio-calcestruzzo, con coprigiunti bullonati dissipativi (FUSEIS) e valutare il contributo di tali fusibili alla dissipazione energetica, in questo paragrafo verranno presi in esame tre edifici di altezza differente. Tutti gli edifici hanno solette composte acciaio-calcestruzzo e travi secondarie in acciaio che trasferiscono i carichi ai telai principali, dove vengono utilizzati gli innovativi coprigiunti bullonati.

5.6.1 Casi di studio

Sono state selezionate tre configurazioni tipiche che sono regolari in elevazione e a pianta quadrata. Sono considerati edifici per uffici (classe B) e sono progettati secondo la EN1993-1 [6] /EN1998-1 [3] e secondo la linea guida di progettazione del sistema dissipativo. I casi di studio comprendono le tre configurazioni seguenti:

- edifici di bassa altezza a 2 piani
- edifici di media altezza a 4 piani
- edifici di altezza elevata a 8 piani

5.6.1.1 Geometria e ipotesi generali

È stata selezionata una vista in pianta comune per tutti gli edifici. In entrambe le direzioni ci sono 3 campate con una luce di 8 m. L'altezza di ogni piano è di 4 m. Il sistema resistente è costituito da telai Moment-Resisting a struttura composta acciaio-calcestruzzo in direzione Y e da telai con controventi concentrici nella campata centrale in direzione X. I coprigiunti bullonati (FUESIS) sono posizionati nella struttura alla fine di tutte le travi nella direzione Y, mentre il dispositivo INERD^{TM} è montato alla estremità di tutti i controventi in acciaio in direzione X. Il controvento concentrico è posizionato per collegarsi alle colonne nella direzione del loro asse debole e i coprigiunti “FUSEIS 2” sono posizionati nella direzione di massima inerzia della colonna. La Fig. 5.20 e la Fig. 5.21 rappresentano la struttura tipo e la vista in elevazione dell'edificio a 2/4/8 piani esaminato.

5.6.1.2 Materiali

5.6.1.2.1 Zone non dissipative

I materiali utilizzati nei tre edifici sono riportati di seguito:

- Acciaio strutturale: S355
- Calcestruzzo: C25/30
- Lamiera grecata: Fe320
- Barra d’armatura B500C

5.6.1.2.2 Zone dissipative

Durante il terremoto si prevede che le zone dissipative si plasticizzano prima di altre zone, cioè le zone non dissipative, quindi, secondo la EC 1998-1, la resistenza di snervamento $f_{y,max}$ delle zone dissipative deve soddisfare l'Eq. 5.42.

$$f_{y,max} \leq 1{,}1\gamma_{ov} f_y \qquad \text{Eq. (5.42)}$$

dove

γ_{ov} è il fattore di sovraresistenza, il valore raccomandato è 1,25

f_y è la resistenza di snervamento nominale dell’acciaio

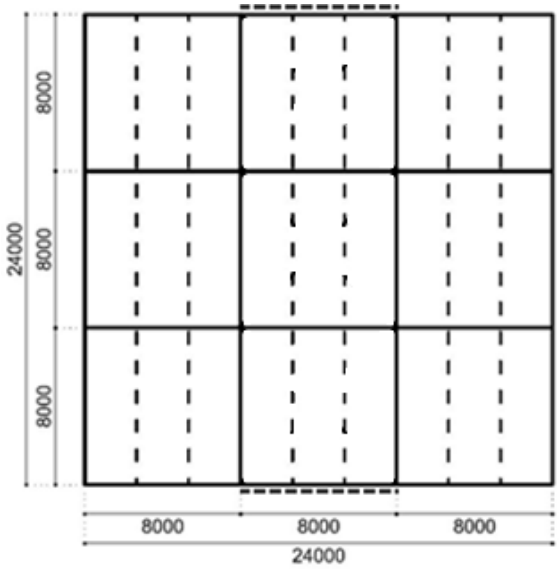


Fig. 5.20: Pianta delle strutture tipo a 2/4/8 piani

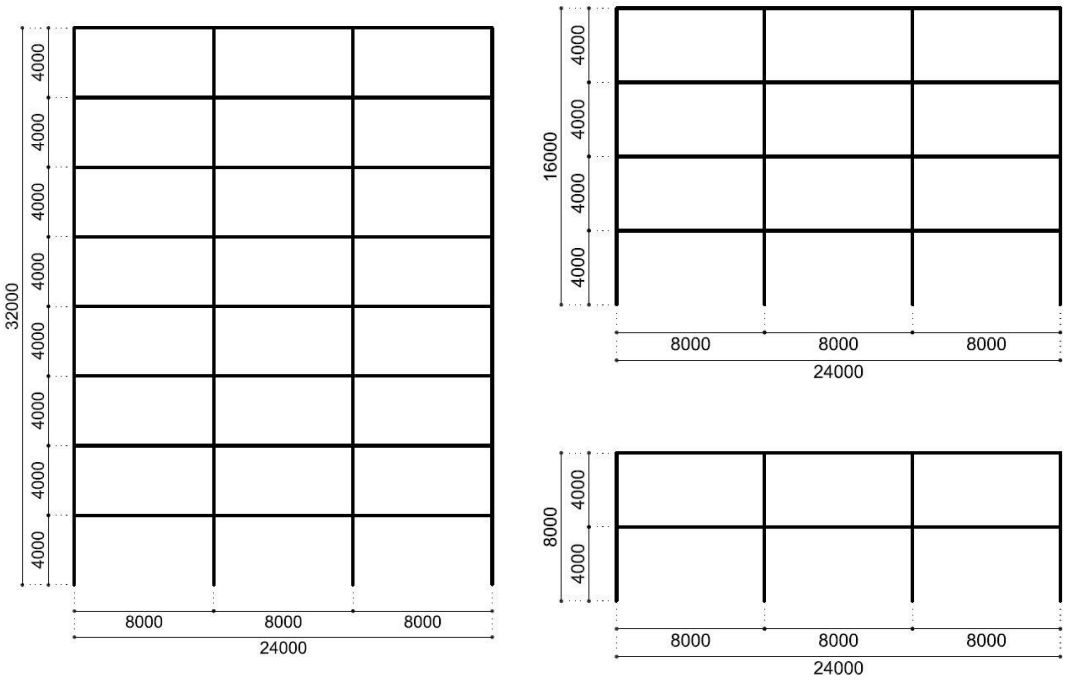


Fig. 5.21: Vista in elevazione delle strutture tipo a 2/4/8 piani

5.6.1.3 Carichi e combinazioni di carico

Un riepilogo dei carichi applicati viene riportato di seguito:

- Carichi permanenti:

2.75 kN/m² soletta composta + lamiera grecata

- Sovraccarichi:

Servizi, soffitto, pavimento galleggiante: 0.70 kN/m² per i piani intermedi
1.00 kN/m² per la copertura
Mura perimetrali 4.00 kN/m

- Carichi accidentali:

Uffici (Classe B): 3.00 kN/m²

Tramezzi mobili 0.80 kN/m²
Carico accidentale totale: 3.80 kN/m²
Carico neve non considerato

- Carico sismico:

Fattore di importanza: $\gamma_I = 1.0$
Accelerazione di picco al suolo: $\alpha_{gR} = 0.20 \cdot g$
Suolo Tipo C – Spettro Tipo 1:
S =1,15 TB = 0,20 sec TC = 0,60 sec TD = 2,00 sec
Fattore di limite inferiore: $\beta = 0.2$
Componente verticale di accelerazione non considerata.
Fattore di struttura q= 4

5.6.1.4 Simulazione numerica

Un edificio con sistema FUSEIS 2 può essere simulato con un modello elastico-lineare tramite appropriati elementi “beam”. La simulazione è stata eseguita sulle regole di progettazione che hanno lo scopo di garantire che lo snervamento avvenga nel fusibile prima di qualsiasi snervamento o rottura altrove. Pertanto, la progettazione degli edifici con sistema FUSEIS 2 è basata sull'ipotesi che i fusibili siano in grado di dissipare l'energia tramite la formazione di meccanismi plastici flessionali.
La modellazione degli edifici è stata eseguita tramite il programma di elementi finiti SAP2000. Tutte le travi e le colonne sono state simulate come elementi tipo “beam”, mentre sono stati utilizzati per la distribuzione dei carichi di superficie elementi di ala senza proprietà strutturali.

5.6.2 Progettazione di edifici con coprigiunti bullonati tipo FUSEIS

L’analisi e il progetto degli edifici sono stati eseguiti tramite il programma di elementi finiti SAP2000. Le solette composte sono state progettate utilizzando il programma SymDeck Designer, che tiene conto delle fasi costruttive sia per gli stati limite di servizio che ultimi. Le colonne sono progettate come elementi in acciaio, la cui sezione varia a seconda del piano e dell'edificio. Le sezioni assegnate vengono fornite in dettaglio nella Tabella 5.4, Tabella 5.5 e Tabella 5.6, rispettivamente per l’edificio a 2, 4 e 8 piani.
Per tutti i piani e gli edifici, è stato scelto per le travi composte principali un profilo IPE450. Le travi secondarie sono composte e in semplice appoggio in HEA200. Le fasi costruttive sono considerate critiche per il dimensionamento di queste travi, e si è ritenuto che fossero posizionati dei supporti temporanei in modo da ridurre sia la deformazione flessionale che la dimensione della sezione. Le solette sono composte per tutti i piani. Esse sono state progettate e verificate in base ai requisiti dell'Eurocode 4 per tutte le possibili situazioni. Fig. 5.22 La Fig. 5.22 mostra la sezione della soletta composta. Lo spessore della lamiera grecata è 0.80mm e l’armatura longitudinale è Ø8/100. Si assume che la trave in acciaio sia collegata alla soletta in calcestruzzo con un collegamento a taglio.

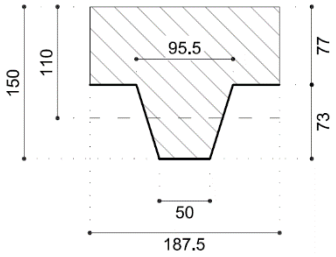


Fig. 5.22: Sezione della soletta composta

Per verificare le combinazioni di carico statico e sismico per l'edificio senza coprigiunti dissipativi, i profili adottati per le colonne in acciaio sono riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 5.4: Sezione delle colonne per l'edificio a 2 piani

Piano	Centro	Perimetro
1-2	HEM360	HEB360

Tabella 5.5: Sezione delle colonne per l'edificio a 4 piani

Piano	Centro	Perimetro
1-2	HEM450	HEB450
3-4	HEM360	HEB360

Tabella 5.6: Sezione delle colonne per l'edificio a 8 piani

Piano	Centro	Perimetro
1-2	HEM550	HEB550
3-4	HEM500	HEB500
5-6	HEM450	HEB450
7-8	HEM360	HEB360

Come illustrato nel paragrafo 5.4, la procedura di progettazione per identificare le proprietà dei coprigiunti dissipativi è iterativa. All'interno del processo di progettazione, due parametri principali dei giunti governano i risultati della verifica: la resistenza flessionale e la rigidezza elastica iniziale dei coprigiunti FUSEIS.
Una volta definite la resistenza flessionale e il livello di rigidezza necessari per verificare la struttura, è stato possibile perfezionare le proprietà geometriche dei coprigiunti.

Viene riportato un esempio per la definizione del coprigiunto n.1 adottato per i primi quattro piani dell'edificio a 8 piani. Basandosi sull'Eq. 5.4, l'area della piastra d'ala viene calcolata con riferimento alla resistenza flessionale negativa necessaria (230 kNm).
Il braccio della coppia interna z viene calcolato come la distanza tra il centro di rotazione (nel baricentro dell'armatura) e della piastra d'ala

$$z = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 450mm + 73mm + \frac{77}{2}mm = 561.5\ mm$$

$$A_{f,fuse} = \frac{M^{-}_{Rd,fuse}}{f_{yd}\ z} = \frac{230x\ 10^6\ Nmm}{\frac{235}{1.15}\ \frac{N}{mm2}\ x\ 561.5\ mm} = 2004\ mm2$$

Fissando la larghezza della piastra d'ala pari a 170 mm, leggermente inferiore rispetto alla larghezza dell'ala della trave in acciaio IPE450 (190 mm), è possibile ottenere lo spessore della piastra.

$$t_{f,fuse} = \frac{2004\ mm^2}{170\ mm} = 11.79\ mm$$

Pertanto viene selezionato uno spessore di 12 mm.

Tabella 5.7: Dimensione delle piastre d'ala e loro distribuzione in altezza per l'edificio a 8 piani

Piano	Coprigiunto n.	Dimensione (mm)
1-4	1	170x12
5-6	2	170x10
7-8	3	170x8

Tabella 5.8: Dimensione delle piastre d'ala e loro distribuzione in altezza per l'edificio a 4 piani

Piano	Coprigiunto n.	Dimensione (mm)
1-2	2	170x10
3-4	3	170x8

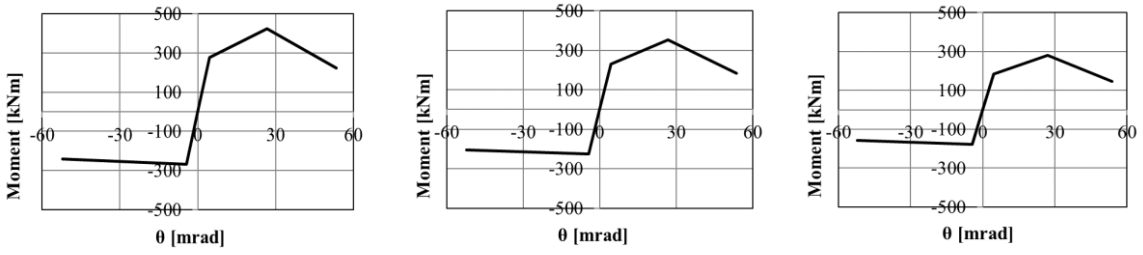
Tabella 5.9: Dimensione delle piastre d'ala e loro distribuzione in altezza per l'edificio a 2 piani

Piano	Coprigiunto n.	Dimensione (mm)
1-2	3	170x8

La lunghezza di libera inflessione viene calcolata sulla base dell'Eq. 4.4 per il coprigiunto n.1 associato al piano inferiore.

$$L_0 = \frac{2\sqrt{2}\,M_p}{Af_y\sqrt{\varepsilon}} = \frac{2\sqrt{2}\;x\;\left(\frac{1}{4}\right)x\;170\;mm\;x\;12\;mm^2\;x\;235\;N/mm2}{12\;mm\;x\;170\;mm\;x\;235\;N/mm2\;x\;\sqrt{0.002}} = 189.73\;mm$$

Pertanto, per tutte i coprigiunti viene assunta una lunghezza di libera inflessione pari a 200 mm.



1) 2) 3)

Fig. 5.23: Legame isteretico dei coprigiunti in termini di momento-rotazione 1) 170x12mm 2) 170x10mm 3) 170x8mm

Una volta identificati tutti i parametri geometrici, utilizzando la formula presentata al paragrafo 5.3.1, il comportamento non lineare in termini di momento-rotazione dei coprigiunti progettati è completamente definito.

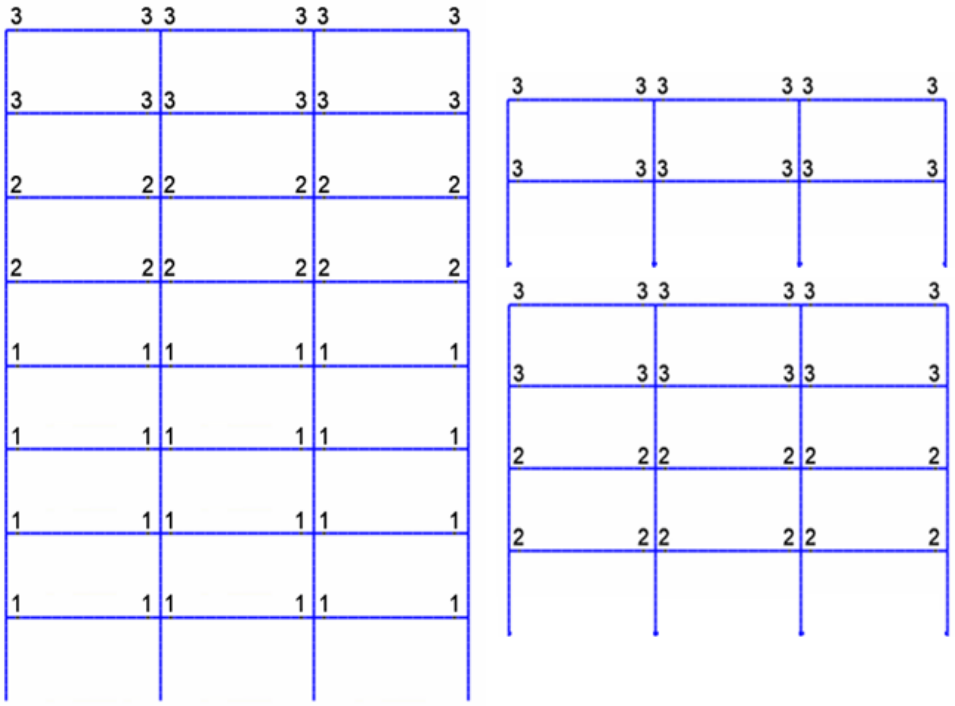
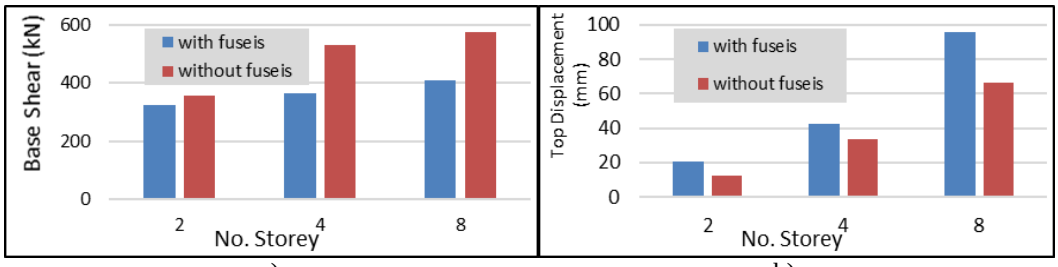


Fig. 5.24: Distribuzione dei coprigiunti bullonati assegnati

Le proprietà principali sono riassunte nelle Figure seguenti.



a) b)

Fig. 5.25: Rapporto di capacità di resistenza (a) e rigidezza elastica per i coprigiunti 1, 2 e 3 (b)

Le piastre d'anima del coprigiunto bullonato sono progettate per resistere solo alle forze di taglio. Secondo i principi di "progettazione in capacità", le forze di taglio massime che potrebbero essere sviluppate alle estremità della trave dipendono dalle capacità resistenti delle travi stesse. L'area minima di progetto richiesta per la piastra d'anima del coprigiunto bullonato, per la resistenza a taglio secondo quanto riportato al paragrafo 5.5.2.3 è la seguente:

Dimensioni della Piastra d'Anima = 170 x 6 mm

Il progetto dovrebbe assicurare che l'armatura rimanga elastica. Al fine di ottimizzare la soluzione, si dovrebbe seguire una procedura iterativa, con l'obiettivo di ottenere un quantitativo minore d'armatura. Sono stati stimati i seguenti valori. Bisogna notare che solo l'armatura posizionata all'interno della larghezza efficace della soletta contribuisce alla resistenza flessionale.

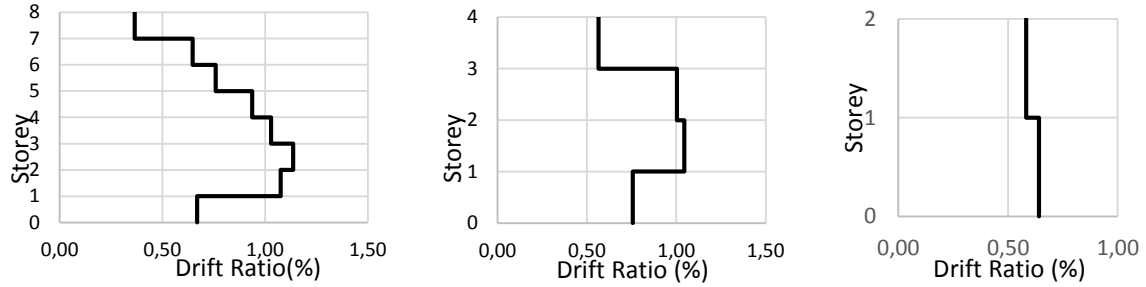
Tabella 5.10: Area dell'armatura longitudinale nella zona dei coprigiunti

Coprigiunto n.	A, armatura superiore (mm^2)	A, armatura inferiore (mm^2)
1	4800	2400
2	4000	2000
3	3200	1600

5.6.2.1 Limitazione dello spostamento di interpiano

La limitazione dello spostamento di interpiano assicura la protezione degli elementi non strutturali sotto carico sismico. Fornisce una stima del danno per diversi livelli prestazionali e definisce la distribuzione della rigidezza all'interno della struttura ed eventualmente la dimensione e la tipologia delle sezioni trasversali utilizzate nel sistema.

La Fig. 5.26 mostra lo spostamento di interpiano che deve essere limitato sulla base dei criteri specificati nell'EC8.



a) b) c)

Fig. 5.26: Rapporto di spostamento di interpiano massimo per telai convenzionali ed edifici con coprigiunti

5.6.2.2 Effetti P-delta

Secondo l'EC8 gli effetti di secondo ordine possono essere valutati con la seguente equazione:

$$\theta = \frac{P_{tot}.d_r}{V_{tot}.h} \qquad \text{Eq. (5.43)}$$

Dove

θ è il coefficiente di sensibilità per gli spostamenti di interpiano

P_{tot} è il carico gravitazionale totale in corrispondenza e al di sopra del piano in esame, considerato nella situazione sismica di progetto

d_r è lo spostamento di interpiano di progetto definito come la differenza degli spostamenti laterali medi d_s alla sommità e alla base del piano preso in esame

V_{tot} è il taglio sismico totale di piano

h è l'altezza di interpiano

Si noti che il valore del coefficiente θ non deve superare 0,3. La Tabella 5.11, Tabella 5.12 e Tabella 5.13 mostrano il coefficiente di sensibilità di spostamento di interpiano calcolato per tutti gli edifici presi in esame.

Tabella 5.11: Coefficiente di sensibilità di spostamento per l'edificio a 8 piani

Piano	Spost. (m)	Spostamento, reale (m)	dr/h	Vtot (kN)	Ptot (kN)	θ	Controllo
1	0,0075	0,030	0,008	346	7205	0,16	< 0.3
2	0,0142	0,057	0,014	336	6294	0,27	< 0.3
3	0,0158	0,063	0,016	316	5383	0,27	< 0.3
4	0,0150	0,060	0,015	287	4473	0,23	< 0.3
5	0,0139	0,056	0,014	248	3564	0,20	< 0.3
6	0,0121	0,048	0,012	199	2653	0,16	< 0.3
7	0,0103	0,041	0,010	139	1742	0,13	< 0.3
8	0,0070	0,028	0,007	71	834	0,08	< 0.3

Tabella 5.12: Coefficiente di sensibilità di spostamento per l'edificio a 4 piani

Piano	Spost. (m)	Spostamento, reale (m)	dr/h	Vtot (kN)	Ptot (kN)	θ	Controllo
1	0,008298	0,033	0,008	230	3531	0,13	< 0.3
2	0,014198	0,057	0,014	206	2631	0,18	< 0.3
3	0,014495	0,058	0,014	158	1731	0,16	< 0.3
4	0,010212	0,041	0,010	87	829	0,10	< 0.3

Tabella 5.13: Coefficiente di sensibilità di spostamento per l'edificio a 2 piani

Piano	spost. (m)	spostamento, reale (m)	dr/h	Vtot (kN)	Ptot (kN)	θ	Controllo
1	0,009082	0,036	0,009	152	1722	0,10	< 0.3
2	0,011675	0,047	0,012	117	824	0,08	< 0.3

5.6.3 Analisi statiche non lineari

L'analisi di Pushover è un'analisi statica non lineare condotta in condizioni di carichi gravitazionali costanti e a carichi orizzontali monotonicamente crescenti, che viene utilizzata per verificare o rivedere i valori del rapporto di sovraresistenza ($^{\alpha_u}/_{\alpha_1}$) e per stimare i meccanismi plastici attesi e la distribuzione del danno.

L'analisi di push-over (statica non lineare) dovrebbe essere eseguita prima per fornire dati statistici sulla sovraresistenza della struttura "Ω" oltre che sul fattore di duttilità dipendente dal tempo "μ". Questi dati potrebbero essere successivamente rivisti sulla base dell'analisi non lineare.

5.6.3.1 Valutazione del comportamento non lineare dei telai

I risultati numerici evidenziano che il numero di cerniere plastiche e la loro distribuzione in altezza sono simili per le diverse strutture convenzionali. Come

previsto, per i telai convenzionali l'intera formazione di cerniere plastiche si è verificata alle estremità delle travi e alla base delle colonne, come previsto dalle norme di progettazione dell'EC8. Mentre, nelle strutture con coprigiunti dissipativi, la deformazione plastica si concentra principalmente nei coprigiunti, gli elementi principali rimangono in fase elastica, il che significa che sono protetti da qualsiasi tipo di danneggiamento. Bisogna notare che la formazione di un meccanismo plastico si verifica più o meno simultaneamente in tutti i piani per i telai con coprigiunti (vedere la Fig. 5.29) assicurando che non si verificano meccanismi tipo "soft storey" nelle strutture. La Fig. 5.27 mostra la curva di pushover degli edifici presi in esame, con coprigiunti bullonati.

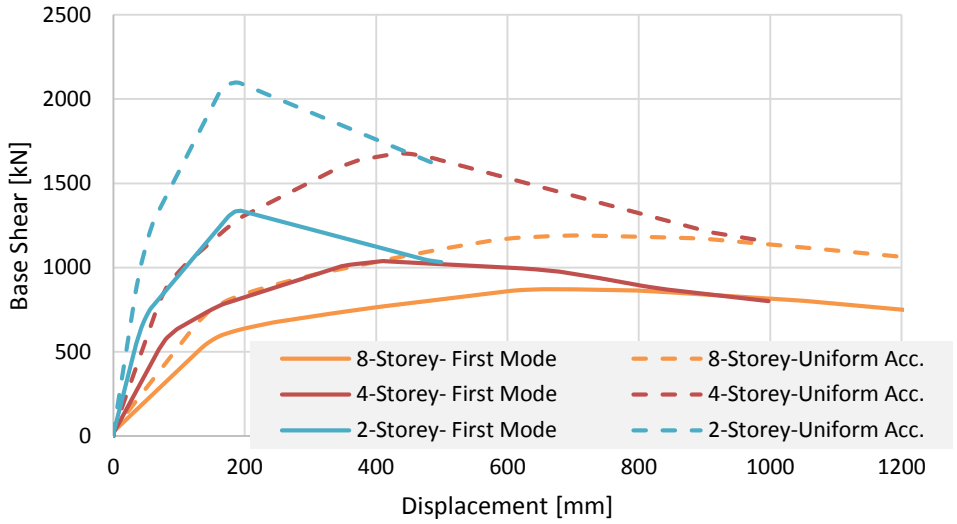
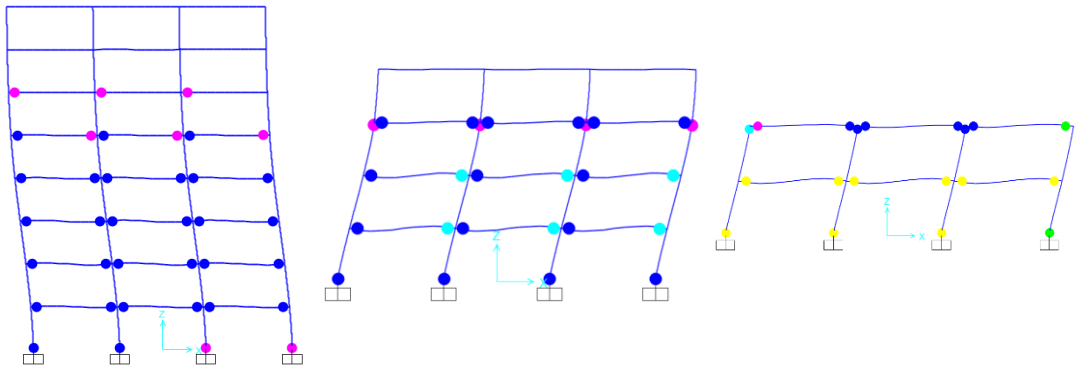


Fig. 5.27: Curve di Push-over per edifici a 2,4 e 8 piani



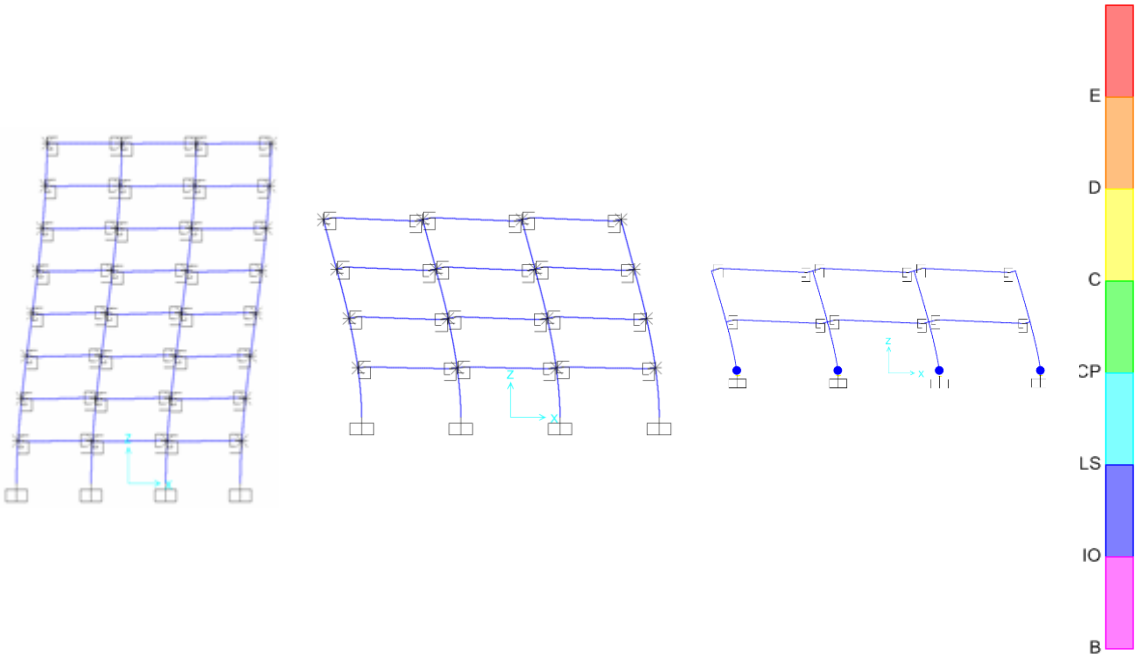


Fig. 5.28:analisi di pushover non lineare - la formazione di cerniere plastiche con uno spostamento uguale a 60cm (δ= 60 cm), (in alto) strutture convenzionali (in basso) edificio con coprigiunti bullonati

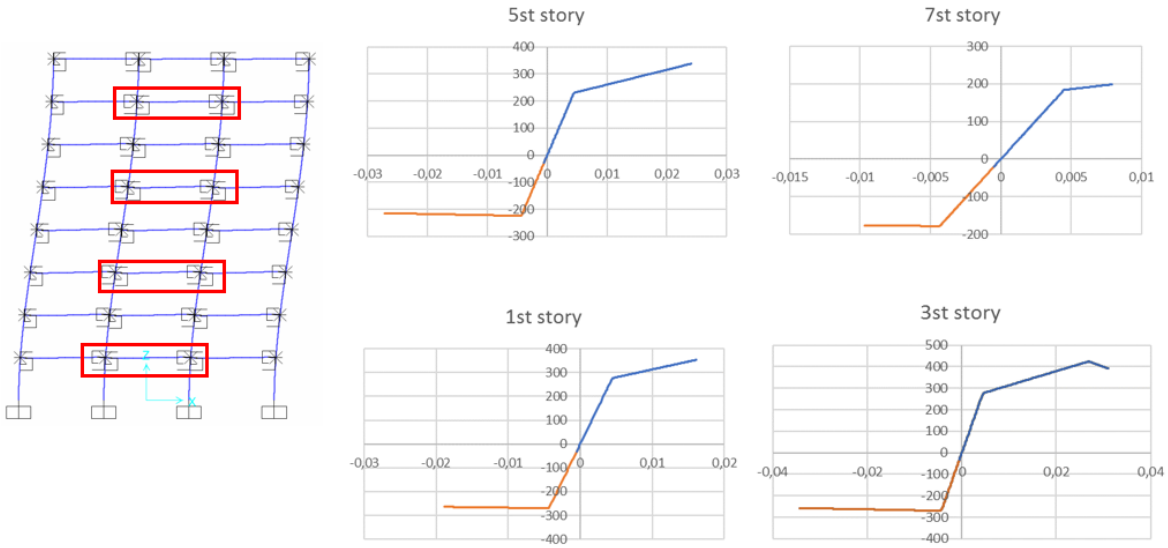


Fig. 5.29: Meccanismo plastico globale a δ= 60cm

5.6.3.2 Valutazione del coefficiente di struttura q

È possibile stabilire dall'analisi un valore preliminare del fattore q, utilizzando la sovraresistenza classica (Ω) e il fattore di duttilità (q) disaccoppiando: $q_{stat} = q \cdot \Omega$. Se il fattore q_{stat} stimato viene trovato essere differente di più del 20% da quello originariamente assunto in fase di progetto si rende necessaria la ri-progettazione.

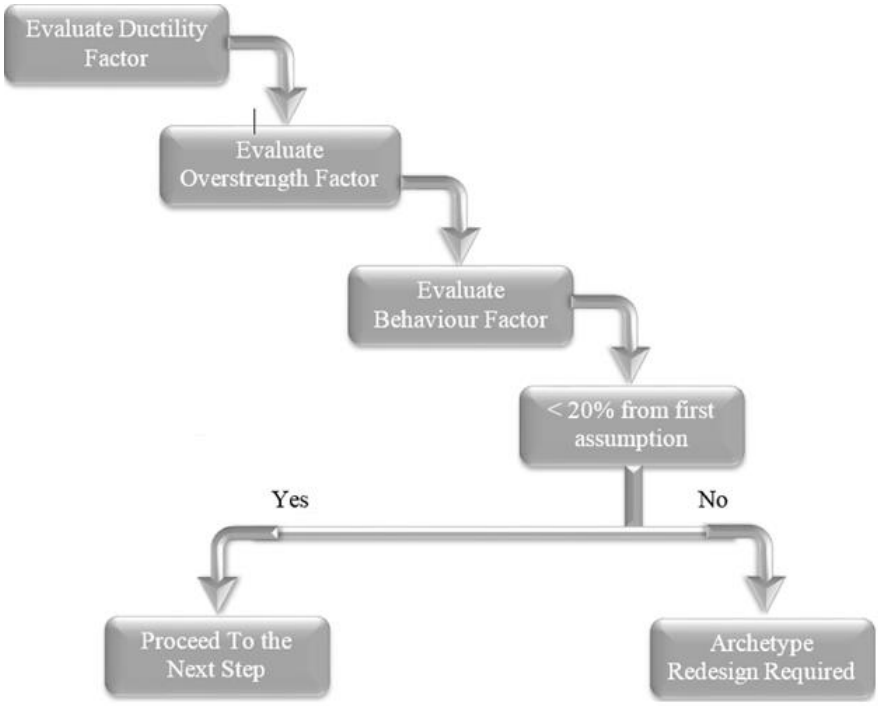


Fig 5.30 Procedura di valutazione del fattore di struttura

Il fattore di struttura è un fattore di riduzione delle azioni in cui gli spettri lineari vengono modificati in spettri non lineari equivalenti. Questo fattore di struttura, chiamato anche "fattore di riduzione", svolge un ruolo importante nella valutazione delle forze di progetto della struttura. Il valore del fattore q è direttamente correlato alla duttilità, al grado iperstaticità, allo smorzamento viscoso e alla sovraresistenza degli elementi. Questi parametri hanno una grande influenza sulla capacità di dissipazione energetica della struttura.

Il fattore di struttura può essere calcolato come il prodotto della duttilità e del fattore di sovraresistenza tramite la seguente equazione:

$$q = q_{\Omega} . q_{\mu} . q_{\xi} \qquad \text{Eq. (5.44)}$$

Dove

q_{Ω} è un fattore dipendente dalla sovraresistenza che viene chiamato anche fattore di riduzione della resistenza

q_{μ} è un fattore dipendente dalla duttilità espresso anche come funzione della duttilità di spostamento

q_{ξ} è il fattore di sforzo ammissibile chiamato anche fattore di riduzione dello smorzamento che può essere definito teoricamente come fattore unitario (assumendo lo stesso rapporto di smorzamento per analisi elastiche e inelastiche).

Tra i diversi metodi disponibili nella letteratura e nella normativa per calcolare questi fattori, viene presentata e spiegata una di queste opzioni per quantificare il fattore di struttura dei casi di studio.

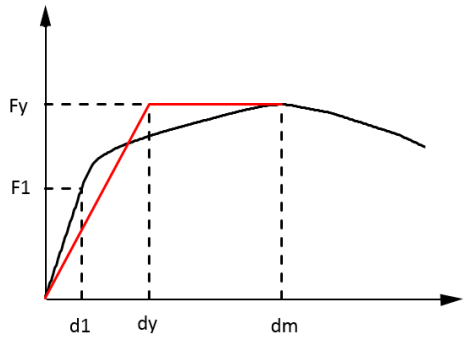


Fig 5.31 Definizione del fattore di struttura

Riferendosi alla Fig 5.31, una corretta approssimazione del fattore di riduzione di forza può essere calcolata come:

$$q_{\Omega} = \frac{F_y}{F_1} \qquad \text{Eq. (5.45)}$$

Dove:
F_y è la resistenza corrispondente alla resistenza di snervamento della curva bilineare idealizzata, che può essere assunta come il taglio massimo alla base.

$$F_y = F_m \qquad \text{Eq. (5.46)}$$

F_m è la massima resistenza effettiva della struttura
F_1 è la resistenza corrispondente al primo snervamento significativo che si può identificare quando un qualsiasi elemento della struttura raggiunge per la prima volta il suo limite plastico.
Il fattore di riduzione della duttilità q_{μ} secondo Newmark e Hall [7] può essere espresso come duttilità di sistema μ relativa al periodo naturale di vibrazione T, proposto dalle seguenti equazioni:

$$\begin{aligned} q_{\mu} &= 1.0 && \text{(per T<0,03s)} \\ q_{\mu} &= \sqrt{2\mu - 1} && \text{(per 0,03s<T<0,5s)} \\ q_{\mu} &= \mu && \text{(per T>0,5s)} \end{aligned} \qquad \text{Eq. (5.47)}$$

La duttilità del sistema μ può essere calcolata tramite la seguente equazione:

$$\mu = \frac{d_m}{d_y} \qquad \text{Eq. (5.48)}$$

dove
d_m è lo spostamento massimo corrispondente al taglio di base massimo effettivo
d_y è lo spostamento corrispondente alla resistenza di snervamento della curva bilineare idealizzata

$$d_y = 2(d_m - \frac{E_m}{F_y}) \qquad \text{Eq. (5.49)}$$

E_m è l'area sottesa dalla curva fino a d_m

Tabella 5.14: Calcolo del fattore di struttura per edifici a 2,4 e 8 piani

	8 Piani	4 Piani	2 Piani	
d_m (mm)	660,55	412,35	193,16	
d_y (mm)	329,06	222,68	131,88	
F_m (kN)	870,73	1037,53	1335,92	
F_y (kN)	870,73	1037,53	1335,92	
F_1 (kN)	525,59	515,636	549,55	
d_1 (mm)	135,15	69,43	35,06	Media
μ	2,01	1,85	1,46	1,77
Ω	1,66	2,01	2,43	2,03
q	3,33	3,73	3,56	3,53
			Dispersione	4,3%

La Tabella 5.14 rappresenta il calcolo del fattore di struttura di tentativo per i tre edifici presi in esame con coprigiunti bullonati. Il fattore di struttura medio calcolato è 3,53 con una dispersione del 4,3%. Tuttavia, vale la pena sottolineare che la valutazione del fattore di struttura riepilogata in Tabella 5.14 si basa solo sul metodo presentato in questo capitolo. Nell'ambito del progetto di ricerca INNOSEIS si sta sviluppando una procedura di valutazione più coerente del fattore q per tener conto dei diversi metodi presentati in letteratura e nelle moderne normative antisismiche per identificare una procedura affidabile per calcolare il valore finale del fattore di struttura.

5.7 CAMPO DI APPLICAZIONE

I fusibili dissipativi possono essere applicati a edifici multi-piano a struttura composta acciaio-calcestruzzo. Una configurazione ottimizzata è costituita da un telaio tipo "Moment-Resisting" composto acciaio-calcestruzzo in una direzione (solitamente disposto lungo l'asse forte delle colonne) e con controventi concentrici nell'altra direzione (solitamente disposti lungo l'asse debole delle colonne). In questa direzione, generalmente la struttura è pendolare, caratterizzata da giunti trave-

colonna a cerniera. I coprigiunti bullonati tipo FUSEIS sono inclusi nella struttura all'estremità di tutte le travi nella direzione del telaio MRF.

5.8 CONCLUSIONI

I fusibili bullonati sviluppati hanno dimostrato di essere molto semplici da sostituire e hanno mostrato buoni indicatori prestazionali in termini di duttilità, rigidezza, dissipazione energetica e resistenza. I coprigiunti bullonati FUSEIS hanno protetto con successo la maggior parte delle parti insostituibili, che generalmente sono rimaste nel dominio elastico come previsto, mentre il comportamento inelastico è rimasto concentrato nelle piastre del fusibile. Questi fusibili si sono dimostrati anche di facile fabbricazione, assemblaggio e sostituzione.

Gli elementi dissipativi sono facilmente sostituibili se risultano danneggiati dopo un forte evento sismico. L'assemblaggio e lo smontaggio in seguito di una prova sperimentale è risultato facile da un punto di vista pratico: il tempo necessario per sostituire un coprigiunto bullonato FUSEIS è di 60 minuti (Sulla base dell'esperienza delle prove in Scala reale eseguite al POLIMI).

Sono state formulate una serie di regole di progetto da introdurre in specifiche normative per la progettazione sismica di strutture con sistema dissipativo FUSEIS. Sono state formulate raccomandazioni pratiche sulla scelta dei fusibili appropriati in funzione dei parametri più importanti e delle verifiche dei componenti. Sono stati definiti i dettagli strutturali e le regole costruttive.

5.9 PUBBLICAZIONI

1. L. Calado, J.M. Proença, M. Espihna, C.A. Castiglioni & I. Vayas – Hysteretic behavior of dissipative devices for seismic resistant steel frames (FUSEIS 2). Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile.
2. C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, M. Espihna, R.M. Gonçalves, T. Rauert & I. Vayas – Seismic resistant composite steel frames with dissipative devices. Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile
3. I. Vayas, C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, T. Rauert, R.M. Goncalves – Dissipative devices for seismic resistant steel frames. Eurosteel 2011, August 31- September 2, 2011, Budapest, Hungary.
4. A. Kanyilmaz, C.A. Castiglioni, A. Drei, I. Vayas, L. Calado, T. Rauert – Nonlinear dynamic response of dissipative devices for seismic resistant steel frames: experimental behaviour and numerical simulation. Compdyn 2011, 26-28 May, Corfu, Greece.

5.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. E. Commission, BS EN 14399-2 High-strength structural bolting assemblies for preloadingPart2: Suitability for preloading. British Standards, 2005.
2. E. Commission, BS EN 1993-1-8: 2005 Design of steel structures — Design of joints. 2005.
3. E. Commission, BS EN 1998-1: 2004 Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. British Standards, 2004.
4. D. ENV, "BS EN 1994-1-1:2004;'Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings,'" Eur. Stand., 2004.

5. FEMA 356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. Washington, D.C.: FEMA, 2000.
6. C. de Normalización, “EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings,” 2005.
7. N. Newmark and W. Hall, “Earthquake spectra and design,” Earth Syst. Dyn., 1982

6 COPRIGIUNTI SALDATI TIPO FUSEIS

6.1 INTRODUZIONE

La resistenza sismica degli edifici in acciaio è ottenuta combinando una varietà di sistemi strutturali tradizionali come i telai tipo Moment-Resisting, le pareti di taglio, i telai con controventi eccentrici e concentrici. In caso di eventi sismici importanti, questi sistemi possono subire danni significativi e presentare grandi spostamenti residui, portando ad una mancata operatività e ad elevati costi di riparazione delle strutture.

Negli ultimi anni sono stati proposti diversi collegamenti, sistemi e dispositivi dissipativi che combinano resistenza, rigidezza e duttilità. Sono in grado di limitare le deformazioni plastiche ai fusibili sostituibili che non solo impediscono il collasso ma limitano anche i danni strutturali. Inoltre, alcuni di essi sono anche in grado di eliminare gli spostamenti residui mostrando proprietà auto-centranti. A tal proposito, essi consentono la fruizione immediata della struttura dopo il terremoto, a condizione che i fusibili danneggiati vengano sostituiti.

Il presente documento mostra i risultati delle indagini sulla prestazione sismica dei coprigiunti saldati tipo FUSEIS, introduce le procedure di progettazione per edifici composti in acciaio, in cui i coprigiunti vengono utilizzati come sistemi sismo-resistenti e fornisce un esempio di progettazione.

I coprigiunti saldati tipo FUSEIS utilizzano fusibili sostituibili con coprigiunti d'ala e d'anima in modo da fornire una dissipazione energetica. Il sistema consiste in un'interruzione a entrambe le estremità delle travi composte del telaio MRF che vengono poi collegate attraverso l'armatura della soletta e le piastre del fusibile. Mentre le piastre sono progettate per mobilitare la loro resistenza massima, le armature vengono mantenute in regime elastico.

Vengono presentati i risultati delle indagini sperimentali e analitiche sui singoli fusibili sotto carico monotonico e ciclico eseguite presso l'IST. Le prove hanno fornito i dati relativi ai parametri non lineari dei fusibili utilizzati nell'analisi statica e dinamica non lineare 2D di telai di edifici rappresentativi con FUSEIS saldati.

L'utilizzo di coprigiunti saldati tipo FUSEIS rappresenta una soluzione economica che è possibile applicare in edifici in acciaio multipiano, con i seguenti vantaggi:

(a) le deformazioni inelastiche sono concentrate nei fusibili dissipativi;

(b) possono essere facilmente fabbricati, installati e rimossi, limitando i costi e il tempo necessari per rendere l'edificio operativo dopo il terremoto.

6.2 DESCRIZIONE DEI COPRIGIUNTI SALDATI TIPO FUSEIS

L'innovativo sistema anti-sismico di coprigiunti saldati tipo FUSEIS viene inserito nel punto di interruzione ad entrambe le estremità delle travi composte del telaio MRF, che vengono poi collegate tramite l'armatura della soletta in calcestruzzo e i fusibili

di piastra d'ala e d'anima (Fig. 6.1). Questo sistema resistente al carico laterale è molto simile agli MRF convenzionali. Tuttavia, sotto un evento sismico, le deformazioni anelastiche sono limitate alle piastre d'ala e d'anima del fusibile, che dissiperanno una grande quantità di energia in ingresso, lasciando il resto della struttura nel regime elastico e non danneggiata. Poiché i danni sono limitati ai fusibili, i lavori di riparazione sono relativamente semplici e meno costosi rispetto a quelli necessari per un edificio sismo-resistente convenzionale.

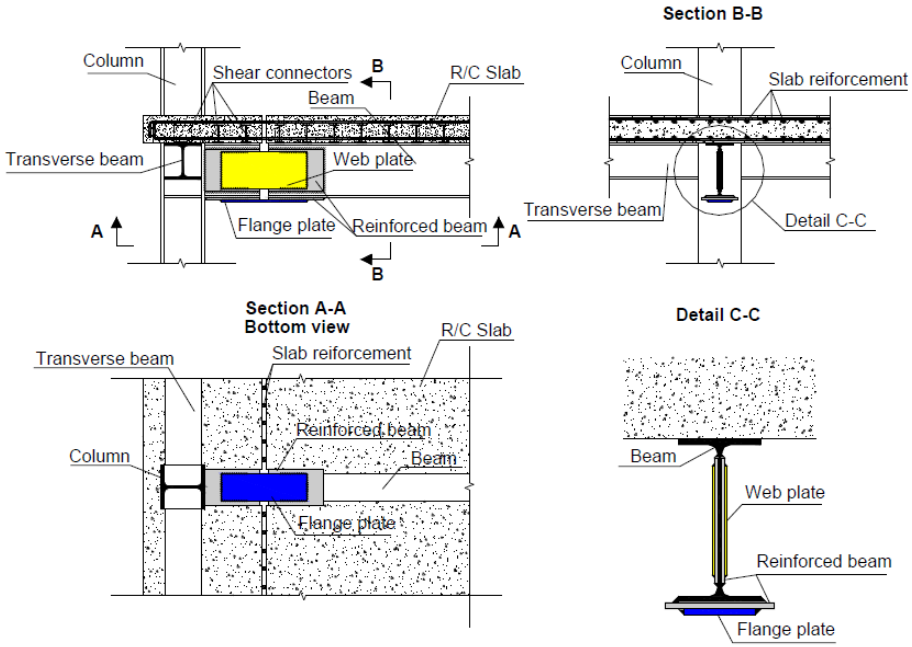


Fig. 6.1: Rappresentazione schematica dei coprigiunti saldati tipo FUSEIS

Lo spazio (gap) nella soletta appena sopra il fusibile ha l'intento di evitare gravi danni al calcestruzzo, permettendo al fusibile di sviluppare rotazioni più grandi, senza un contatto diretto tra gli strati di calcestruzzo. La larghezza del gap nella parte in calcestruzzo armato del fusibile può essere differente da quella delle sue parti in acciaio. I valori consigliati per la larghezza del gap nella soletta in calcestruzzo armato e nelle parti in acciaio sono, rispettivamente, il 10% dell'altezza della soletta e il 10% dell'altezza totale della sezione composta.

L'armatura longitudinale è continua nel gap, garantendo così la trasmissione delle sollecitazioni. Considerando che le armature sono insostituibili, se ne impedisce lo snervamento forzando l'asse neutro plastico a rimanere tra gli strati superiore e inferiore. Per raggiungere l'obiettivo indicato, si raccomanda un'area totale dell'armatura superiore più che doppia rispetto a quella della piastra d'ala.

La zona rinforzata della trave è un'area rinforzata con piastre aggiuntive saldate, sia sull'anima che sull'ala, allo scopo di evitare qualsiasi tipo di danno (ad es. la diffusione della plasticità) nel punto di collegamento e nelle parti in acciaio

insostituibili adiacenti alla trave. Non esistono indicazioni di progettazione rigorose per queste piastre di rinforzo finché si verificano le suddette condizioni.

Il sistema è versatile per quanto riguarda la selezione delle piastre d'ala e d'anima dei fusibili, offrendo al progettista la possibilità di controllare la sequenza di plasticizzazione dei coprigiunti saldati tipo FUSEIS. Ciò può essere ottenuto cambiando le sezioni o la lunghezza delle piastre d'ala dei fusibili.
Al fine di evitare una sovraresistenza eccessiva, il materiale in acciaio dei fusibili dissipativi deve possedere proprietà controllate. Secondo la norma EN 1998-1-1, la loro resistenza di snervamento deve avere un valore massimo di:

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

dove $\gamma_{ov} = 1.25$ è il fattore di sovraresistenza e f_y è il valore nominale della resistenza di snervamento.
La resistenza di snervamento nominale delle piastre d'ala dei fusibili deve essere bassa e preferibilmente non superiore a 235 MPa. Se le proprietà del materiale dei fusibili sono controllate e la loro resistenza di snervamento massima viene garantita come inferiore a quella descritta dall'(6.1), è possibile ridurre il fattore di sovraresistenza, ottenendo così un progetto ancora più economico.

6.3 INDAGINI SPERIMENTALI SUI COPRIGIUNTI SALDATI TIPO FUSEIS

6.3.1 Configurazione sperimentale, campioni sottoposti a sperimentazione e protocolli di carico

La configurazione di prova sperimentale viene mostrata schematicamente in Fig. 6.2. Oltre allo spostamento superiore e alle celle di carico raffigurati in Fig. 6.2, i campioni esaminati sono stati strumentati mediante una serie di 21 trasduttori di spostamento aggiuntivi, mostrati in Fig. 6.3, per monitorare il movimento della struttura agli appoggi, le rotazioni e gli spostamenti trasversali in posizioni differenti lungo la lunghezza della trave e lo scorrimento tra la soletta e la trave.

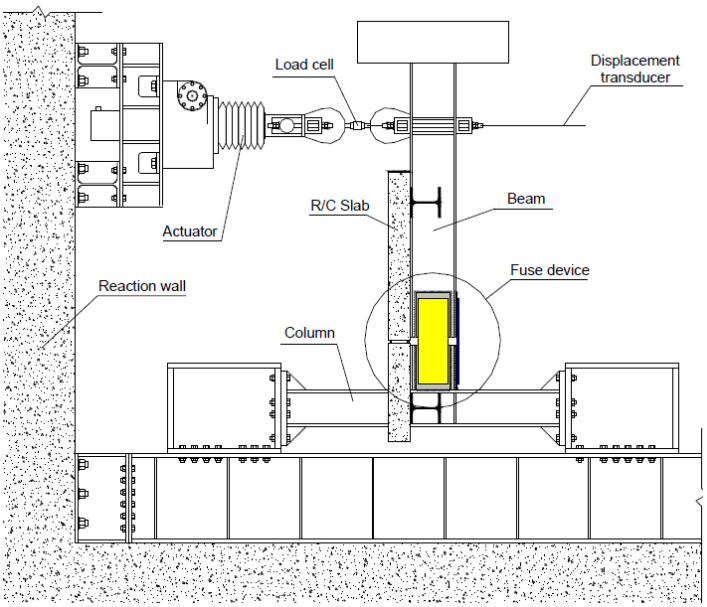


Fig. 6.2: Configurazione della prova sperimentale

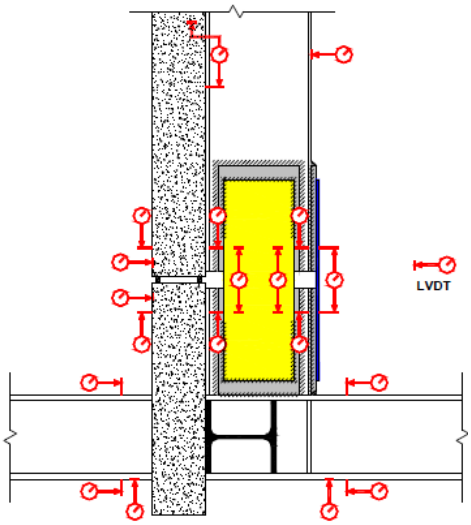


Fig. 6.3: Posizione dei rimanenti LVDT (primo piano)

La configurazione base di prova è costituita da un tipico sotto-assemblaggio trave-colonna, composto da una trave composta IPE300 che supporta una soletta in calcestruzzo armato di 150 mm di spessore e 1450 mm di larghezza, con una colonna HEB240. Il rinforzo longitudinale della soletta è composto da Φ20//100, nello strato superiore, e Φ16//100 + Φ12//200, nello strato inferiore (dimensioni in mm). Sebbene non obbligatorio per il concetto di fusibile in esame, i campioni testati sono realizzati con collegamenti flessibili (definiti anche come duttili) progettati per una capacità di collegamento completa.

Per valutare le prestazioni del fusibile, vengono eseguite in totale dieci prove sperimentali cicliche e due monotone sul singolo sotto-assemblaggio di un collegamento trave-colonna, dotato di fusibili con differenti parametri geometrici. Ogni prova è stata condotta fino alla completa rottura della piastra d'ala del fusibile, in seguito, le piastre dei fusibili sono state sostituite con nuove piastre ed è stata eseguita una nuova prova. Le piastre d'anima sono progettate per resistere alle forze di taglio e hanno le stesse dimensioni in tutte le prove (200x4 mm^2). Le uniche dimensioni che cambiano tra i test sono lo spessore (t_f) e la larghezza (b_f) delle piastre d'ala, poiché la lunghezza di libera inflessione delle piastre di acciaio è di 170 mm per tutti i campioni. La suscettibilità di imbozzamento viene descritta dalla snellezza geometrica λ_G, calcolata come rapporto tra la lunghezza libera (L_0) e lo spessore delle piastre d'ala. L_0 viene impostata come costante in modo che la deformazione di trazione imposta sulle piastre d'ala per le ampiezze di rotazione previste del fusibile possa essere adeguatamente considerata nel campo plastico, ma comunque distante da quella della rottura per trazione riscontrata durante le

prove monotone. Le dimensioni presentate nella Tabella 6.1 vengono scelte per fornire ai fusibili diversi valori del parametro di controllo della progettazione, il rapporto di capacità α, viene definito dall'(6.2).

$$\alpha = \frac{M_{max,fuse}}{M_{pl,beam}} \qquad \text{Eq. (6.2)}$$

dove $M_{max,fuse}$ è il momento massimo sviluppato dal fusibile e $M_{pl,beam}$ è il momento resistente plastico della sezione trasversale della porzione non rinforzata della trave composta (lontano dal fusibile, senza le piastre di rinforzo d'ala e d'anima).

Tabella 6.1: Dimensioni della piastra d'ala dei coprigiunti saldati tipo FUSEIS (in mm) e corrispondente snellezza geometrica

Piastra	A	B	C	D	E	F
t_f	10	10	12	8	12	8
b_f	80	130	110	100	150	140
λ_G	17,0	17,0	14,2	21,3	14,2	21,3

I valori corrispondenti del rapporto di capacità vengono presentati nella Tabella 6.2 sia per momenti positivi (α^+) che per momenti negativi (α^-).

Tabella 6.2: Rapporti di capacità dei coprigiunti saldati tipo FUSEIS

Piastra	A	B	C	D	E	F
α^+	0,45	0,57	0,57	0,47	0,71	0,54
α^-	0,27	0,38	0,39	0,25	0,48	0,30

La prova è articolata in tre fasi principali - la prima, ciclica, per le piastre D, A, B e C, nell'ordine riportato, con ripetizioni - e successivamente, ciclica per una nuova serie di piastre - F e E, sempre nell'ordine riportato - e infine, monotonica, con momenti positivi e negativi, per la piastra C. La sequenza di prova è stata ideata al fine di ridurre gli effetti dei danni accumulati indotti dalle prove precedenti, ad esempio, nell'ordine di resistenza crescente (rapporto di capacità) e, in caso di resistenza equivalente, diminuendo la snellezza geometrica.
Gli spostamenti ciclici vengono imposti sul campione dall'attuatore nella parte superiore della trave, ad una distanza verticale di circa 1,5 m dal centro del fusibile. La storia di carico è stata basata su un protocollo simile a quello proposto nelle Raccomandazioni ECCS (1986), rivisto in termini di rotazione stimata del dispositivo (Krawlinker, 2009). Il protocollo di carico viene descritto nella **Tabella 6.3** in termini di n. degli incrementi di carico ad ampiezza costante. Se la rottura non viene raggiunta al completamento degli undici passaggi della cronologia di carico proposta, i cicli con ampiezza di rotazione del dispositivo di 40 mrad (60 mm) vengono eseguiti fino

alla completa rottura della piastra d'ala.

Tabella 6.3: Protocollo di carico

Incremento di carico (n)	Spostamento superiore imposto (mm)	Rotazione stimata del dispositivo θ (mrad)	N. di cicli
1	2,25	1,5	3
2 ≤ n ≤ 6	3,75(n-1)	2,5(n-1)	3
6 ≤ n ≤ 11	7,50(n-3)	5,0(n-3)	3
n > 11	60	40	3

6.3.2 Prove di caratterizzazione del materiale

6.3.2.1 Prove di trazione dell'acciaio

La caratterizzazione della resistenza dell'acciaio è ottenuta mediante test di trazione standard secondo le Raccomandazioni europee della EN10002-1. Le prove su campioni con differenti valori di spessore delle piastre e diametro delle barre dell'armatura vengono eseguiti tramite una macchina di prova universale Instron. I valori medi dello snervamento e della resistenza e dell'allungamento a rottura ottenuti da queste prove sono presentati in Tabella 6.4 e Tabella 6.5, rispettivamente per l'acciaio strutturale e delle barre d'armatura.

Tabella 6.4: Snervamento medio e parametri a rottura dell'acciaio strutturale S275

Spessore (mm)	f_{ym} (MPa)	f_{um} (MPa)	ε_{um} (%)
4	271,7	402,2	26,3
8	262,8	417,2	26,7
10	274,6	430,3	24,2
12	276,8	429,5	24,9

Tabella 6.5: Snervamento medio e parametri a rottura delle barre d'acciaio A500

ϕ (mm)	f_{sm} (MPa)	f_{um} (MPa)	ε_{um} (%)
10	535,1	644,3	13,7
12	549,0	674,6	13,0
16	577,9	694,2	13,2
20	550,5	675,3	14,8

Considerando i valori ottenuti, l'acciaio strutturale soddisfa i requisiti minimi per essere considerato di tipo S275 e l'acciaio delle barre d'armatura come A500.

6.3.2.2 Prove di compressione sul calcestruzzo

La resistenza alla compressione media del calcestruzzo f_{cm} viene valutata attraverso prove di compressione uniassiale condotte su sei cubi, con lato di 150 mm, eseguite in contemporanea con le prove cicliche. Le modalità di rottura possono essere ritenute adeguate. I risultati sono visibili in Tabella 6.6. Da tali risultati, e secondo quanto prescritto al punto 3.1.2 della EN1992-1-1, è possibile ottenere, con buona approssimazione, il valore caratteristico della resistenza alla compressione cilindrica del calcestruzzo f_{ck} tramite l'espressione: $f_{ck} = f_{cm} - 8$ (MPa). Sulla base di tale espressione, si conclude che il calcestruzzo può essere considerato di classe di resistenza C30/37.

Tabella 6.6: Risultati delle prove di compressione del calcestruzzo

Campione n.	F (kN)	f_c (MPa)
1	910,7	40,5
2	940,1	41,8
3	856,1	38,0
4	951,0	42,3
5	869,7	38,7
6	878,3	39,0

6.3.3 Valutazione dei risultati sperimentali

6.3.3.1 Comportamento isterico generale

L'analisi dei risultati si basa principalmente sui diagrammi momento-rotazione ($M - \theta$) dei fusibili dei campioni. Come esempio, nella Fig. 6.4 vengono mostrati i diagrammi $M - \theta$ per entrambi i test sul fusibile D (la rotazione θ è calcolata dividendo lo spostamento superiore per la distanza dal centro del fusibile).

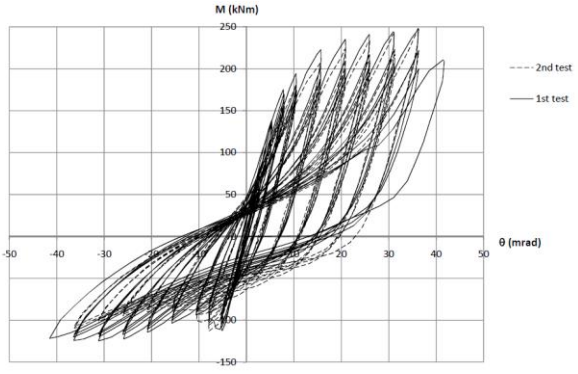


Fig. 6.4: Diagramma $M - \theta$ della piastra D

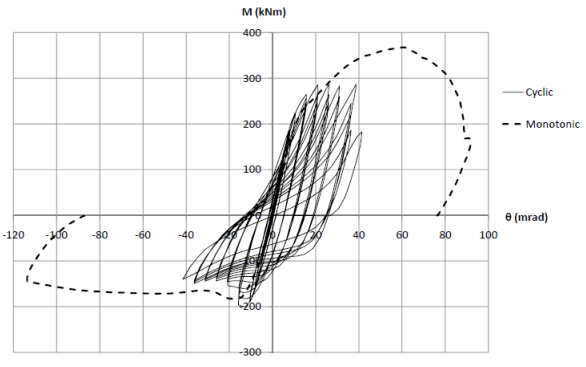


Fig. 6.5: Confronto tra le prove cicliche e monotoniche condotte sul fusibile C

I diagrammi mostrano che il comportamento isteretico dei fusibili è stabile, caratterizzato da un fenomeno marcato di "pinching", dovuto all'imbozzamento delle

piastre del fusibile quando sottoposte a momento negativo, spiegando così anche l'asimmetria del diagramma in termini di momenti. La capacità di deformazione dei fusibili è dimostrata dal fatto che tutti i campioni sono stati in grado di sostenere rotazioni ± 35 mrad, che è il valore minimo raccomandato dalla EN1998-1-1.
Il confronto dei diagrammi $M-\theta$ tra la prima e la seconda prova dello stesso campione del fusibile, mostra un leggero deterioramento in termini di resistenza e dissipazione energetica. Tale deterioramento è una conseguenza del danno accumulato nelle parti del campione in prova che non vengono sostituite tra una prova e l'altra. Le modalità di rottura di tutti i campioni sono simili, con lo sviluppo di cricche nella sezione centrale della piastra d'ala sotto sollecitazioni di trazione.
Inoltre, le misure mostrano che sia la colonna che la trave composta sono rimaste in campo elastico, muovendosi in modo simile a corpi rigidi con piccole deformazioni elastiche. I campioni hanno mostrato un comportamento composto significativo, in cui lo slittamento all'interfaccia soletta-trave si è dimostrato relativamente piccolo, con valori inferiori a 0,20 mm per tutti i campioni.
Il comportamento monotono può essere confrontato con il comportamento ciclico attraverso la sovrapposizione dei diagrammi corrispondenti $M-\theta$, come mostrato in Fig. 6.5 per il fusibile con la piastra C. I diagrammi sono molto simili in termini di rigidezza iniziale e momenti di snervamento. Il diagramma monotono sembra adattarsi bene al diagramma ciclico per la stessa escursione di rotazione e approssima molto bene la curva d'inviluppo ciclica. La combinazione di incrudimento cinematico (che aumenta la resistenza monotona) con fatica oligociclica (che riduce la resistenza ciclica) giustifica le differenze di resistenza osservate sotto momenti positivi. La resistenza sotto momenti negativi è controllata dal fenomeno di imbozzamento che si verifica indipendentemente dal fatto che i test siano monotonici o ciclici. La capacità di deformazione nei test ciclici è notevolmente ridotta a causa degli effetti di accumulo del danno (ad esempio, fatica oligociclica della piastra d'ala).

6.3.3.2 Rigidezza

I risultati ottenuti dal primo test ciclico eseguito su ciascuna piastra del fusibile mostrano che il parametro ξ, definito nelle Raccomandazioni ECCS (1986) come il rapporto tra la rigidezza allo scarico, alla fine di ogni ciclo e la rigidezza elastica iniziale del campione, diminuisce progressivamente durante il ciclo, trasformandosi in una continua perdita di rigidezza. Questa perdita si è rivelata essere più incisiva per le rotazioni sotto momento negativo a causa dell'imbozzamento ciclico delle piastre del fusibile. Inoltre, nei campioni con valori bassi di α la rigidezza si riduce più rapidamente, in particolare nel caso di rotazioni sotto momenti positivi.

6.3.3.3 Resistenza

Per semplificare i confronti tra i risultati dei vari test, viene presentato il rapporto di resistenza adimensionale ε alla fine di ogni ciclo. Questo rapporto viene definito nelle Raccomandazioni ECCS (1986) come momento flettente alla fine di ogni ciclo diviso per il momento al limite elastico del campione nella direzione corrispondente. L'andamento del rapporto di resistenza con il crescere del numero di cicli sembra essere molto simile in tutti i campioni sotto l'effetto di momenti positivi, presentando un incrudimento considerevole, che in alcuni casi fa sì che la resistenza flessionale raggiunga un valore pari a circa 1,5 volte quello del momento al limite elastico. Questo fenomeno è dovuto soprattutto all'incrudimento della piastra d'ala in tensione.

Tuttavia, sotto momenti negativi, i suddetti effetti di incrudimento sono bilanciati, nelle piastre d'ala, da quelli dell'imbozzamento. Di conseguenza, il rapporto di resistenza è generalmente inferiore all'unità. Le resistenze flessionali positive e negative dei fusibili dovrebbero essere controllate direttamente dai valori dei rapporti di capacità, rispettivamente α^+ e α^-. Questa dipendenza può essere osservata in Fig. 6.6 e Fig. 6.7.

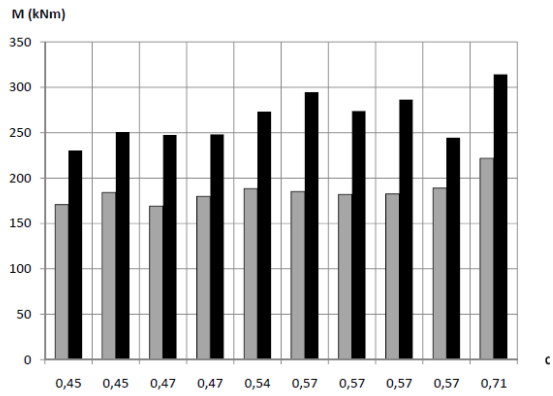


Fig. 6.6: Resistenza flessionale positiva vs. α^+

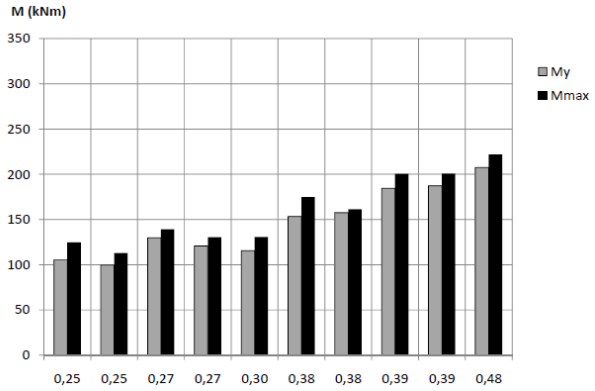


Fig. 6.7: Resistenza flessionale negativa vs. α^-

L'andamento della resistenza flessionale indica che sia il momento al limite elastico (M_y) che i momenti massimi, (M_{max}), determinati in base alle Raccomandazioni ECCS (1986), aumentano con α^+, mostrando pertanto l'esistenza di una ragionevole correlazione. Tuttavia, ci sono alcune eccezioni, in cui lo stesso valore di α^+ corrisponde a differenti valori di resistenza. Questo comportamento apparentemente contraddittorio è osservato negli ultimi campioni sottoposti a sperimentazione, in cui gli effetti di accumulo del danno da prove precedenti hanno portato a perdite di resistenza, trascurate nel calcolo di α.

Per quanto riguarda i momenti negativi, la Fig. 6.7 mostra che la resistenza presenta un aumento più coerente con il rapporto di capacità. Ciò dimostra che la resistenza

flessionale negativa del fusibile è più sensibile a una variazione della geometria della piastra d'ala e, di conseguenza, di α^{-}.

6.3.3.4 Capacità di dissipazione energetica

La capacità di dissipazione energetica svolge uno dei ruoli più importanti nel descrivere le prestazioni sismiche dei fusibili. La quantità totale di energia dissipata W_{total} si è dimostrata essere dipendente da α, sottolineando il fatto che l'entità dello snervamento e dell'imbozzamento delle parti del fusibile hanno un'influenza fondamentale sulla prestazione del fusibile in termini di dissipazione dell'energia.
L'evoluzione del deterioramento tra i test può anche essere interpretata attraverso considerazioni energetiche. Per questo, la quantità totale di energia dissipata nelle diverse piastre del fusibile viene confrontata alla fine del primo e del secondo test su ciascun fusibile. Ad eccezione della piastra D, gli altri fusibili hanno raggiunto livelli più elevati di dissipazione energetica nella prima prova. Ciò indica che il deterioramento delle parti insostituibili, in particolare la fessurazione all'estradosso della soletta in calcestruzzo, influenza la capacità di dissipazione energetica.
L'evoluzione della dissipazione energetica lungo i cicli può anche fornire un'idea della progressione del danno accumulato durante le prove. Per studiare questo aspetto, è stato calcolato il parametro adimensionale η/η_0, dove η è un rapporto di energia alla fine di ogni ciclo e η_0 è lo stesso rapporto alla fine del primo ciclo plastico. Secondo le Raccomandazioni ECCS (1986), il rapporto di energia η_i alla fine del generico ciclo $i-esimo$ è dato dall'(6.3):

$$\eta_i = \frac{W_i}{\Delta M_y\left(\Delta\theta_i - \Delta\theta_y\right)} \qquad \text{Eq. (6.3)}$$

dove W_i è l'energia dissipata nel ciclo $i-esimo$, ΔM_y è il delta dei momenti di snervamento, $\Delta\theta_i$ è il delta delle rotazioni imposte al ciclo $i-esimo$ e $\Delta\theta_y$ è il delta delle rotazioni di snervamento. Il diagramma corrispondente viene presentato nella Fig. 6.8 per la prima prova di ogni campione.

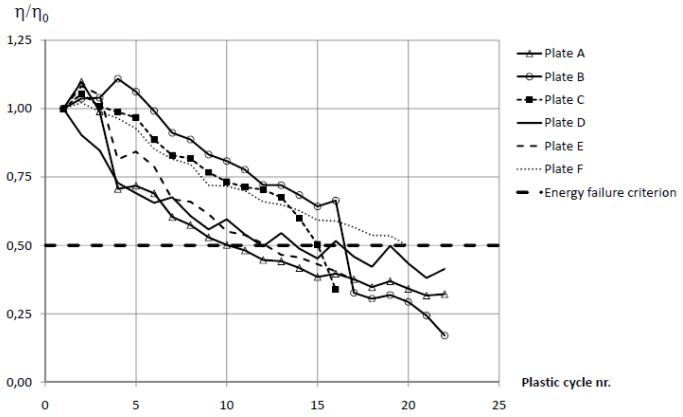


Fig. 6.8: Confronto tra la prima e la seconda prova in termini di dissipazione energetica

Un possibile criterio di rottura basato su criteri energetici può essere di individuare per il parametro η/η_0 un valore costante (eventualmente dipendente dalle proprietà geometriche e del materiale del campione) al di sotto del quale si verifica la rottura. Questo criterio è stato utilizzato da Castiglioni e Pucinotti (2009) e da Agatino (1995) per modellare il collasso di componenti in acciaio. Come inizialmente proposto da Calado e Castiglioni (1996), un approccio semplificato è quello di assumere per il parametro η/η_0 un valore costante pari a 0,5. Questo limite viene mostrato nel diagramma come la curva con la linea tratteggiata, che sembra adattarsi adeguatamente (e a favore della sicurezza) ai risultati sperimentali, in particolare per le piastre del fusibile con un valore più elevato di α. Lo stesso diagramma mostra anche che le curve delle piastre del fusibile A e D intersecano questo limite dopo un numero di cicli più limitato, dopo il loro primo ciclo plastico. Le piastre corrispondenti tendono a instabilizzarsi più facilmente, mostrando un effetto di "pinching" più pronunciato.

In generale, i risultati indicano che i fusibili con valori più elevati di α forniscono livelli di prestazione più elevati, in termini di rigidezza, resistenza, energia dissipata e tasso di deterioramento. Tuttavia, i fusibili con valori di α prossimi all'unità, e la cui resistenza è simile a quella della trave composta, provocano un danno maggiore all'esterno del fusibile, non riuscendo a concentrare la plasticità all'interno della sezione del fusibile. Tale comportamento contraddice uno dei concetti base dei fusibili. Pertanto, i valori di α dovrebbero essere limitati da un limite superiore per impedire la diffusione della plasticizzazione nelle parti insostituibili.

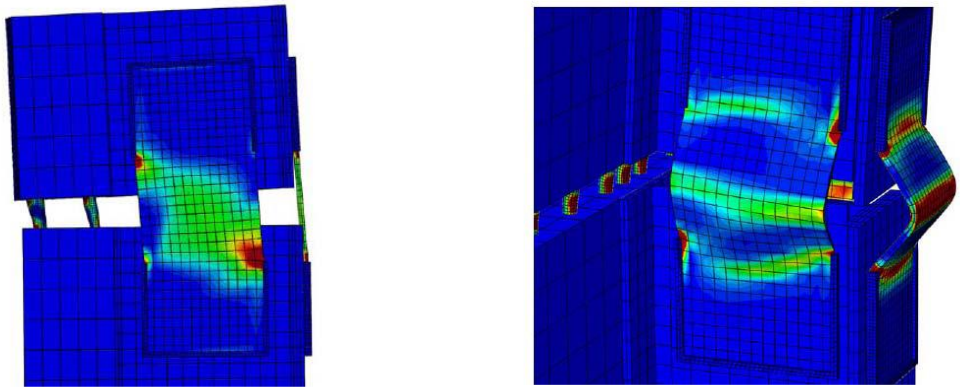
6.4 MODELLO NUMERICO DEI COPRIGIUNTI SALDATI TIPO FUSEIS

6.4.1 Ipotesi di *modellazione*

Un insieme di modelli numerici agli elementi finiti sono stati sviluppati in Abaqus, con l'obiettivo di riprodurre i risultati sperimentali. Tali modelli presuppongono che sia la trave che la colonna siano sufficientemente resistenti da essere considerate rigide e che la trave composta presenta una connessione a taglio completa. Poiché il comportamento del fusibile dipende innanzitutto dallo snervamento e dall'imbozzamento delle piastre in acciaio e nelle prime prove non si osservano grandi fessurazioni, il calcestruzzo viene modellato in fase elastica, riducendo considerevolmente l'onere computazionale (Espinha, 2011). Il legame sforzi-deformazioni adottato per l'acciaio si basa sui risultati forniti da prove di trazione effettuate su campioni estratti dai profili in acciaio. Le proprietà dell'acciaio sono modellate con un incrudimento lineare e secondo il criterio di snervamento di Von Mises, tenendo conto delle disposizioni delle EN 1993-1-1 e EN 1993-1-5.

6.4.2 Valutazione del risultato

Le Fig. 6.9(a) e (b) illustrano rispettivamente le deformazioni plastiche sviluppate sul fusibile sotto momenti positivi e negativi.



(a) (b)

Fig. 6.9: Sviluppo degli sforzi plastici sul fusibile sotto momenti positivi (a) e negativi (b)

Le figure mostrano le deformazioni plastiche del fusibile. Questi diagrammi illustrano la capacità del fusibile di concentrare la plasticità all'interno delle proprie piastre. Le simulazioni numeriche consistevano in una sequenza monotona di incrementi di spostamento, consentendo il confronto con gli inviluppi ciclici sperimentali.
In generale, i modelli prevedono il comportamento sperimentale con l'adeguata accuratezza, in particolare in campo elastico. Per quanto riguarda il momento massimo, si osserva un incrudimento più marcato nel modello numerico, in quanto il modello a elementi finiti viene caricato in modo monotono a partire da condizioni indeformate e assenza di danno e, quindi, non riproduce il deterioramento della resistenza rispetto ai cicli precedenti, che viene invece osservato nelle prove sperimentali. Per quanto riguarda la rigidezza, il modello a elementi finiti è più rigido di quello testato sperimentalmente. Questa maggiore rigidezza è più marcata nelle piastre C, E e F, che sono fra le ultime ad essere testate sperimentalmente, indicando che la differenza sia probabilmente una conseguenza della perdita di rigidezza elastica mostrata da tali campioni, a causa dell'accumulo del danno sulle parti insostituibili, della rottura del calcestruzzo e degli effetti di fatica oligociclica.
Un altro aspetto evidenziato nei risultati numerici è che le sezioni non restano piane, nonostante il fatto che l'asse neutro plastico sia vicino al baricentro degli strati dell'armatura. In tal senso, l'ipotesi di Bernoulli non può essere considerata del tutto valida, complicando così lo sviluppo di modelli progettuali analitici.

6.5 LINEE GUIDA DI PROGETTAZIONE

Le conclusioni degli studi analitici e numerici sono riassunte nella guida di progettazione presentata di seguito per l'applicazione pratica. La guida di progettazione fornisce le raccomandazioni sulla scelta dei fusibili appropriati in funzione dei parametri più importanti, come la configurazione del telaio, la zona sismica, lo spettro e, più in generale, la resistenza e la richiesta in termini di

deformazione. La metodologia progettuale, descritta nella guida di progettazione, si basa sulle disposizioni delle EN1993-1-1, EN1994-1-1 e EN1998-1-1. Alcune clausole della EN1998-1-1 sono state opportunamente riorganizzate per consentire l'utilizzo dei dispositivi secondo le normali disposizioni del codice. Comprende anche dettagli strutturali e misure costruttive.

6.5.1 Progetto *preliminare*

6.5.1.1 Procedura proposta

È più complesso progettare elementi per resistere alle azioni sismiche. I loro effetti in termini di forze interne sono difficili da prevedere perché l'entità dell'azione dipende dalle caratteristiche meccaniche degli elementi. La progettazione dei coprigiunti è, pertanto, una procedura iterativa. A questo proposito, questo paragrafo intende fornire al progettista alcune raccomandazioni sulla progettazione preliminare delle dimensioni dei coprigiunti.

Innanzitutto, dato che i fusibili sono principalmente usati per resistere ai carichi laterali (il loro posizionamento dovrebbe essere vicino alle zone di momento nullo per la combinazione fondamentale di carico), la sezione trasversale della trave composta deve essere determinata in base alla combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo, presumendo un telaio senza fusibili.

In secondo luogo, è necessario eseguire un progetto sismico della struttura convenzionale (senza coprigiunti saldati tipo FUSEIS) con un appropriato fattore q. I momenti interni risultanti nella posizione in cui verranno posizionati i coprigiunti devono quindi essere considerati come momenti di progetto per i fusibili. Con questi valori, è possibile anche calcolare i valori di α^+ in fase di progettazione preliminare, e verificarne l'accettabilità. La progettazione dei coprigiunti FUSEIS deve essere fatta in modo che la sequenza di formazione di cerniere plastiche in essi sia in grado di accompagnare, in modo approssimativo, la deformazione della struttura causata dall'azione sismica.

Terzo, con il momento di progetto dei coprigiunti e considerando l'asse neutro plastico situato vicino al baricentro degli strati di armatura superiore e inferiore, è possibile calcolare la sezione trasversale della piastra d'ala del fusibile.

Quarto, la distanza dello spazio (gap) e la lunghezza libera L_0 sono determinate per consentire lo sviluppo della rotazione desiderata senza provocare un imbozzamento eccessivo nelle piastre del fusibile o nell'armatura, assicurando che il collegamento sia duttile.

Quinto, a condizione che l'asse neutro plastico rimanga approssimativamente nella posizione considerata, si calcolano contemporaneamente, attraverso il modello di resistenza descritto al punto 5.1.2, l'area degli strati d'armatura superiore e inferiore, nonché i momenti ultimi negativo e positivo dei coprigiunti. L'area dell'armatura calcolata dovrebbe essere considerata come valore limite inferiore. È possibile

aumentare l'armatura per ottenere un progetto più conservativo che garantisca la sua permanenza in campo elastico, fintanto che la deformazione nella piastra d'ala è superiore rispetto alla sua tensione di snervamento. È possibile quindi calcolare i valori reali di α^+ e α^-. Non è consigliabile che questi due valori abbiano grandi discrepanze a causa dell'influenza negativa sul comportamento della struttura, in quanto il diagramma momento-rotazione dovrebbe essere il più simmetrico possibile.

Sesto, con i momenti massimi del fusibile, è possibile determinare diversi aspetti: (a) la forza di taglio massima può essere calcolata sulla base delle considerazioni di equilibrio e assumendo una forza di taglio costante lungo la trave durante le situazioni sismiche. La forza di taglio permette la progettazione delle piastre d'anima, in modo da resistere alla totalità del taglio. b) La lunghezza e l'area necessaria per le piastre di rinforzo d'ala e d'anima disposte sulle zone rinforzate della trave possono essere calcolate in modo da assicurare, da un lato, la loro resistenza alle azioni imposte e, dall'altro, che le parti non rinforzate della trave rimangano elastiche.

Infine, è possibile calcolare, tramite il metodo descritto al punto 6.5.1.3, il momento al limite elastico e la relativa rotazione (di conseguenza, la rigidezza del fusibile). In definitiva, si ottiene la relazione costitutiva isteretica del fusibile che viene utilizzata nelle analisi lineari e non lineari della struttura finale per controllare se verifica le condizioni di sicurezza.

6.5.1.2 Modello di resistenza

È possibile calcolare il momento positivo massimo sulla base dello schema illustrato in Fig. 6.10. Vi è la possibilità di fare due ipotesi: (a) le piastre d'anima non vengono considerate e (b) il modello si basa sull'ipotesi di sezione piana di Bernoulli.

Tuttavia, i risultati del modello numerico mostrano che le deformazioni, lungo l'altezza della sezione trasversale del fusibile, non sono lineari, chè riduce, e addirittura modifica di segno il diagramma delle azioni assiali riducendo la resistenza flessionale.

D'altra parte, la considerazione di una distribuzione non lineare degli sforzi va contro la filosofia del progetto pratico perché complica notevolmente il calcolo della resistenza dei fusibili.

A tal fine e considerando che la riduzione del momento resistente può compensare in qualche modo l'aver trascurato la resistenza delle piastre d'anima, il modello proposto può essere ritenuto come una buona approssimazione per il calcolo dei momenti minimo e massimo del fusibile. Va notato che la Fig. 6.10 è valida per i momenti positivi. Per i momenti negativi, la direzione delle forze e del momento dovrebbe essere invertita.

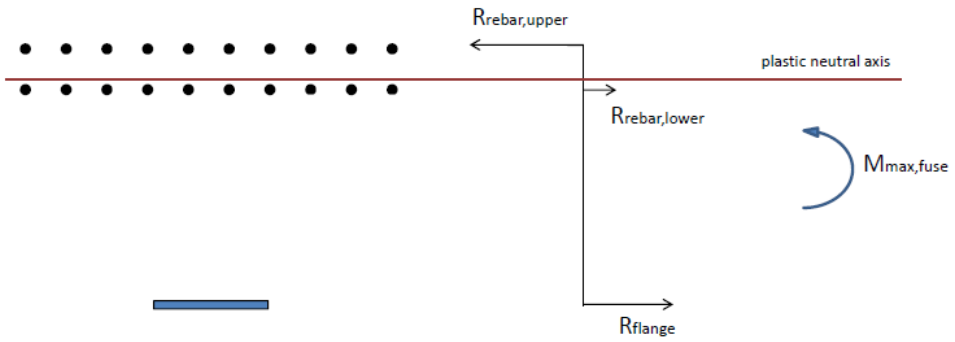


Fig. 6.10: Modello per calcolare il momento positivo massimo del fusibile

Per momenti positivi:
Innanzitutto, avendo definito la posizione dell'asse neutro plastico, la curvatura finale del giunto viene calcolata imponendo la deformazione ultima dell'acciaio nella piastra d'ala. La forza assiale massima sviluppabile dalla piastra d'ala è $R_{flange} = f_{u,flange} \cdot A$, dove A è l'area di sezione trasversale dell'elemento e $f_{u,flange}$ è la deformazione ultima a trazione dell'acciaio della piastra d'ala.
In secondo luogo, la deformazione negli strati d'armatura superiore e inferiore può essere determinata con riferimento ad un andamento lineare delle deformazioni assiali nella sezione. Dato che l'armatura deve rimanere in regime elastico, le sollecitazioni nell'armatura possono essere ottenute moltiplicando le loro deformazioni per il modulo elastico E.
Terzo, l'area degli strati di armatura superiore e inferiore viene ora scelta per soddisfare la condizione di equilibrio espressa nell'(6.4). L'ipotesi fatta per la posizione dell'asse neutro plastico è anche convalidata implicitamente soddisfacendo l'(6.4). Come punto di partenza, è necessario applicare il doppio dell'area della piastra d'ala per l'area dello strato di armatura superiore. Quindi, l'area dello strato di armatura inferiore viene calcolata per raggiungere l'equilibrio.

$$\sum_i R_i = 0 \qquad \text{Eq. (6.4)}$$

dove R_i è la forza presentata da ciascun elemento i.

Quarto, conoscendo le forze di ciascun componente, viene calcolato il momento ultimo del fusibile con l'(6.5).

$$M_{max,fuse} = \sum_i R_i \cdot z_i \qquad \text{Eq. (6.5)}$$

dove z_i è il braccio di leva di ciascun elemento i.

Infine, la rotazione ultima sotto momento positivo può essere ottenuta moltiplicando la curvatura ultima del giunto per la lunghezza libera delle piastre del fusibile.

Per momenti negativi:

È necessario prestare particolare attenzione alla stima degli sforzi massimi di compressione nell'ala a causa degli effetti di imbozzamento. Questo valore può essere ottenuto sulla base del modello proposto da Gomes e Appleton (1992) che viene presentato nella Fig. 6.11. L'espressione che ne risulta viene presentata nell'(6.6).

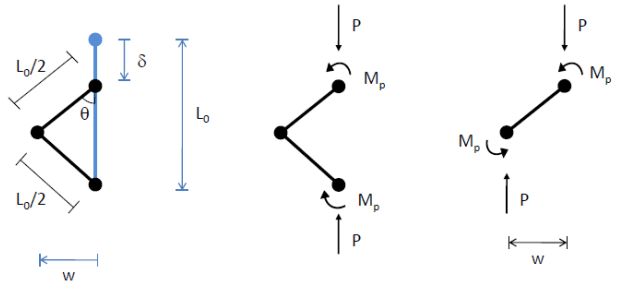


Fig. 6.11: Meccanismo plastico

$$\sigma = \frac{2\sqrt{2}M_p}{AL_0}\frac{1}{\sqrt{\varepsilon}} \qquad \text{Eq. (6.6)}$$

dove A è l'area della sezione trasversale della piastra del fusibile, σ è la tensione massima di compressione, L_0 è la lunghezza di libera inflessione, M_p è il momento plastico della piastra d'ala e ε è la deformazione. Successivamente, viene ottenuto il legame sforzi-deformazioni dell'acciaio dell'ala sotto compressione, come illustrato in Fig. 6.12.

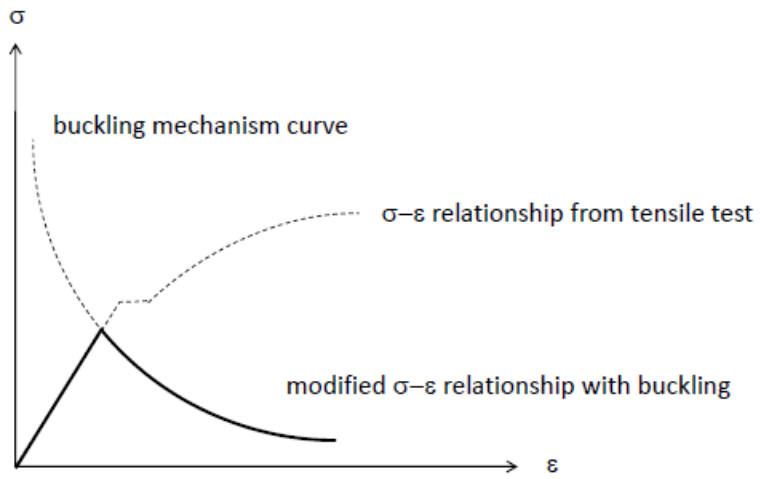


Fig. 6.12: Definizione della curva $\sigma - \varepsilon$ modificata con imbozzamento

Per semplificare la stima della diramazione negativa della curva isterica del giunto, il presente documento considera una tensione massima di compressione nella

piastra d'ala pari alla tensione di snervamento dell'acciaio. Ciò implica che la tensione massima di compressione è il valore minimo tra i due valori: la tensione calcolata sulla base della curva del meccanismo di imbozzamento o la tensione di snervamento dell'acciaio.
La resistenza a compressione viene quindi determinata moltiplicando la tensione di compressione risultante per l'area della piastra d'ala. Infine, il momento negativo è approssimato dal prodotto della forza per la distanza tra i baricentri della piastra e l'armatura.
Resistenza a taglio:
Per quanto riguarda le piastre d'anima, che dovrebbero resistere esclusivamente al taglio, la loro resistenza a taglio deve tenere conto degli effetti dell'imbozzamento a taglio, secondo il punto 5.2 della EN1993-1-5:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w h_w t_w f_{y,w}}{\sqrt{3}} \qquad \text{Eq. (6.7)}$$

dove h_w è l'altezza della sezione trasversale della piastra d'anima, t_w è lo spessore della sezione trasversale della piastra d'anima, $f_{y,w}$ è la tensione di snervamento dell'acciaio dei piatti d'anima, χ_w è il fattore di riduzione della resistenza per l'imbozzamento a taglio.
Il valore di χ_w è uguale a 1,0 finché la condizione seguente è valida:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta}\sqrt{\frac{235}{f_{y,w}}} \qquad \text{Eq. (6.8)}$$

dove η è un parametro che dovrebbe essere considerato come 1.2, come raccomandato dalla Norma. Va notato che l'equazione è valida solo per le piastre non irrigidite.

6.5.1.3 Modello di rigidezza

La metodologia per calcolare la rigidezza dei coprigiunti saldati si basa anch'essa sullo schema del modello di resistenza. Il momento al limite elastico, la curvatura e la prima approssimazione della rotazione al limite elastico possono essere ottenuti una volta conosciuto il baricentro delle rigidezze, assumendo il raggiungimento della deformazione al limite elastico nell'acciaio della piastra d'ala.
La rotazione al limite elastico viene quindi ricalibrata tramite un coefficiente, in modo da tener conto della riduzione della rigidezza dovuta alle deformazioni a taglio. Il valore risultante del coefficiente, calibrato in base ai risultati delle prove di laboratorio presentati nel paragrafo 3, è pari a 6,26.

Questo valore è stato calibrato su un intervallo di dimensioni della piastra che varia da 10x80 mm^2 a 12x150 mm^2. Si consiglia di prestare particolare attenzione quando si progettano coprigiunti con dimensioni oltre l'intervallo specificato. Tuttavia, è stata condotta un'analisi di sensibilità per verificare come la variabilità del valore calibrato influenza il comportamento globale della struttura. Gli effetti osservati di questa variazione sul comportamento globale della struttura sono stati molto piccoli e, pertanto, possono essere trascurati.

6.5.2 Progettazione per analisi elastiche lineari

Le regole di progettazione hanno lo scopo di garantire che lo snervamento avvenga nei fusibili prima di snervamenti o rotture in altri punti. In tal senso, la progettazione degli edifici con sistema FUSEIS saldato è basata sull'ipotesi che i fusibili siano in grado di dissipare l'energia tramite la formazione di meccanismi di flessione plastica.

6.5.2.1 Simulazione e valore preliminare del fattore di struttura

È possibile simulare il comportamento di un edificio con sistema FUSEIS saldato tramite un modello elastico-lineare e introducendo appropriate molle rotazionali a entrambe le estremità delle travi dell'MRF. La rigidezza delle molle deve essere uguale a quella stimata al punto 5.1.3. Le forze interne risultanti dall'analisi vengono quindi divise per il fattore di struttura q. Poiché solo i fusibili dovrebbero avere un comportamento anelastico, il fattore q dipende principalmente dalle riserve di duttilità dei fusibili e dalla tipologia e regolarità strutturali. Vengono riportate alcune indicazioni preliminari sul fattore di struttura, tuttavia si dovrebbero condurre ulteriori indagini con analisi non lineari per valutarne adeguatamente il valore. Nel caso generale, quando i collegamenti trave-colonna forniscono una stabilità sufficiente senza indurre gravi effetti del secondo ordine, il valore di q può essere considerato come 4,0 e 5,0, rispettivamente per una classe di duttilità media e alta. Nei casi in cui la rigidezza complessiva della struttura sia molto bassa, per permettere gli spostamenti imposti, la struttura deve essere considerata come un pendolo inverso con un fattore di struttura di 2,0.

6.5.2.2 Analisi e verifica di sicurezza

L'analisi lineare statica viene effettuata con carico permanente e accidentale e gli elementi del telaio principale sono progettati secondo le indicazioni della EN1993-1-1 agli stati SLU e SLE. Il metodo convenzionale per il calcolo delle forze interne sotto carico sismico è l'analisi dello spettro di risposta multi-modale, in cui il numero di modi di vibrazione considerati in ogni direzione è tale che la somma della massa efficaci è almeno pari al 90% della massa totale.

6.5.2.2.1 Effetti del secondo ordine

L'eventuale influenza degli effetti del secondo ordine deve essere controllata tramite la limitazione del coefficiente di sensibilità di spostamento di interpiano θ al di sotto

dei valori limite riportati dal Codice. Il coefficiente θ viene calcolato dall'(6.9) per ciascun piano per entrambe le direzioni x e y della costruzione.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \qquad \text{Eq. (6.9)}$$

dove P_{tot} è il carico verticale totale in corrispondenza e al di sopra del piano considerato nella situazione sismica di progetto, V_{tot} è il taglio sismico di piano, d_r è lo spostamento di interpiano e h_{story} è l'altezza del piano corrispondente.
Le disposizioni normative richiedono per gli edifici di limitare il loro coefficiente di sensibilità di spostamento di interpiano a $\theta \leq 0.1$, se si ignorano gli effetti del secondo ordine. Se $0.1 < \theta < 0.2$, gli effetti del secondo ordine possono essere presi in considerazione in modo semplificato moltiplicando gli effetti dell'azione sismica rilevanti per un fattore pari a $1/(1-\theta)$. Se $0.2 < \theta < 0.3$, deve essere eseguita una più accurata analisi del secondo ordine. In ogni caso, il valore deve essere inferiore a 0,3.

6.5.2.2.2 Limitazione dello spostamento di interpiano

Nelle analisi elastico-lineari gli spostamenti reali indotti dall'azione sismica di progetto d_s devono essere calcolati sulla base degli spostamenti elastici d_e del sistema strutturale attraverso l'espressione:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \text{Eq. (6.10)}$$

Lo spostamento di interpiano d_r è definito come la differenza degli spostamenti laterali medi nella parte superiore e inferiore del piano preso in esame. A seconda del tipo degli elementi non-strutturali (materiali fragili, duttili o non collegati) e della classe di importanza dell'edificio, si confronta lo spostamento di interpiano d_r con i corrispondenti valori da normativa.

6.5.2.2.3 Verifiche degli elementi dissipativi

I FUSEIS saldati devono essere verificati per resistere alle forze e ai momenti interni nella combinazione sismica più sfavorevole e soddisfare le seguenti condizioni: forze assiali, resistenza a taglio e capacità flessionale.
Dovrebbe essere verificato, attraverso l'(6.11), che il momento flettente e la resistenza a taglio di completa plasticizzazione non vengano ridotte dalla presenza di forze di compressione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,fuse,Rd}} \leq 0.15 \qquad \text{Eq. (6.11)}$$

dove N_{Ed} è la forza assiale di progetto e $N_{pl,fuse,Rd}$ è la resistenza assiale di progetto dei FUSEIS saldati.
La resistenza a taglio deve essere verificata con i criteri di "capacity design", considerando che le cerniere plastiche si sviluppano contemporaneamente a entrambe le estremità delle travi del telaio MRF. Si noti che la resistenza a taglio degli elementi FUSEIS saldati è ipotizzata essere sviluppata esclusivamente dalle piastre d'anima.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,fuse,Rd}} \leq 1.0 \qquad \text{Eq. (6.12)}$$

dove $V_{CD,Ed} = 2M_{max,fuse}/L_{fuses,ij}$ è la forza di taglio di "capacity design", $M_{max,fuse}$ è il valore massimo del momento sviluppato dai fusibili, $L_{fuses,ij}$ è la distanza tra i fusibili della stessa trave e $V_{pl,fuse,Rd}$ è la resistenza a taglio sviluppata dalle piastre d'anima.
La capacità flessionale deve essere verificata come segue:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{max,fuse}} \leq \frac{1}{\Omega} \leq 1.0 \qquad \text{Eq. (6.13)}$$

dove M_{Ed} è il momento di progetto, $M_{max,fuse}$ è il momento massimo del fusibile e Ω è il fattore di sovraresistenza.

6.5.2.2.4 Comportamento dissipativo globale

Per ottenere un comportamento dissipativo globale della struttura, bisogna verificare che i rapporti massimi Ω su tutta la struttura non differiscano dal valore minimo Ω di più del 25%.

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \qquad \text{Eq. (6.14)}$$

6.5.2.2.5 Rotazioni del fusibile

Per garantire che la rotazione dei fusibili non superi il valore massimo ottenuto dai risultati sperimentali, è stato deciso di limitare la rotazione dei fusibili al 3%. Dato che la loro rotazione può essere direttamente valutata in base allo spostamento di interpiano, essa viene determinata dall'imposizione di uno spostamento di interpiano del 3%.

6.5.2.2.6 Verifiche degli elementi non dissipativi

Gli elementi non dissipativi (le colonne, le travi composte del telaio e le loro parti rinforzate) devono essere progettate in termini di "capacity design" per valori più elevati delle forze interne rispetto a quelle derivate dalle analisi con la combinazione

sismica più sfavorevole, per garantire che la rottura si verifichi prima nei FUSEIS saldati.
Tutti gli elementi devono considerare le seguenti azioni di "capacity design":

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{\mathrm{Ed},E} \quad \text{Eq. (6.15)}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.16)}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Eq. (6.17)}$$

dove $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ e $V_{Ed,G}$ sono rispettivamente le forze assiali, le forze di taglio e i momenti flettenti dovuti alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la situazione sismica di progetto. $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ e $V_{Ed,E}$ sono rispettivamente le forze assiali, le forze di taglio e i momenti flettenti dovuti all'azione sismica di progetto. $\Omega = \min \Omega_i = \min\{M_{max,fuse,i}/M_{Ed,i}\}$ È il fattore di sovraresistenza minimo per tutti gli elementi saldati tipo FUSEIS nell'edificio, vedere l'(6.14). $\gamma_{ov} = 1.25$ è il fattore di sovraresistenza del materiale, vedere l'(6.1).

6.5.3 Progetto per analisi non lineare (Push-over)

Il modello strutturale utilizzato per l'analisi elastica deve essere esteso per includere la risposta degli elementi strutturali oltre lo stato elastico e stimare i meccanismi plastici attesi e la distribuzione dei danni.
Le proprietà delle cerniere negli elementi non dissipativi sono calcolate secondo le disposizioni delle normative pertinenti (ad esempio FEMA-356). Le proprietà delle cerniere plastiche per le travi devono essere di tipo flessionale (cerniera M3), mentre nelle colonne è prevista l'interazione tra i momenti flettenti e le forze assiali (cerniere P-M3).

6.6 ANALISI SU EDIFICIO 3D

In questo capitolo, le equazioni, le proprietà degli elementi, le raccomandazioni di progetto, i controlli critici e il fattore di struttura proposto, inclusi nella guida di progettazione, sono verificati mediante analisi numeriche su telai di un edificio 3D con coprigiunti saldati tipo FUSEIS tramite l'utilizzo del software SAP2000.

6.6.1 Descrizione dei telai dell'edificio esaminato

6.6.1.1 Geometria

Il caso studio presentato di seguito si basa su un edificio a struttura composto di 8 piani, le sue viste laterali sono illustrate nelle Fig. 6.13(a) e (b) e la sua vista in pianta in Fig. 6.14. La struttura viene simulata usando un modello 3D ma consentendo esclusivamente gradi di libertà del piano Y.
La struttura consiste di un telaio a nodi rigidi con tre campate da 8 m in entrambe le direzioni X e Y. L'altezza di ciascun piano è costante e uguale a 4 m e vengono

considerati collegamenti rigidi alla base. La Fig. 6.15 mostra le dimensioni della soletta composta il cui modello di comportamento viene illustrato al punto 6.6.1.4. Gli elementi e i materiali utilizzati sono:

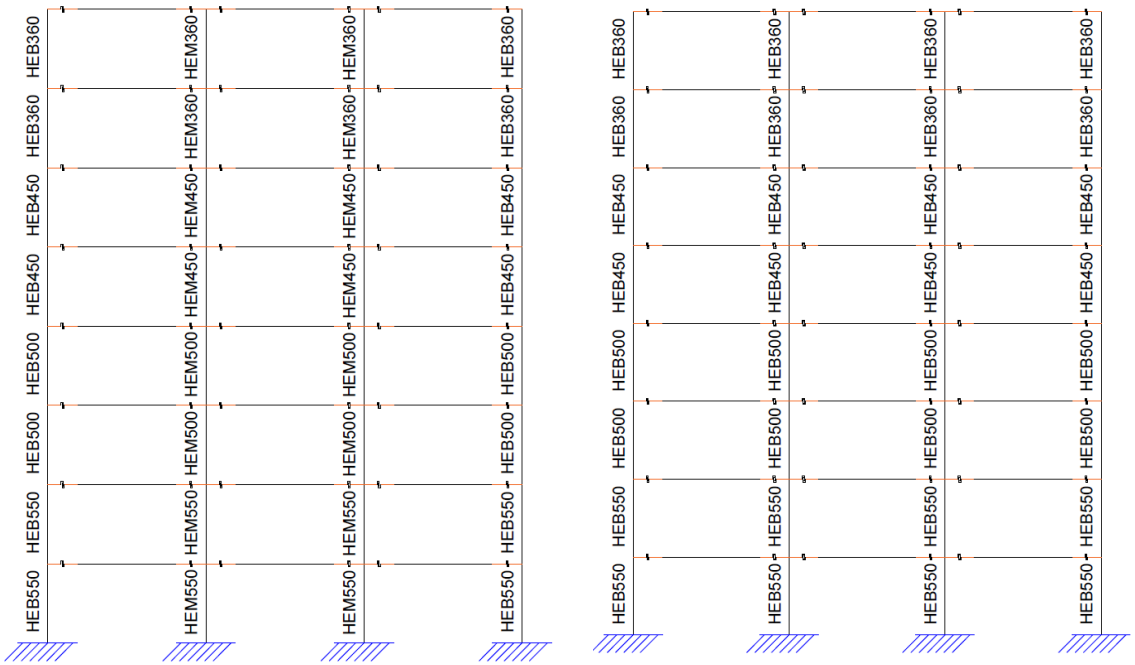
Nella direzione Y - telaio tipo Moment-Resisting

- Travi principale composte IPE450 (in acciaio S275 e calcestruzzo C25/30, con armature A500 NR)
- Travi secondarie composte HEA200 (in acciaio S275 e calcestruzzo C25/30, con armature A500 NR) - resistenti solo ai carichi verticali
- Colonne in acciaio S355 (disposte sul loro asse forte)

Nella direzione X (non presa in esame) – controventi

- Travi IPE500 (in acciaio S355)
- Colonne in acciaio S355 (disposte sul loro asse debole)
- controventi in 2UPN120 e L140x15 in acciaio S355

I fusibili saldati sono posizionati a 0,75 m dai nodi trave-colonna, mentre le travi sono rinforzate fino a 1,5 m di distanza dagli stessi nodi. I dispositivi dissipativi hanno una qualità dell'acciaio inferiore (S235) rispetto al resto degli elementi strutturali. La Tabella 6.7 riassume le dimensioni dei fusibili utilizzati.



(a) (b)

Fig. 6.13: Vista laterale dell'edificio modellato: (a) telai interni e (b) telai esterni. Le zone rinforzate della trave sono evidenziate in arancione; è possibile osservare i punti che rappresentano gli elementi FUSEIS saldati.

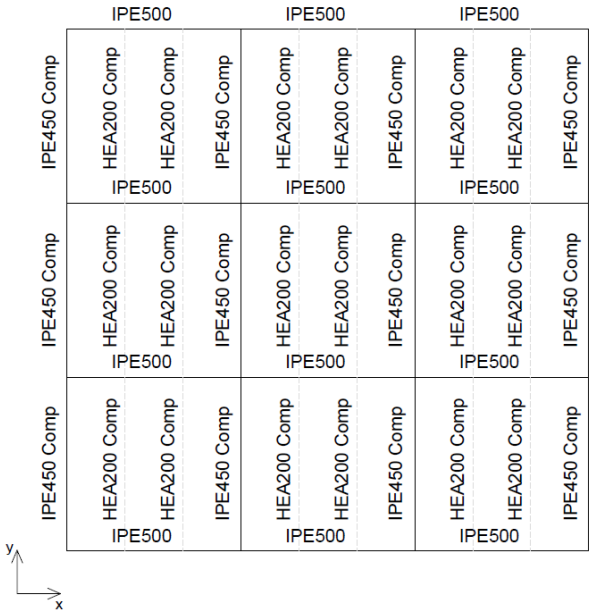


Fig. 6.14: Vista in pianta dell'edificio modellato (le zone rinforzate delle travi e gli elementi FUSEIS saldati non sono rappresentati)

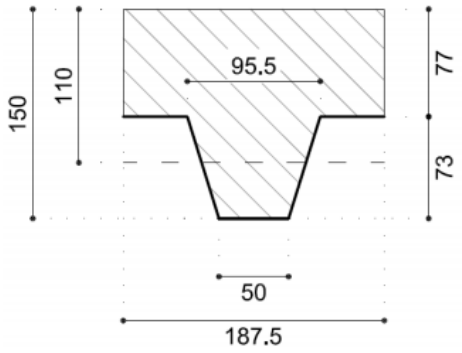


Fig. 6.15: Rappresentazione schematica della soletta composta

Tabella 6.7: Piastre del fusibile e dimensioni dell'armatura

Piano	Dimensioni della piastra d'ala FUSEIS		Armatura superiore	Armatura inferiore	Dimensioni della piastra d'anima FUSEIS	
-	b_f (mm)	t_f (mm)	(mm)	(mm)	h_w (mm)	t_w (mm)
da 1 a 4	170	12	12Φ16	8Φ10	170	8
da 5 a 6	170	10	12Φ16	8Φ12	170	8
da 7 a 8	170	8	12Φ16	12Φ12	170	8

6.6.1.2 Carichi

I carichi sono quantificati secondo le EN 1991-1-1, EN 1993-1-1 e EN1994-1-1 e comprendono il carico permanente della struttura, i sovraccarichi, i carichi accidentali, i tramezzi mobili e i muri perimetrali.

Tabella 6.8: Quantificazione dei carichi verticali applicati

Classe di carico	Tipo di carico	Valore
Carico permanente	Soletta composta con profilo lamiera	2,75 kN/m
Sovraccarichi	Servizi, soffitto, pavimento sopraelevato	0,70/1,00 kN/m2[1]
	Muri perimetrali	4,00 kN/m
Carichi accidentali	Uffici (Classe B)	3,00 kN/m2[2]
	Tramezzi mobili	0,80 kN/m2

Per quanto riguarda le azioni sismiche, queste possono essere quantificate tramite la EN1998-1-1 con i relativi parametri dati in **Tabella 6.9**.

Tabella 6.9: Quantificazione dell'azione sismica

Fattore di importanza (Classe II)	γ_I=1,00
Accelerazione del suolo	agr=0,30g
Tipo di suolo	C
Smax	1,15
T_B	0,20 sec
T_C	0,60 sec
T_D	2,00 sec

6.6.1.3 Combinazioni di carico

Seguendo la guida della EN1990-1-1, si dovrebbe eseguire il controllo di sicurezza di un edificio allo Stato Limite Ultimo sia per la combinazione fondamentale sia per quella sismica, date rispettivamente dalle equazioni 6.10 e 6.12b della EN1990-1-1. Inoltre, la massa totale della struttura, per la stima delle azioni sismiche, deve essere determinata tramite l'equazione 3.17 della EN1998-1-1. La **Tabella 6.10** mostra tutti i coefficienti utilizzati per le combinazioni di carico.

Tabella 6.10: Coefficienti utilizzati per le combinazioni di carico

Coefficiente	Valore
γ_G	1,35
γ_Q	1,50

[1] 0,70 kN/m^2 per i piani intermedi e 1,00 kN/m^2 per il tetto

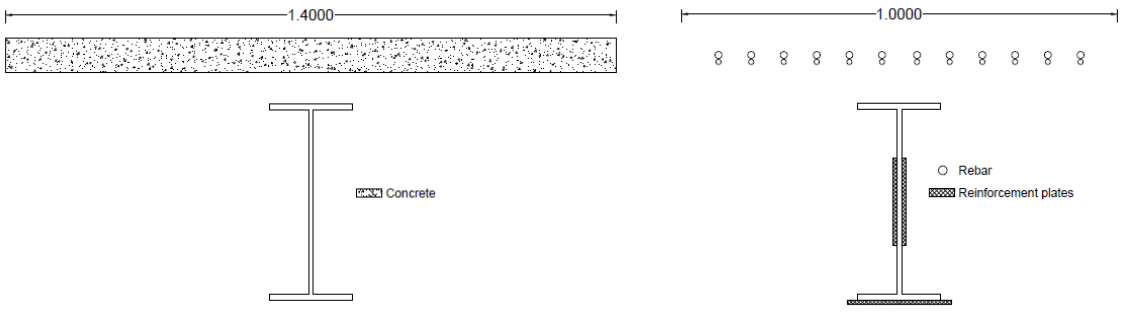
[2] Il tetto è considerato accessibile e, secondo il paragrafo 6.3.4.1 (2) di EN1991-1-1, ha lo stesso valore di carico accidentale dei piani di servizio.

Ψ_2 Uffici (Classe B)	0,30
Ψ_2 Tetto	0,00
φ Piani correlati	0,80
φ Tetto	1,00

6.6.1.4 Simulazione

La struttura è modellata con elementi tipo “beam” in cui la massa distribuita di ciascun piano è concentrata nel proprio baricentro. Questo approccio il modello di calcolo e viene considerato come una approssimazione accettabile per diversi fattori: (a) la struttura presenta una geometria molto regolare (doppiamente simmetrica nel piano e senza variazioni lungo la sua altezza), (b) la massa di ciascun piano è ben distribuita ed è possibile trascurare la necessità di verificare le azioni sismiche verticali e (c) la rigidezza nel piano della soletta composta è sufficientemente elevata da considerare un comportamento a piano rigido.

Il programma *SAP2000* offre un'ampia gamma di profili di acciaio commerciale da utilizzare per gli elementi tipo “beam”. Tuttavia, per modellare il comportamento composto tra la soletta e le travi IPE500 o HEA200, è stato necessario definire la loro sezione trasversale tramite l’utilità “cross-section designer” disponibile nel programma. Vengono definiti due tipi di sezione trasversale, che rappresentano le travi situate nelle zone di momento negativo/positivo. Nelle zone di momento positivo, dove il calcestruzzo può essere considerato come non fessurato, viene considerato solo il calcestruzzo sopra il profilo di lamiera grecata con una larghezza effettiva determinata dal paragrafo 5.4.1.2(5) della EN1994-1-1. Nelle zone di momento negativo, nel calcestruzzo può verificarsi la fessurazione e, di conseguenza, si prendono in considerazione le armature. Con l'introduzione degli elementi FUSEIS saldati, le travi nelle zone di momento negativo sono rinforzate con piastre aggiuntive d’ala e d’anima in acciaio. Una rappresentazione schematica delle sezioni trasversali della zona di momento positivo e negativo del modello viene rappresentata in Fig. 6.16(a) e (b).



(a) (b)

Fig. 6.16: Rappresentazione schematica della sezione trasversale delle zone di momento positivo (a) e negativo (b) delle travi MRF

Per l'analisi elastica lineare, i fusibili saldati vengono simulati tramite elementi tipo “link” in cui è possibile assegnare la rigidezza rotazionale, che viene determinata applicando la metodologia descritta al punto 5.1.3 con i componenti illustrati in Fig. 6.17.

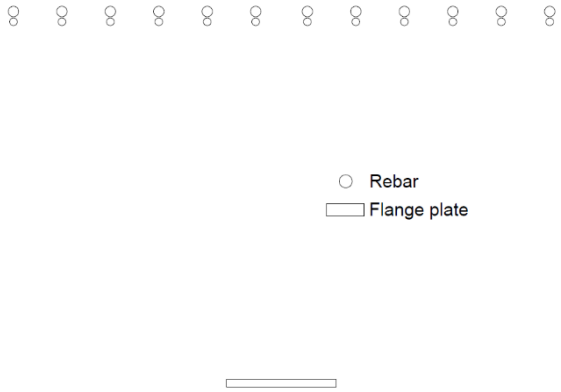


Fig. 6.17: Rappresentazione schematica della sezione trasversale degli elementi FUSEIS saldati per calcolare la loro resistenza e rigidezza

6.6.2 Analisi elastica lineare

6.6.2.1 Analisi dinamica lineare con spettro di risposta

È stata eseguita l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta multi-modale e i risultati sono riportati nella Tabella 6.11. I primi tre modi di vibrare, che sono traslazionali in direzione Y, hanno attivato più del 90% della massa.

Tabella 6.11: Rapporti di massa partecipante e periodi

Modalità	Periodo (s)	Rapporto di massa (MR)	MR accumulato
1	1,942	0,775	0,775
2	0,629	0,108	0,883
3	0,344	0,046	0,929

Secondo la EN1998-1-1 per un periodo maggiore di T_D, il limite inferiore per lo spettro di progetto orizzontale deve essere controllato con l'(6.18):

$$S_d(T)\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2.5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C T_D}{T^2}\right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \qquad \text{Eq. (6.18)}$$

dove $S_d(T)$ è l’accelerazione dello spettro di progetto, q è il fattore di struttura posto uguale a 4, i parametri rimanenti vengono elencati nella Tabella 6.9. Poiché, a causa dell’elevato periodo proprio della struttura, il valore risultante di accelerazione dello

spettro di progetto è inferiore al limite inferiore definito dal coefficiente β, questo viene considerato come valore limite inferiore. Il taglio di base totale V_{tot}, il carico verticale P_{tot}, il loro rapporto e il fattore limite inferiore vengono riportati in Tabella 6.12.

Tabella 6.12: Controllo del limite inferiore per lo spettro di progetto orizzontale

V (kN)	P (kN)	V/P	Limite inferiore
1463,36	25256,26	0,058	0,060

6.6.2.2 Progettazione sotto azioni sismiche

6.6.2.2.1 Limitazione dello spostamento di interpiano

Considerando che l'edificio ha elementi non strutturali duttili, la limitazione dello spostamento di interpiano deve essere verificata tramite la seguente equazione:

$$d_r \cdot \nu \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 4 = 0.03\ m \qquad \text{Eq. (6.19)}$$

dove $\nu = 0.5$ è un fattore di riduzione degli spostamenti di progetto dovuti alla classe di importanza dell'edificio (in questo caso edifici ordinari) e h è l'altezza di piano. La **Tabella 6.13** fornisce i risultati dell'analisi in cui la verifica viene soddisfatta per tutti i piani. Lo spostamento massimo ottenuto dall'analisi, che può essere ricavato rimuovendo il coefficiente ν del valore del terzo piano $d_r \cdot \nu$ e dividendo il risultato per l'altezza di piano, è 1,45% e quindi inferiore alla rotazione massima ammissibile del fusibile.

Tabella 6.13: Limitazione dello spostamento di interpiano

Piano	$d_r \cdot \nu$	$0.0075 \cdot h$	Verifica
0	0,0000	0,03	VERO
1	0,0138	0,03	VERO
2	0,0260	0,03	VERO
3	0,0289	0,03	VERO
4	0,0271	0,03	VERO
5	0,0245	0,03	VERO
6	0,0204	0,03	VERO
7	0,0167	0,03	VERO
8	0,0100	0,03	VERO

6.6.2.2.2 Effetti del secondo ordine

La limitazione degli effetti del secondo ordine viene assunta come base del progetto delle colonne e delle travi. La verifica viene effettuata tramite l'(6.9). Sebbene il

coefficiente di sensibilità al terzo piano sia superiore a 0,2, il valore non supera quello massimo fissato dalla Norma (0,3). Tuttavia, è necessario condurre ulteriori studi con analisi di "push-over" non lineare.

Tabella 6.14: Verifica del secondo ordine

Piano	Θy	Θy < 0.1	Θx < 0.2
1	0,115	FALSO	VERO
2	0,199	FALSO	VERO
3	0,208	FALSO	FALSO
4	0,181	FALSO	VERO
5	0,144	FALSO	VERO
6	0,101	FALSO	VERO
7	0,066	VERO	VERO
8	0,030	VERO	VERO

6.6.2.2.3 Verifica dei FUSEIS saldati

I FUSEIS saldati sono progettati in base ai momenti sulle travi composte della struttura convenzionale, ma tenendo anche conto dei valori di α^+ e α^-. La Tabella 6.15 fornisce la verifica dei fusibili a ciascun piano e il loro rispettivo valore di sovraresistenza $\Omega = M_{max}/M_{ed}$,

La Tabella 6.16 mostra i valori di α^+ e α^- per ogni tipologia di fusibile e la Tabella 6.17 mostra la verifica delle forze di taglio.

Tabella 6.15: Controllo dei momenti di flessione

Piano	Med progetto	Mrd momento negativo	Mrd momento positivo	Fattore di sfruttamento per momento negativo	Fattore di sfruttamento per momento positivo	Ω per momento negativo	Ω per momento positivo
1	173,65	272,77	423,38	0,64	0,41	1,57	2,44
2	217,32	272,77	423,38	0,80	0,51	1,26	1,95
3	219,41	272,77	423,38	0,80	0,52	1,24	1,93
4	207,02	272,77	423,38	0,76	0,49	1,32	2,05
5	182,59	226,91	365,06	0,80	0,50	1,24	2,00

6	161,81	226,92	365,06	0,71	0,44	1,40	2,26
7	117,99	162,73	292,83	0,73	0,40	1,38	2,48
8	72,99	162,73	292,83	0,45	0,25	2,23	4,01

Tabella 6.16: Valori di α^+e α^-

Piano	α^- (trave $M_{pl} = 511\ kNm$)	α^+ (trave $M_{pl} = 841\ Nm$)
170 x 12	0,5338	0,5034
170 x 10	0,4441	0,4341
170 x 8	0,3185	0,3482

Tabella 6.17: Controllo delle forze a taglio

Piano	Ved capacità	Ved gravità	Ved progetto	Vrd	Utilizzo
1	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
2	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
3	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
4	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
5	91,07	42,30	133,37	184,52	0,72
6	91,07	42,30	133,37	184,52	0,72
7	70,09	42,30	112,39	184,52	0,61
8	70,09	42,30	112,39	184,52	0,61

6.6.2.2.4 Comportamento dissipativo globale

Escludendo l'ultimo piano, il rapporto $\max\Omega / \min\Omega$, assume un valore di 1,26 nel caso di momenti negativi. Sebbene leggermente oltre il valore ipotizzato, è ancora possibile concludere che la struttura presenta un comportamento dissipativo abbastanza buono.

6.6.2.2.5 Verifica degli elementi non dissipativi

Le travi rinforzate e le loro lunghezze sono state progettate per resistere allo sviluppo completo di cerniere plastiche nei fusibili e, pertanto, verificano il controllo di sicurezza per l'azione sismica imposta. Poiché le colonne sono state progettate per la struttura convenzionale, esse devono essere controllate per la sicurezza (Tabella 6.18). Le azioni nelle colonne sono valutate attraverso l'(6.15) e l'(6.17). Non vengono considerate le interazioni tra taglio e flessione perché il rapporto della forza di taglio applicata e la resistenza plastica a taglio delle colonne è inferiore a 0,5.

Tabella 6.18: Verifica della resistenza degli elementi non dissipativi

Colonna	Ped (kN)	Vz,ed (kN)	Vy,ed (kN)	Mx,ed (kNm)	My,ed (kNm)	Mny,rd (kNm)	Mnx,rd (kNm)	Utilizzo
HEM360	315,60	144,81	27,45	54,92	344,82	1771,10	689,41	0,12
HEM450	687,35	195,19	29,38	58,97	439,36	2247,51	688,35	0,12
HEM500	1059,66	238,04	29,44	59,27	490,85	2518,37	685,86	0,12
HEM550	1431,29	267,31	16,15	44,35	1089,44	2816,22	687,64	0,21

6.6.3 Analisi statica non lineare (Push-over)

6.6.3.1 Valutazione del comportamento non lineare della struttura

L'analisi statica non lineare (push-over) è stata eseguita per verificare il meccanismo di collasso e controllare il fattore di struttura utilizzato nell'analisi lineare. I risultati presentati di seguito si riferiscono a distribuzioni delle forze orizzontali a) secondo il primo modo di vibrazione e b) uniforme, inoltre, in entrambi i casi sono inclusi gli effetti del P-Delta.

L'assegnazione di cerniere plastiche per i dispositivi non dissipativi è già stata spiegata al punto 5.3. Per quanto riguarda i FUSEIS saldati, vengono assegnate cerniere plastiche non lineari flessionali tipo M3, le loro proprietà vengono determinate dalla calibrazione dei risultati sperimentali e dalle indagini analitiche (spiegate anche nel presente documento). In Fig. 6.18 viene presentato un diagramma momento-rotazione per uno dei coprigiunti saldati tipo FUSEIS. Va notato che, per le cerniere plastiche, è stata scelta la curva isteretica tipo “pivot”.

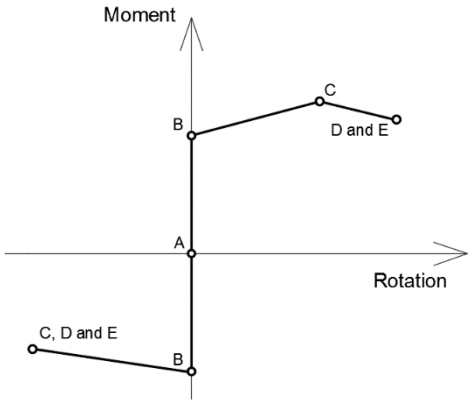


Fig. 6.18: Rappresentazione schematica del diagramma momento-rotazione della cerniera saldata tipo FUSEIS

Tabella 6.19: Proprietà della cerniera del fusibile con piastra d’ala 170 x 10. Fattore di scala - FS

Point	Moment SF	Rotation SF
E	-0.750	-10.453
D	-0.750	-10.453
C	-0.750	-10.453
B	-1.000	-1.000
A	0.000	0.000
B	1.000	1.000
C	1.595	10.453
D	1.276	13.501
E	1.276	13.501
Yield Moment for SF	228.93 kN - hogging and sagging	
Yield Rotation for SF	0.0037 rad - hogging and sagging	

Queste cerniere presentano una rotazione massima di 38-40 mrad, che è al di sopra della rotazione minima ipotizzata dalla normativa. I criteri di sicurezza per valutare il livello prestazionale sono stati fissati in base alla Tabella 6.20 e sono

approssimativamente 10, 60 e 80 per cento della rotazione ultima del coprigiunto FUSEIS.

Tabella 6.20: Valori per i criteri di sicurezza

Livello di Sicurezza	Operatività Immediata (IO)	Salvaguardia della Vita (LS)	Prevenzione del Collasso (CP)
FS della rotazione della cerniera	-1 / 1	-6 / 6	-8 / 8

Viene inoltre eseguita una analisi di "push-over" utilizzando le proprietà degli elementi “link”, per controllare quanto ottenuto tramite il metodo della cerniera plastica. Le proprietà degli elementi tipo “link” equivalenti a quelle presentate per l'approccio della cerniera sono indicate in Fig. 6.19 e in Tabella 6.21. Va notato che la diramazione discendente positiva è fondamentale per riprodurre la riduzione delle forze dopo il collasso dei fusibili, mentre quella negativa può in qualche modo simulare la riduzione delle forze dovute agli effetti di imbozzamento.

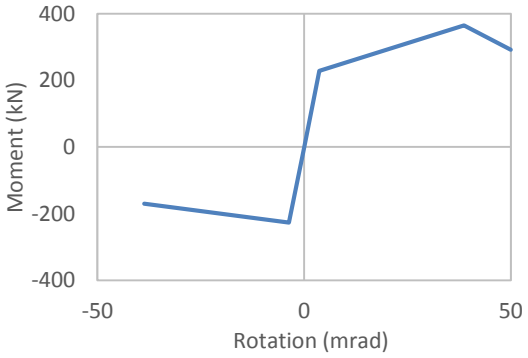


Fig. 6.19: Rappresentazione schematica del diagramma momento-rotazione del collegamento saldato tipo FUSEIS

Tabella 6.21: Proprietà del collegamento del fusibile con piastra d’ala 170 x 10.

Point	Rotation (rad)	Moment (kNm)
1	-0.0387	-170.187
2	-0.0037	-226.916
3	0.0000	0.0000
4	0.0037	228.9388
5	0.0387	365.0577
6	0.0500	292.0461
Stiffness for linear analysis cases	61816 kNm/rad	

Le curve risultanti di "push-over" basate sull'approccio con elementi tipo “link” sono presentate in Fig. 6.20.

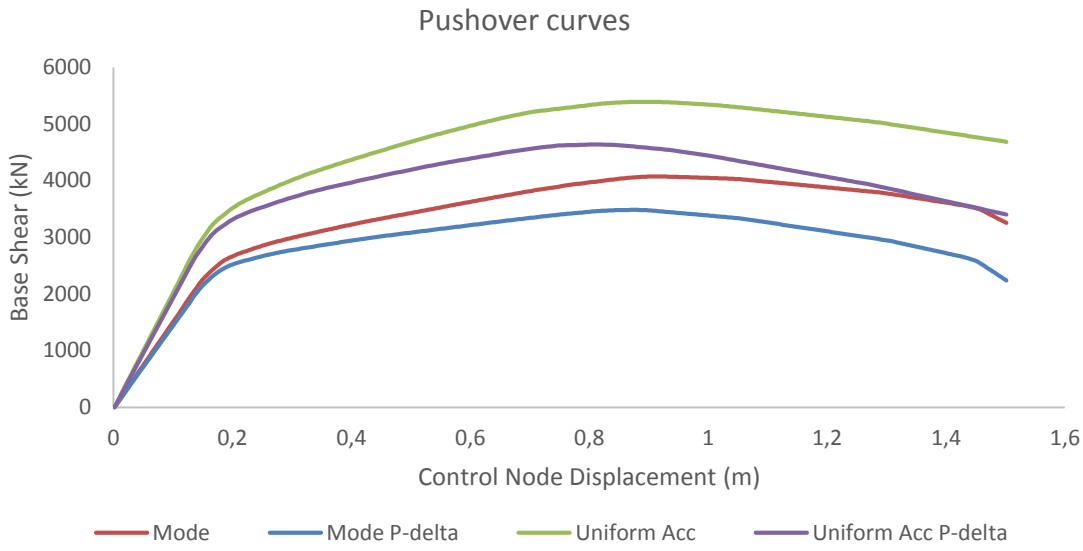


Fig. 6.20: Curve di “Pushover” ottenute utilizzando elementi tipo “link”

Nel seguito, viene ulteriormente studiata la curva ottenuta mediante una distribuzione delle forze orizzontali secondo il primo modo di vibrare della struttura considerando gli effetti P-delta. Vengono mostrati il livello prestazionale associato e la sequenza di formazione delle cerniere plastiche. Tali risultati verranno quindi confrontati con i risultati ottenuti dall'analisi elastica lineare.

Il livello prestazionale viene calcolato con il metodo N2 ipotizzato nell'Eurocodice 8. Lo spostamento risultante, il suo periodo e il fattore di struttura effettivo (stimato con il metodo uno proposto da POLIMI) sono mostrati in Tabella 6.22 mentre le curve di "push-over" non linearizzate e linearizzate (1ª iterazione e al livello prestazionale) della struttura equivalente ad un solo grado di libertà vengono illustrate in Fig. 6.21.

Tabella 6.22: Caratteristiche del punto di prestazione

Spostamento del punto di prestazione (m)	Periodo T* corrispondente (s)	Fattore di struttura di mobilizzazione q al punto di prestazione
0,345	2,048	2,155

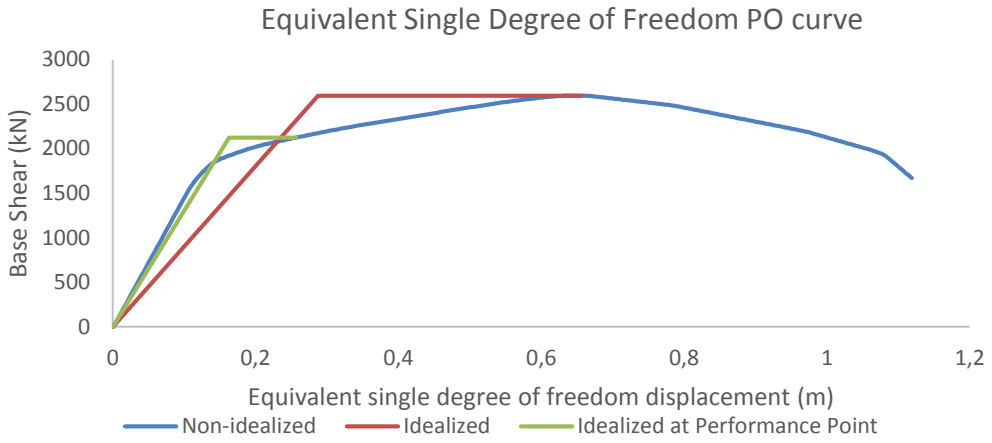


Fig. 6.21: Curve di PO del grado di libertà singolo equivalente

La Fig. 6.22 mostra che le curve di “push-over” ottenute da entrambe le analisi (“link” e “cerniera plastica”) corrispondono quasi perfettamente. Pertanto, la sequenza di formazione delle cerniere plastiche, in particolare quella al livello prestazionale, può essere direttamente ottenuta sulla base della curva di "pushover" ottenuta mediante l’approccio basato sull’utilizzo di elementi tipo “cerniera plastica”.

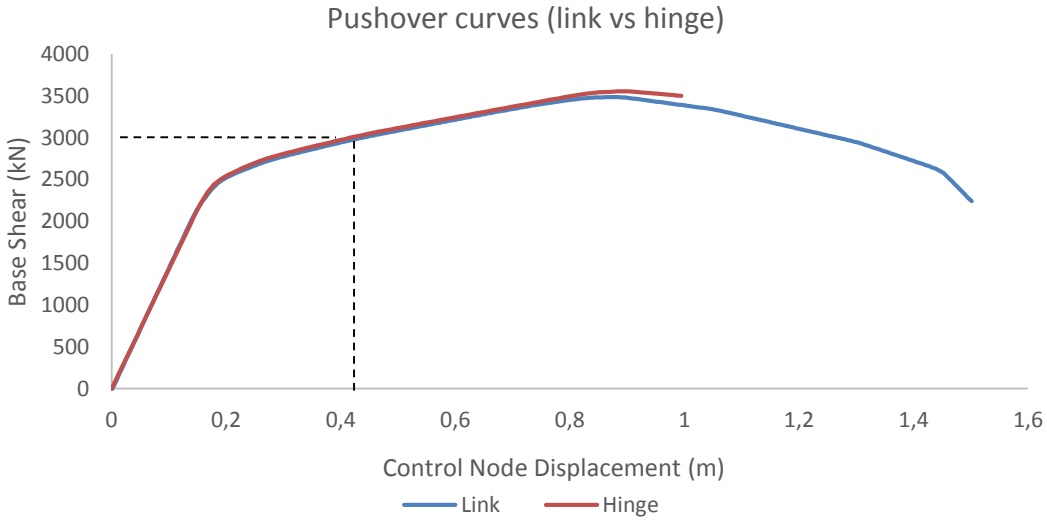
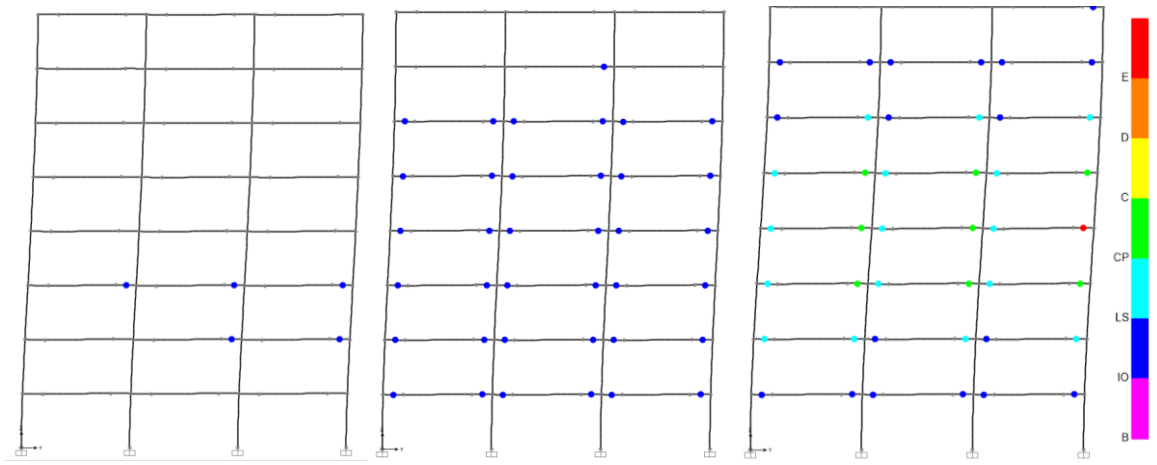


Fig. 6.22: Confronto tra le curve di "push-over" ottenute dai due approcci

La distribuzione delle cerniere plastiche al primo snervamento, al livello prestazionale e al collasso della prima cerniera, durante l’analisi di "push-over” viene riportata in Fig. 6.23 da (a) a (c). Il primo snervamento si è verificato in un FUSEIS saldato posto sul telaio interno, a causa dello sviluppo di momenti più elevati. È possibile osservare che i coprigiunti hanno efficacemente protetto gli elementi strutturali dallo snervamento durante l'intera procedura di applicazione della forza.



(a) (b) (b)

Fig. 6.23: Sequenza di sviluppo delle cerniere plastiche: prima cerniera (a), al livello prestazionale (b) e a collasso della prima cerniera (c)

La Fig. 6.24 mostra che il livello prestazionale si trova nell'area compresa tra le situazioni di Occupazione Immediata e di Salvaguardia della Vita il chè in qualche modo indica la possibilità di riutilizzare l'edificio effettuando solo le riparazioni necessarie (sostituzione dei coprigiunti in questo caso) dopo il terremoto.

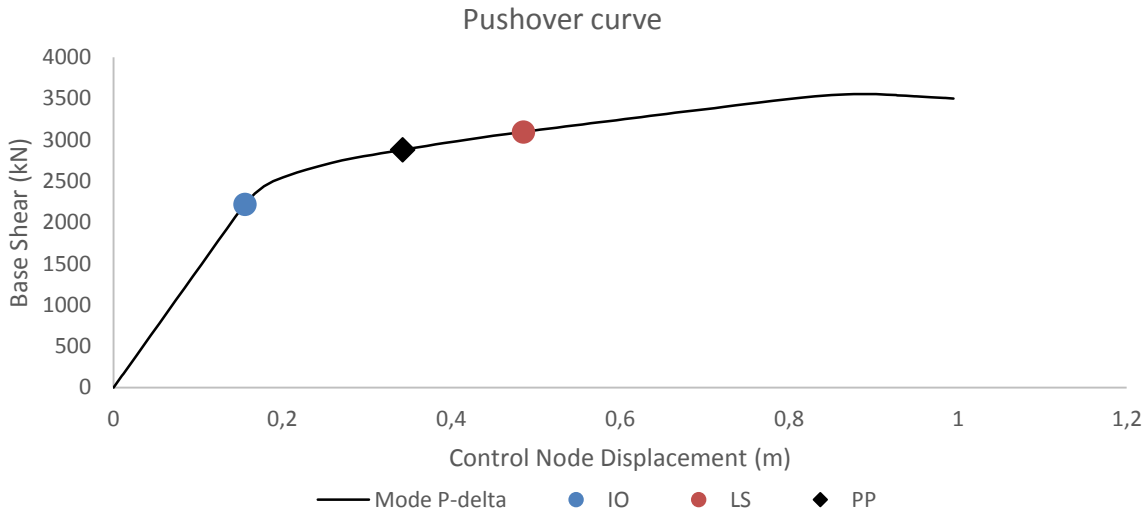


Fig. 6.24: Valutazione del livello prestazionale

6.6.3.2 Spostamento di interpiano al livello prestazionale

Lo spostamento di interpiano al livello prestazionale, per ciascun piano, viene mostrato in **Tabella 6.23**. I valori mostrano che lo spostamento massimo è pari al 2.15% che è al di sotto del massimo stabilito al punto 6.5.2.2.5.

Tabella 6.23: Spostamento di interpiano al livello prestazionale

Piano	d (m)	dr (m)	h (m)	spostamento (%)
1	0,025	0,025	4,000	0,625

2	0,084	0,059	4,000	1,470
3	0,164	0,080	4,000	1,993
4	0,249	0,086	4,000	2,148
5	0,329	0,080	4,000	2,000
6	0,392	0,063	4,000	1,575
7	0,432	0,040	4,000	0,998
8	0,450	0,018	4,000	0,440

6.6.3.3 Valutazione del fattore di struttura

L'approccio proposto da POLIMI[3], per la valutazione del fattore di struttura, si basa sulle informazioni della curva di "push-over" della struttura. Esso considera oltre venti diverse metodologie per definire le due variabili necessarie per calcolare il fattore di struttura: la sovraresistenza (Ω) e il fattore di duttilità (μ) (vedere l'(6.20)).

$$q = \mu \cdot \Omega \qquad \text{Eq. (6.20)}$$

Nel seguito, per verificare se il fattore di struttura applicato nell'analisi elastica lineare sia accettabile, si sono scelti cinque degli oltre venti metodi utilizzati. Questi cinque metodi sono stati considerati quelli più adatti per la struttura proposta. La **Tabella 6.24** fornisce il fattore di struttura stimato mediante ciascuno dei cinque metodi.

Tabella 6.24: Valutazione del fattore di struttura

Metodo	q
1	3,81
4	4,63
5	4,40
6	3,43
7	3,26
Media	3,91

I valori variano da 3,26 a 4,63, con un valore medio di 3,91. Il fattore di struttura utilizzato in fase di progetto è quindi accettabile perché il suo valore si trova all'interno dell'intervallo calcolato e prossimo al valore medio. Tuttavia, va notato che l'intervallo fornito è solo una stima approssimativa del fattore di struttura, in quanto sono stati utilizzati solo i cinque metodi più adatti. Uno studio più preciso dovrebbe essere eseguito considerando tutti i metodi. Tuttavia, si può sempre eseguire un progetto conservativo utilizzando un fattore di struttura più basso.

[3] Metodi presentati nell'Allegato A

6.7 OSSERVAZIONI FINALI

Lo studio di cui sopra presenta i telai MRF con coprigiunti saldati tipo FUSEIS e illustra la loro applicazione in costruzioni in acciaio e composte in zone sismiche. Sono state condotte numerose analisi sperimentali e numeriche per valutarne la prestazione e determinare i parametri critici per il loro progetto. Particolare enfasi è stata posta al processo di progettazione sismica, coadiuvato dall'analisi agli elementi finiti statica non lineare di una struttura a telaio rappresentativa. Concentrandosi sui comportamenti globali, sono state prese in considerazione alcune delle importanti proprietà strutturali, come i materiali, i componenti, i collegamenti, la stabilità globale e locale e gli effetti P-delta. Lo studio ha rivelato alcune delle importanti caratteristiche prestazionali globali del sistema; le seguenti osservazioni sono degne di nota:

a) Il sistema presenta un ottimo comportamento sotto carico sismico: relativamente resistente e rigido, con grande capacità di assorbimento di energia.

b) Poiché l'obiettivo principale è quello di avere i fusibili che lavorano in regime plastico, essi risultano più utili in edifici bassi. Per edifici alti con un'elevata flessibilità, il parametro che governa la progettazione è il coefficiente di sensibilità o il valore dello spostamento di interpiano che può portare ad una soluzione sovradimensionata in termini di resistenza. Se questo è il caso e per assicurarsi che il parametro α non scenda al di sotto di un certo limite, i coprigiunti potrebbero essere troppo resistenti e, di conseguenza, non raggiungerebbero lo snervamento.

c) Le deformazioni anelastiche sono strettamente limitate ai fusibili dissipativi che impediscono la diffusione del danno nel resto degli elementi strutturali. I fusibili sono di facile fabbricazione, installazione e rimozione, dato che sono piccoli e di semplice progettazione di dettaglio. Con un'appropriata selezione delle loro sezioni, è possibile ottenere una plasticizzazione sequenziale e controllata del fusibile.

d) Le relative regole di progettazione da normativa per la progettazione sismica dei telai con FUSEIS saldati, comprese le raccomandazioni pratiche sulla scelta dei fusibili appropriati e delle verifiche dei componenti, sono state formulate in una Guida di Progettazione in cui sono stati definiti anche i dettagli strutturali e le misure costruttive.

In conclusione, si può notare che la presente ricerca, in linea con la tendenza internazionale dell'ingegneria sismica, introduce sistemi "intelligenti" che sono in grado di dissipare l'energia sismica in ingresso e, se necessario, sono di facile sostituzione e riparazione. L'adozione di sistemi MRF con coprigiunti saldati FUSEIS aumenta i già noti vantaggi dell'acciaio in condizioni sismiche, fornendo soluzioni migliori in termini economici e di sicurezza.

Questi fusibili innovativi possono essere applicati a edifici in acciaio multi-piano e sostituire i sistemi convenzionali utilizzati in tutto il mondo (come telai con controventi eccentrici e concentrici, ecc.) combinando duttilità e trasparenza

architettonica con la rigidezza. L'applicazione del sistema consente una progettazione dell'edificio più precisa e meno costosa. La qualità dell'acciaio dei fusibili dissipativi può essere controllata e quindi la loro resistenza può essere calibrata evitando un'eccessiva sovraresistenza. Inoltre, la loro facile sostituzione dopo il terremoto evita la totale sostituzione dei componenti strutturali principali.

6.8 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. Agatino, M.R. (1995), "Criteri di collasso e modelli di danneggiamento per dettagli strutturale in acciaio soggetti a carichi ciclici", MSc Thesis, Politecnico di Milano. (in italiano)
2. BS EN 10002-1:2001: Tensile testing of metallic materials. Method of test at ambient temperature
3. Calado, L. and Castiglioni, C.A. (1996), "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research", Proceedings of 11th WCEE, Acapulco, Mexico, August.
4. Calado L, Proença JM, Espinha M, Castiglioni CA, Vayas I. "Hysteretic behaviour of dissipative devices for seismic resistant steel frames (FUSEIS 2)". Proceedings of the 7th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA2012; 2012.
5. Calado L, Proenca JM, Espinha M and Castiglioni CA. "Hysteretic behavior of dissipative welded fuses for earthquake resistant composite steel and concrete frames." *Steel and Composite Structures* 14, no. 6 (2013): 547-569.
6. Castiglioni, C.A. and Pucinotti, R. (2009), "Failure criteria and cumulative damage models for steel components under cyclic loading", J. Constr. Steel Res., 65(4), 751-765.
7. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
8. EN1990, Eurocode 0: Basis of structural design. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.
9. EN1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.
10. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
11. EN1993-1-5, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2004.
12. EN1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
13. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
14. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
15. Espinha, M. (2011), "Hysteretic behaviour of dissipative welded devices for earthquake resistant steel frames", MSc Thesis, Instituto Superior Técnico, Technical University of Lisbon.
16. Gomes, A. and Appleton, J. (1997), "Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling", *Eng*. *Struct*., 19(10), 822-826.

17. Krawinkler, H. (2009), “Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components”, *Proceedings of the 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, San Francisco, US, October.

6.9 ALLEGATO A
Stima del fattore di struttura proposto da POLIMI

Metodo 1

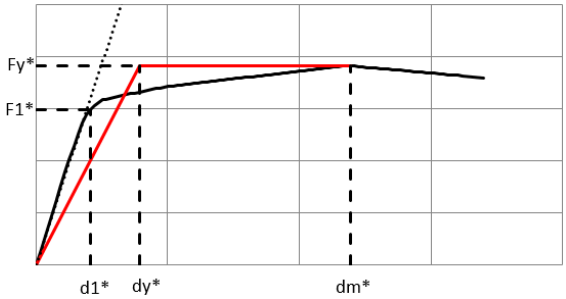


Fig. A.1: stima del fattore q proposta da POLIMI - Metodo 1

Metodo 4 e 5

Metodo 4: $\Omega = {F_y^*}/{F_1^*}$ Metodo 5: $\Omega = {0.95F_y^*}/{F_1^*}$

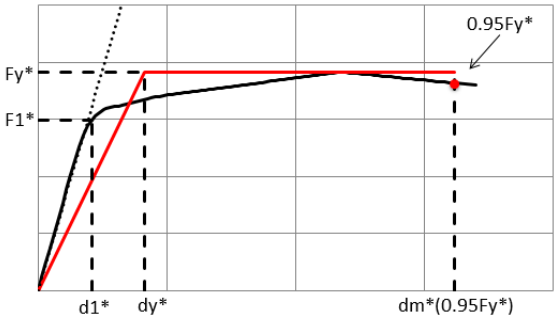


Fig. A.2: stima del fattore q proposta da POLIMI - Metodo 4 e 5

Metodo 6 e 7

Metodo 6: $\Omega = {F_y^*}/{F_1^*}$ Metodo 7: $\Omega = {0.95F_y^*}/{F_1^*}$

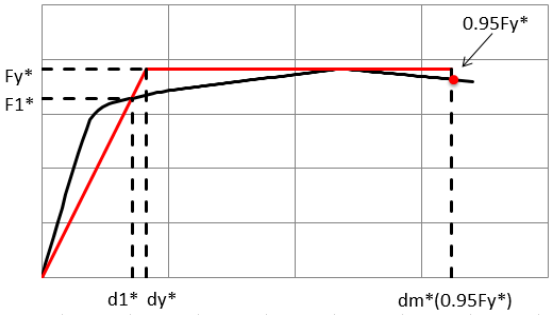


Fig. A.3: stima del fattore q proposta da POLIMI - Metodo 6 e 7

7 LINK BULLONATI SMONTABILI

7.1 INTRODUZIONE

La filosofia di progettazione sismica convenzionale si basa sulla risposta dissipativa, che accetta implicitamente il danneggiamento della struttura sotto azioni sismiche di progetto portando a perdite economiche significative. La riparazione della struttura è spesso ostacolata da spostamenti permanenti (residui) della struttura. Al fine di ridurre i costi ed i tempi di riparazione di una struttura colpita da un terremoto, e conseguentemente ottenere un approccio di progettazione più razionale e sostenibile, nel presente capitolo si introducono i concetti di elementi dissipativi rimovibili e della capacità di ricentraggio delle strutture. Questi concetti possono essere implementati in una struttura duale, ottenuta combinando telai in acciaio con controventi eccentrici (EBF) con link bullonati e rimovibili con telai momento resistenti (MRF). I link bullonati hanno lo scopo di fornire la capacità di dissipazione dell'energia sismica e devono essere facilmente sostituibili, mentre gli MRF, più flessibili, forniscono la necessaria capacità di ricentraggio della struttura. Le strutture duali con controventi eccentrici (D-EBF) e link bullonati e sostituibili sono state precedentemente studiate e sviluppati presso l'Università Politehnica di Timisoara (UPT) nell'ambito di numerosi progetti di ricerca.

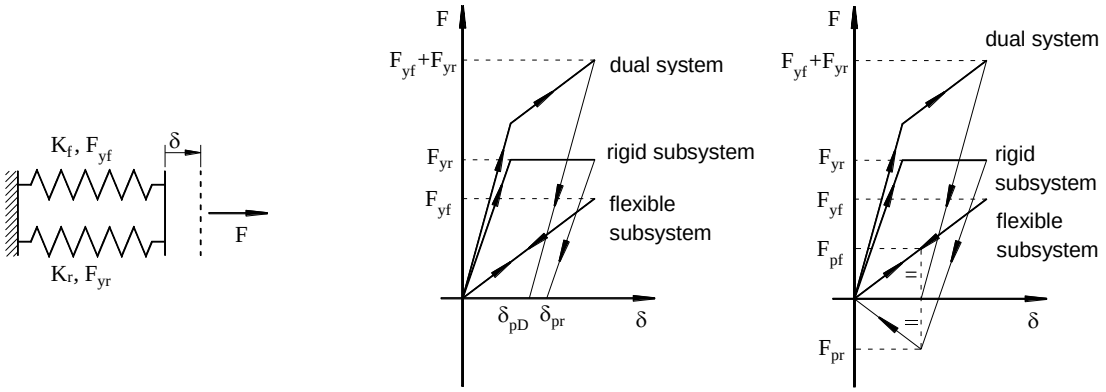
7.2 DESCRIZIONE DEI LINK BULLONATI SMONTABILI

7.2.1 Principi di ricentraggio delle strutture duali

La maggior parte delle strutture progettate con le normative moderne subiscono deformazioni inelastiche anche sotto moderate azioni sismiche, con spostamenti permanenti (residui) dopo un terremoto. La riparazione in questi casi è difficile. Esistono soluzioni che consentono l'auto-centraggio della struttura, ma sono tecnologicamente complesse (fili post-tesi, dispositivi in lega con memoria di forma, ecc.). Una soluzione alternativa è quella che fornisce il ricentraggio (diverso dall' auto-centraggio) della struttura, attraverso elementi dissipativi rimovibili ed una configurazione strutturale duale (rigido-flessibile).

I sistemi strutturali che mirano a ridurre i danni strutturali, isolando le deformazioni plastiche in fusibili rimovibili o "riparabili" e che hanno la capacità di ritornare alla configurazione iniziale indeformata, dopo un terremoto, hanno ricevuto molta attenzione negli ultimi anni. Come proposto da Stratan e Dubina [1-2], al fine di fornire la capacità di ricentraggio ad una struttura con controventi eccentrici con elementi dissipativi rimovibili, è preferibile utilizzare configurazioni strutturali duali, ottenute dalla combinazione di EBF e di telai momento-resistente (MRF). Se gli MRF, più flessibili, sono mantenuti in campo elastico (un modo possibile per favorire questo è quello di realizzare alcuni elementi in acciaio ad alta resistenza), forniscono la forza di ripristino necessaria per ricentrare la struttura alla rimozione dei

collegamenti rimovibili danneggiati. Un sistema duale ideale è costituito da due molle inelastiche collegate in parallelo come mostrato in Fig. 7.1a. Per fornire la capacità di ricentraggio, il sottosistema flessibile deve essere mantenuto in campo elastico fino a spostamenti per cui il sottosistema rigido raggiunge la sua massima capacità di deformazione plastica. Tuttavia, un sistema duale convenzionale che soddisfa questa condizione non ritornerà alla posizione iniziale, dopo le deformazioni nell'intervallo inelastico, anche se gli spostamenti permanenti δ_{pD} nel sistema duale sono minori di quelli che verrebbero ottenuti in un sistema rigido da solo δ_{pr} (Fig. 7.1b). Le deformazioni permanenti possono essere eliminate se il sottosistema rigido è realizzato per essere rimovibile. Al momento dello scarico del sistema duale, vi è uno spostamento δ_{pD} permanente e forze residue corrispondenti nei sottosistemi flessibile (F_{pf}) e rigido (F_{pr}). Una volta che gli elementi dissipativi rimovibili sono stati smontati, la rigidezza e la resistenza del sistema sono fornite dal solo sottosistema flessibile ($F_{pr} = 0$). Dunque, se il sottosistema flessibile è ancora in campo elastico, ricondurrà il sistema alla posizione iniziale, implicando deformazioni permanenti nulle (Fig. 7.1c).



a) b) c)

Fig. 7.1: Modello semplificato di un sistema duale (a) e deformazioni permanenti in un sistema duale convenzionale (b) ed in un sistema duale con elementi dissipativi rimovibili (c)

7.2.2 Descrizione della struttura D-EBF

L'applicazione del concetto di elementi dissipativi rimovibili agli EBF, in cui i link agiscono come zone dissipative, è presentata in Fig. 7.2. Il collegamento alla trave è realizzato con una piastra d'estremità con bulloni ad alta resistenza. Il vantaggio principale rispetto agli altri dispositivi dissipativi è che i collegamenti rimovibili possono essere progettati utilizzando metodi semplificati disponibili per gli ingegneri strutturali e possono essere fabbricati e costruiti utilizzando procedure convenzionali.

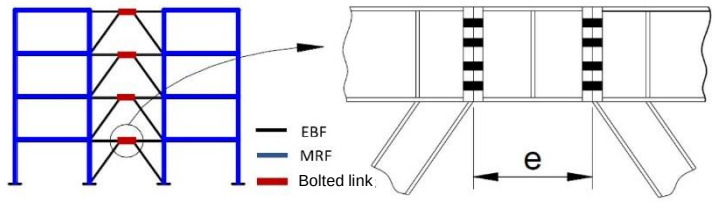


Fig. 7.2: Link sostituibili

Il ricentraggio del sistema si ottiene progettando il telaio come una struttura duale, combinando EBF e MRF. La risposta elastica del sottosistema flessibile (MRF) fornisce le forze di ricentraggio che permette alla struttura, una volta rimossi i collegamenti danneggiati durante un terremoto, di tornare alla configurazione iniziale. Affinché questo principio sia efficace, il sottosistema flessibile dovrebbe rimanere in campo elastico.

La soluzione proposta è stata validata sperimentalmente utilizzando sia prove su singole componenti che sull'intero sistema. Un programma sperimentale è stato condotto presso l'UPT, CEMSIG Research Center, per determinare le prestazioni cicliche dei link bullonati isolati [1-2]. Una seconda campagna sperimentale è stata condotta presso l'European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) del Joint Research Centre (JRC) ad Ispra, in Italia , al fine di convalidare la fattibilità della soluzione proposta attraverso una campagna di test pseudo-dinamici di un modello in scala reale di una struttura a duale con telai EBF [3].

7.3 TEST SPERIMENTALI SU SISTEMI DI LINK BULLONATI SMONTABILI

7.3.1 Indagini sperimentali su link singoli

7.3.1.1 Apparato di prova sperimentale e provini sperimentali

Un programma sperimentale è stato condotto presso UPT, CEMSIG Research Center, per determinare le prestazioni cicliche dei link bullonati [1-2], per i quali la configurazione sperimentale del solo collegamento isolato è presentata in Fig. 7.3.

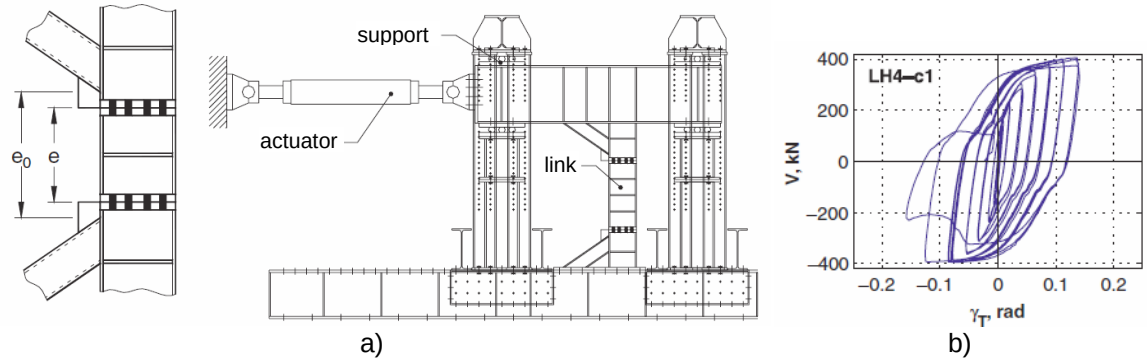


Fig. 7.3: a) Setup sperimentale e b) legame forza sostamento totale V–γ_T per il provino LH4-c1 [1].

Il link smontabile è stato fabbricato da un profilo IPE240 di acciaio S235, mentre il resto della struttura da acciaio di grado S355. Sono state considerate quattro

lunghezze di link: e_0 = 400 (denotato con 4), 500 (denotato con 5), 600 (denotato con 6) e 700 (denotato con 7) mm, con una spaziatura degli irrigidimenti "spaziati" (L) e "ravvicinati" (H). Tutti i link sono stati classificati come corti secondo AISC [4] e EN1998-1-1 [5]. Durante questo programma sperimentale, sono stati studiati collegamenti con sezioni di altezza ridotta, come quelli del progetto DUAREM (altezza sezione 240 mm). È stata quindi applicato il protocollo di carico ECCS 1985 [6], che consiste in un test monotono (m) ed in due ciclici (c1 e c2) per ciascun campione.

La strategia adottata per la progettazione delle connessioni flangiate è quella di fornire una sovraresistenza sufficiente della connessione bullonata rispetto alla resistenza a taglio del link. Sia per feneomeni di scorrimento, sia perchè il collegamento bullonato risulta semi-rigido, è stata osservata una riduzione della rigidezza iniziale totale dei collegamenti bullonati, rispetto alla soluzione classica.

Pertanto, si è concluso che, sia la modellazione esplicita del comportamento della connessione semirigida, sia la considerazione della rigidezza del collegamento equivalente, è necessaria per l'analisi globale dei telai con link bullonati.

7.3.1.2 Comportamento dei provini

Tabella 7.1 mostra che il carico ciclico è ridotto del 40% al 70% della capacità di rotazione, con la riduzione massima per i link brevi. La capacità di rotazione aumenta leggermente per i link più corti, ad eccezione dei provini LL4 e LH4.

Table 7.1: Deformazione ultima γ_{Tu}, in radianti

Provino	LL7	LL6	LL5	LL4	LH7	LH6	LH5	LH4
m	0.155	0.273	0.360	0.395	0.235	0.278	0.345	0.420
c1	0.097	0.129	0.106	0.101	0.114	0.143	0.170	0.126
c1	0.092	0.133	0.156	0.112	0.109	0.136	0.182	0.125

Il comportamento di provini lunghi è molto influenzato dalla risposta della connessione bullonata (vedi Fig. 7.4a), caratterizzata da una riduzione graduale della capacità dovuta allo crisi dei bulloni ed ad un effetto pinching sulla risposta ciclica. Quest'ultimo effetto ha ridotto l'energia dissipata nel gruppo di cicli ad ampiezza costante. Al contrario il precarico del bullone ha ridotto parzialmente questo effetto. La risposta dei link corti è controllata dal taglio dell'anima del link (Fig. 7.4b), caratterizzato da un'importante capacità di incrudimento e di dissipazione di energia, ma al contempo da un più rapido degrado della resistenza dopo lo snervamento dell'anima. La spaziatura degli irrigidimenti ha la massima importanza per i link corti. Il loro effetto, infatti, è quello di limitare l'instabilità locale dell'anima, aumentandone la capacità massima e la deformazione ultima, fornendo una risposta ciclica più stabile. Tuttavia, dopo il raggiungimento della deformazione ultima, la crisi di LH4 è più rapida rispetto a quella di LL4.

a)

b)

Fig. 7.4 Crisi al degrado della connessione per il test LH6-c2 (a) e fenomeni di insabilità plastica per il test LL4-c1 [1].

Pertanto, la scelta della lunghezza del link è di grande importanza, poiché in caso di link lunghi (e $>1,6M_{p,link} / V_{p,link}$, dove $M_{p,link}$ è la resistenza a momento del link e $V_{p,link}$ è la resistenza a taglio del link) è difficile dimensionare una connessione flangiata elastica che potrebbe danneggiarsi e rendere la procedura di sostituzione più problematica, piuttosto che utilizzare link corti (e $<0,8M_{p,link} / V_{p,link}$), come nel caso di entrambi i test JRC e UPT.

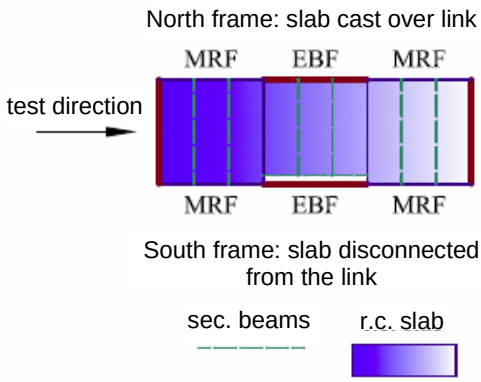
Dai test disponibili, i link bullonati smontabili con irrigidimenti "spaziati" hanno mostrato una capacità di deformazione stabile di almeno 0,09 rad, mentre quelli con irrigidimenti ravvicinati hanno mostrato una capacità di deformazione stabile di almeno 0,11 rad. Nel caso di LH5, con una lunghezza e = $0,8M_{p,link} / V_{p,link}$, la capacità di deformazione massima ha raggiunto un valore di almeno 0,17 rad.

7.3.2 Test sperimentali su strutture duali con link bullonati smontabili

7.3.2.1 Programma sperimentale, setup and provini

La validazione della soluzione proposta è stata realizzata attraverso una campagna di prove sperimentali pseudo-dinamiche su un modello in scala reale di una struttura duale EBF, eseguiti presso l'European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) del Joint Research Centre (JRC), ad Ispra, in Italia, nell'ambito del 7 ° PQ SERIES DUAREM Project ("Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links").

Il campione di prova è presentato nella figura 7.5. Ci sono 2 telai EBF centrali e 4 telai MRF nella direzione del test che rappresentano il sistema resistente a carico laterale.



a) b)

Fig. 7.5 Il camione di prova: a) vista 3D, b) schema della pianta [3].

I componenti strutturali in acciaio sono stati progettati con un acciaio S355, con due eccezioni. L'acciaio S460 è stato utilizzato per le colonne, mentre i link sono stati progettati con acciaio S235.

La sequenza sperimentale condotta all'ELSA sul prototipo consisteva in test pseudo-dinamici (PsD), insieme ad alcuni prove monotone e di sostituzione dei link [3].

Al fine di valutare le prestazioni strutturali del sistema introdotto, è stato selezionato un accelerogramma (scelto tra sette selezionati facendo corrispondere lo spettro di risposta elastico utilizzato nel progetto) da utilizzare nei test pseudodinamici, applicato con diversi livelli di input (vedere Tabella 7.2 , dove a_{gr} è l'accelerazione di picco di riferimento e a_g rappresenta l'accelerazione di picco del terreno per uno specifico livello di terremoto):

Table 7.2: Stati limite e corrispondenti fattori di amplificazione dell'accelerazione sismica.

Stati limite	Test PsD condotti	Periodo di ritorno in anni	Probabilità di superamento	a_g/a_{gr}	a_g/g	Test monotoni aggiuntivi
Full Operation	FO1, FO2, FO3	-	-	0.062	0.020	
Damage Limitation	DL	95	10% / 10 anni	0.59	0.191	
Significant Damage	SD	475	10% / 50 anni	1.00	0.324	PO1
Near Collapse	NC	2475	2% / 50 anni	1.72	0.557	PO2, PO3

Il programma di test è stato completato con due di sostituzione del link:

• Prima sostituzione del link (LR1) - dopo il test DL, in cui i link sono stati rimossi dalla struttura svitando i bulloni;

• Seconda sostituzione del link (LR2) - dopo il test PO1, dove i link sono stati rimossi mediante il taglio a fiamma con una torcia.

7.3.2.2 Risultati dei test

I test FO sono stati eseguiti per valutare la risposta elastica della struttura ad ogni nuova serie di link, prima di eseguire qualsiasi test pseudo-dinamici; l'accelerogramma selezionato è stato scalato per avere un valore di PGA di 0.02g. Durante questi test, la struttura ha mostrato una risposta elastica.

Il test DL è stato eseguito, al fine di simulare un terremoto moderato, causando danni strutturali moderati, l'accelerogramma selezionato è stato scalato per ottenere un valore di PGA di 0,191 g. Il test SD è stato eseguito per simulare un terremoto più forte, causando un danno strutturale maggiore, l'accelerogramma selezionato è stato scalato per ottenere un valore di PGA di 0,324 g. Durante questi test, non è stato osservato alcuno snervamento negli elementi al di fuori dei link dove deformazioni plastiche, da piccole a moderate, sono state osservate. Nella soletta di cemento sono state osservate lesioni da leggere a moderate (vedi Fig. 7.6). La struttura mostrava un basso spostamento residuo in testa. Sono state osservati anche spostamenti interpiano residui bassi.

Il test PO1 (un test monotono tipo pushover condotto fino a uno spostamento addizionale di 55 mm) a partire dalla fine della posizione di test SD è stato necessario al fine di ottenere spostamenti residui più grandi che sono stati necessari per convalidare la fattibilità del processo di rimozione del collegamento ed il ricentraggio della struttura. Durante questo test, nessuno snervamento è stato osservato negli elementi al di fuori dei link. Maggiori deformazioni plastiche si sono verificate nei link (Fig. 7.6). Lesioni più visibili sono state osservate nella lastra di cemento (vedi Fig. 7.6). Dopo questo test, la struttura mostrava un maggiore spostamento residuo in testa; sono state osservate anche maggiori spostamenti interpiano residui.

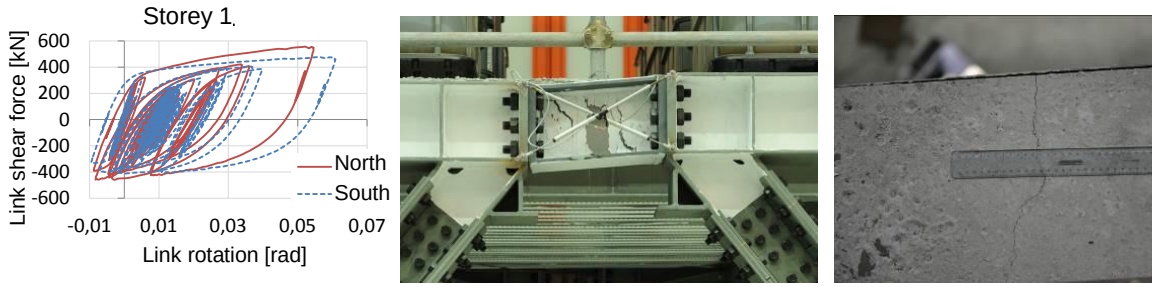


Fig. 7.6 Risultati del test: PO1 [3]

Poiché dopo il test del DL la struttura mostrava un basso spostamento residuo in sommità e bassi spostamenti residui d'interpiano, la decisione è stata quella di rimuovere la prima serie di collegamenti danneggiati, rimuovendo i bulloni, livello per livello, partendo dal livello inferiore fino a quello superior. Il già basso valore dello spostamento residuo superiore alla fine del test DL è diminuito dopo

l'eliminazione dei link danneggiati. Una nuova serie di link non utilizzati è stata quindi montata sulla struttura.
Poiché dopo il test PO1 la struttura mostrava un notevole spostamento residuo superiore e spostamenti residui interpiano grandi, la decisione è stata quella di rimuovere la seconda serie di link danneggiati, tagliando con cannello a fiamma ossidrica sia l'anima che le flange dei link, e procedendo con la sostituzione dall'alto verso il basso. Il valore dello spostamento superiore residuo alla fine del test PO1 è stato diminuito dopo l'eliminazione dei link danneggiati. Una nuova serie di link non utilizzati è stata quindi montata nella struttura.
Il test NC è stato proposto per simulare un terremoto molto più forte e per ottenere danni estesi in tutta la struttura, la capacità di ricentraggio è stata persa a causa dello snervamento in elementi diversi dai link; l'accelerogramma selezionato è stato applicato con un fattore di scala di 0,557. Questo test è stato interrotto prematuramente perché la capacità disponibile dell'attuatore (1000 kN per telaio per ogni piano) non era sufficiente per evitare la torsione dell'impalcato ad ogni piano.
Un altro test ciclico di pushover (PO2) con ampiezze di spostamento massima di 150 mm è stato ulteriormente condotto dopo il test NC; successivamente un test ciclico finale (PO3) con ampiezza di spostamento massima di 400 mm è stato eseguito. Gli ultimi tre test hanno comportato distribuzione di deformazioni plastiche su tutta la struttura (vedi Fig. 7.7)

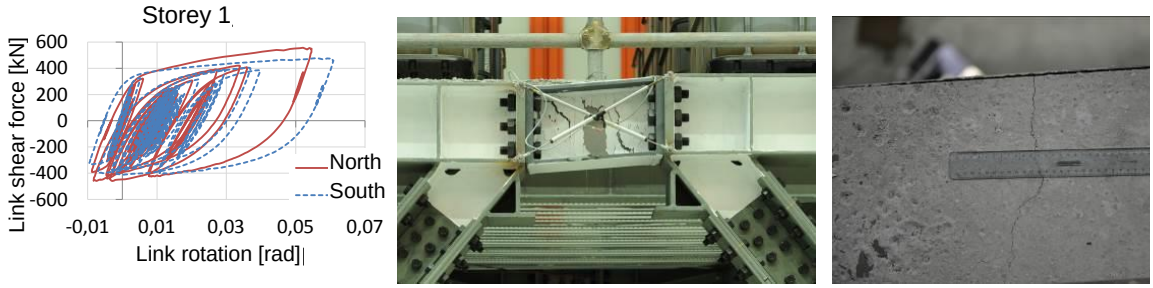


Fig. 7.7 Stato del provino alla fine dei tre test [3]

La massima richiesta di rotazione del link il test PO1 è stata di 0,075 rad (cfr. Tabella 7.3), inferiore al criterio accettabile per questo stato limite adottato in accordo alla FEMA356 [7], che è di 0,11 rad.

Table 7.3: Domanda deformativa dei link, in radianti

Test	DL	SD	PO1
Massima rotazionedel link [rad]	0.032	0.061	0.075
Rotazione residua del link [rad]	0.014	0.022	0.066

Dopo il test DL, la struttura mostrava un basso spostamento residuo di circa 5 mm (0,05%), mentre il massimo spostamento durante il test è stato di di 32 mm. Inoltre, è stata osservato un basso spostamento interpiano residuo pari ad 3 mm (meno dello 0,1%). Alla fine della procedura LR1, è stato osservato uno spostamento

residuo molto piccolo (H/5250 per entrambi i telai) inferiore alla tolleranza di costruttive (H/300), con la struttura quasi centrata.
Dopo il completamento del test PO1, la struttura mostrava una traslazione superiore residua significativamente maggiore: 45 mm (0,43%), il Massimo spostamento durante il test è stato di 68 mm. È stata osservata anche un maggiore spostamento interpiano pari ad un massimo di 18 mm (0,5%). Alla fine della procedura LR2, è stata osservata un piccolo spostamento residuo (H/5250 per il telaio sud e H/1750 per il telaio nord) inferiore alla tolleranza di costruzione.

7.4 REGOLE DI PROGETTO

7.4.1 Procedura di progetto

La progettazione di strutture duali, ottenuta combinando telai in acciaio con controventi eccentrici con link bullonati smontabili e telai momento-resistenti, può essere eseguita utilizzando un approccio basato sugli attuali codici normativi (cfr. Capitolo 7.4.1.1), tuttavia alcuni criteri aggiuntivi (cfr. Capitoli 7.4.1.2 7.4.1.6) devono essere considerati. Un diagramma di flusso che illustra brevemente il design di D-EBF è mostrato in Fig. 7.8

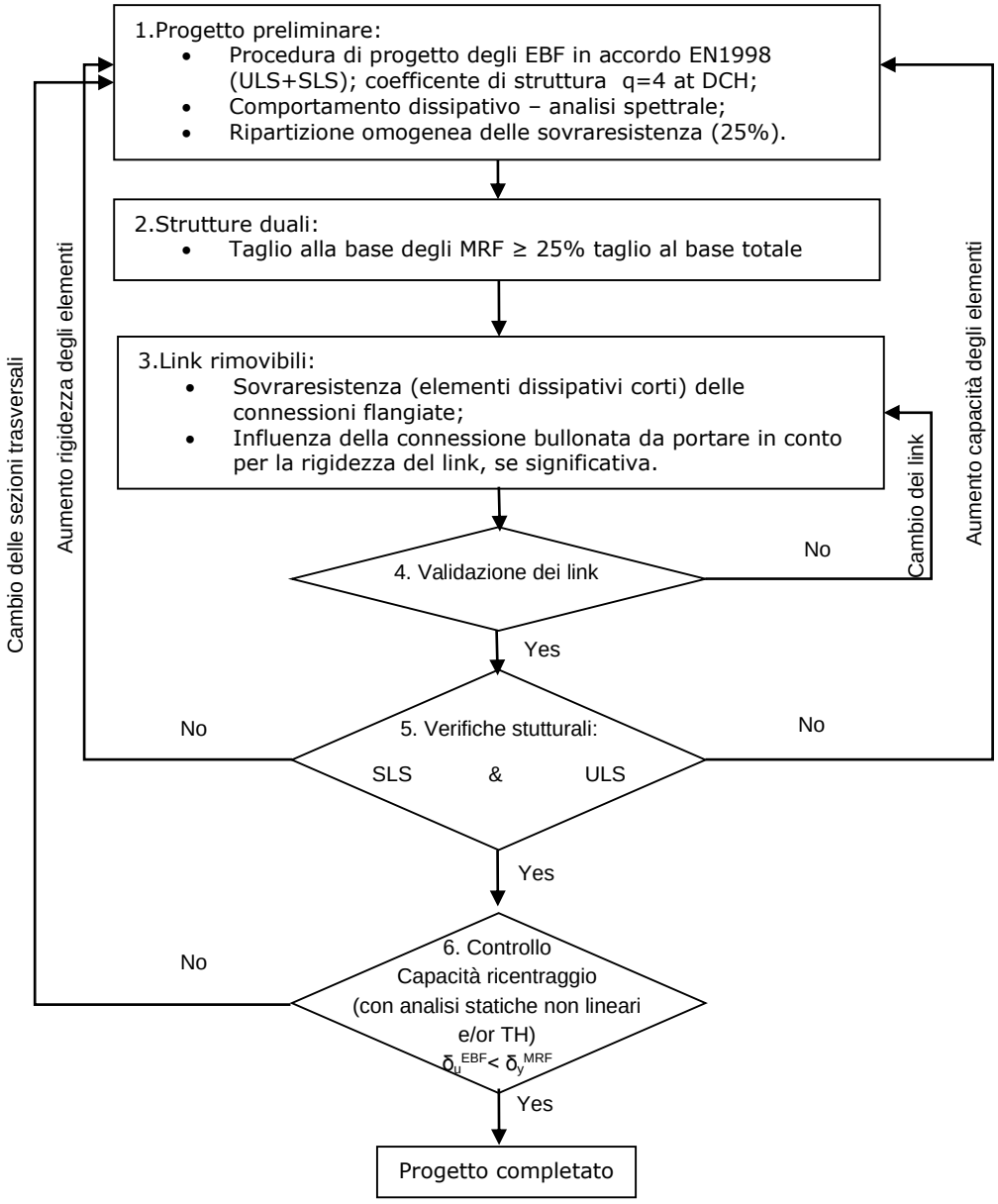


Fig. 7.8 Diagramma di flusso di progettazione per EBF con collegamenti rimovibili e capacità di ricentratura [3]

7.4.1.1 Regole generali di progetto

Sia i carichi gravitazionali che quelli sismici devono essere considerati nella progettazione. Le masse devono essere calcolate considerando la combinazione di carico 1.0 Carichi strutturali + 0.3 Carichi accidentali. La capacità degli elementi strutturali deve essere determinata in accordo all'EN1993-1 [8] allo stato limite ultimo mentre le deformazioni devono essere verificate allo stato limite di servizio, utilizzando combinazioni di carichi permanenti.

Il criterio di gerarchia delle resistenze essere garantito, in accordo all'EN1998-1 [5], nel progetto dei telai momento-resistenti (dove le travi agiscono come elementi duttili

che dissipano energia attraverso l'attivazione delle cerniere plastiche) ed in quello dei telai controventati eccentricamente (dove i link corti agiscono come elementi duttili che dissipano energia attraverso il taglio). In aggiunta si deve ottenere un comportamento dissipativo globale della struttura, verificando che i singoli valori dei rapporti Ω_i per ciascun link corto non superino il valore minimo Ω di oltre il 25% [5].
Le forze interne sotto azione sismica sono determinate utilizzando l'analisi dello spettro di risposta, in cui il numero di modi di vibrazione considerati in ciascuna direzione è tale che la somma della massa effettiva è almeno pari al 90% della massa totale. La capacità degli elementi strutturali deve essere verificata nei confronti degli ULS e gli spostamenti devono essere verificati in accordo agli SLS, utilizzando combinazioni di carichi di sismici.
Occorre tenere conto delle imperfezioni globali e locali e controllare l'importanza degli effetti del secondo ordine.

7.4.1.2 Configurazioni duali

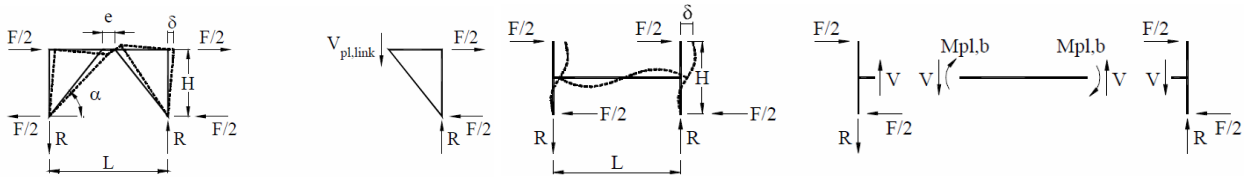
Il sottosistema MRF, più debole e flessibile, deve fornire una resistenza minima alla struttura. Pertanto, la dualità della struttura deve essere controllata verificando che gli MRF siano in grado di resistere ad almeno il 25% della forza sismica totale [9-11]:

$$F_y^{MRF} \geq 0.25 \quad (F_y^{MRF} + F_y^{EBF}) \qquad \text{Eq. (7.1)}$$

$$F_y^{EBF} = \frac{L}{H} V_{p,link} \qquad \text{Eq. (7.2)}$$

$$F_y^{MRF} = \frac{4M_{pl,b}}{H} \qquad \text{Eq. (7.3)}$$

dove: F_y^{MRF} è la capacità dei telai MRF, F_y^{EBF} è la capacità dei telai EBF, L è la lunghezza della campata, H è l'altezza interpiano, $V_{p,link}$ è la resistenza tagliante del link e $M_{pl,b}$ è la resistenza a flessione del link.



a) b)

Fig. 7.9: Componenti delle azioni di piano dei telai a) EBF e b) MRF [11].

7.4.1.3 Link sostituibili

I link devono essere progettati come rimovibili e sostituibili (bullonati). Questo può essere ottenuto usando una connessione flangiata che deve essere tenuta in campo elastico. Ciò significa che la connessione deve essere progettata per avere una

capacità tagliante $V_{j,Ed}$ ed un capacacità flettente $M_{j,Ed}$ uguale a quella del link in condizioni ultime, calcolata come segue:

$$V_{j,Ed} = \gamma_{sh}\gamma_{ov}V_{p,link} \quad \text{Eq. (7.4)}$$

$$M_{j,Ed} = \frac{V_{j,Ed}e}{2} \quad \text{Eq. (7.5)}$$

dove γ_{ov} è 1,25 e γ_{sh} è considerate uguale a 1,8 per DCH (in base ai risultati del progetto DUAREM) e 1,5 per DCM.
Per raggiungere la sovraresistenza della connessione, sono stati adottati elementi dissipativi molto corti (con una lunghezza *e* uguale a $0{,}8M_{p,link}$ / $V_{p,link}$, dove $M_{p,link}$ è la resistenza del momento del link e $V_{p,link}$ è il taglio resistenza del link).
Si considera che la connessione bullonata non ha alcuna influenza sulla rigidezza complessiva del link grazie al precarico dei bulloni.

7.4.1.4 Capacità di ricentraggio

La questione delle deformazioni permanenti (residue) di una struttura, dopo un terremoto dannoso, che può portare a difficoltà nella sostituzione dei collegamenti rimovibili, può essere risolta realizzando una struttura duale, combinando gli EBF con gli MRF. Se gli MRF, più flessibili, sono mantenuti in campo elastico (un modo possibile per favorire questa ipotesi è quello di realizzare alcuni elementi in acciaio ad alta resistenza) e le deformazioni plastiche sono limitate ai soli elementi dissipativi rimovibili, gli MRF forniscono la forza di ripristino necessaria per ricentrare la struttura dopo la rimozione dei link danneggiati.
Al fine di verificare la capacità di ricentraggio dei telai con controventi eccentrici con link rimovibili, lo spostamento ultimo degli EBF (δ_{uEBF}) allo stato limite ultimo (ULS) (corrispondente alla capacità di deformazione plastica del link) deve essere inferiore allo spostamento allo snervamento degli MRF (δ_{yMRF}), il che significa che lo snervamento degli MRF è impedito fino al raggiungimento della deformazione ultima negli EBF con link smontabili. Questo può essere assicurato analiticamente, usando le formule di seguito riportate [11]:

$$\delta_u^{EBF} = \delta_y^{EBF} + \delta_{pl}^{EBF} = \frac{F_y^{EBF}}{K^{EBF}} + \frac{e}{L \quad e} \quad H \quad \gamma_{pl,u} < \delta_y^{MRF} = \frac{F_y^{MRF}}{K^{MRF}} \quad \text{Eq. (7.6)}$$

$$K^{EBF} = \frac{K_{link}^{EBF} \quad K_{br}^{EBF}}{K_{link}^{EBF} + K_{br}^{EBF}} \quad \text{Eq. (7.7)}$$

$$K_{link}^{EBF} = \frac{L}{H^2} \quad (L \quad e) \quad \frac{G \quad A_s}{e} \quad \text{Eq. (7.8)}$$

$$K_{br}^{EBF} = 2 \quad \frac{E \quad A}{l_{br}} \quad \cos^2\alpha \quad \text{Eq. (7.9)}$$

$$K^{MRF} = \frac{4}{H^2 \left(\frac{L}{6 \; E \; I_b} + \frac{H}{12 \; E \; I_c} \right)}$$ Eq. (7.10)

dove δ_y^{EBF} è lo spostamento relativo allo snervamento dei telai EBF, δ_{pl}^{EBF} è lo spostamento relativo alla deformazione ultima dei telai EBF, K^{EBF} è la rigidezza degli EBF, *e, L* ed *H* sono riportati in Fig. 7.9, $\gamma_{pl,u}$ è la deformazione plastica dei link, K^{MRF} è la rigidezza dei telai MRF, K_{link}^{EBF} è la rigidezza dei link, K_{br}^{EBF} è la rigidezza dei controventi, *G* è il modulo di taglio, A_s è l'area dei link, *E* è il modulo di Young, *A* è l'area dei controventi, l_{br} ed α sono rispettivamente la linghezza e l'inclinazione dei controventi.

Questa procedura analitica deve essere utilizzata come pre-progettazione della capacità di ricentraggio ed è raccomandata per strutture basse, in cui la deformazione laterale della struttura è dominata da una risposta di tipo a taglio. Potrebbe anche essere usata come pre-progettazione per edifici di media altezza e grattacieli (dove un comportamento flessionale globale potrebbe sorgere in elevazione), ma si consiglia vivamente di verificare il ricentraggio attraverso analisi pushover e/o time-history.

Poiché l'utilizzo di formule è un approccio approssimativo e semplificato, per tutte le strutture sono consigliate analisi statiche non lineari e/o dinamiche per verificare la capacità di ricentraggio. La modellazione per questo tipo di analisi è presentata nei Capitoli 7.4.2 e 7.4.3.

7.4.1.5 Coeffiecente di struttura da utilizzare

La necessità di avere link molto corti (più breve di e = $0.8M_{p,link}$ / $V_{p,link}$) a causa dell'utilizzo di una connessione fòamgiata bullonata non dissipativa (vedere capitolo 7.4.1.3) porta a richieste di deformazione maggiori nei link in fase di progetto. Di conseguenza, i telai EBF con link molto corti non soddisfano i requisiti prestazionali agli ULS quando sono progettati per un fattore di struttura q = 6 a DCH. Per ridurre questi requisiti e ottenere prestazioni accettabili è necessario limitare il fattore di struttura q a 4 in DCH. In caso di DCM si consiglia un fattore di struttura di 2,5.

7.4.1.6 Prequalificazione dei link

Tutti i requisiti di progettazione aggiuntivi sopra presentati, portano alla necessità di una prequalifica dei link corti rimovibili (validazione) [12]. Poiché esiste un numero limitato di prove sperimentali sui link bullonati corti, che prevedono questo tipo di connessione (flangiata con bulloni ad alta resistenza) e di sezione (ad "I" con altezza 240 mm), quando si utilizzano altri tipi di sezioni e di link si consiglia di confermare le prestazioni attese, attraverso la validazione sperimentale e/o numerica.

7.4.2 Modellazione per analisi static non lineare (pushover)

Per eseguire un'analisi di pushover, è necessario definire il comportamento non lineare, sia dei materiali utilizzati che degli elementi strutturali.

Le proprietà del materiale attese (considerando un fattore di sovra-resistenza γ_{ov}) devono essere utilizzate per elementi dissipativi, mentre le proprietà nominali del materiale, devono essere usate per elementi non dissipativi. Le cerniere plastiche non lineari di tipo flessionale M3 devono essere assegnate alle estremità delle travi degli MRF; cerniere plastiche che considerando la presenza sia della flessione che dello sforzo assiale P-M3 devono essere disposte alle estremità delle colonne e delle travi dei telai EBF. Per i controventi possono essere utilizzate cerniere plastiche non lineari di tipo assiale P, assegnate al centro dell'elemento. Le proprietà delle cerniere plastiche descritte possono essere calcolate in accordo ASCE41-13 [13].

È stata eseguita la calibrazione del modello numerico di D-EBF con link sostituibili, sulla base dei risultati sperimentali del programma DUAREM, ottenendo una buona corrispondenza in termini di comportamento globale e di piano (vedi Fig. 7.10).

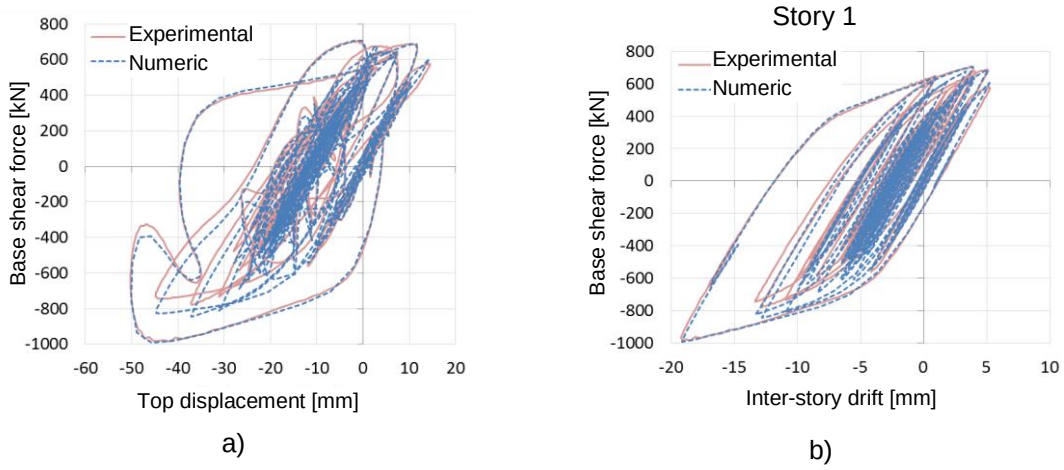


Fig. 7.10: Comportamento globale (a) e di piano (b).

Per tenere conto del comportamento non lineare a taglio (V2) dei link corti, devono essere definiti elementi link multi-lineari, con comportamento non lineare a taglio, come descritto dalla seguente curva di inviluppo (Fig. 7.11):

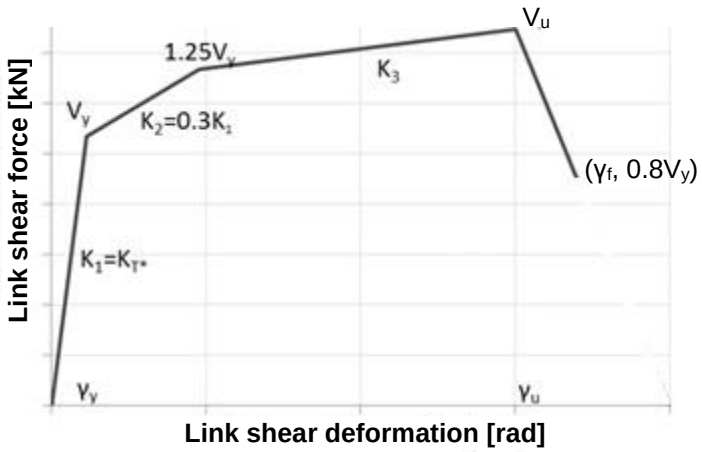


Fig. 7.11: Comportamento non lineare dei link a taglio

dove: K_1 è la rigidezza iniziale (elastica) del link (che tiene conto della rigidezza di tagliante e flessionale), V_y è la resistenza al taglio del link ($V_{p,link}$), V_u è considerato uguale a 1,8 V_y in caso di DCH ed 1,5 V_y in caso di DCM, γ_u è la rotazione di taglio ultima, considerata uguale a 0,15 rad per DCH e 0,1 rad per DCH e γ_f è stata considerata 0,17 rad per DCH e 0,11 rad.

L'analisi pushover deve essere eseguita in controllo di spostamento, fino al raggiungimento di uno spostamento obbiettivo di un punto in testa alla struttura. In primo luogo, i carichi gravitazionali (dalla combinazione di carico 1.0•Carichi permanenti + 0.3•Carihi variabili) devono essere applicati in controllo di forza e, successivamente, le forze laterali con una distribuzione modale saranno applicate ai telai analizzati in controllo di spostamento.

7.4.3 Modellazione per un'analisi dinamica non lineare (time-history)

Come visto nel caso dell'analisi pushover, anche nel caso di analisi dinamiche non lineari (time history) è necessario definire il comportamento non lineare, sia dei materiali utilizzati che degli elementi strutturali.

Gli elementi link con comportamento multi-lineari, definiti per l'analisi pushover, al fine di modellare il comportamento non lineare a taglio dei link corti, devono essere opportunamente modificati per includere il comportamento isteretico. Un ciclo di isteresi "smorzato", come descritto da Sivaselvan e Reinhorn [14-15], è stato utilizzato con successo durante la calibrazione dei risultati sperimentali del progetto DUAREM, utilizzando un'analisi dinamica non lineare (vedi Fig. 7.12).

Il legame ciclico di Sivaselvan e Reinhorn [14-15] permette di tener in conto il degrado sia della rigidezza che della resistenza nonche gli effetti di pinching sulla curva ciclica. Ventidue parametri per caratterizzare completamente questa curva di risposta devono essere introdotti. In particolare esistono due gruppi di parametri: i parametri comuni, relativi alla curva di backbone, ed i parametri specifici per le regole isteretiche. Di seguito viene presentata la serie di parametri per le regole isteretiche utilizzate nel caso della calibrazione sopra menzionata.

Table 7.4: Esempio dei parametri per la definizione del comportamento ciclico del link rimovibile.

Parametro	Valore
Stiffness degrading parameter	20
Ductility-based strength decay parameter	0.001
Hysteretic energy-based strength decay parameter	0.001
Smoothness parameter for elastic-yield transition	0.5
Parameter for shape of unloading	0.2
Slip length parameter	0
Slip sharpness parameter	100
Parameter for mean moment level of slip	0
Exponent of gap closing spring	10
Gap closing curvature parameter	1000
Gap closing stiffness coefficient	1

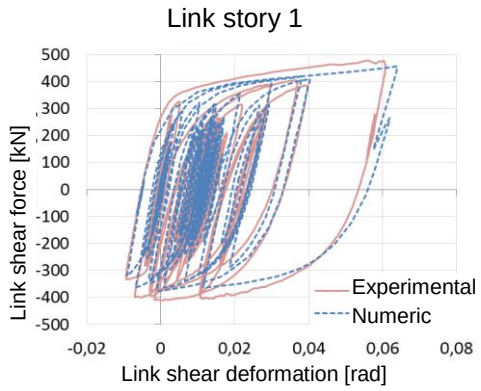


Fig. 7.12: Calibrazione numerica dei link a taglio.

7.5 ANALISI DI UNA STRUTTURA 2D

L'applicazione della procedura di progettazione descritta nel capitolo 7.4 è di seguito applicata ad un caso studio. Inizialmente i telai sono stati progettati con un'analisi elastica agli ULS e SLS. Successivamente sono state eseguite analisi statiche non lineari al fine di investigare il comportamento della struttura oltre il limite elastico.

7.5.1 Descrizione delle strutture investigate

7.5.1.1 Geometria ed ipotesi

Il caso studio presentato qui di seguito consiste nella progettazione e nell'analisi di quattro edifici: due a quattro piani e due ad otto. La vista in pianta, comune per tutti gli edifici analizzati, è presentata in Fig. 7.13a. Il numero di campate in entrambe le direzioni è 3, con una lunghezza di 8 m. L'altezza interpiano uguale ad ogni impalcato è di 4m. Il principale sistema di resistenza ai carichi laterali è composto da quattro MRF e due EBF in direzione trasversale e due MRF e due EBF in direzione longitudinale. I telai perimetrali in direzione trasversale sono due telai duali, che combinano due telai momento-resistenti (MRF) (che forniscono la necessaria capacità di ricentraggio alla struttura, assicurando le forze di ripristino dopo un terremoto) con un telaio centrale con controventi eccentrici (EBF) con link

bullonati e sostituibili (che hanno lo scopo di fornire la capacità di dissipazione dell'energia sismica e di essere facilmente sostituibili) (Fig. 7.13bc). Questi ultimi sono i telai piani che saranno ulteriormente progettati e analizzati nel seguito. Tutti gli altri telai sono progettati per resistenti ai soli carichi gravitazionali (con travi composte in acciaio-calcestruzzo HE200A). Le travi principali, le colonne ed i controventi sono realizzati con profilati a "I" europei (tipo IPE, HEA, HEB e HEM), mentre i collegamenti rimovibili sono realizzati con profilati a "I" saldati. Il materiale utilizzato per gli elementi strutturali è l'acciaio S355.

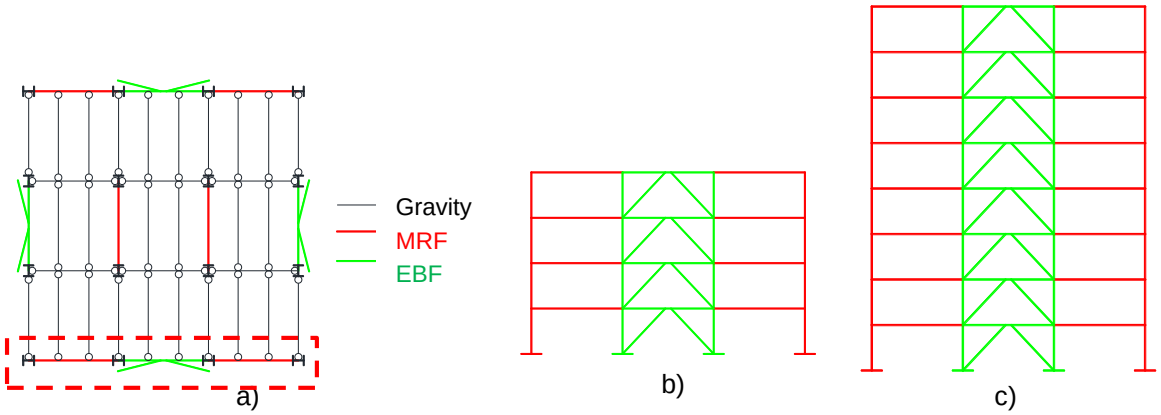
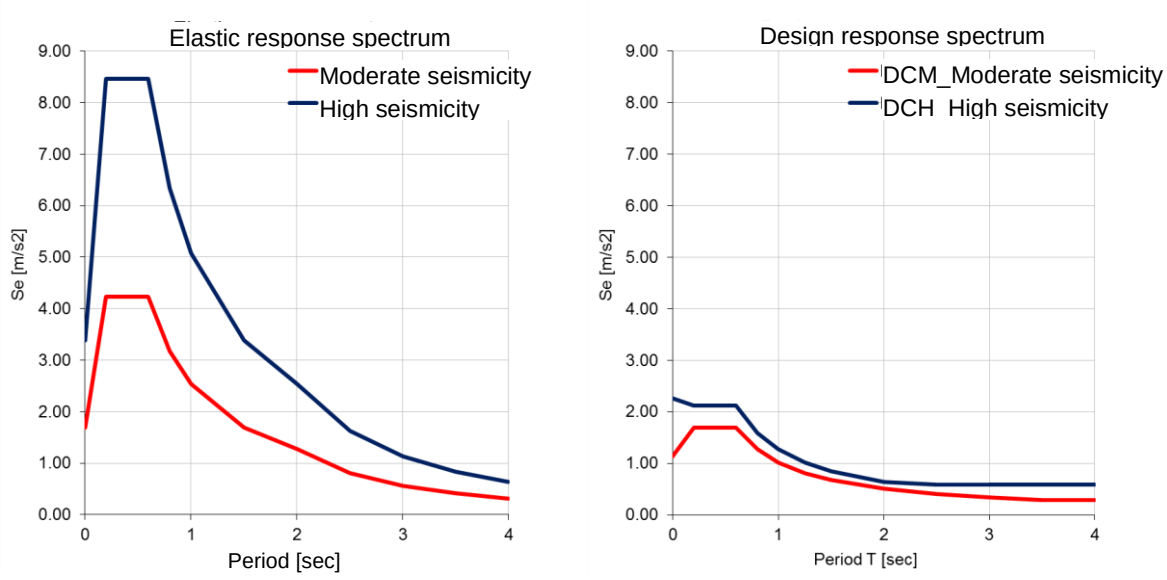


Fig. 7.13: Strutture analizzate: a) pianta, b) 4 piani in elevazione e c) 8 piani in elevazione.

La Tabella 7.5 riporta i valori sia dei carichi gravitazionali che di quelli sismici. I carichi gravitazionali sono stati applicati come carichi distribuiti uniformi sulle travi secondarie e ridotti a carichi concentrati sui telai principali. Il carico permanente tiene conto sia della soletta composta che della lamiera d'acciaio, con un peso totale a metro quadro di 2,75 kN/m^2. Sono stati considerati sovraccarichi dovuti ai servizi, soffitti e pavimenti sopraelevati di 0,7 kN/m^2 per i piani intermedi e 1,0 kN/m^2 all'ultimo piano. Per considerare le tamponature è stato preso in considerazione un carico permanente di 4,0 kN/m^2. Il carico variabile è funzione della destinazione d'uso della struttura (uffici - classe B) e delle pareti divisorie, ed stato considerato pari a 3,8 kN/m^2. Tutti i carichi gravitazionali assegnati ai telai analizzati corrispondono a metà della campata (4 m). Vengono presi in considerazione due diversi casi di progetto: casi di sismicità moderata (considerando DCM) e casi di sismicità alta (considerando DCH). Lo spettro di tipo 1-C è stato selezionato per la progettazione considerando due accelerazioni di picco del terreno: 0,3 g per il caso di sismicità elevata e 0,15 g per il caso di sismicità moderata (Fig. 7.14).



a) b)

Fig. 7.14: Spettro di risposta per le due sismicità considerate: a) elastico and b) progetto.

Per DCH è stato adottato un fattore di struttura q = 4 (vedi capitolo 7.4.1.5). In caso di DCM è stato considerato un fattore di struttura di 2,5.

Table 7.5: Dettagli dei carichi

Carichi verticali	
Carichi permanenti (soletta in cls + lamiera grecata)	2.75 kN/m^2
Carichi aggiuntivi	0.7 kN/m^2 – piano intermedio 1.0 kN/m^2 – Ultimo piano
Tamponature	4.0 kN/m^2
Carichi variabili	3.00+0.800=3.8 kN/m^2
• Progetto in classe di duttilità alta DCH	
Spettro di risposta elastico	Tipo 1
Massiama accellerazione del terreno	a_{gR}=0.3g
Classe di importanza	γ_I = 1.0 (Strutture ordinarie)
Tipo di terreno	C (T_B = 0.2 s, T_C = 0.60 s)
Fattore di struttura porposto q (DCH)	4
smorzamento	5%
Coefficente di compbinazione sismica per combinazioni di carico quasi permanente	ψ_2=0.30
• Progetto in classe di duttilità media DCM	
Spettro di risposta elastico	Tipo 1
Massiama accellerazione del terreno	a_{gR} =0.15g
Classe di importanza	γ_I = 1.0 (Strutture ordinarie)
Tipo di terreno	C (T_B = 0.2 s, T_C = 0.60 s)
Fattore di struttura porposto q (DCH)	2.5
smorzamento	5%
Coefficente di compbinazione sismica per combinazioni di carico quasi permanente	ψ_2=0.30

7.5.1.2 Modellazione per un'analisi elastic lineare

La modellazione, l'analisi e la progettazione degli edifici sono state eseguite con il

programma ad elementi finiti SAP2000 [16]. Il modello strutturale è un modello 2D lineare ed elastico. Diaframmi rigidi sono stati assegnati ad ogni livello per tenere conto dell'effetto della soletta di cemento armato.
Le masse strutturali (in tonnellate) considerate da metà della campata totale della struttura (12m) sono state assegnate nei nodi strutturali dei telaio, poiché solo i telai marginali resistono ai carichi laterali (Fig. 7.15).

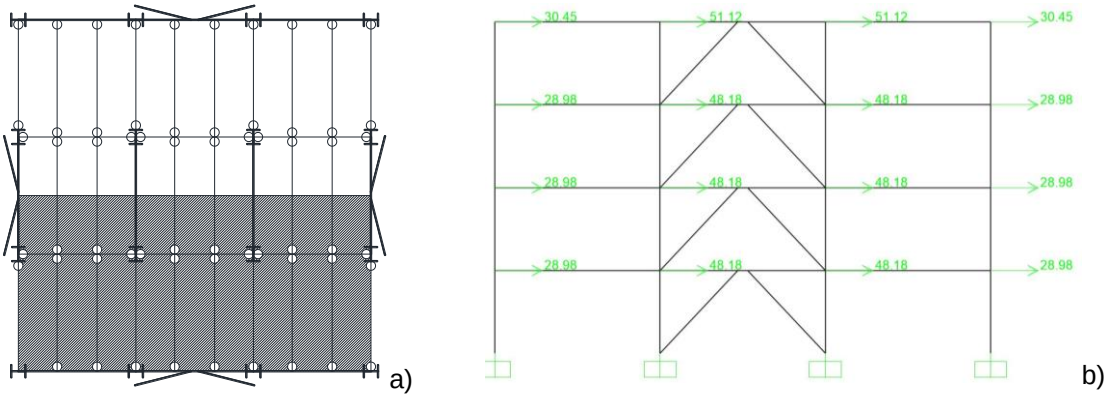


Fig. 7.15: Masse strutturali: a) considerate dalla metà della struttura b) assegnate nei nodi strutturali del modello 2D.

7.5.2 Progetto preliminare

7.5.2.1 Stato limite ultimo

Gli MRF sono stati progettati dalla combinazione di carico fondamentale allo stato limite ultimoe (ULS) 1.35•G + 1.5•Q, dove G sono carichi permanenti e Q sono carichi variabili. Sono state ottenute sezioni IPE330 per travi, sezioni HE160B per le colonne delle strutture a 4 piani e sezioni HE200B per le colonne delle atrutture ad 8 piani

7.5.2.2 Stato limite di servizio

Le deformazioni delle travi sono state controllate considerando una combinazione di carico fondamentale 1.0•G + 1.0•Q. Le sezioni trasversali devono essere aumentati a IPE360 per avere frecce inferiori a L/350 (22,86 mm).

7.5.3 Analisi con spettro di risposta

L'analisi dello spettro di risposta è stata eseguita ed i risultati sono riassunti nella Tabella 7.6. I primi due modi, per edifici a 4 piani, ed i primi tre per edifici a 8 piani, hanno attivato più del 90% della massa totale.
Il taglio alla base di progetto dei telai analizzati è mostrato nella Tabella 7.6. Si può osservare che la struttura a 8 piani ha una forza di taglio di base simile alla struttura a 4 piani. Infatti, nonostante la struttura ad 8 piani ha all'incirca il doppio della massa di quella a 4 piani, un più ampio periodo fondamentale di vibrazione porta a un'accelerazione spettrale di progettazione più piccola.

Table 7.6: Risultati dell'analisi con spettro di risposta

Struttura	a_g	Taglio alla base di progetto, V_b [kN]	Numero modi	Periodo (s)	Massa partecipante (%)	Massa totale (%)
4-Piano	0.30g	2935.45	1	0.517	78.89	95.09
			2	0.193	16.2	
	0.15g	1754.12	1	0.576	79.32	94.89
			2	0.213	15.57	
8-Piano	0.30g	3082.59	1	1.126	71.58	94.85
			2	0.385	17.76	
			3	0.221	5.51	
	0.15g	2064.79	1	1.246	72.56	94.91
			2	0.437	17.25	
			3	0.253	5.1	

7.5.4 Imperfezioni globali ed effetti del secondo ordine

Le imperfezioni globali sono state considerate nell'analisi strutturale, secondo la EN1993-1-1, attraverso forze laterali equivalenti H_i, dalla combinazione 1.35•Carichi permanenti + 1.5•Carichi variabili. Queste forze sono state calcolate in base ai carichi gravitazionali totali e all'imperfezione globale iniziale ϕ, livello per livello, e considerate in ogni combinazione di carico più avanti descritte. Sono state ottenute piccole forze laterali equivalenti, di 8,7 kN per i piani intermedi e 8,9 kN per l'ultimo piano.

Gli effetti del secondo ordine non sono stati considerati nella progettazione perché il coefficiente di sensibilità degli spostamenti interpiano θ, calcolato in accordo all'EN1998-1-1 risulta inferiore a 0,1.

7.5.5 Progetto sismico

7.5.5.1 Stato limite ultimo – Elementi dissipativi

I link a taglio sono gli elementi dissipativi del sistema. Sono progettati con sezioni ad "I" saldate (h x b x tf x tw) di classe 1.

Per raggiungere la sovraresistenza del collegamento, sono stati adottati membri dissipativi molto corti (vedi capitolo 7.4.1.3). Pertanto, i collegamenti hanno una lunghezza di 0,5 m in caso di edifici a 4 piani e 0,9 m in caso di edifici a 8 piani.

Le sezioni dei link sono state ottenute dalla seguente combinazione di carico sismico: 1.0•G + 0.3•Q + 1.0•A_{Ed} (dove A_{Ed} è un'azione sismica) e sono presentate nelle seguenti tabelle:

Table 7.7: Elementi dissipative delle strutture a 4 piani

Struttura	a_g	Piano	Sezione del Link	Ω_i	Min Ω_i	Ω
4-Piani	0.3g	1	350x190x18x9	2.28	2.13	2.67
		2	350x190x18x9	2.42		
		3	290x190x16x8	2.23		
		4	230x140x16x6	2.16		
	0.15g	1	350x130x18x6	1.59	1.59	2.00
		2	350x130x18x6	1.70		
		3	290x140x16x6	1.77		
		4	230x120x16x5	1.92		

Table 7.8: Elementi disspiativi delle strutture ad 8 piani

Struttura	a_g	Piano	Sezione del Link	Ω_i	Min Ω_i	Ω
8-Piani	0.3g	1	490x260x20x8	2.44	1.96	2.45
		2	490x260x20x8	2.41		
		3	440x230x20x7	2.09		
		4	440x230x20x7	2.31		
		5	390x200x20x6	1.96		
		6	390x200x20x6	2.29		
		7	330x210x16x5	2.25		
		8	250x190x14x4	1.97		
	0.15g	1	440x230x20x7	2.34	1.93	2.41
		2	440x230x20x7	2.27		
		3	390x220x18x6	1.93		
		4	390x220x18x6	2.19		
		5	350x220x18x6	2.24		
		6	330x210x16x5	2.08		
		7	290x210x16x5	2.23		
		8	210x190x14x4	2.15		

Per ogni edificio è stato garantito un comportamento dissipativo omogeneo tra i link (25%). La sovra-resistenza strutturale è stata calcolata come [5]:

$$\Omega = \gamma_{ov}\,\Omega_i \qquad \text{Eq. (7.11)}$$

$$\Omega_i = \gamma_{sh}\,\frac{V_{p,linki}}{V_{Ed,i}} \qquad \text{Eq. (7.12)}$$

dove: γ_{ov} è 1.25 e γ_{sh} è stato adottato uguale a 1.8 per DCH (in accordo con i risultati del progetto DUAREM [1]) ed 1.5 per DCM.

7.5.5.2 Stato limite ultimo – Elementi non dissipativi

Le colonne, i controventi e le travi degli EBF sono elementi non dissipativi del sistema e sono stati progettati considerando combinazione di carico sismico che forniscono una sovraresistenza (Ω) a questi elementi rispetto a quelli dissipativi: $1.0 \bullet G + 0.3 \bullet Q + \Omega \bullet D_{AE}$. Le sezioni sono presentate di seguito:

Table 7.9: Elementi non dissipative delle strutture a 4 piani

Struttura	a_g	Piani	Controvento	Trave	Colonna
4-piani	0.3g	1	HE280B	HE360A	HE320B
		2	HE280B	HE360A	HE320B
		3	HE240B	HE300A	HE300B
		4	HE200B	HE240A	HE300B
	0.15g	1	HE240B	HE360A	HE260B
		2	HE220B	HE360A	HE260B
		3	HE220B	HE300A	HE240B
		4	HE180B	HE240A	HE240B

Table 7.10: Elementi non dissipative delle strutture a 8 piani

Struttura	a_g	Piano	Controvento	Trave	Colonna
8-Piani	0.3g	1	HE320B	HE500A	HE340M
		2	HE320B	HE500A	HE340M
		3	HE300B	HE450A	HE300M
		4	HE280B	HE450A	HE300M
		5	HE280B	HE400A	HE300B
		6	HE260B	HE400A	HE300B
		7	HE240B	HE340A	HE280B
		8	HE200B	HE260A	HE280B
	0.15g	1	HE260B	HE450A	HE300M
		2	HE260B	HE450A	HE300M
		3	HE260B	HE400A	HE280M
		4	HE240B	HE400A	HE280M
		5	HE220B	HE360A	HE280B
		6	HE220B	HE340A	HE280B
		7	HE200B	HE300A	HE260B
		8	HE180B	HE220A	HE260B

7.5.5.3 Stati limite di servizio (limitazione dello spostamento interpiano)

Considerando che gli edifici hanno elementi non strutturali duttili la seguente Eq. (7.13) è stata introdotta per controllare gli spostamenti interpiano.

$$d_r \quad v \leq 0.0075 \quad h = 0.0075 \quad 4000 = 30mm \qquad \text{Eq. (7.13)}$$

Dove d_r è lo spostamento inter-piano di progetto, v = 0.5 è un fattore di riduzione degli spostamenti di progetto a causa della classe di importanza dell'edificio (edifici ordinari) ed *h* è l'altezza dellpiano. La Tabella 7.11 riporta i risultati dell'analisi; il limite risulta verificato per tutti i piani con valori molto inferiori al valore limite di 30mm.

Table 7.11: Limiti dello spostamento interpiano

Struttura	a_g	Spostamento [mm]
4-Piani	0.3g	11.26
	0.15g	14.62
8-Piani	0.3g	15.3
	0.15g	7.83

7.5.5.4 Configurazione duale

La dualità delle strutture deve essere controllata verificando che i telai MRF siano in grado di resistere ad almeno il 25% della forza sismica totale (vedere Capitolo 7.4.1.2). Dunque, al fine di assicurare un comportamento duale, le travi degli MRF sono stati aumentati come segue:

Table 7.12: Travi del telaio MRF per le strutture a 4 piani

Struttura	Piano	Sezione
4-Piani	1	IPE400
	2	IPE400
	3	IPE360
	4	IPE360

Table 7.13: Travi del telaio MRF per le strutture a 8 piani

Struttura	a_g	Piano	Sezione
8-Piani	0.3g	1	IPE450
		2	IPE450
		3	IPE400
		4	IPE400
		5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360
	0.15g	1	IPE400
		2	IPE400
		3	IPE360
		4	IPE360
		5	IPE360

		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360

7.5.5.5 Gerarchia delle resistenze: trave debole-colonna forte

In line con il principio di gerarchia delle resistenza, le colonne di tutti gli edifici sono state aumentate per soddisfare la condizione di "colonna debole-forte-colonna".

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \qquad \text{Eq. (7.14)}$$

dove: $\sum M_{Rc}$ è la somma della resistenza del momento delle colonne superiore e inferiore e $\sum M_{Rb}$ è la resistenza flessionale della trave degli MRF.

Le sezioni finali della colonna MRF dal progetto elastico sono le seguenti:

Table 7.14: Colonne dei telai MRF delle strutture a 4 piani

Struttura	Piano	Sezione
4-Piani	1	HE240B
	2	HE240B
	3	HE220B
	4	HE220B

Table 7.15: Colonne dei telai MRF delle strutture ad 8 piani

Struttura	a_g	Piano	Sezione
8-Piani	0.3g	1	HE260B
		2	HE260B
		3	HE240B
		4	HE240B
		5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B
	0.15g	1	HE240B
		2	HE240B
		3	HE220B
		4	HE220B
		5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B

Le sezioni trasversali alla fine del progetto elastico sono le seguenti:

Table 7.16: Sezioni trasversali strutture a 4 piani

a_g	Piano	Links	Controvento	Trave	Colonna	MRF Trave	MRF Colonna
0.3g	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE300B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE300B	IPE360	HE220B
0.15g	1	350x130x18x6	HE240B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
	2	350x130x18x6	HE220B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
	3	290x140x16x6	HE220B	HE300A	HE240B	IPE360	HE220B
	4	230x120x16x5	HE180B	HE240A	HE240B	IPE360	HE220B

Table 7.17: Sezioni trasversali strutture ad 8 piani

a_g	Piano	Links	Controvento	Travi	Colonna	MRFs Travi	MRFs Colonna
0.3g	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE280B	IPE360	HE220B
0.15g	1	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	2	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	3	390x220x18x6	HE260B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
	4	390x220x18x6	HE240B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
	5	350x220x18x6	HE220B	HE360A	HE280B	IPE360	HE220B
	6	330x210x16x5	HE220B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	7	290x210x16x5	HE200B	HE300A	HE260B	IPE360	HE220B
	8	210x190x14x4	HE180B	HE220A	HE260B	IPE360	HE220B

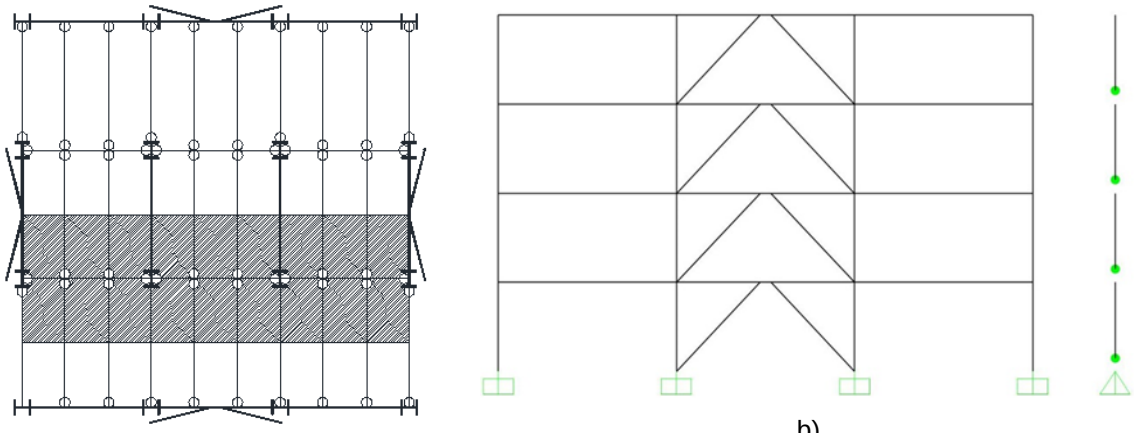
7.5.6 Analisi static non lineare (Pushover)

Poiché l'altezza delle strutture in esame è relativamente bassa, e gli edifici sono regolari in pianta ed in elevazione, i modi di vibrare più alti non influenzano sensibilmente la risposta strutturale, dunque la valutazione delle prestazioni sismiche è stata adottata utilizzando un'analisi statica non lineare (pushover).

7.5.6.1 Modellazione dei telai per un'analisi statica non lineare

Sono state eseguite analisi statiche non lineari per verificare la capacità di ricentraggio della struttura, utilizzando SAP2000.

Analisi pushover (PO) sono state eseguite su entrambe le strutture a 4 ed a 8 piani, considerando una distribuzione modale delle forze laterali. Gli effetti P-Delta sono stati inclusi anche nelle analisi PO.
Una colonna fittizia senza rigidezza flessionale è stata modellata per tenere conto dei carichi gravitazionali che agiscono sui telai pendolari interni (Fig. 7.16).



a) b)

Fig. 7.16: Leaning column approach: a) gravitational loads on interior frame and b) leaning column modelling.

Le proprietà attese del materiale sono state utilizzate per elementi dissipativi, considerando un coefficiente di sovraresistenza γ_{ov} = 1,25 mentre le proprietà del nominale materiale sono state utilizzate per gli elementi non dissipativi.
Cerniere plastiche flessionali non lineari del tipo M3 sono state assegnate alle estremità delle travi degli MRF mentre cerniere plastiche che considerano anche la presenza dello sforzo assiale P-M3 sono state disposte sulle colonne e sulletravi dei telai EBF. Per i controventi sono state utilizzate cerniere in plastica non lineari di tipo assiale P, assegnate a metà delle aste. Le proprietà delle cerniere plastiche sono state calcolate in accordo all'ASCE41-13 [13].
Per tenere conto del comportamento non lineare a taglio (V2) dei link corti, sono stati definiti elementi molle multi-lineari, con comportamento non lineare in due direzioni, presentati di seguito:

Table 7.18: Proprietà non lineari dei link delle strutture a 4 piani

Struttura	a_g	Piano	K_1 [kN/m]	V_y [kN]
4-Piani	0.3g	1	433680	612
		2	433680	612
		3	310683	449
		4	174867	263
	0.15g	1	289798	408
		2	289798	408

		3	232550	337
		4	146315	219

Table 7.19: Proprietà non lineari dei link delle strutture ad 8 piani

Stuttura	a_g	Piano	K_1 [kN/m]	V_y [kN]
8-Piani	0.3g	1	255735	771
		2	255735	771
		3	191066	603
		4	191066	603
		5	151086	455
		6	151086	455
		7	115904	322
		8	65865	193
	0.15g	1	179466	603
		2	179466	603
		3	140361	457
		4	140361	457
		5	146401	408
		6	114501	322
		7	97069	281
		8	50887	161

Due molle con le proprietà precedentemente descritte sono stati introdotti alle estremità dei link per simulare la risposta flesso-tagliante.

7.5.6.2 Risultati delle analisi pushover

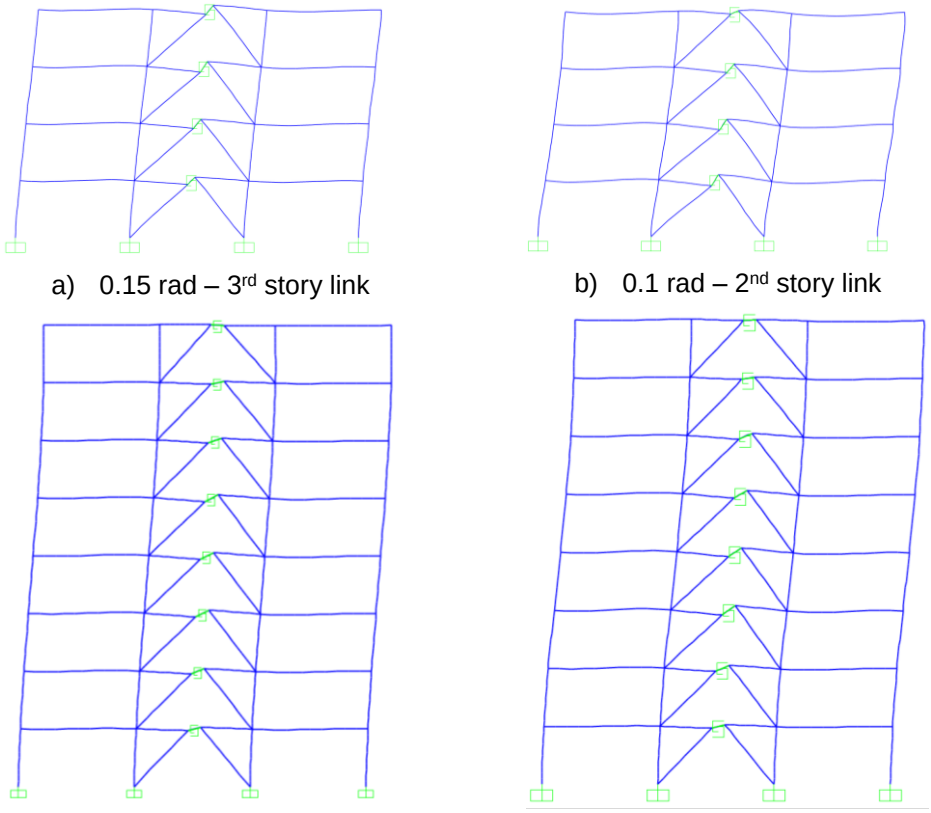
Dopo aver eseguito le analisi PO su telai elastici progettati, nel caso di edifici di 4 piani e di 8 piani, a DCH, si è verificato lo snervamento di alcuni elementi dei telai MRF prima del raggiungimento della capacità di deformazione ultima negli EBF con link rimovibili. Pertanto, al fine di mantenere gli elementi dei telai MRF in campo elastico, alcune sezioni sono state sostituite come segue: per il telaio a 4 piani, sono state aumentatele le colonne dei telai EBF mentre le strutture ad 8 piani, i telai MRF sono stati realizzati in acciaio S690.

Le nuove sezioni ottenute sono state ricontrollate considerando tutte le condizioni del progetto elastico (combinazioni fondamentali, combinazioni sismiche, dualità, criterio di gerarchia) e le sezioni finali per i telai a 4 ed a 8 piani in classe di DCH sono le seguenti:

Table 7.20: Sezioni trasversali finali al DCH

Struttura	Piano	Links	Controvento	Trave	Colonna	MRF Trave	MRF Colonna
4-Piani	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE280B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE280B	IPE360	HE220B
8-Piani	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE240B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE240B	IPE360	HE220B

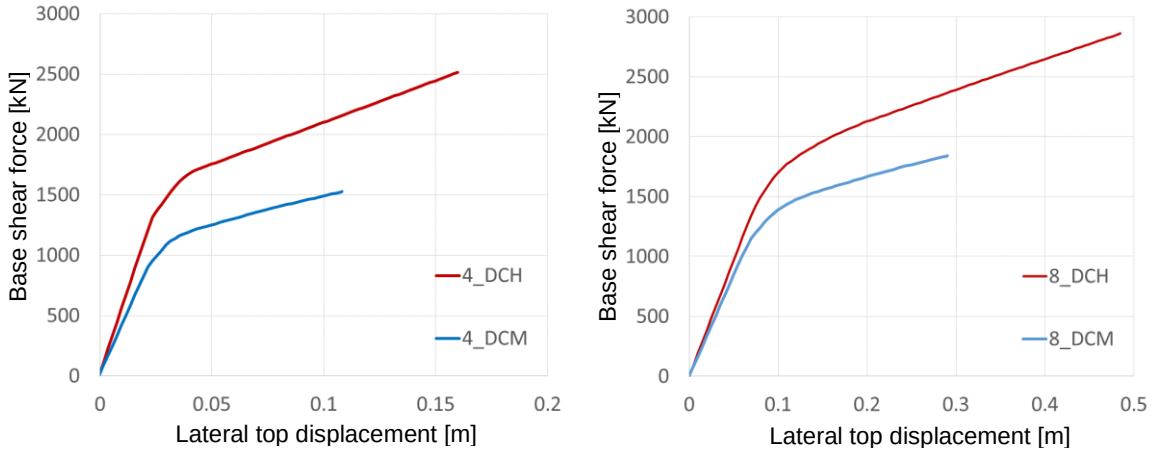
Di seguito si osserva, per tutte le strutture analizzate, che nessuno snervamento appare prima di raggiungere 0,15rad nei link per classi DCH e 0,1 rad per classi DCM (Fig. 7.17)



a) 0.15 rad – 3rd story link
b) 0.1 rad – 2nd story link
c) 0.15 rad – 5th story link
d) 0.1 rad – 3rd story link

Fig. 7.17: Configurazione deformata delle strutture analizzate a seguito di un analisi PO con distribuzione modale di forze: a) 4 piani in DCH, b) 4 piani in DCM, c) 8 piani in DCH e d) 8 piani in DCM

Non è stato osservato alcuno snervamento in nessun altro elemento strutturale prima di raggiungere 0,15 rad nei collegamenti a DCH e 0,1 rad a DCM. Per i telai DCH, quando la rotazione del picco raggiunge 0,15 rad, il meccanismo plastico completo viene raggiunto con rotazioni plastiche in altri link compresi tra 0,102 rad e 0,128 rad per i telai a 4 piani, e tra 0,066 rad e 0,149 rad per i telai ad 8 piani. Per i telai DCM, quando la rotazione del collegamento di picco raggiunge 0,1 rad, altri link mostrano deformazioni comprese tra 0,061 rad e 0,094 rad per i telai a 4 piani e tra 0,024 rad e 0,095 rad per i telai ad 8 piani.
Le curve di pushover per tutti i telai sono presentate in Fig. 7.18



a) Telai a 4 piani b) Telai ad 8 piani

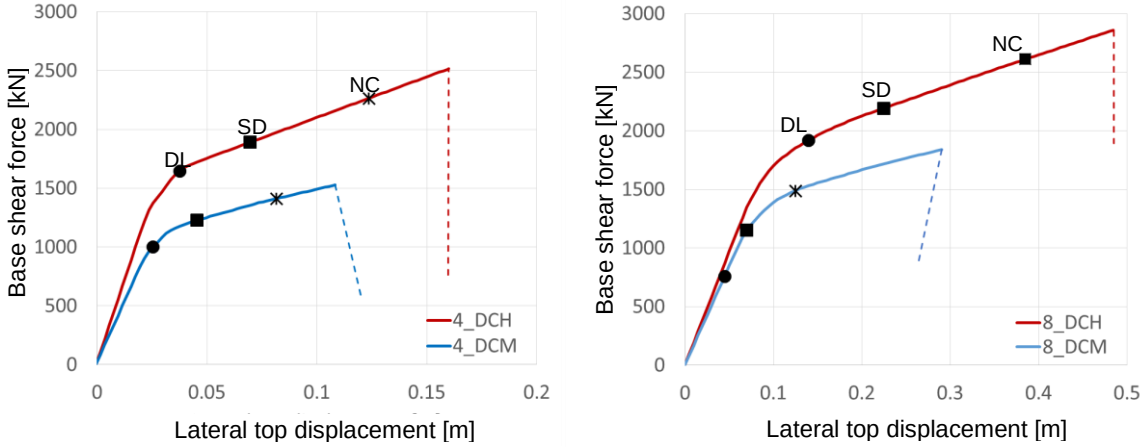
Fig. 7.18: Curve di pushover.

I telai progettati assumendo DCH, hanno una maggiore capacità e duttilità rispetto a quelli progettati assumendo DCM. I telai ad 8 piani sono più duttili di quelli a 4 piani e sono stati progettati per resistere a forze sismiche simili (all'interno della stessa classe di duttilità) (vedere il Capitolo 7.5.3).
Le curve sono rappresentate fino alla capacità massima (quando i link raggiungono la loro deformazione di taglio finale), poiché la convergenza non è stata raggiunta per spostamenti più grandi.
L'obiettivo di non avere deformazioni plastiche negli MRF prima del raggiungimento della deformazione SD nei link rimovibili (0,14 rad) degli EBF è raggiunto. Gli MRF forniscono il ricentraggio della struttura fino alla deformazione massima dei collegamenti (0,15 rad).

7.5.6.3 Valutazione della prestazione sismica

Le prestazioni sismiche dei telai studiati sono state valutate usando il metodo N2 [17], con l'idealizzazione bilineare del sistema equivalente ad un grado di libertà per adattarsi alla rigidezza iniziale del sistema (approccio P100 [10]).
Le prestazioni strutturali sono state valutate per gli stati limite mostrati in Tabella 7.2 (DL, SD e NC) e illustrati in Fig. 7.19. Gli spostamenti target (D_t) sono stati calcolati

per ogni stato limite e le rotazioni di link corrispondenti sono presentate di seguito.



a) Telai a 4 piani b) Telai ad 8 piani

Fig. 7.19: Valutazione della risposta sismica.

Table 7.21: Valutazione delle prestazioni sismiche del telaio a 4 piani.

Classe duttilità	Stati limite	D_t [mm]	Rotazione link a D_t [rad]	Rotazioni acetate [rad]	Spostamento in testa corrispondente [mm]
DCH	DL	36.8	0.016	0.005	23.5
	SD	69.7	0.053	0.14	151.5
	NC	127.4	0.115	0.16	-
DCM	DL	26.5	0.009	0.003	19.5
	SD	46.3	0.037	0.09	99.5
	NC	81.3	0.074	0.11	-

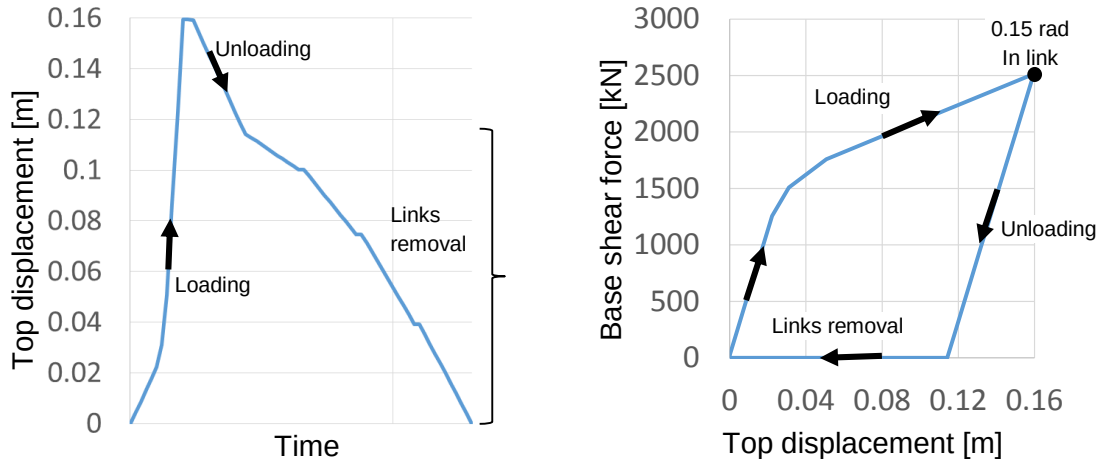
Table 7.22: Valutazione delle prestazioni sismiche del telaio a 8 piani.

Classe duttilità	Stati limite	D_t [mm]	Rotazione link a D_t [rad]	Rotazioni acetate [rad]	Spostamento in testa corrispondente [mm]
DCH	DL	107.3	0.031	0.005	59.9
	SD	182.2	0.062	0.14	404.9
	NC	313.3	0.109	0.16	-
DCM	DL	41.9	0.003	0.003	44.9
	SD	71.2	0.009	0.09	259.9
	NC	122.4	0.036	0.11	-

Gli obiettivi prestazionali sono raggiunti per stati limite SD e NC. Sebbene gli obiettivi di prestazionali non siano soddisfatti per DL utilizzando l'approccio N2, l'obiettivo di non avere deformazioni plastiche negli MRF prima del raggiungimento della deformazione SD nei link rimovibili (0,14 rad) degli EBF, che rappresenta il requisito di base per la progettazione di sistemi duali con elementi dissipativi rimovibili, è soddisfatto. Gli MRF forniscono il ricentraggio della struttura fino alla deformazione massima dei collegamenti (0,15 rad).

7.5.6.4 Rimozione dei link e ricentraggio della struttura

Per quanto riguarda la rimozione dei link ed il ricentraggio dei telai, l'analisi statica non lineare della struttura è stata eseguita con SAP2000 su un telaio a 4 piani, per una classe di duttilità DCH. Le fasi dell'analisi sono le seguenti: in primo luogo il telaio viene caricato con forze gravitazionali, poi con forze laterali (fino a raggiungere la deformazione ultima nei link), ed infine scaricato, successivamente i link vengono rimossi piano per piano, a partire dal primo livello fino all'ultimo [18]. Dopo l'eliminazione dell'ultimo collegamento, la struttura ritorna alla sua posizione iniziale (vedi Fig. 7.20).



a) b)

Fig. 7.20: Ricentraggio della struttura dopo la rimozione dei link in termini di: a) spostamento in testa vs tempo e b) taglio alla base vs. spostamento in testa.

Il modo tecnicamente più semplice per rilasciare le forze nei link è quello di tagliare l'anima e le flange dei link [19] se si verificano grandi spostamenti residui, o in alternativa, svitando i bulloni piano per piano [20], come dimostrato dalla procedura adottata per la struttura dei test nel progetto DUAREM.
La procedura è simile per gli altri tre telai investigati.

7.6 CONCLUSIONI

I telai duali con controventi eccentrici e link sostituibili rappresentano una soluzione efficiente per ridurre i costi di riparazione a causa dei danni strutturali subiti durante un forte terremoto. In questo capitolo si è proposta una procedura di progettazione che utilizza alcuni controlli aggiuntivi rispetto a quella convenzionale.
Nell'ambito del programma sperimentale la struttura duale con controventi eccentrici ha mostrato prestazioni eccellenti ai terremoti sia nei riguardi dello SLS che in quello dello ULS. Piccole deformazioni permanenti sono state registrate per entrambi i livelli di intensità sismica, che tuttavia rientrano nei limiti delle tolleranze costruttive definiti nella EN 1090. Il ricentraggio è dovuto a causa della grande rigidezza post-

elastica del sistema, fornita dai telai MRF. Piccole deformazioni permanenti alla rimozione dei link snobtabili significano effettivamente che la struttura è in grado di auto-ricentrarsi in una certa misura.
Viene presentata una procedura di progettazione e vengono fornite raccomandazioni per il ricentraggio dei sistemi duali telaio-controvento EBF con link sostituibili. Oltre alle specifiche della normativa esistente per la progettazione di questo sistema, sono proposte regole aggiuntive al fine di garantire la capacità di ricentraggio e la dualità della stuttura investigata.
È necessaria una calibrazione del modello forza-spostamento dei link rimovibili. Inoltre poiché esiste un numero limitato di prove sperimentali sui link bullonati corti che prevedono questo tipo di connessione (flangiata con bulloni ad alta resistenza) e di sezione (I con altezza 240 mm), quando si utilizzano altri tipi di sezioni e connessioni si consiglia di validare le prestazioni attese attraverso un'appropriata validazione sperimentale e/o numerica.
Si raccomandano analisi statiche e/o dinamiche non lineari per verificare la capacità di ricentraggio del sistema. Le prestazioni sismiche dei telai studiati sono state valutate usando il metodo N2. Gli obiettivi di prestazione sono raggiunti per stati limite SD e NC. Sebbene gli obiettivi di prestazione non siano soddisfatti per DL utilizzando l'approccio N2, l'obiettivo di non avere deformazioni plastiche negli MRF prima del raggiungimento della deformazione SD nei link rimovibili (0,14 rad) degli EBF, che rappresenta il requisito base di progettazione per telai duali con elementi dissipativi rimovibili, è stato soddisfatto.

7.7 CAMPO DI APPLICAZIONE

Strutture EBF ricentranti con link bullonati sostituibili possono essere applicati ad edifici in acciaio a più piani al fine di ridurre i costi ed i tempi di riparazione di una struttura all'indomani di un forte terremoto. La risposta elastica del sottosistema flessibile (MRF) fornisce le forze di ricentraggio alla struttura, una volta rimossi i link danneggiati durante il terremoto.

7.8 PUBBLICAZIONI

1. A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. Poljanšek, F. J. Molina, F. Taucer, P. Pegon, G. Sabău, „Experimental validation of re-centering capability of eccentrically braced frames with removable links", Engineering Structures, Volume 113, pp. 335-346, 2016;
2. A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, "Re-centering dual eccentrically braced frames with removable links" - Proceedings of the Romanian Academy - series A: Mathematics, Physics, Technical Sciences, Information Science, volume 17, number 2/2016, pp. 169-177;
3. Gabriel-Alexandru Sabau, Martin Poljansek Fabio Taucer, Pierre Pegon, Francisco-Javier Molina, Daniel Tirelli, Bernard Viaccoz, Aurel Stratan, Adriana Ioan-Chesoan, Dan Dubina, Final Report FP7 SERIES DUAREM Project – "Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links" (2014)
4. (http://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC93136).

5. Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;

7.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. Stratan A, Dubina D. Bolted links for eccentrically braced steel frames. In: Bijlaard FSK, Gresnigt AM, van der Vegte GJ (Eds.), Proc. of the fifth AISC/ECCS international workshop ‘‘connections in steel structures V. behavior, strength & design”, June 3–5, Delft University of Technology, The Netherlands; 2004. p. 223–32;
2. Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;
3. Ioan A., Stratan A., Dubina D., Poljansek M., Molina F. J., Taucer F., Pegon P., Sabau G., Experimental validation of re-centring eccentrically braced frames with removable links, Engineering Structures 113 (2016) 335–346;
4. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2002;
5. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1, Gen-eral rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, European Committee for Stand-ardization, 2004;
6. ECCS (1985). "Recommended Testing Procedures for Assessing the Behavior of Struc-tural Elements under Cyclic Loads", European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45;
7. Federal Emergency Management Agency and American Society of Civil Eng., Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Wash-ington DC, USA, 2000;
8. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003;
9. NEHRP (2003). NEHRP Recommended provisions for new buildings and other struc-tures (FEMA 450). Part 1: Provisions and Part 2: Commentary. Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.;
10. P100-1/2013 (2013). Seismic design code – Part 1: Rules for buildings;
11. Stratan A., Dinu F., Dubina D., “Replacement of bolted links in dual eccentrically braced frames”, 14th European Conference on Earthquake Engineering, August 30 – September 3, 2010, Ohrid, Republic of Macedonia;
12. Dubina D., Stratan A., Ioan-Chesoan A., Design of steel frames with replaceable bolted links eccentric bracing systems, 1st EU-Sino Workshop on Earthquake-resistance of Steel Structures Shanghai, China, October 27, 2016;
13. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings – ASCE/SEI 41-13, 2013;
14. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [1999] "Hysteretic models for cyclic behavior of deteriorating inelastic structures," Report MCEER-99-0018, MCEER/SUNY/Buffalo;
15. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [2001] "Hysteretic models for deteriorating inelastic structures," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 126, No. 6, pp. 633-640, with discussion by Wang and Foliente and closure in Vol. 127, No. 11;
16. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com;
17. Fajfar P., A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earth-quake Spectra, 16(3):573-592, 2000;

18. A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. D'Aniello and R. Landolfo, "Seismic performance and re-centring capability of dual eccentrically braced frames with replaceable links", 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas Shanghai, China, July 1-3, 2015;
19. Stratan, A., Ioan, A., Dubina, D. 2012. Re-centring capability of dual eccentrically braced frames with removable bolted links. STESSA 2012 (Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas) Conference, 9-11 January 2012, Santiago, Chile, pp. 723-728;
20. Ioan, A., Stratan, A., Dubina, D. 2012. Evaluation of restoring capacity of dual steel EBFs with removable links. The 8th International PhD & DLA Symposium, 29-30 October, 2012, Pecs, Hungary.

8 PANNELLI A TAGLIO RIMOVIBILI

8.1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del Progetto di Ricerca Europeo RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames" è stato introdotto un sistema di dissipativo innovativo constituito da pannelli a taglio sostituibili, e le relative regole di progetto sono state sviluppate.

In questo capitolo sono presentati i risultati di uno studio sperimentale sulle prestazioni sismiche del sistema, nonché la procedura di progetto ed infine alcuni esempi di calcolo.

8.2 DESCRIZIONE DI PANNELLI A TAGLIO SOSTITUIBILI

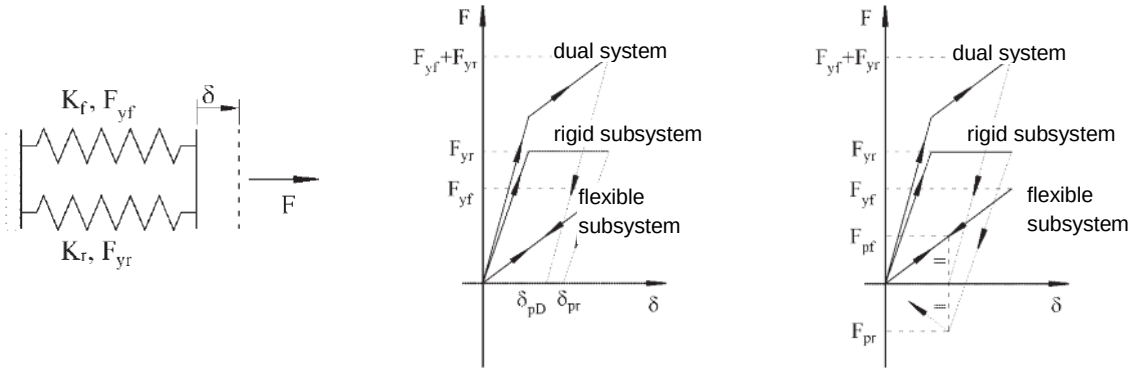
8.2.1 Principio di ricentraggio delle strutture duali

La maggior parte delle strutture realizzate in accordo alle moderne normative sono concepite per esibire deformazioni inelastiche anche quando soggette ad azioni sismiche di moderata entità, mostrando spostamenti permanenti (residui) dopo un terremoto. In alcuni casi la riparazione è difficoltosa. Esistono soluzioni che forniscano l'auto-ricentragio della struttura, ma sono tecnologicamente complesse (sistemi post tesi, dispositivi a memoria di forma ecc.). Una soluzione alternativa è quella che fornisce la capacità di ricentraggio (come opposta al l'auto-ricentraggio) attraverso delle membrature dissipative e strutture duali (rigido-flessibili). Sistemi strutturali che, hanno lo scopo di ridurre il danno strutturale isolando le deformazioni plastiche in fusibili rimovibili o "riparabili" ed hanno la capacità di riportare la struttura nella condizione indeformata iniziale dopo un evento sismico, hanno avuto molta attenzione negli ultimi anni.

Come proposto da Stratan e Dubina [1] , al fine di ottenere una struttura con capacità di ricentraggio con elementi dissipativi rimovibili è consigliabile introdurre una struttura duale, ottenuta combinando strutture a telaio momento-resistenti (MRF) con pannelli a taglio rimovibili. Se gli MRF, più flessibili, sono mantenuti in campo elastico, forniranno la forza necessaria al ricentraggio della struttura fino alla rimozione totale del danno un volta rimossi i pannelli. A tal fine, una possibile soluzione consiste nel realizzare dei pannelli a taglio con un limite di snervamento basso.

Un sistema duale ipotetico, formato da due molle inelastiche connesse in parallelo, è mostrato in Fig. 1.1a. Al fine di fornire la capacità di ricentraggio il sottositema flessibile deve rimanere in campo elastico fino allo spostamento per il quale il sistema rigido raggiunge la massima deformazione plastica. Ad ogni modo, un sistema duale convenzionale che soddisfa queste condizioni non ritornerà alle deformazioni iniziali seguendo le deformazioni nel range inelastico, anche se

spostamenti permanenti δ_{pD} nel sistema duale sono più piccoli di quelli che sarebbero ottenuti in un sistema rigido (δ_{pr}) considerate da solo (Fig. 1.1b). Esisteranno infatti delle deformazioni permanenti che possono essere eliminate solo se il sotto-sistema rigido (dissipativo) è concepito per essere rimovibile. Fino allo scarico del sistema duale, ci sono spostamenti permanenti δ_{pD} e le corrispondenti forze nel sottositmema flessibile (F_{pf}) e rigido (F_{pr}). Una volta che gli elementi dissipativi rimovibili sono smontati, la rigidezza e la resistenza del sistema saranno fornite dal solo sottosistema MRF (F_{pr}=0). Se il sottosistema flessibile è ancora in campo elastico, farà tornare il sistema globale alla posizione iniziale con nessuna deformazione permanente (Fig.1.1c).



a) modello semplificato di un sistama duale generale

b) Sistama duale convenzionale

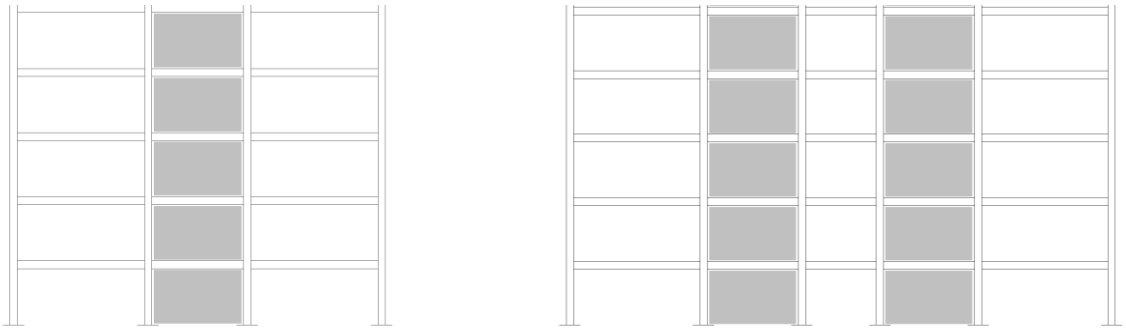
c) Sisteam duale con dispositive rimovibili.

Fig. 8.1: Permanent deformations

8.2.2 Descrizione del sistema

Strutture con pannelli a taglio smontabili sono sistemi efficaci a resistere ad i carichi laterali e possono essere considerati come un'alternativa ai sistemi tradizionali. In funzione della propria snellezza i pannelli a taglio possono snervare prima dell'instabilità, o possono instabilizzarsi mentre sono ancora in campo elastico. I principali vantaggi della snellezza dei pannelli consiste nell'economicità dei pannelli sottili, nella velocità di costruzione e nella semplicità di riparazione [2]. Inoltre con un'appropriata progettazione e realizzazione di dettagli costruttivi, il sistema può essere classificato come duttile. Strutture progettate con pannelli a taglio smontabile sono anche capaci di rispettare i limiti di spostamento quando soggette ad accellerazioni prossime allo spettro di progetto [3]. Nonostante ciò, ci sono alcuni aspetti negativi nella risposta sismica di questi sistemi, i pannelli possono instabilizza durante i primi cicli delle azioni laterali mostrando quindi un elevato degrado (effetto pinching) del comportamento ciclico. L'effetto pinching diminuisce l'area dei cicli isteretici e come risultato, l'energia sismica dissipata. Al fine di ridurre l'effetto pinching e di aumentare la dissipazione d'energia, i pannelli possono essere combinati con telai sismoresistenti. L'azione resistente del telaio infatti fornisce una incremento di rigidezza per valori bassi di spostamento [4]. Un sistema duale è

composto da un telaio singolo in cui sono alloggiati i pannelli a taglio (Fig. 1.2a) ed telaio momento-resistente in parallelo (Fig. 1.2b). In caso di campate di grande luce, i pannelli a taglio all'interno dei telai possono essere eccessivamente flessibili, in tal caso si può pensare ad un sistema misto, in cui i pannelli a taglio sono disposti in due campate collegate da travi.



a) Sistema singolo b) Sistema accoppiato

Fig. 8.2: Sistemi duali con pannelli a taglio

Il sistema introdotto è un sistema particolare che consiste nell'inserimento di due pannelli a taglio nel telaio al fine di aumentare la rigiezza laterale (Fig. 1.3). I pannelli a taglio sono delimitati da sistemi verticali aggiuntivi (montanti) con semplici collegamenti alle estrimità collegate alle travi. La trave fuori dai pannelli funziona come un link corto, intermedio o lungo a seconda della larghezza del pannello e delle dimensioni della compata.

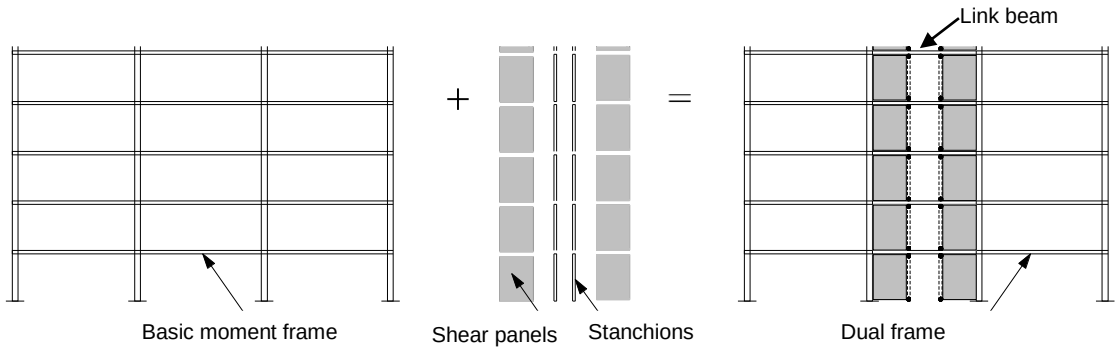


Fig. 8.3: Sistema misto con pannelli a taglio smontabili

Durante terremoti severi, i pannelli instabilizzano per taglio e snervano lungo la diagonale tese, insieme alle deformazioni plastiche alle estremità delle travi. Questo sistema può essere applicato per le costruzioni nuove e per un miglioramento delle resistenza di un sistema esistente. Infatti, questo sistema ha una buona risposta sismicha, un'alta capacità dissipativa ed un piccolo spostamenti residuo. Il suo utilizzo può anche migliorare la rigidezza fuori piano della struttura e ridurre le azioni normali sui pannelli verticali (VBEs).

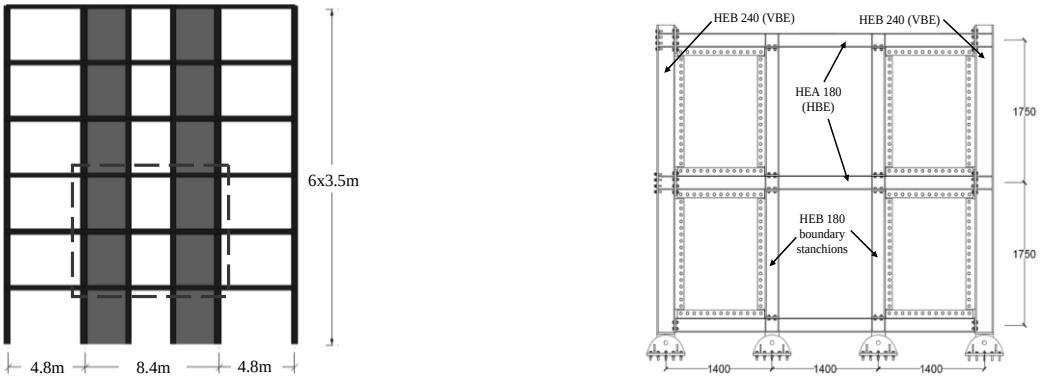
Un aspetto importante di questi sistemi è legato alla riduzione degli spostamenti residui dopo un terremoto, cosi come la riduzione dei costi di intervento. Gli

spostamenti residui o permanenti sono considerati dannosi perchè causano danni strutturali. La riparazione di elementi strutturali danneggiati può essere tecnicamente complicata, se non impossibile, ed inoltre molto costosa. Se il danno è localizzato in membrature facilmente sostituibili, la riparazione è semplice e costa meno. Inoltre il ricentraggio della struttura consente una facile sostituzione delle membeature danneggiate o “sacrificali”. Il particolare comportamento del sistema lo rende appropriato per queste applicazioni [5] , [6].
Questa soluzione è stata parzialmente validata da prove sperimentali; in particolare, una campagna sperimentale è stata sviluppata all’interno del laboratorio di strutture in acciaio presso l’Università politecnica di Timisoara ([7], [8]), al fine validare la soluzione tecnica ed ottenere un risultato di riferimento per la calibrazione di metodi numerici per strutture in acciaio con pannelli a taglio.

8.3 CAMPAGNA SPERIMENTALE SUI PANNELLI A TAGLIO

8.3.1 Modello sperimentale e set-up

Quattro provini sono stati progettati e costruiti. I provini sono stati estratti dal secondo e terzo piano di una struttura di riferimento a sei piani (Fig. 8.4a).



a) Struttura di riferimento di sei piani b) Dimensioni provino scalato uno a due

Fig. 8.4: Costruzione del provino sacla uno a due

Dati i limiti del laboratorio, i provini sono stati scalati del 50%. I provini hanno quindi dimensioni di 3500mm e 4200mm di altezza e larghezza rispettivamente misurate in asse. Uno spessore di 2mm è stato considerate per i pannelli a taglio. Il rapporto di forma del pannello ,L/h, è di 0.8 mentre il fattore di snellezza L/t_w è di 595. E’ possibile notare che il sistema strutturale è composto da un telaio a nodi rigidi, due pannelli a taglio che sono connessi alle travi e due montanti aggiuntivi che sono disposti verticalmente. Ogni provino è stato installato nella struttura di contrasto come mostrato in Fig.1.5.

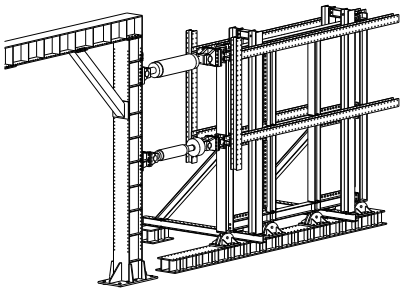
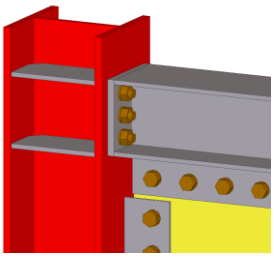


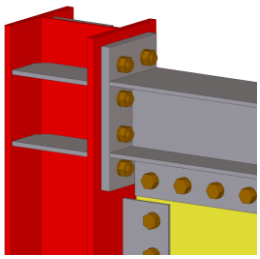
Fig. 8.5: Test set-up

Il telaio di contrasto è stato rinforzato per ridurre le deformazioni fuori piano. In particolare al primo ed al secondo piano, travi guida sono state installate per consentire lo spostamento dei provini nel piano ed impedire al contempo spostamenti fuori piano.

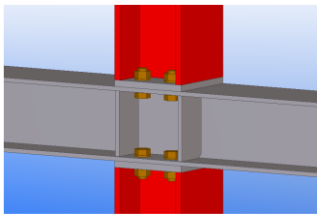
Due tipi di connessioni bullonate con piatto di estramità (HBE-VBE) sono state utilizzate per investigare l'influenza del tipo di connessione nel comportamento globlale del telaio. In entrambi i casi si sono utilizzate connessioni bullonate flangiate, in particolare nel primo caso si tratta di connessioni flangiate con piatto d'estremità corto (Fig. 1.6a), mentre il secondo tipo di connessione è flangiata con piatto d'estremità esteso (Fig.16b). Fig.1.6c mostra inoltre la connessione tra i montanti e le trave.



a) Semi-rigid beam-to-column (SR)



b) Rigid beam-to-column (R)



c) Stanchion-to-beam

Fig. 8.6: Tipi di connessione usate nel telaio sperimentale

In accordo con la classificazione proposta dall'EN1993-1-8 [9], quest'ultima connessione può essere classificata come cerniera. La connessione trave colonna, con piatto d'estremità corto, è semirigida ed a parziale ripristino di resistenza ($M_{j,Rd}$ = 0.53$M_{b,Rd}$) (indicato nel seguito come semi-rigida SR), e la connessione con piatto d'estremità lungo è rigida ed a parziale ripristino di reistenza, ma con una capacità flessionale circa uguale a quella della trave connessa ($M_{j,Rd}$ = 0.96$M_{b,Rd}$), (indicato nel seguito come rigida R) (Fig. 8.7).

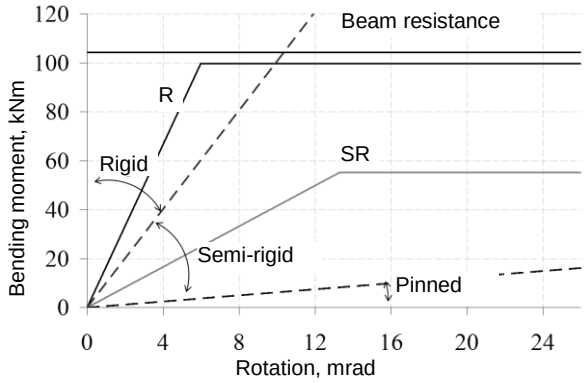
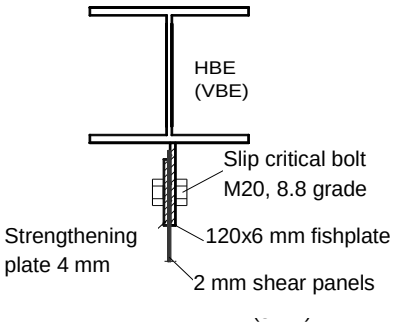


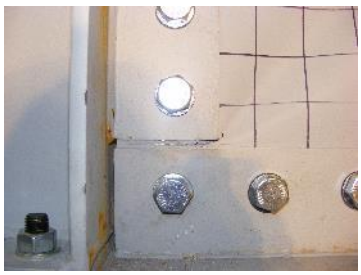
Fig. 8.7: Classification of connections for frame specimens [9]

I pannelli sono bullonati agli elementi sul perimetro a tutte le estremità usando 6-mm-spessore, 120-mm-wide fishplates e bulloni M20 di grado 8.8 (Fig. 8.8).

Le connessioni bullonate sono considerate maggiormente appropriate rispetto a quelle saldate a causa della difficoltà di esecuzione e di controllo di qualità di quest'ultime in situ. Nonostante ciò, saldare i pannelli insieme può essere una possibile soluzione, ma gli autori non l'hanno considerata data la maggiore praticità di una soluzione bullonata; in tal caso infatti anche la fase di smontaggio dei pannelli risulta più agevole.

Al fine di aumentare la capacità portante dei pannelli e conseguentemente ridurre il numero dei bulloni, piatti aggiuntivi sono stati sladati per evitare la rottura per rifollamento. Pertanto i pannelli da 2 mm hanno piastere aggiuntive da 4mm, saldate con una saldatura a gas. L'intensità della corrente di saldatura è stata appositamente scelta per prevenire la combustione del sottile panello.





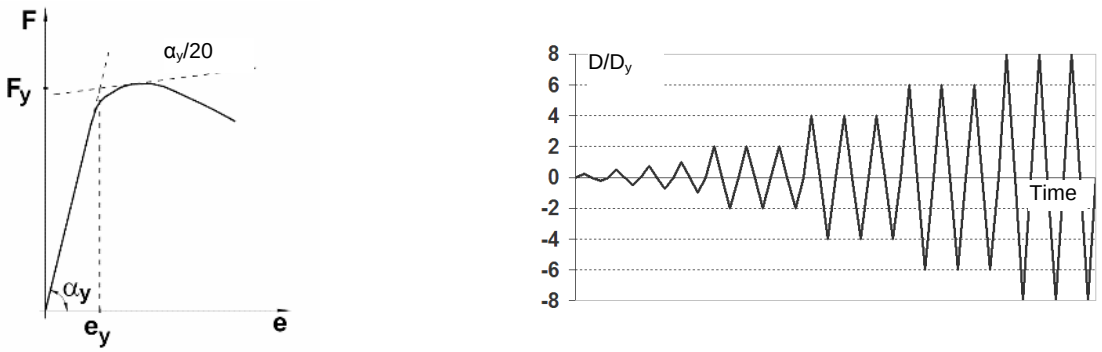
a) Cross section b) Front view

Fig. 8.8: Connessione tra i pannelli a taglio e gli elementi del telaio

8.3.2 Protocollo di carico

Un protocollo di carico quasi statico è stato applicato in accordo alle prescrizioni dell'ECCS [10]. Al fine di ottenere una curva forza spostamento, un primo test monotono è stato eseguito (Fig. 8.9a). Utilizzando questa curva, lo spostamento relativo allo snervamento D_y, è stato ottenuto intersecando la tangente, avente il 20% dell'iniziale rigidezza nel punto di massima forza, con la retta corrispondente rigidezza iniziale [8]. Lo spostamento allo snervamento è stato quindi utilizzato per

stabilire il carico ciclico che evolve per quattro successive cicli: $\pm 0.25D_y$, $\pm 0.5D_y$, $\pm 0.75D_y$, and $\pm 1.0D_y$ seguiti, fino a rottura, da tre cicli di ampiezza $\pm 2n \times D_y$, dove n = 1,2,3… (Fig. 8.9.b).



a) Yielding displacement determination b) Cyclic loading protocol

Fig. 8.9: Protocollo di carico

I carichi laterali sono stati applicati in controllo di spostamento con una distribuzione triangolare. E' importante notare che D_y non ha una definizione standardizzata o armonizzata per questa tipologia di sistemi. La procedura ECCS [10] per la valutazione di D_y fu infatti inizialmente sviluppata per test su nodi trave colonna e quindi; data la differenza di comportamento con i pannelli a taglio D_y può essere definite anche con altri metodi. Infatti poichè nella risposta dei sistemi a pannello sono inclusi sia l'instabilità tagliante sia il rifollamento delle connessioni bullonate, si può fare riferimento a un "spostamento di pseudo snervamento".

8.3.3 Risultati del test monotono

Il primo provino (R-M-T2) provato sperimentalmente ha una connessione trave colonna rigida (R) con un pannello di 2mm. Fig. 8.10 mostra l'andamento della curva forza spostamento in testa. Le deformazioni fuori piano sono state monitorate nel pannello al primo piano con uno strumetto di lettura ottica. Fig. 8.11 presenta la fase iniziale del test sperimentale. Uno spostamento iniziale fuori piano di 8.1 mm è stato registrato. Queste deformazioni iniziali sono dovute ad imperfezioni nella fase di fabbricazione e di montaggio nel sistema di prova.

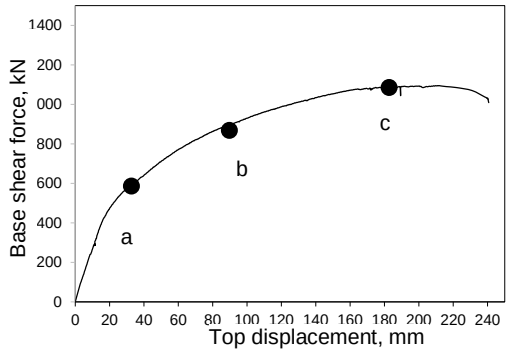


Fig. 8.10: Curva di capacità del telaio con nodi R

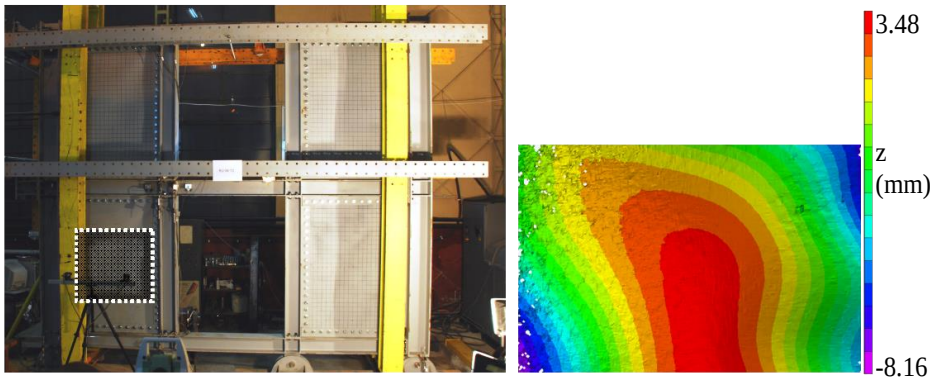


Fig. 8.11: Fase iniziale

Il provino mostra un comportamento elastico fino allo 0.9% dello spostamento globale. Il pannello è il primo elemento a snervare come osservabile dal cambiamento di rigidezza (fig. 1.10 punto a). Allo snervamento il taglio alla base ha raggiunto i 482kN ed il corrispondente spostamento in testa è di 20.7mm, mentre la deformazioni fuori piano è di 23.6mm (Fig. 8.12).

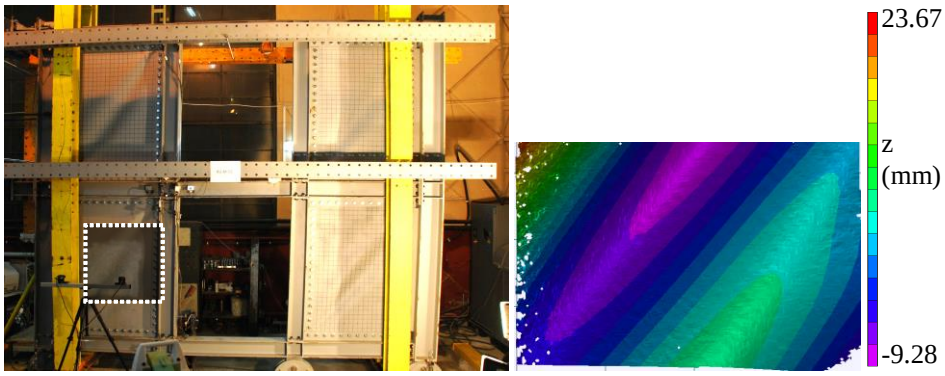
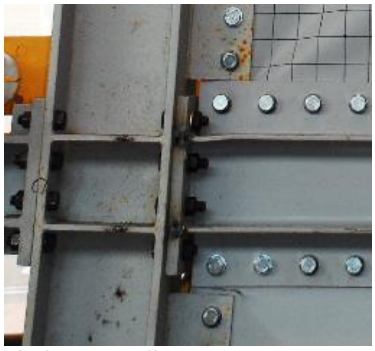


Fig. 8.12: Fase di snervamento

Fino al 2% di spostamento interpiano non ci sono state defomazioni plastiche nel talaio e nella connessione trave colonna. Per spostamenti maggiori del 2%, deformazioni plastiche si sono sviluppate nella flange in compressione all'estremità della trave. Lo sviluppo delle deformazioni plastiche all'estremità della trave allo spostamento del 2% è coerente con il cambiamento della forma della curva forza spostamento mostrata in Fig. 8.10 punto b. Al 2% di spostamento, alcune fratture si sono formate negli angoli del pannello, fratture che poi si sono propagate lungo le saldature a cordone d'angolo che collegano il pannello a taglio al pannello aggiuntivo (Fig. 8.13.b). Nonostante ciò, non ci sono indicazioni di alcuna perdita di capacità a causa di queste fratture locali.



a) danno nella trave

b) fratture negli spigoli

Fig. 8.13: 2% Spostamento interpiano

Si è constatato che le fessure si sono verificate principalmente a causa dello spazio insufficiente tra le due piastre adiacenti, che si sono scontrate quando la trave ha ruotato rispetto alla colonna. La capacità di picco è stata raggiunta al 6% di spostamento relativo (che corrisponde ad uno spostamento in testa di 210 mm) con una corrispondente forza di taglio alla base di 1094 kN (Fig. 1.10.a). Al picco della capacità, le deformazioni fuori piano erano di 36,1 mm e le fratture dagli angoli hanno iniziato a propagarsi verso il centro del pannello. Il test è stato interrotto a 240 mm, non a causa del collasso del provino ma a causa della limitata corsa dell'attuatore.

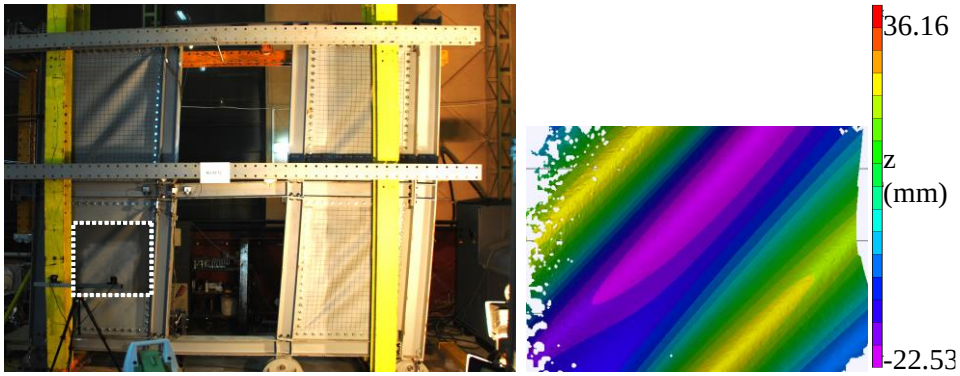


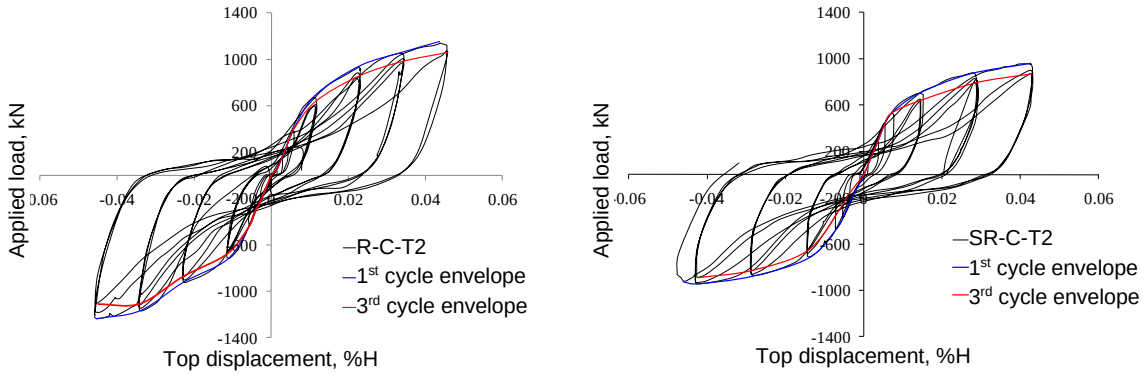
Fig. 8.14: Stadio al picco di resistenza

8.3.4 Risultati delle prove cicliche

Tutti i provini (R-C-T2 e SR-C-T2) hanno mostrato un comportamento stabile in termini di curva forza-spostamento, con un effetto pinching dei cicli isteretici, in linea con le caratteristiche comunemente osservate in altri test. Curve forza spostamento in testa, dei provini testati sotto carico ciclico sono mostrati in Fig. 1.15.

Fig. 8.16 presenta le deformazioni monitorate durante il test ciclico. Le prime deformazioni fuori piano hanno influenzato la rigidezza iniziale e la resistenza di snervamento dei pannelli, ma hanno avuto un effetto trascurabile sulla loro capacità ultima. I provini hanno snervato allo 0,9% e allo 0,95% dello spostamento globale in testa rispettivamente. Questo indica che fino al snervamento, la rigidezza del nodo trave colonna ha scarso effetto sul comportamento del telaio. Alcune fratture locali

sono state innescate negli angoli del pannello, ad uno spostamento interpiano del 2%, e si sono propagate lungo la saldatura a cordone d'angolo tra i pannelli ed i collegamenti addizionali.



a) R beam to column connection specimen b) SR beam to column connection specimen

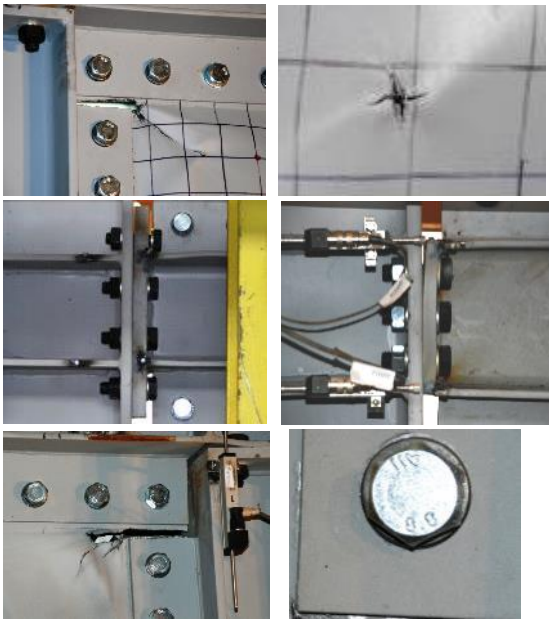
Fig. 8.15:Comportamento isteretico dei telai

Allo stesso livello di spostamento, sono state osservate deformazioni plastiche locali in corrispondenza della flangia della trave in compressione nel caso di telaio con connessioni rigide. Per i provini semi-rigidi le deformazioni plastiche sono nate nelle connessioni a causa della flessione nel nodo tra la treve e la piastra d'estremità ad un livello di spostemnto interpiano di circa il 2,5%. Tutti i provini hanno mostrato un comportamento stabile fino a cicli del 4%, punto oltre il quale un perdita di capiacità è stata osservata. Lo spostamento definitivo dei provini è di circa il 4,5%, non a causa del collasso del provino, ma a causa della limitata corsa dell'attuatore. Il contributo del telaio alla risposta globale ha aumentato lo spostamento laterale.

Pertanto, la differenza tra SR-C-T2 e R-C-T2 in termini di resistenza e deformazione allo snervamento è piccola, come accennato in precedenza, ma la capacità ultima è diminuita del 20%, quando sono state utilizzate connessioni con parzialemente rigide. Per quanto riguarda lo spostamento interpiano di picco, una piccola differenza tra i provini rigidi e quelli semi-rigidi si è osservata.

Uno degli obiettivi del programma sperimentale era valutare il fattore di struttura q, per i dettagli vedere [7]. Il fattore q medio ottenuto dai risultati sperimentali è pari a 6.2.

a) Damaged base shear panel



b) Frame details

c) Stanchions to main beam connection

Fig. 8.16: Tests sperimentali

8.3.5 Considerazioni conclusive

È stato studiato il comportamento dei telai con pannelli di taglio, travi di collegamento e con diverse rigidezze delle connessione trave-colonna. I risultati hanno mostrato che il sistema dei pannelli a taglio è un sistema efficiente per resistere ai carichi sismici, grazie al loro comportamento ciclico stabile e alla buona duttilità. Le connessioni semirigide riducono la capacità massima e l'energia dissipata rispetto alle connessioni rigide, ma i loro dettagli più semplici li rendono più compatibili per questi sistemi dove i dettagli di connessione tra il pannello e la trave negli angoli sono particolarmente complessi. Da notare anche la struttura duale provata sperimentalmente, con pannelli a taglio bullonati e con i montanti incernierati, hanno mostrato un efficace resistenza contro i carichi laterali.

8.4 REGOLE DI PROGETTO

8.4.1 Procedura di progetto

La progettazione strutturale di telai duali, ottenuta combinando telai momento-resistenti con teali in cui vengono disposti pannelli a taglio in acciaio sostituibili, può essere eseguita utilizzando un approccio generale attualmente implementato negli attuali codici normativi, ma occorre considerare alcuni criteri aggiuntivi (da 1.4.1.1 a

1.4.1.7). Un diagramma di flusso che illustra brevemente il progetto di un sistema duale con ricentraggio con pannelli di taglio è mostrato in Fig. 1.17.

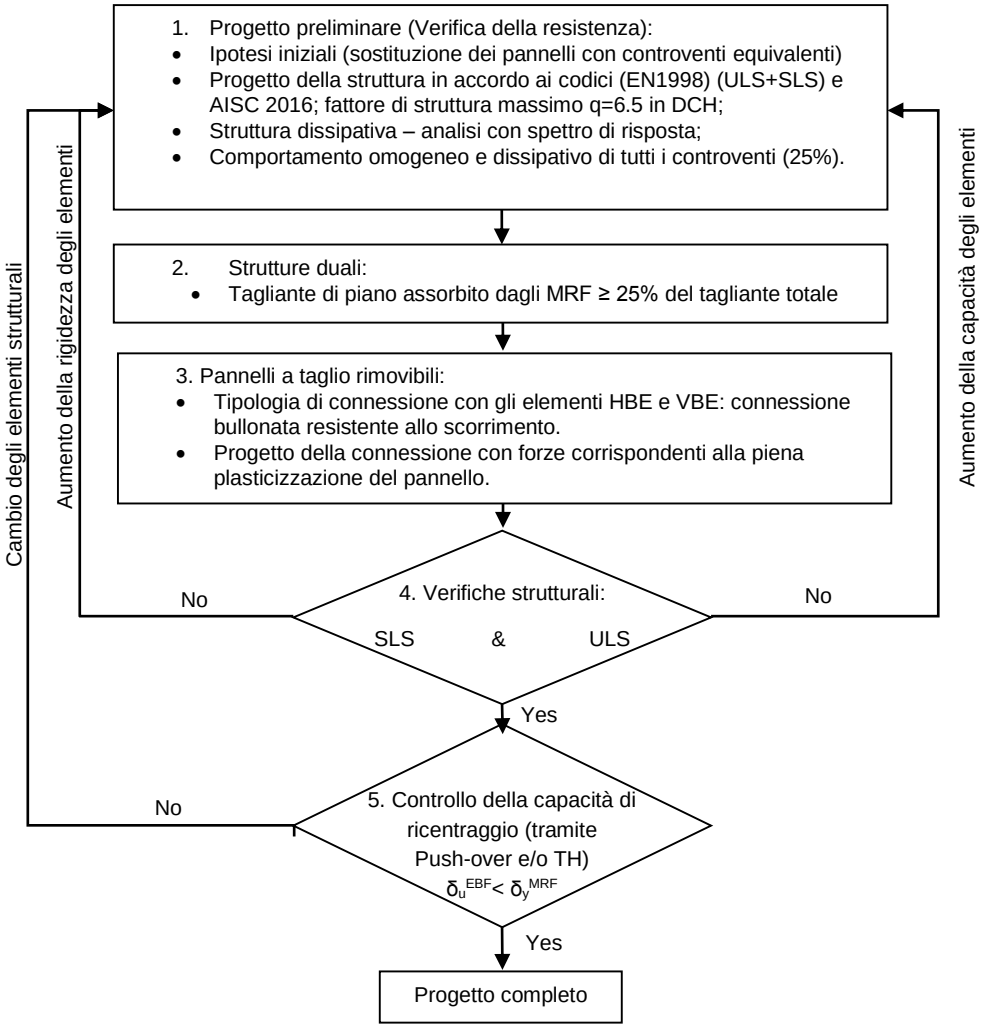
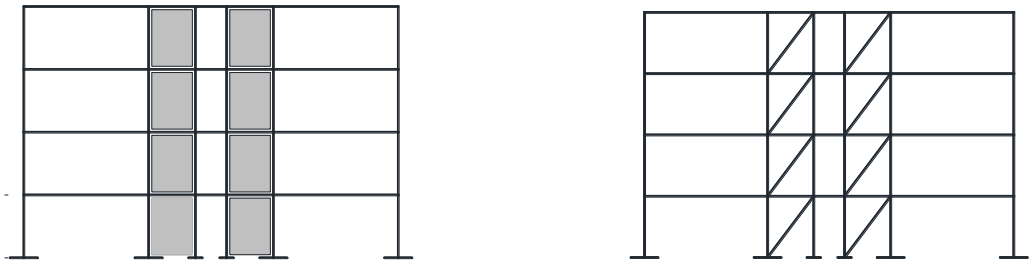


Fig. 8.17: Diagramma di flusso di progettazione per sistema di ricentraggio con pannelli di taglio

8.4.1.1 Regole di progetto generale

Il codice americano AISC [13] presenta molteplici approcci per la progettazione di strutture con pannelli a taglio in accordo con il proncipio di gerarchia delle resistenze; nel seguito solo uno di questi approcci verrà presentato.

Nella fase di progettazione preliminare, i pannelli a taglio vengono sostituiti con delle diagonali in trazione (Fig. 8.18). Successivamente, le sezioni trasversali delle diagonali, risultanti dalla progettazione preliminare, saranno utilizzate per determinare lo spessore dei pannelli a taglio (vedere 8.4.1.2). I pannelli a taglio così dimensionati vengono poi verificati per resistere al tagliante di piano.



a) Building frames with shear panels b) Equivalent braced frame

Fig. 8.18: Approssimazione dei telai con pannelli di taglio con dei controventi equivalenti

I pannelli a taglio devono essere progettati per il 100% delle forze sismiche applicate; mentre il telaio consittuito dai soli elementi di contorno orizzontale e verticale (HBE, VBE) del pannello, deve essere in grado di assorbire almeno il 25% delle forze di taglio nei pannelli.

In accordo all'AISC [13], per la progettazione di elementi HBE, VBE e MRF (colonne, travi), il pannello a taglio può essere modellato da un minimo di 10 strisce inclinate equidistanti incernierate alla base ed inclinate di un angolo α (cfr. 8.4.2). La struttura così ottenuta è progettata per combinazioni di carichi sismici, secondo EN 1998 [12]. Le verifiche finali degli elementi di contorno (HBE, VBE), nonché delle connessioni nell'area del pannello, vengono eseguite tenendo conto delle massime forze sviluppate dalle diagonali che modellano il pannello, coerentemente con quanto richiesto dall'AISC [13].

In accordo alle disposizioni AISC [13], l'applicabilità di questo sistema è limitata ai pannelli con rapporti geometrici compresi tra 0,8 <L/h <2,5. Questo limite è stato introdotto per la prima volta, negli Stati Uniti, nelle disposizioni FEMA [14], come misura conservativa alla luce della limitata esperienza a quel tempo disponibile. Da allora, SPSW progettati in conformità con le disposizioni fin ora riportate, ma con un rapporto forma inferirore di 0,8 sono stati studiati mostrando prestazioni soddisfacenti [15].

Nessun limite teorico superiore esiste per L/h, ma con l'aumentare del rapporto di forma, saranno necessari HBE progressivamente più grandi, dovendo soddisfare il principio di gerarchai delle reistenze riportati nei requisiti di progettazione. Ciò crea un limite pratico, oltre il quale, il progetto del pannello a taglio diventerà antieconomico e poco pratico, dunque non è necessario specificare alcun limite superiore (come 2.5) a condizione che il progettista garantisca che tutte le strisce si plasticizzino allo spostamento interpiano voluto [16].

Negli ultimi anni la ricerca si è concentrata su pannelli con un rapporto L/t_w compreso tra 300 e 800. Anche se non esiste alcun limite superiore teorico su questo rapporto, i limiti di spostamento infatti lo vincolano indirettamente. Allo stesso modo, il requisito che le anime dei pannelli siano snelle offre un limite inferiore a questo rapporto. Per questi motivi, nessun limite è specificato su quel rapporto.

Poiché i pannelli a taglio non tengono conto dei carichi gravitazionali, questi devono essere affidati completamente ai telai MRF che devono essere progettati in accordo all'EN1993-1 [11] allo stato limite ultimo, inoltre le deformazioni devono essere verificate allo stato limite di servizio, utilizzando la combinazione di caricho permanente.
Nel progetto dei pannelli a taglio, al fine di ottenere un comportamento dissipativo globale della struttura, deve essere verificato che i singoli valori dei rapporti Ωi per ciascun pannello non superino il valore minimo Ω di oltre il 25% [13].
Le sollecitazioni interne sotto azione sismica sono determinate utilizzando l'analisi dello spettro di risposta, in cui il numero di modi di vibrazione considerati in ciascuna direzione è tale che la somma della massa effettiva è almeno pari al 90% della massa totale. La capacità degli elementi strutturali deve essere verificata allo stato limite ultimo (ULS) e gli spostamenti interpiano devono essere verificati allo stato limite di esercizio (SLS), utilizzando combinazioni di carichi sismiche.
Le imperfezioni globali e locali devono essere prese in considerazione ed allo stesso modo anche l'importanza degli effetti del secondo ordine deve essere verificata.
Si raccomanda un valore massimo del fattore di struttura di 6.5, basato sull'analisi sperimentale e numerica fatta all'UPT Timisoara, in Romania [8]. Per le strutture duali con capacità ricentrante D-SPSW, potrebbe essere necessario un fattore di struttura inferiore.

8.4.1.2 Pannelli a taglio

Dopo che le travi, le colonne ed i montanti sono stati dimensionati, i controventi equivalenti vengono convertiti in pannelli di taglio aventi lo spessore, t_w, calcolato con l'Eq. 8.3, secondo AISC 2016 [13]

$$t_w = \frac{2 \cdot A_{brace} \cdot \Omega_s \cdot sin\theta}{L \cdot sin2\alpha} \qquad \text{Eq. (8.1)}$$

Dove A_{brace} è l'area del controvento equivalente, Ω_s è il fattore di sovraresistenza del sistema, θ è l'angolo tra l'asse verticale e l'asse longitudinale dell'equivalente diagonale (Fig. 1.19) ed α è l'angolo di inclinazione del campo di tensione misurato dalla verticale, che può essere preso come 40°, o può essere calcolato con Eq. 8.4 [13].

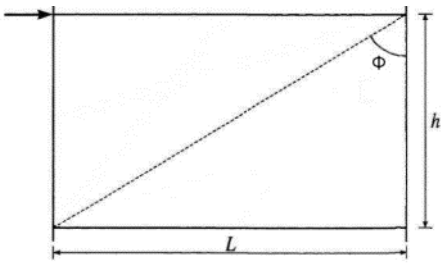


Fig. 8.19: Inclinazione del controvento equivalente

$$tan^4\alpha = \frac{1+\frac{t_w \cdot L}{2 \cdot A_c}}{1+t_w \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_b}+\frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L}\right)} \qquad \text{Eq. (8.2)}$$

Dove, I_c è il momento di inerzia della colonna, A_b e A_c sono le aree di travi e colonne, rispettivamente. La resistenza al taglio plastico di un pannello è ottenuta con Eq.8.5 sulla base del presupposto che ogni pannello può essere modellato da una serie di strisce inclinate incernierate all'estremità, vedere il capitolo. 4.4:

$$V_n = 0.42 \cdot F_y \cdot t_w \cdot L_{cf} \cdot sin2\alpha \qquad \text{Eq. (8.3)}$$

Dove L_{cf} è la distanza effettiva del pannello tra due HBE e F_y è la tensione di snervamento del pannello.

8.4.1.3 Elementi perimetrali verticali ed orizzontali (VBE e HBE)

In accordo alla AISC [13], gli elementi di confine orizzontale e verticale devono essere progettati per resistere alle massime forze che si sviluppano quando il pannello a taglio è completamente snervato. Forze assiali, forze di taglio e momenti flettenti si sviluppano negli elementi di contorno a causa dell'azione di ribaltamento fuori piano, mentre taglio e trazione si sviluppano nei pannelli. HBE e VBE devono rimanere essenzialmente elastici sotto le forze generate da pannelli alla completa plasticizzazione, mentre cerniere plastiche sono consentite alle estremità degli HBE.

- HBE

Per tenere conto del carico squilibrato dato dai pannelli situati al di sotto ed al di sopra dell'HBE, il profilo deve avere momenti di inerzia intorno a un asse perpendicolare al piano d'anima, I_b, non inferiore a:

$$I_b \geq 0.0031 \cdot \frac{\Delta t_w \cdot L^4}{L} h \qquad \text{Eq. (**8.4**)}$$

Dove L è la larghezza del pannello, h è l'altezza del pannello e Δt_w è la differenza tra lo spessore dei due pannelli disposti ai diversi piani.

La cerniera plastica all'interno dell'HBE può produrre un eccessivo accumulo di deformazioni incrementali in plastica sull'HBE, così come un cedimento parziale delle piastre di riempimento e una resistenza plastica globale corrispondentemente inferiore. Per prevenire questo fenomeno, il modulo di plastica di HBE, W_b, non deve essere inferiore a:

$$W_b = \frac{\omega_y \cdot L_b^2}{4 \cdot F_{yb}} \qquad \text{Eq. (8.5)}$$

Dove L_b è la lunghezza dell'HBE in contatto con il pannello, F_{yb} è la forza di snervamento di HBE e ω_y è la componente verticale dell'azione di campo di tensione diagonale sviluppata nel pannello, che agisce sull'HBE e calcolata con equazione 8.5:

$$\omega_y = F_y \cdot t_w \cdot \cos^2 \alpha \qquad \text{Eq. (8.6)}$$

Per lunghe campate, il carico trasversale, dovuto alla tensione del pannello a taglio, può essere difficile da contrastare nella parte superiore e inferiore dell'HBE (dove solo un pannello si connette quindi non c'è alcun carico distribuito di controbilanciamento). Il carico alla base dell'HBE è in genere più gravoso, in quanto in quella zona il pannello è generalmente più spesso (in particolare per edifici più alti). Dove possono essere usati pilastri o pile nel sistema di fondazione, uno o due di questi possono essere posizionati tra le colonne per ridurre la capacità flessione richiesta alla base dell'HBE.

- VBEs

Per evitare deformazioni eccessive che portano ad un prematura instabilità sotto l'azione di trazione dei pannelli, il momento minimo di inerzia del VBE, I_c, deve essere verificato usando la seguente equazione. Se per gli elementi perimetrali vengono utilizzate sezioni diverse (colonne e puntelli incernierati all'estremità), nel calcolo possono essere utilizzati i valori medi del momento di inerzia.

$$I_c \geq \frac{0.00307 t_w h^4}{L} \qquad \text{Eq. (8.7)}$$

8.4.1.4 Connessioni tra HBE e VBE

Analisi su strutture hanno mostrato che l'uso di connessioni semplici tra le travi perimetrali e colonne riduce la forza di ricentraggio; quindi, le connessioni rigide possono rivelarsi più vantaggiose. Quando i pannelli di taglio sono posizionati all'interno di un telaio a nodi rigidi, gli angoli dei pannelli fungono da piastre di rinforzo sopra e sotto la connessione ed impongono una richiesta di rotazione notevolmente inferiore ai nodi. Questo particolare comportamento suggerisce che le connessioni con rigidezza inferiore (cioè connessioni semi-rigide) possono essere utilizzate al posto di quelle rigide. Inoltre, le connessioni semirigide riducono i costi e migliorano la facilità di costruzione.

La resistenza a taglio richiesta per una connessione tra HBE e VBE deve essere basata sulle combinazioni di carico indicate nella EN 1998 [13] che includono il

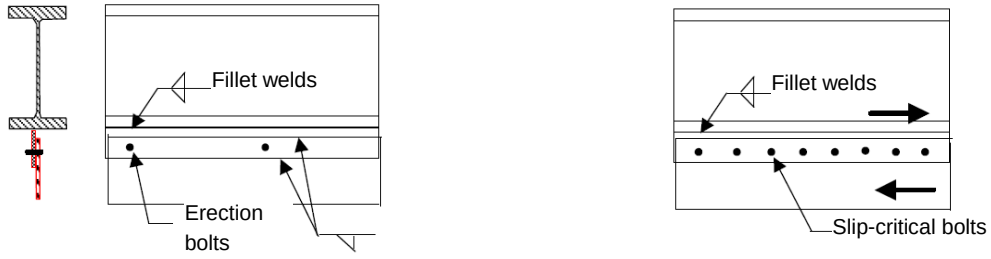
carico sismico amplificato. Nel determinare il carico sismico amplificato, l'effetto delle forze orizzontali, compreso l'effetto della sovraresistenza, deve essere considerato come il taglio, calcolato secondo EN1998 [13], insieme alla forza relativa allo snervamento del pannello, in tensione dell'anima che si formano con un angolo α (vedere Cap. 1.4.1.4).
Per le connessioni a parziale ripristino di resistenza, si applica lo stesso requisito, ma si tiene conto del momento finale massimo a cui la connessione è in grado di resistere. Quando si utilizzano connessioni a parziale ripistino, la capacità della connessione deve essere maggiore del 50% della trave collegata. Possono essere usate anche semplici connessioni.

8.4.1.5 Connessione tra i pannelli e gli elementi perimetrali

La resistenza di progetto del collegamento tra il pannello e gli elementi perimetrali HBE e VBE circostanti deve essere almeno uguale alla tensione di snervamento in trazione, prevista nel pannello.
Il progetto della connessione può essere fatto usando la componente verticale, ω_y (vedere 8.4.1.3) e quella orizzontale, ω_x (Ec. 8.8), sviluppate dell'azione di campo di tensione diagonale sviluppata nel pannello.

$$\omega_x = 0{,}5 \cdot F_y \cdot t_w \cdot \sin 2\alpha \qquad \text{Ec. (8.8)}$$

Due tipici dettagli delle connessioni tra il pannello a taglio in acciaio, le travi e le colonne perimetrali sono mostrati in Fig. 1.20. La connessione saldata (Fig. 1.20a) deve essere progettata in modo tale che i pannelli di collegamento (piastre) e le saldature siano in grado di far sviluppare la resistenza a taglio del pannello. Se la capacità di ricentraggio è di interesse, si consigliano collegamenti bullonati (Fig. 1.20b). I bulloni devono prevenire lo scorrimento ed essere in grado di far sviluppare la resistenza al taglio dei pannelli. Anche se i bulloni sono resistenti allo scorrimento, si prevede che durante l'applicazione del carico ciclico, i bulloni abbiano uno scorrimento prima che dello snervamento del pannello. Pertanto, è necessario verificare anche la resistenza a taglio ed a rifollamento della connessione [9].



a) connessione saldata b) connessione bullonata

Fig. 8.20: Connessione tra I pannelli a taglio e gli elementi perimetrali

8.4.1.6 Configurazione duale

La dualità della struttura deve essere verificata controllando che gli MRF siano in grado di resistere ad almeno il 25% della forza sismica totale (Eq.8.6).

$$F_y^{MRF} > 0.25 \cdot (F_y^{MRF} + F_y^{SP}) \qquad \text{Eq. (8.1)}$$

Dove, F_y^{MRF} è la capacità allo snervamnto degli MRF, F_y^{SP} è la capacità allo snervamento dei pannelli a taglio

8.4.1.7 Capacità di ricentraggio

La capacità di ricentraggio dei telai con pannelli a taglio deve essere verificata utilizzando analisi statiche e/o dinamiche non lineari. Le modellazioni per questo tipo di analisi sono presentate nei capitoli 8.4.2 e 1.4.3.

8.4.2 Modellazione per analisi statiche non lineari (pushover)

Per eseguire l'analisi pushover, è necessario definire il comportamento non lineare, sia dei materiali utilizzati, che degli elementi strutturali.

Le proprietà medie del materiale (ovvero considerando la sorvaresistenza γ_{ov}) devono essere utilizzate per le travi dei telai MRF, mentre le proprietà nominali del materiale devono essere usate per gli elementi non dissipativi (colonne). Si raccomanda che i pannelli a taglio abbiano una minore resistenza allo snervamento rispetto al resto degli elementi.

Per facilitare l'analisi e la progettazione di elementi strutturali per applicazioni edilizie, incluse le travi e le colonne pendolari, può essere utilizzata una metodologia semplificata per la modellazione dei pannelli a taglio. I pannelli possono infatti essere sostituiti da un minimo di 10 elementi a striscia inclinati con angolo α rispetto alla verticale, in grado di trasmettere solo forze di trazione e orientati nella stessa direzione delle sollecitazioni di trazione principali nel pannello (modello a strisce) [18]. La Fig. 1.21 mostra la rappresentazione del modello di a strisce di un tipico pannello a taglio.

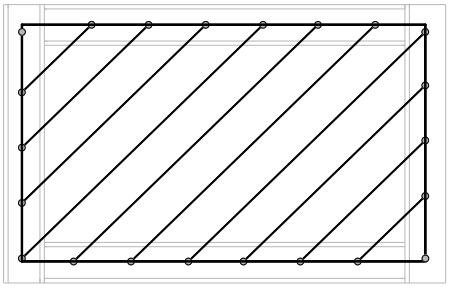


Fig. 8.21: Modello a strisce per l'analisi static non lineare

Le strisce possono essere modellate come elementi doppiamente appoggiati alle estremità con una cerniera plastica trilineare di tipo P (Fig. 1.22 e Tabella 1.1) al centro dell'elemento. I criteri di accettazione non lineari sono riportati nella tabella

1.2 (in base alle disposizioni ASCE 41-13 [19] ed ai risultati del programma di ricerca condotto al PUT, Timisoara, Romania [8]).

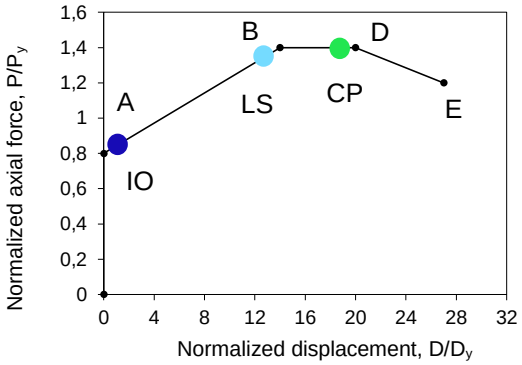


Fig. 8.22: Comportamento proposto delle strice a trazione

Table 8.1: Valori proposti per le cerniere a trazione delle strisce

Cerniera	A		B		C		D		E	
	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$
Trazione	0	0	0.8	0	1.4	14	1.4	20	1.2	27

Table 8.2: Proposta dei criteri accettati

criterio	IO	LS	CP
Δ / Δ_y	0.5	13	19

L'area delle strice può essere calcolata come di seguito riportato [13]:

$$A_S = \left(L \cdot sin\alpha + h \cdot cos\alpha\right) / n \qquad \text{Eq. (8.2)}$$

Dove, *n* è il numero di strice di ogni pannello.

Cerniere plastiche non lineari di tipo flessionale M3 possono essere assegnate alle estremità delle travi dei telai MRF mentre cerniere flessionali con forza assiale, P-M3, sono disposte alle estremità delle colonne e dei montanti. Inoltre, le cerniere plastiche di tipo V2 possono anche essere posizionate alle estremità del travi tra i pannelli a taglio. Le caratteristiche delle cerniere plastiche devono essere calcolate secondo ASCE41-13 [19]. Per verificare i meccanismi plastici e la capacità di ricentraggio, lo spostamento obbiettivo corrispondente allo stato limite ultimo (quella di progetto) deve essere determinato utilizzando il metodo N2 [20]. La procedura di modellazione non lineare è stata convalidata in [8] ed è presentata in Fig. 1.23.

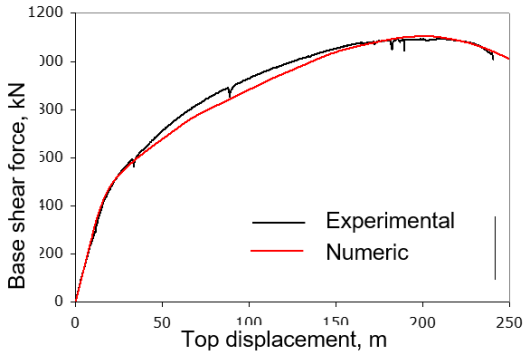
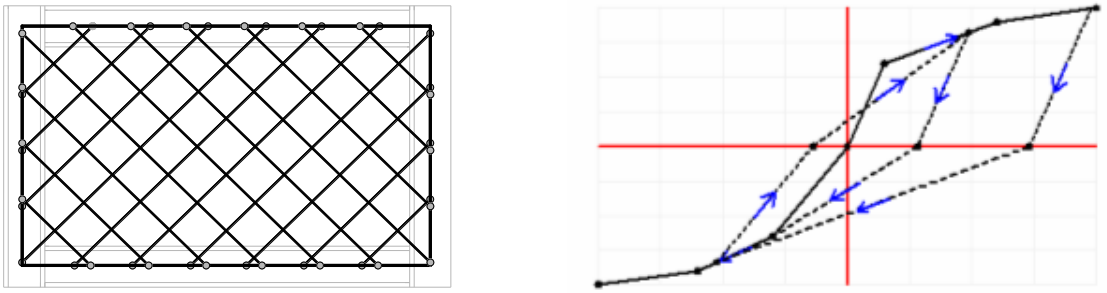


Fig. 8.23: Modello delle strisce per un analisi statica non lineare

L'analisi pushover deve essere eseguita in controllo di spostamento, fino a raggiungere uno spostamento monitorato nella parte superiore delle strutture. In primo luogo, i carichi gravitazionali (dalla combinazione di carico 1.0 permanenti + 0.3•accidentali) devono essere applicati in controllo di forza e successivamente, le forze laterali, con una distribuzione modale, saranno aplicate sul telaio in controllo di spostamenti.

8.4.3 Modellazione per analisi dinamiche non lineari

Per eseguire un'analisi dinamica non lineare, il telaio viene modellato allo stesso modo dell'analisi statica non lineare, ma in questo caso la striscia di trazione è orientata in entrambe le direzioni. Fig. 1.24a. Le cerniere plastiche delle strisce sono modellate con un legame isteretico di tipo Takeda come presentato in Fig. 1.24b.



a) Dual strip model b) Takeda type hysteretic behavior

Fig. 8.24: Modello delle strice per analisi dinamiche non lineari

L'analisi dinamica non lineare [21] deve essere eseguita al fine di definire la risposta degli edifici in acciaio in funzione del tempo quando progettati secondo le disposizioni della EN1998-1-1 [13].

8.5 ANALISI DI UNA STRUTTURA 2D

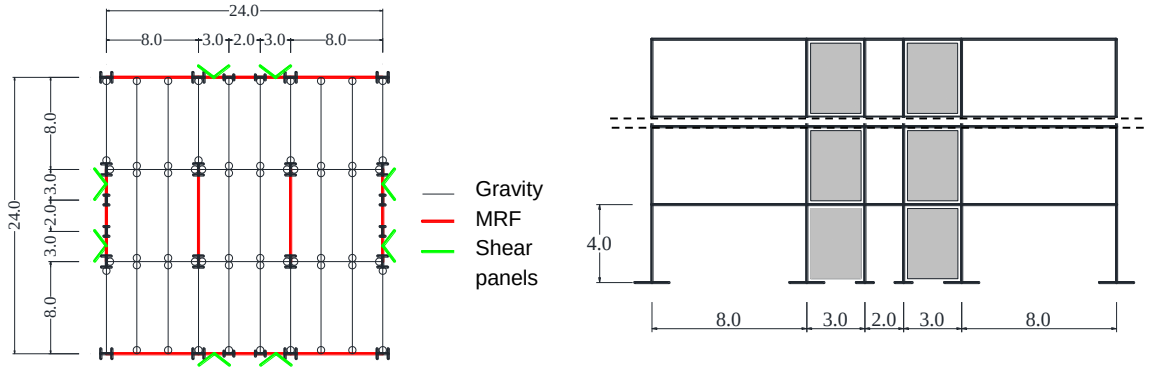
L'applicazione della procedura di progetto descritta nel capitolo 8.4 è di seguito illustrata per un caso studio. Inizialmente i telai sono stati progettati attraverso l'analisi elastica allo ULS ed SLS. Successivamente sono state eseguite analisi statiche non lineari al fine di investigare il loro comportamento oltre il limite elastico.

8.5.1 Descrizione della struttura esaminata

8.5.1.1 Geometria ed ipotesi

Il caso studio presentato qui di seguito si basa sull'estrazione di un telaio piano da un edificio di quattro ed otto piani, Fig. 1.25. La struttura è costituita da telai a nodi rigidi (MRF) con tre campate da 8m, nella campata centrale si sono disposti panelli a taglio per una lunghezza di 3m nella campata interna. L'altezza dei piani è uguale per tutte le strutture analizzate ed è pari a 4m. Le proporzioni del pannello L/h sono uguali a 0,75. Le travi, le colonne e i montanti sono realizzati con profili a doppio T Europei (tipo IPE, HEB e HEM).

I pannelli a taglio sono realizzate con un acciaio S235 con un limite di snervamento inferiore rispetto al resto degli elementi strutturali (S355). La produzione di travi non è stata considerata completamente controllata, pertanto le proprietà del materiale delle travi devono essere conformi alle raccomandazioni EN1993-1-1 [11] con un coefficiente di sovraresistenza γ_{ov} = 1.25.



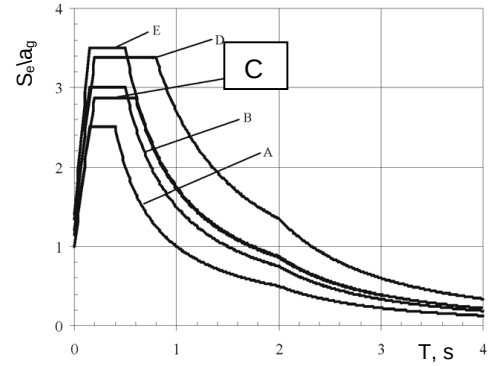
a) Upper view b) Exterior plane frame

Fig. 8.25: Geometria delle strutture

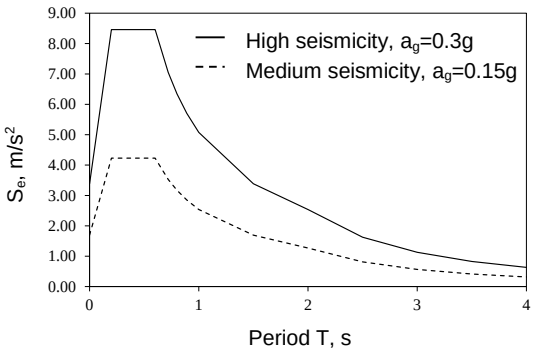
Table 8.3 riassume i carichi gravitazionali ed i sismici considerati. I carichi gravitazionali sono stati applicati come carichi distribuiti uniformi sulle travi secondarie e ridotti a carichi concentrati sulle travi principali. Il peso proprio tiene in conto della soletta composita e della lamiera d'acciaio, con un peso totale di 2,75 kN/m^2. Sono stati considerati alcuni sovraccarichi dovuti a soffitti e pavimenti di 0,7 kN/m^2 per piani intermedi e 1 kN/m^2 per ultimo piano, rispettivamente. Per le pareti perimetrali è stato preso in considerazione un valore di 4,0 kN/m^2. Il carico accidentale tiene conto della destinazione d'uso degli edifici (uffici - classe B) e della possibilità di variazione delle pareti per un carico totale di 3,8 kN / m^2.

Sono stati considerati due diversi casi di progettazione: sismicità moderata con una classe duttilità media (DCM) e alta sismicità con strutture di costruzione duttile di alta classe (DCH). Lo spettro di tipo 1-C (Fig. 1.26a) è stato selezionato per la progettazione [6] considerando due accelerazioni di picco di picco 0,3 per caso di sismicità elevata e 0,15 per il caso di sismicità moderata, rispettivamente (Fig. 1.26b

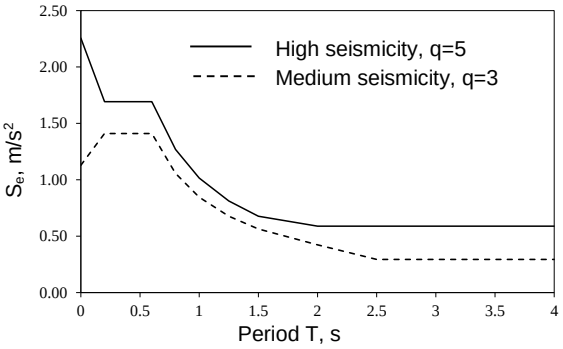
ec). Poiché nessuna raccomandazione per il fattore di struttura, q, è data in EN1998 [13], un valore di 5 è stato preso in considerazione per la struttura in classe di duttilità alta, come suggerito da letteratura [8], [7]. In caso di sismicità moderata in cui è necessaria una struttura di classe di duttilità media, è stato selezionato un fattore di struttura uguale a 3.



a) Type 1 elastic response spectra [13]



b) Elastic spectra



c) Design spectra

Fig. 8.26: Spettro di risposta per alta e media sismicità

Table 8.3: Dettaglio dei carichi

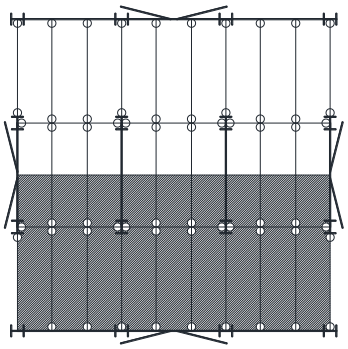
Carichi verticali	
Carichi permanenti (soletta + lamiera)	2.75 kN/m^2
Carichi supplementari (pavimento, servizi ecc.)	0.7 kN/m^2 - intermediate floors 1.0 kN/m^2 – last floor
Tamponature	4.0 kN/m^2
Carichi accidentali – (office cl.B +movable partition)	3.00+0.800=3.8 kN/m^2
• DCH	
Spettro di risposta elastic	Type 1
Accellerazione massima del terreno	A=0.3g
Classe di importanza	γ_I = 1.0 (Ordinary buildings)
Tipologia di suolo	C (T_B = 0.2 s, T_C = 0.60 s)
Fattore di struttura proposto q (DCH)	5
Smorzamento	5%
Coefficente di combinazione per combinazione di carico quasi permanente	ψ_2=0.30
• DCM	
Spettro di risposta elastic	Type 1

Accellerazione massima del terreno	A=0.15g
Classe di importanza	γ_I = 1.0 (Ordinary buildings)
Tipologia di suolo	C (T_B = 0.2 s, T_C = 0.60 s)
Fattore di struttura proposto q (DCH)	3
Smorzamento	5%
Coefficente di combinazione per combinazione di carico quasi permanente	ψ_2=0.30

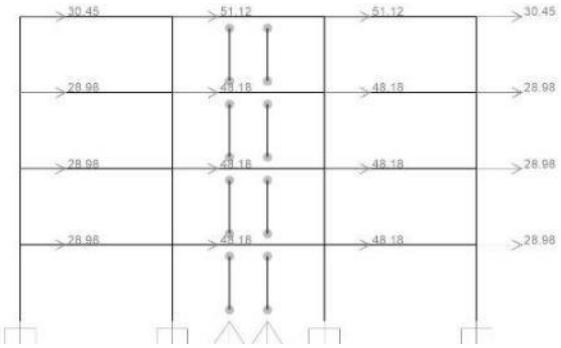
8.5.1.2 Modellazione per l'analisi elastic lineare

La modellazione, l'analisi e la progettazione degli edifici, è stata eseguita con il software agli elementi finiti SAP2000 [22]. Il modello strutturale è un modello 2D lineare-elastico con elementi monodomensionali. Diaframmi rigidi sono stati assegnati ad ogni livello per tenere conto dell'effetto della soletta di calcestruzzo.

Le masse strutturali (espresse in tonnellate) considerate dalla metà delle dimensioni totali della struttura (12m) sono state assegnate nei nodi strutturali del telaio, poiché solo i telai esterni rappresentano il sistema resistente ai carichi laterali, vedere Fig. 1.28.



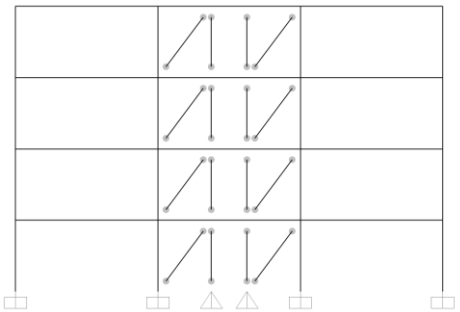
a) Considered from half the structure



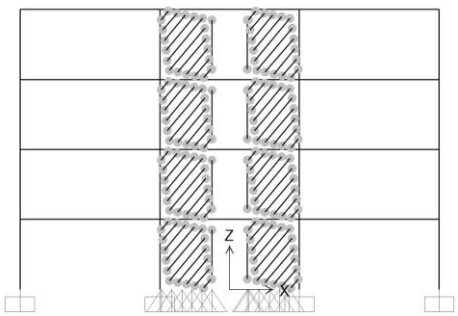
b) Assigned in structural nodes of 2D model.

Fig. 8.27: Masse strutturali

La modellazione dei telai per l'analisi elastica è presentata in Fig. 8.28.



a) For preliminary analysis



b) For seismic design analysis

Fig. 8.28: Modelling of frames for elastic analysis

8.5.2 Progetto in condizioni di esercizio

Poiché i pannelli a taglio non sono progettati per tenere conto dei carichi gravitazionali, i telaio momento resistente (MRF) sono stati progettati allo stato limite ultimo ed a quello d'esercizio.

8.5.2.1 Stato limite ultimo

I telai sismo resistenti (MRF) sono stati progettati la combinazione di carico fondamentale. Le travi hanno sezioni IPE360, mentre sezioni HE260B e HEB300 sono state usate per le colonne esterne ed interne rispettivamente sia per gli edifici a 4 che ad 8 piani

8.5.2.2 Stato limite di esercizio

Le frecce delle travi sono state controllate considerando una combinazione di carico fondamentale ed in tutti i casi sono risultate inferiori al limite considerato uguale a L/350.

8.5.3 Analisi con spettro di risposta

L'analisi con spettro di risposta è stata eseguita ed i risultati sono riassunti nella Tabella 1.4, che presenta i modi che hanno attivato più del 90% della massa partecipante.

Table 8.4: massa patecipante

Struttura	Livello di sismicità	Numero di modi	Periodo (s)	Massa parteciapnte (%)	Totale (%)
4-st.	Alto	1	0.929	81.1	94.3
		2	0.321	13.2	
	Moderato	1	1.001	80.6	94.1
		2	0.345	13.5	
8-st.	Alto	1	1.701	74.4	94.0
		2	0.539	14.8	
		3	0.208	4.8	
	Moderato	1	1.865	76.1	90.7
		2	0.584	14.6	

8.5.4 Imperfezioni globali ed effetti del secondo ordine

Le imperfezioni globali sono state considerate nell'analisi strutturale, secondo la EN1993-1-1, attraverso forze laterali equivalenti H_i, dalla combinazione 1.35•G + 1.5•Q. Queste forze sono state calcolate sulla base dei carichi gravitazionali totali e considerando l'imperfezione globale iniziale ϕ, piano per piano, sono poi state le considerate in ogni combinazione di carico di seguito riportate.

Gli effetti del secondo ordine non sono stati considerati nella progettazione perché il coefficiente di sensibilità dello spostamento laterale interpiano θ, calcolato secondo EN1998-1-1 [13], risulta inferiore a 0,1.

8.5.5 Progetto sismico

8.5.5.1 Stato limite ultimo – Progetto degli elementi dissipativi

Il progetto preliminare delle strutture D-SPSW è stato eseguito, dove i pannelli di taglio sono sostituiti da diagonali progettate per assorbire il 100% della forza sismica applicata. L'aria delle diagonali viene quindi utilizzata per calcolare lo spessore dei pannelli (Tabella 8.5)

Table 8.5: Omogeneità dei valori di sovraresistenza dei controventi

Struttura	Livello di sismicità	Piano	$A_{diag.}$, mm^2	t_w, mm
4-Piani.	Alto	1,2	2250	1.1
		3	2100	1.0
		4	1450	0.7
	Moderato	1,2	2100	1.0
		3	1650	0.8
		4	1250	0.6
8-Piani.	Alto	1,2,3	4100	2.0
		4,5,6	3000	1.5
		7	2500	1.2
		8	2000	1.0
	Moderato	1,2,3	3000	1.5
		4,5,6	2500	1.2
		7	2000	1.0
		8	1450	0.7

8.5.5.2 Stato limite ultimo – Progetto degli elementi non dissipativi

Gli elementi non dissipativi, le colonne del telaio sismo resistente MRF e gli VBE sono verificati con la combinazione sismica più sfavorevole, per garantire che si verifichi prima la crisi dei pannelli a taglio. I momenti minimi di inerzia del VBE, attorno a un asse preso perpendicolare al piano dell'anima, sono stati controllati e sono risultati superiori ai valori minimi.

8.5.5.3 Limitazioni sullo spostamento limite interpiano

Considerando che l'edificio ha elementi non strutturali duttili, lo spostamento interpiano è limitato a 0,0075. Gli spostamenti interpiano sono stati calcolati con SAP2000 [22] e sono presentate nella Tabella 1.6.

Table 8.6: Maximum inter-story drift

Struttura	Livello di sismicità	Spostamento relative interpiano, mm/mm
4-st.	Alto	0.0062
	Moderato	0.0064
8-st.	Alto	0.0069
	Moderato	0.0075

8.5.5.4 Configurazione duale

La dualità delle strutture è stata verificata controllando che i telai sismoresistenti MRF siano in grado di resistere ad almeno il 25% della forza sismica totale. Variazione degli elementi strutturali sono state necessarie per soddisfare i criteri minimi per un sistema duale (Tabella 1.7 e Tabella 1.8).

Table 8.7: Struttura a 4 piani

Struttura	Livello di sismicità	Piano	Travi		Colonne		Montanti
			Esterne	Interne	Esterne	Interne	
4-st.	Alto	1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
		2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
		3	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB300
		4	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB280
	Moderato	1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB280

Table 8.8: Struttura ad 8 piani

Struttura	Livello di sismicità	Piano	Travi		Colonne		Montanti
			Esterne	Interne	Esterne	Interne	
8-st.	Alto	1	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		4	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		5	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		8	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB300
	Moderato	1	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		5	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		8	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB300

8.5.5.5 Gerarchia delle resistenze: Trave debole – Colonna forte

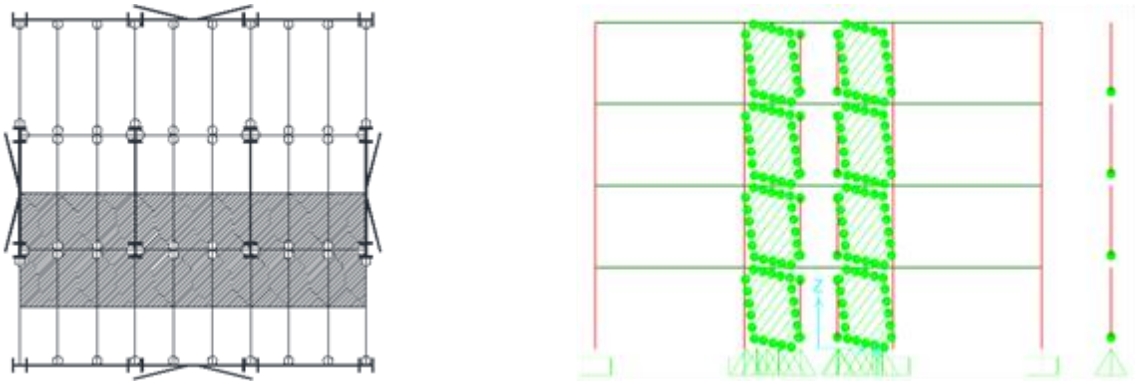
La condizione "trave debole-colonna forte" è stata verificata in linea con la raccomandazione fornita nella EN 1993-1 [11]

8.5.6 Analisi static non lineare (Pushover)

Poiché l'altezza del edificio del caso studio è relativamente bassa e gli edifici sono regolari in pianta ed in elevazione, i modi di vibrare superiori non influiscono sensibilmente sulla risposta strutturale. Pertanto, la valutazione delle prestazioni sismiche è stata effettuata utilizzando solo l'analisi statica non lineare (pushover).

8.5.6.1 Modellazione dei telaio per analisi pushover

L'analisi statica non lineare (pushover) è stata eseguita per verificare il meccanismo di collasso e la capacità di ricentraggio. Sono stati inclusi anche gli effetti P-Delta. Una colonna fittizia senza rigidezza flessionale è stata modellata (Fig. 1.29) per tenere conto dei carichi gravitazionali dalla restante metà della struttura (8 m) che non è stata considerata nell'analisi.



a) pianta b) modello numerico

Fig. 8.29: modellazione della struttura

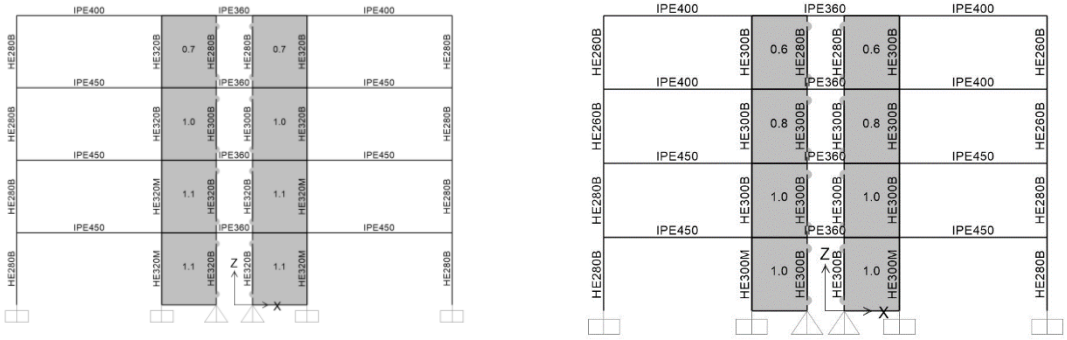
Nella Tabella 1.9 vengono forniti i parametri necessari per modellare le strisce (aree delle strisce A_s, angolo di inclinazione α e diametro D, delle strisce).

Table 8.9: Parametri non lineari per la modellazine delle strisce

Struttura	Livello di sismicità	α [°]	Piano	As [mm²]	D [mm]
4-st	Alto	40	1,2	535.6	26.1
			3	486.9	24.9
			4	340.8	20.8
	Moderato	40	1,2	486.9	24.9
			3	389.5	22.3
			4	292.2	19.3
8-st.	Alto	40	1,2,3	973.9	35.2
			4,5,6	730.4	30.5
			7	584.3	27.3
			8	486.9	24.9
	Moderato	40	1,2,3	730.4	30.5
			4,5,6	584.3	27.3
			7	486.9	24.9
			8	340.8	20.8

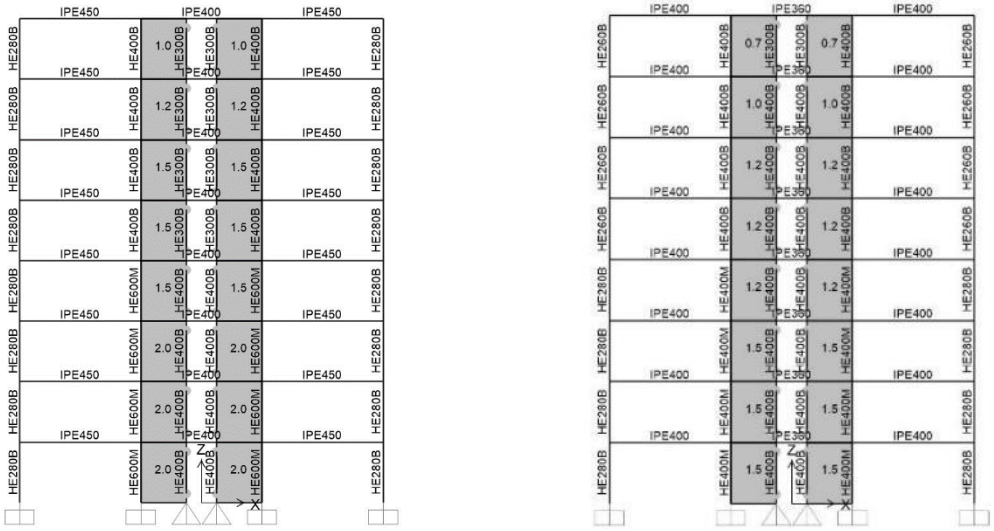
8.5.6.2 Risultati delle analisi Pushover

Ulteriori variazioni delle colonne sono state necessare per ottenere la capacità di ricentraggio allo stato limite ultimo (progettazione). Fig. 1.30 e Fig. 1.31 presentano la configurazione finale dei telai. Di seguito, vengono presentati solo i risultati della configurazione finale.



a) caso in alta sismicità b) caso in media sismicità

Fig. 8.30: Sezioni trasversali della struttura a quattro piani



a) caso in alta sismicità b) caso in media sismicità

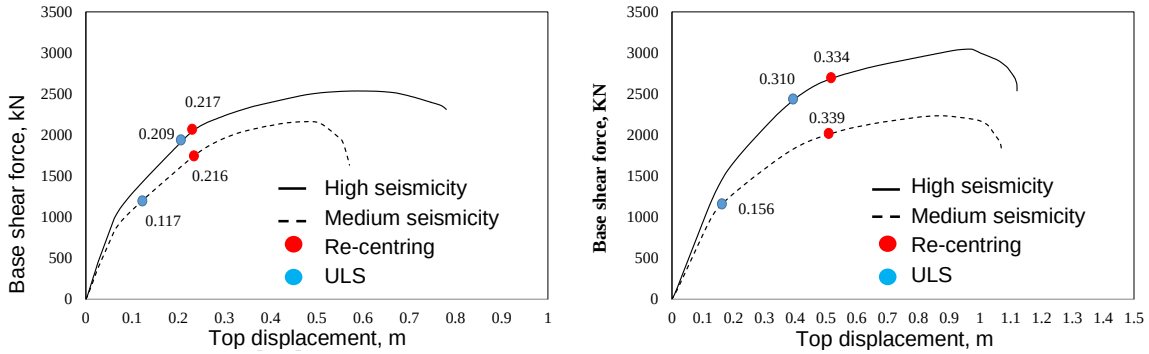
Fig. 8.31: Sezioni trasversali della struttura a otto piani

Gli spostamenti obbiettivo corrispondenti allo stato limite ultimo (ULS) sono stati calcolati utilizzando il metodo N2 [20]. La Tabella 1.10 mostra gli spostamenti obbiettivo (spostamento in testa alla struttura) e il rapporto tra gli spostamenti interpiano corrispondente allo stato limite ultimo (punto blu in Fig. 1.32) e lo spostamento massimo della capacità di ricentraggio, $d_{re\text{-}centraggio}$ (punto rosso in Fig. 1.32) con corrispondenti rapporti di spostamento interpiano, per tutti e quatro gli edifici investigati. Dopo questo punto ($d_{re\text{-}centraggio}$), le deformazioni plastiche si verificano nelle travi o colonne MRF a seconda del telaio considerato.

Table 8.10: Spostamenti obbiettivo allo ULS, spostamento di ricentraggio e corrispondente spostamento relativo d'interpiano.

telaio	sismicità	ULS		$d_{re\text{-}centering}$	
		Spostamento in sommità, m	Spostamento relativo d'interpiano, %	Max. Spostamento, m	Spostamento relativo d'interpiano, %
4-st.	high	0.209	1.6	0.217	1.7
	moderate	0.117	0.9	0.216	1.8
8-st.	high	0.310	1.3	0.334	1.4
	moderate	0.156	0.6	0.339	1.5

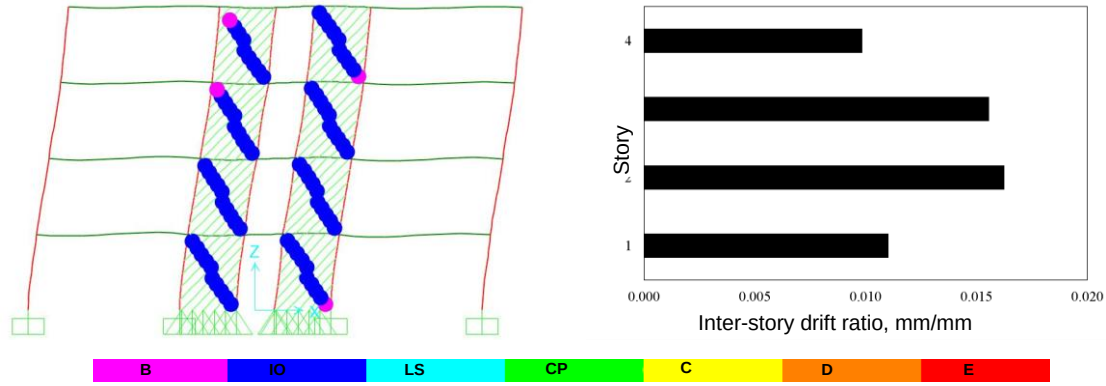
La Fig. 1.32 presenta le curve di capacità per tutti e quattro i telai considerati in termini di taglio alla base spostamento in testa, considerando una distribuzione di forze di forma triangolare invertita. I telai progettati progettati in classe di duttilità alta (DCH), hanno una maggiore capacità e duttilità rispetto a quelli progettati in classe di duttilità bassa (DCM). Le strutture ad otto piani sono più duttili di quelle a quattro nonostante siano state progettate per resistere a forze sismiche simili (all'interno della stessa classe di duttilità).



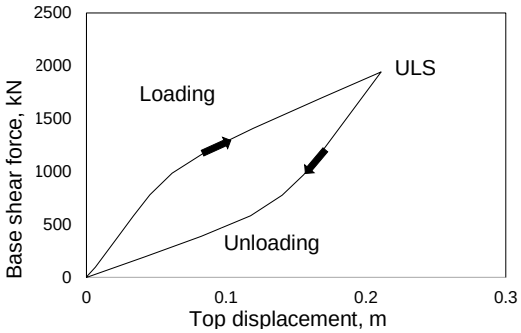
a) telai di 4 piani b) telai di 8 piani

Fig. 8.32: Curve di capacità

Al fine di valutare la capacità di ricentraggio dei telai, i meccanismi plastici sono presentati allo spostamento target corrispondente allo stato limite ultimo ULS (Fig. 1.33 a Fig. 1.36). Inoltre, è stata eseguita un'analisi di ricentraggio, caricando i telai fino allo spostamento obbiettivo corrispondente a ULS e quindi scaricandoli fino a forza 0. Si può osservare che le cerniere plastiche sono sviluppate solo nei pannelli di taglio senza danni nell'MRF. Pertanto, la parte sismoresostente ha la forza di ripristino necessaria per ricentrare i telai degli edifici e quindi permettere la sostituzione dei pannelli a taglio danneggiati. Ciò è stato confermato anche dall'analisi di ricentraggio effettuata, che ha dimostrato che dopo lo scarico non è presente alcuno spostamento residuo.

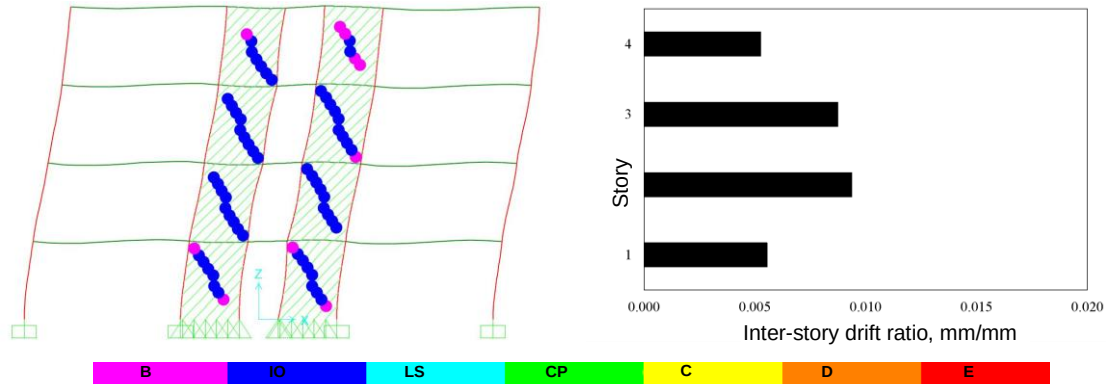


a) meccanismo plastico b) spostamenti relativi d'interpiano

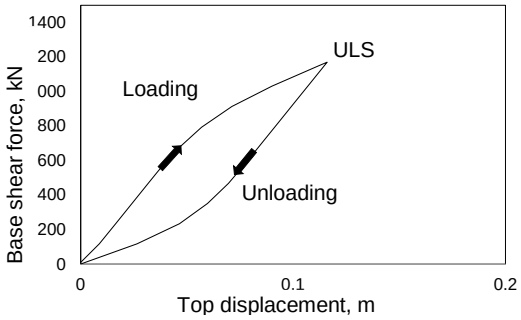


c) Capacità ri-centrante

Fig. 8.33: Telaio a quattro piani progettoto in caso di alta duttilità

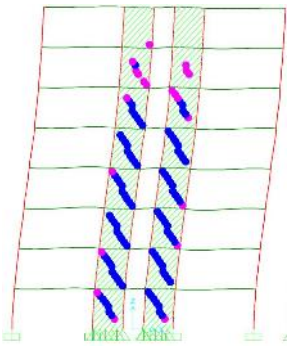


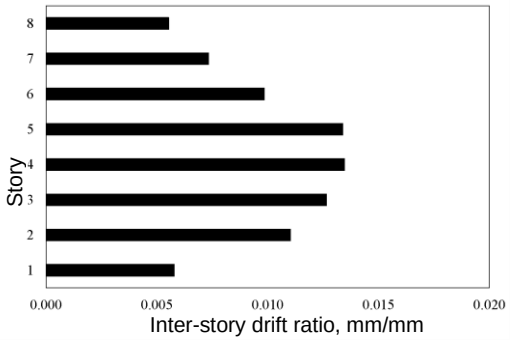
a) meccanismo plastico b) spostamenti relativi d'interpiano



c) Capacità ri-centrante

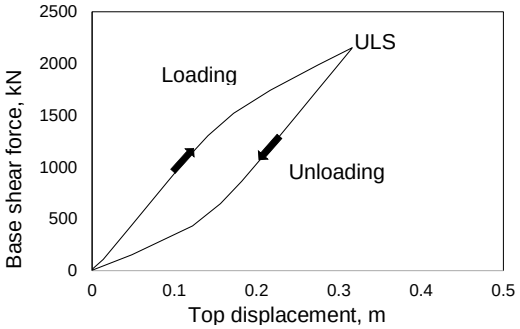
Fig. 8.34: Telaio a quattro piani progettoto in caso di sisma moderato





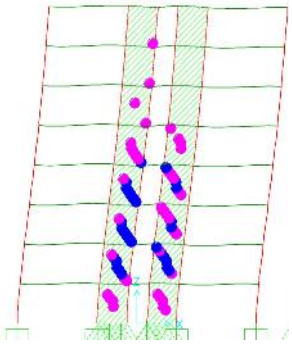
a) meccanismo plastico

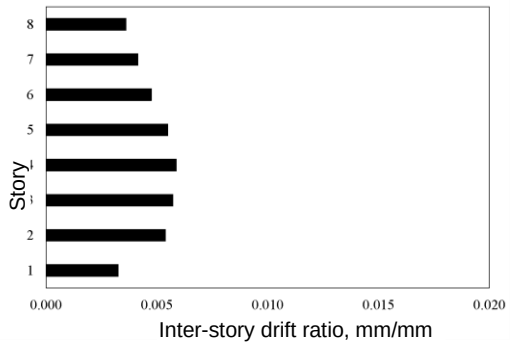
b) spostamenti relativi d'interpiano



c) Capacità ri-centrante

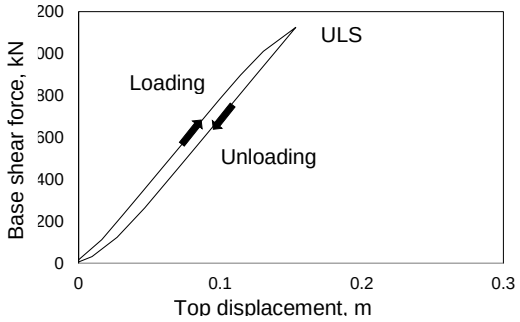
Fig. 8.35: 8 story building frame at high seismicity design case





a) meccanismo plastico

b) spostamenti relativi d'interpiano



c) Capacità ri-centrante

Fig. 8.36: 8 story building frame at moderate seismicity design case

8.6 CONCLUSIONI

Lo studio sopra descritto introduce l'innovativo sistema per resistere ai carichi laterali con sistema a pannelli a taglio e rivela alcune delle importanti caratteristiche di prestazioni globali del sistema; è dunque possibile riportare le seguenti osservazioni sul sistema strutturale introdotto:

a) Il sistema strutturale è efficiente, aumenta la resistenza e la rigidezza ed al contempo mostra un comportamento duttile dovuto ad comportamento ciclico stabile (ad esempio elevata capacità di dissipazione).

b) Con una progettazione adeguata, le deformazioni inelastiche possono essere concentrate solo nei pannelli a taglio dissipativi.

c) Poiché i telai MRF sono progettati per rimanere elastici durante i terremoti, forniscono la necessaria forza di ricentraggio per riportare la struttura al momento della rimozione dei pannelli a taglio danneggiati (elementi "fusibile").

d) I pannelli a taglio possono essere facilmente rimossi, anche quando sono danneggiati dopo un grave evento sismico, poiché sono molto sottili e non fanno parte del sistema resistente al carico gravitazionale.

e) Il sistema consente un controllo efficiente, sia sullo spostamento che sulle deformazioni, esibendo un comportamento autoricentrante che consente l'occupazione immediata dopo il terremoto.

f) La richiesta di non avere crisi nei telai sismoresistenti MRF prima del conseguimento dello stato limite ultimo (ULS), è il requisito di base per i telai duali con elementi dissipativi rimovibili.

g) Le regole per la progettazione sismica di telai con pannelli in acciaio a taglio sostituibili, sono stati riportate nella Guida alla progettazione. Sono stati inoltre definiti i dettagli strutturali.

h) La capacità di ricentraggio dei telai con pannelli a taglio deve essere verificata e convalidata utilizzando modelli avanzati agli elementi finiti. La sostituzione del pannello a taglio con il modello a striscia semplificata per la modellazione non lineare consente l'utilizzo di un software di analisi convenzionale.

8.7 CAMPI DI APPLICAZIONE

L'innovativa struttura duale con pannello a taglio può essere applicata a strutture di acciaio e calcestruzzo multipiano esistenti e nuovi e può essere utilizzato come un efficiente sistema di resistente alle azioni laterali sia da un punto di vista tecnico che economico (come le strutture a link rimovibile, strutture con controventi a stabilità impedita ecc.).

8.8 PUBBLICAZIONI

1. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Structures 2013; 78:57-69.

2. Neagu C., Dinu F., Dubina D. Global ductility of dual steel frames with replaceable dissipative shear walls. Mathematical Modelling in Civil Engineering 2015; 11(3): 23-30.

8.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. Dubina D., Stratan A. and Dinu F. Re-centering capacity of dual-steel frames. Steel Construction: Design and Research 2011; 2(4):73-81.
2. Seilie I., Hooper J. Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction. Modern Steel Construction 2005.
3. Berman J.W. Seismic behavior of code designed steel plate shear walls. Engineering Structures 2011; 33(1): 230–244.
4. Caccese V., Elgaaly M., Chen R. Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load. Journal of Structural Engineering 1993; 119(2): 573–587.
5. Berman J.W., Clayton P.M., Lowes L.N., Bruneau M., Fahnestock L.A., Tsai K.C. Development of a recentering steel plate shear wall and addressing critical steel plate shear wall research needs: Proc. of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earth-quake Engineering; 2010; Toronto; 1087; Ontario.
6. Alinia M.M., Dastfan M. Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels. Journal of Constructional Steel Research 2007; 63: 554–563.
7. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Structures 2013; 78:57-69.
8. Neagu C. Multi-story building frames stiffened with dissipative shear wall: PHD Thesis; Ed. Politehnica; University Politehnica Timisoara; Romania, 2011.
9. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
10. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
11. EN1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
12. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
13. AISC 341-16. Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction: 2010.
14. AISC 341-05. Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction: 2005.
15. Lee C.S., Tsa K.C. Experimental Response of Four 2-Story Narrow Steel Plate Shear Walls: Proceeding of the 2008 Structures Congress; Vancouver.
16. Bruneau M., Bhagwagar T. Seismic Retrofit of Flexible Steel Frames using Thin Infill Panels. Engineering Journal 2002; 24(4):443–453.
17. Berman J. W., and Bruneau M. Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. Journal of Structural Engineering 2003; 129(11):448-1456.
18. Driver R. G., Kulak G.L., Kennedy D.J.L and Elwi A.E. Cyclic Test of a Four-Story Steel Plate Shear Wall. ASCE Journal of Structural Engineering 1998; 124(2):112-120.
19. ASCE 41-13. Publication Anticipated Seismic Evaluation and Upgrade of Existing Buildings: American Society of Civil Engineers; Reston, Virginia. Public Comment Edition available through the American Society of Civil Engineers.

20. Fajfar P. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra 2000; 16(3): 573-92.
21. Vamvatsikos D., Cornell C. A. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31(3):491-514.
22. SAP2000. CSI: Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.

9 TELAI CONTROVENTATI CONCENTRICAMENTE CON ASTE MODIFICATE (CBF-MB)

9.1 INTRODUZIONE

I telai controventati concentricamente (*Concentrically Braced Frames* - CBFs) sono sistemi strutturali tipicamente usati nelle costruzioni in acciaio. Il loro scopo è resistere alle forze laterali dovute a vento, terremoti ed altre azioni. Infatti tale sistema si dimostra molto efficiente nei confronti dei carichi laterali, in quanto fornisce sufficienti rigidezza e resistenza grazie al suo funzionamento globale a traliccio. Questa è la ragione principale della sua popolarità. Oggigiorno, i CBF sono ampiamente utlizzati nei telai industriali monopiano, nelle strutture multipiano e negli impianti di ingegneria industriale. La loro applicazione alle nuove costruzioni si è estesa all'adeguamento sismico delle strutture in accaio, così come delle strutture composite e in cemento armato.

L'attuale progettazione sismica richiede che il sistema resistente alle forze laterali abbia adeguate resistenza e rigidezza, ma anche sufficienti duttilità e capacità di dissipazione energetica. Tali requisiti devono essere calibrati in funzione della sismicità del sito e degli obiettivi del livello di prestazione sismica da raggiungere. E' risultato evidente dai terremoti passati che alcuni elementi di controvento nei CBF sperimentano una severa concentrazione di deformazione plastica nella loro sezione di mezzeria. Il risultato di tale risposta strutturale è un'inadeguata duttilità e capacità di dissipazione energetica, denunciate dalla rottura prematura dell'asta di controvento e dalla crisi del telaio. Pertanto è necessario migliorare la pratica progettuale per evitare un comportamento sismico non soddisfacente.

Aspirando ad un comportamento sismico adeguato, l'ultima generazione di norme, spesso, impone requisiti che, in molti casi, sono controversi e difficili da soddisfare con un approccio di progetto convenzionale. Nella ricerca di una soluzione pratica ed economicamente accessibile per il progetto dei CBF, durante il periodo 2011-2012 nell'Universitet po Architektura Stroitelstvo i Geodezija (UACEG) di Sofia, è stato condotto un Progetto di Ricerca Nazionale (*National Research Project*), focalizzato sul miglioramento del comportamento sismico dei telai controventati.

Nell'ambito dello studio, sono stati progettati, provati ed elaborati telai controventati concentricamente, apportando una modifica alle aste di controvento (acronimo CBF-MB da *Concentrically Braced Frame with Modified Braces*). La modifica proposta è basata sull'introduzione di differenti sezioni trasversali lungo lo sviluppo dell'asta, che consente all'ingegnere che pratica con approcci a bassa tecnologia di raggiungere la rigidezza e la resistenza necessarie, una maggiore duttilità, un' adeguata dissipazione di energia e una capacità autoricentrante del sistema.

9.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA CBF-MB

Il sistema CBF-MB è stato sviluppato sulla base dei tradizionali sistemi CBF ad X (X-CBF) con due tipi di innovazione. Una classica configurazione monopiano del sistema proposto è costituito da colonne, aste di controvento diagonali, trave e trave intermedia di separazione (Fig. 9.1). Le colonne e le travi sono elementi non dissipativi. Le prime possono essere progettate con sezioni HEA o HEB laminate a caldo e il loro asse maggiore potrebbe essere nel piano o fuori dal piano del telaio. Al fine di facilitare il progetto dei nodi del telaio e dei collegamenti, è preferibile orientare la colonna con l'anima coincidente con il piano del telaio. Le travi sono posizionate a livello dei solai e potrebbero essere delle sezioni IPE o HEA. Le diagonali sono gli elementi dissipativi principali, mentre la trave di separazione, in alcune occasioni, può parzialmente partecipare al meccanismo dissipativo.

Il primo tipo di innovazione richiede l'introduzione nel telaio di un elemento intermedio orizzontale chiamato trave di separazione. Esso ha lo scopo di separare le diagonali così da renderle identiche e non interagenti (Fig. 9.1). Oltre a permettere di evitare dettagli complicati per il nodo all'incrocio tra le diagonali, la rigidezza della trave di separazione è di essenziale importanza. La trave di separazione, in collaborazione con le colonne, ha un impatto cruciale sulla sequenza di instabilità delle aste e sul tipo di meccanismo plastico globale. Tale tema sarà ulteriormente discusso e chiarito nella Sezione 3 di questa brochure.

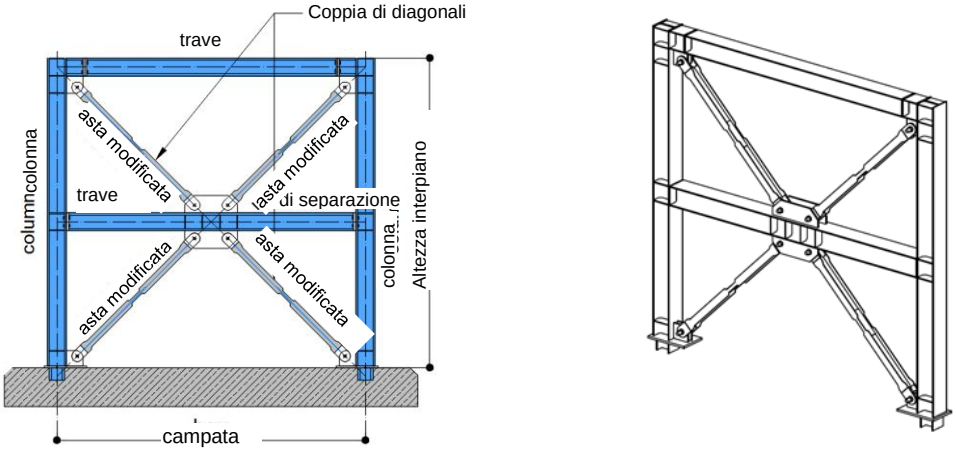


Fig. 9.1: Sistema CBF-MB

Il secondo tipo di innovazione si riferisce all'introduzione di una sezione trasversale composta saldata a forma di "H" e variabile lungo le diagonali. Nelle spiegazioni che seguono, le diagonali saranno chiamate aste modificate MB (*Modified Braces*). Le piattabande e l'anima delle MB variano lungo lo sviluppo dell'elemento così da definire zone con differenti sezioni trasversali, come illustrato in Fig. 9.2.

Le zone terminali delle diagonali sono rinforzate incrementando la larghezza e lo spessore delle piattabande e sono chiamate sezioni forti (SS – *strong sections*). Questo consente una progettazione semplice del collegamento e fornisce una

risposta completamente elastica di tali zone estreme. Nella parte centrale della diagonale è introdotta una sezione trasversale modificata (MS – *modified cross-section*). Essa è caratterizzata da una rigidezza flessionale ridotta e da un incremento dell'area trasversale, in modo tale che la MS risulta indebolita a flessione e rinforzata nei confronti delle forze assiali (Fig. 9.2). La sezione trasversale ridotta (RS – *reduced cross section*), caratterizzata da una più bassa capacità per carichi assiali dell'MS, è localizzata tra la zona terminale e la sezione di mezzeria. Tra MS, RS e SS sono progettate le sezioni di transizione (TS – *transition section*). L'intenzione degli autori è far sì che la modalità di instabilizzazione per compressione delle aste di controvento sia pre-definita e che la concentrazione degli sforzi plastici, dovuti alla flessione, si ottenga nella sezione di mezzeria MS. Nell'inversione di carico subentra la forza di trazione e l'elemento appare rinforzato. Gli sforzi plastici sono diretti verso la sezione ridotta (RS) piuttosto che verso l'MS (Fig. 9.3). Pertanto, la diagonale è progettata in modo che lo snervamento a trazione e gli sforzi plastici flessionali dovuti all'instabilità si manifestino in zone diverse lungo lo sviluppo dell'asta. Questa differenziazione delle zone per gli sforzi anelastici porta a migliorare la resistenza a fatica oligociclica ed evita la crisi prematura delle diagonali. Infine, essa si riflette in un miglioramento generale del comportamento isteretico del sistema. L'introduzione delle sezioni composte saldate a forma di "H" consente al progettista di variare gli spessori della piattabanda e dell'anima, l'altezza e la larghezza e, conseguentemente, di adattare il progetto dell'MB alle particolari esigenze della struttura.

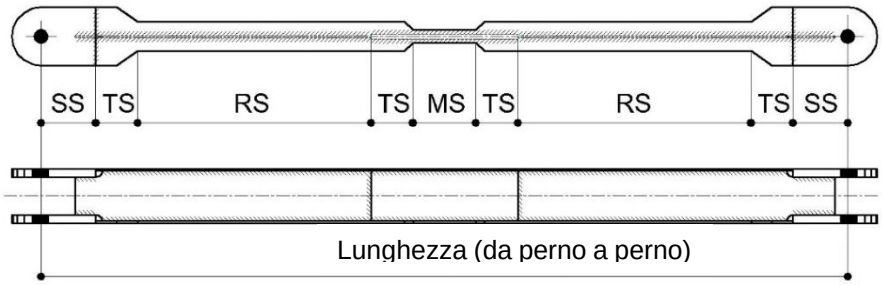


Fig. 9.2: Vista dell'elemento di controvento modificato

In tal modo, si rispettano più facilmente i controversi requisiti della norma sui limiti di snellezza dell'asta e si ottiene un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali in tutti piani.

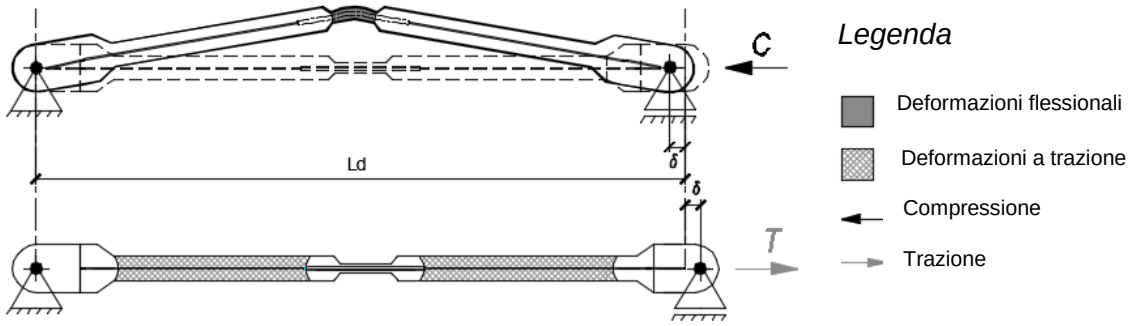
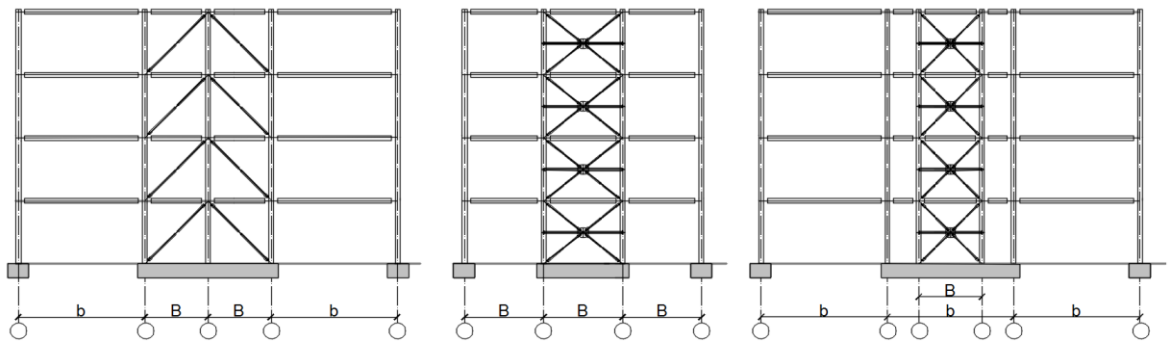


Fig. 9.3: Principio del comportamento anelastico dell'MB

Poiché un'eccessiva sovraresistenza del materiale acciaio per gli elementi dissipativi porterebbe ad un progetto anti-economico degli elementi non dissipativi, le sezioni composte saldate devono essere costituite da piatti in acciaio di classe S235, che non è il caso delle sezioni laminate a caldo.

Si raccomanda che i collegamenti tra l'MB e gli elementi del telaio siano realizzati da opportune bullonature che forniscano un meccanismo di rotazione semplice e libero, durante l'instabilità dell'asta. Per l'implementazione pratica di questo approccio, possono essere utilizzati dei piatti di supporto saldati in sito (*gusset plates*) alle colonne e alle travi, con conseguente compensazione di qualsiasi tolleranza di fabbricazione e messa in opera.

Il numero di sistemi CBF-MB richiesti in una struttura dipende dalla conformazione dell'edificio e dall'intensità del sisma. Il sistema può essere integrato all'interno dello scheletro di acciaio resistente al carico verticale (Fig. 9.4, a e b) o può essere inserito nella struttura (Fig. 9.4, c) ma in modo che lavori in maniera indipendente. Il sistema CBF-MB proposto, in genere, può essere combinato con un telaio sismoresistente (MRF) se i collegamenti trave-colonna al di fuori della campata controventata sono rigidi o semi-rigidi. In questo caso si genera un sistema duale e le forze laterali sono divise tra il sistema MRF e il sistema CBF-MB. In alternativa, se si realizzano connessioni semplici (connessioni a taglio) tra le travi di piano e le colonne, il sistema CBF-MB incassa l'intera azione sismica. Secondo l'opinione degli autori, il funzionamento "puro" del CBF è da preferire perchè più prevedibile, dimostra meglio i vantaggi del CBF-MB ed è più semplice da progettare. Pertanto, l'implementazione del CBF-MB in sistemi duali non sarà discussa in questa brochure.



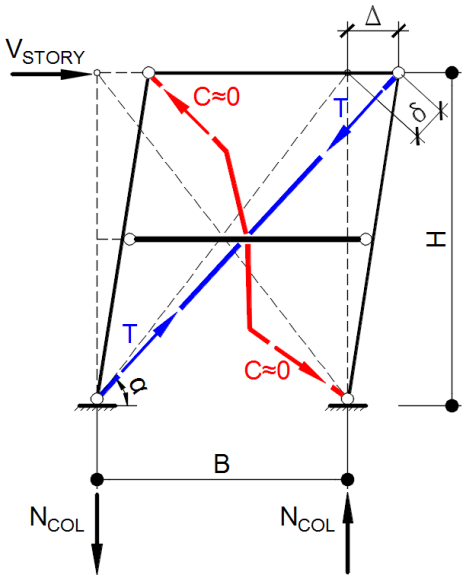
a) b) c)

Fig. 9.4: Configurazioni a telaio con l'introduzione del CBF-MB

Come precendentemente accennato, la rigidezza della trave di separazione deve essere definita in base alla resistenza all'instabilità del controvento. In aggiunta, si raccomanda che la trave di separazione sia connessa rigidamente o semi-rigidamente alle colonne. Questo produce un incremento di rigidezza della trave che, in collaborazione con le colonne, garantisce una risorsa di rigidezza al telaio, migliorando il comportamento anelastico del CBF-MB e fornendo capacità autoricentrante del sistema. L'esperienza acquisita dalla ricerca sui CBF-MB indica chiaramente che le travi di separazione dovrebbero mantenersi completamente elastiche, con l'eventuale sviluppo di alcune cerniere plastiche a flessione dopo il raggiungimento del livello di prestazione allo Stato Limite Ultimo.

9.3 MODELLI ANALITICI

L'approccio Europeo tradizionale per calcolare i CBF con diagonali incrociate mediante l'analisi linare fa affidamento sull'analogia con una struttura reticolare a diagonale solo tesa (Fig. 9.5). Esso si basa sull'assunzione che, una volta che la diagonale compressa si è instabilizzata, essa dà un contributo trascurabile alla rigidezza laterale e alla resistenza del telaio. Le forze interne si possono ricavare dall'equilibrio statico come funzioni del taglio laterale di piano (Fig. 9.5) e dall'Eq. (9.1). Le forze nella colonna si possono ottenere dall'Eq. (9.2) e la relazione tra lo spostamento laterale di piano e l'allungamento della diagonale è data dall'Eq. (9.3). Nel caso del CBF-MB, tutti gli allungamenti anelastici si manifestano nella RS mentre l'accorciamento della diagonale compressa è dovuto all'instabilità con flessione dell'MS (Fig. 9.3).



$$T = V_{story}.\cos^{-1}\alpha \Rightarrow V_{story} = T.\cos\alpha \qquad \text{Eq. (9.1)}$$

$$V_{story}.H = N_{column}.B \quad \Rightarrow \quad N_{column} = V_{story}.tg\alpha \qquad \text{Eq. (9.2)}$$

$$\delta = \Delta.\cos\alpha \Rightarrow \Delta = \delta.\cos^{-1}\alpha \qquad \text{Eq. (9.3)}$$

Fig. 9.5: Sistema statico e forze interne basate sulla teoria della reticolare.

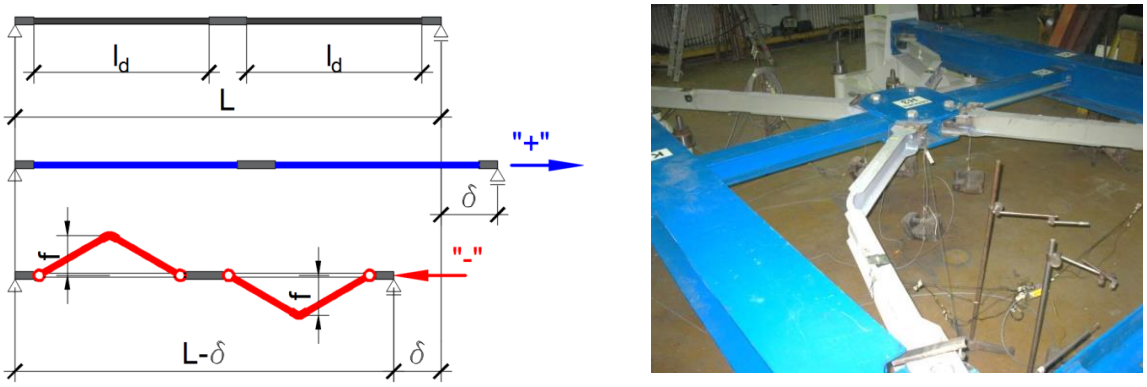
Al fine di definire la relazione analitica tra lo spostamento laterale di piano, Δ, e lo spostamento trasversale per instabilità, f, della sezione di mezzeria come la relazione che esiste tra la duttilità globale di piano e la duttilità locale degli elementi critici (MB), sono state fatte alcune assunzioni:

- La configurazione deformata della diagonale compressa è rappresentata da una poligonale (Fig. 9.6, a e b). Questa assunzione è stata giustificata dalle prove eseguite;
- L'accorciamento totale della diagonale δ è diviso in maniera uguale tra la diagonale sinistra-superiore e quella destra-inferiore ossia $\delta=2\delta_d$ (Fig. 9.6, a e b). Questa assunzione è giustificabile definendo la rigidezza della trave di separazione in maniera corretta [2]. Basandosi su quanto detto sopra, si deriva la seguente equazione:

$$f = \sqrt{l_d.\delta_d} \qquad \text{Eq. (9.4)}$$

Inoltre, utilizzando l'Eq. (9.3) con l'assunzione $\delta=2\delta_d$, è semplice derivare la relazione tra la duttilità globale di piano, rappresentata da Δ e la duttilità locale dell' elemento in termini di *f.* Tale relazione è data dall'Eq. (9.5).

$$f = 0.707.\sqrt{l_d.\Delta}.\sqrt{\cos\alpha} \qquad \text{Eq. (9.5)}$$

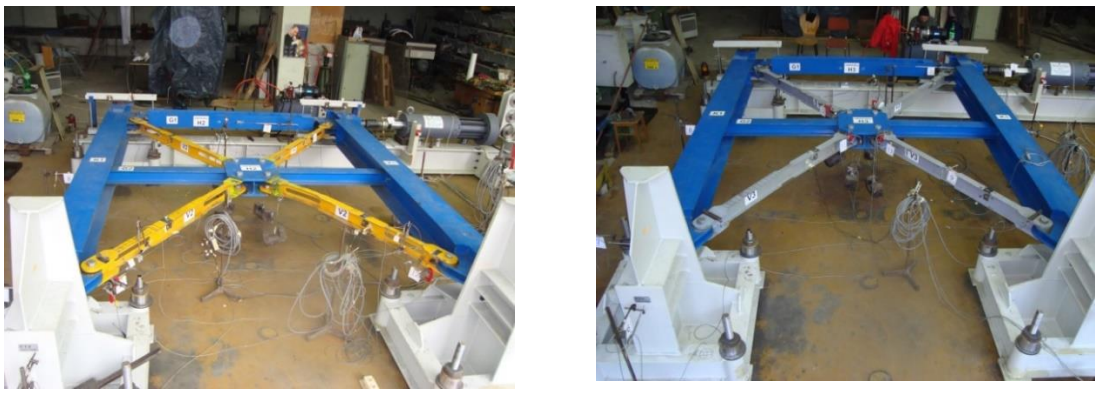


a) b)

Fig. 9.6: Sistema statico e forze interne basate sulla teoria della reticolare.

9.4 INDAGINI SPERIMENTALI

Il programma sperimentale è stato condotto nel “Laboratory of Steel and Timber Structures” in UACEG. Esso era parte di un progetto di ricerca nazionale focalizzato sul miglioramento delle prestazioni sismiche dei telai con controventi concentrici [2]. Sono stati oggetto di indagini due tipi di telaio: CBF-MB (telai controventati concentricamente con aste modificate) e CBF-RBS (telai controventati concentricamente con aste con sezioni ridotte), come mostrato in Fig. 9.7. All’interno di questa brochure sarà elaborato e presentato soltanto il CBF-MB.



a) b)

Fig. 9.7: Telai controventati concentricamente con: a) aste di controvento con sezioni ridotte; b) aste di controvento modificate

9.4.1 Indagini sperimentali sul telaio con controventi modificati

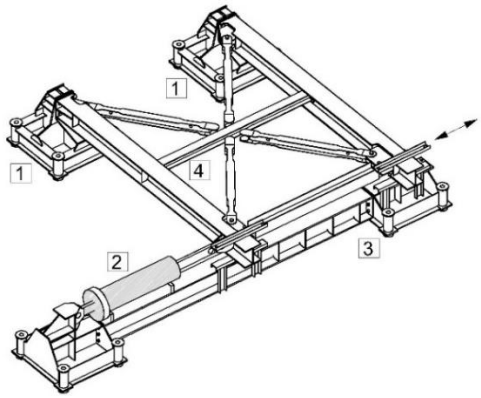
9.4.1.1 Scala e realizzazione del provino

I campioni hanno dimensioni 4000 mm di altezza e 3000 mm di spazio tra le colonne e sono considerati rappresentativi in quanto corrispondenti approssimativamente alle dimensioni tipiche di un telaio tipico di un edificio multipiano (come illustrato in Fig. 9.4 c) o alla struttura di un edificio industriale in scala geometrica 1:2. La costruzione e la messa in opera dei campioni sono state appaltate ad un produttore

professionista, mentre il progetto e il controllo di qualità sono stati eseguiti dal gruppo di ricerca.

9.4.1.2 Geometria del provino e configurazione di prova

Il telaio di contorno del provino (colonne e travi) è stato progettato seguendo i principi della progettazione in capacità in accordo a [1], in modo che si possa supporre che i suoi elementi rimangano elastici durante l'esperimento. Le colonne sono state progettate con profili HEA320 di acciaio S275JR e la trave con un HEA240 di acciaio S275JR [3]. Le colonne sono state orientate con i loro assi minori nel piano del telaio mentre la trave è stata orientata, come di consueto, con il suo asse maggiore nello stesso piano. I collegamenti semi-rigidi tra trave e colonne sono stati realizzati con due piastre saldate. Anche il collegamento tra colonna e sistema di prova è stato progettato come semi-rigido poichè più vicino alla realtà pratica. La trave di separazione è stata realizzata con un profilo HEA140 di acciaio S275JR. Le diagonali, ossia gli elementi dissipativi, sono stati progettati come elementi composti saldati a forma di "H". A causa delle loro dimensioni, le aste di controvento modificate sono state prodotte mediante tecnologie manuali di assemblaggio e saldatura. Secondo il concetto illustrato precedentemente, l'anima dell'asta di controvento è interrotta nella sua porzione centrale e in tale zona è stato inserito un piatto d'anima più spesso. Anche quest'ultima operazione è manuale e, pertanto, ci dovremmo aspettare la presenza di imperfezioni geometriche che non soddisfano completamente le tolleranze di norma [4] ed effetti di tensioni residue post-saldatura. Quest'ultima considerazione è importante per coloro che vogliono realizzare un modello FE con le imperfezioni iniziali delle aste. Qualche indicazione utile si può trovare in [19]. Il collegamento a perno tra le aste di controvento e il telaio è realizzato da bulloni M36 di classe 10.9. Il gioco tra il foro e il bullone è di 0.3 mm.
La configurazione di prova è mostrata in Fig. 9.8. Essa è costituita da cavalletti di supporto, un sistema di carico (attuatore idraulico), un sistema stabilizzante e il modello sperimentale (provino). L'esperimento è stato condotto nel piano orizzontale. Il carico è stato applicato in maniera quasi-statica controllando lo spostamento in corrispondenza della sommità del telaio. La procedura di prova prevede l'applicazione di una storia simmetrica di spostamento con ampiezze incrementate gradualmente, coerente con le raccomandazioni dell' ECCS [5]. Per ottenere informazioni sulle deformazioni e gli spostamenti delle diagonali, sono stati installati degli estensimetri (SGs – *strain gauges*) e dei trasduttori di spostamento induttivi (ITs).



Legenda

1 – Cavalletti di supporto;
2 – Attuatore idraulico;
3 – Telaio stabilizzante;
4 – Provino.

Fig. 9.8: Configurazione di prova

9.4.1.3 Prove a trazione sui materiali

Sono state condotte prove standard a trazione su tutti i materiali utilizzati per gli elementi dissipativi (diagonali) del sistema. Sono stati considerati due campioni di piastra piani standard da 4 mm e quattro da 5 mm. Le prove sono state eseguite in accordo con la ISO 6892-1 [6] con velocità di deformazione di 3mm/minuto. I campioni del materiale hanno dimostrato un comportamento duttile, tipico dell'acciaio a basso contenuto di carbonio, ma il limite di snervamento effettivo della piastra in acciaio di spessore 5 mm è risultato significativamente diverso dal valore dichiarato nel certificato del materiale.

9.4.1.4 Risultati delle prove cicliche

Sono state eseguite prove cicliche con inversioni complete di deformazione, coerenti con le raccomandazioni dell'ECCS [5]. Tutti gli elementi critici (aste di controvento) sono stati caricati a trazione e, poi, a compressione. I cicli isteretici ottenuti sono caratterizzati dall'effetto pinching tipico del CBF. E' stato osservato un degrado quasi costante della resistenza, pari a quasi il 15% della resistenza iniziale, nel secondo e nel terzo ciclo con ampiezza costante. La stessa caduta delle curve *back-bone* è proposta nei modelli link non lineari, elaborati nelle Sezioni 5 e 6 della brochure.

Era stato programmato che l'applicazione del carico ciclico sarebbe dovuta proseguire fino alla frattura della diagonale a causa della fatica oligociclica o dell'esaurimento della duttilità delle aste. Lo stato limite sopra mensionato, però, non è stato raggiunto e la prova è terminata prima dell'esaurimento della fine corsa del pistone. L'intera storia dei cicli isteretici del telaio e il singolo ciclo sono illustrati in Fig. 9.9. Sfortunatamente, a causa di problemi tecnici dei dispositivi di registrazione, i cicli nelle direzioni positive, dopo uno spostamento di sommità di 70 mm, non sono riportati correttamente. Questa è la ragione principale della presenza di linee rettilinee nel primo quadrante della Fig. 9.9. E' importante sottolineare che, durante la prova, non si sono osservati fenomeni di instabilità locale nè nell'RS nè nell'MS – Fig. 9.10. Un altro aspetto interessante riguarda lo spostamento trasversale

massimo della sezione di mezzeria dell'asta di controvento, il quale, grazie al suo valore relativamente grande, è stato misurato manualmente.

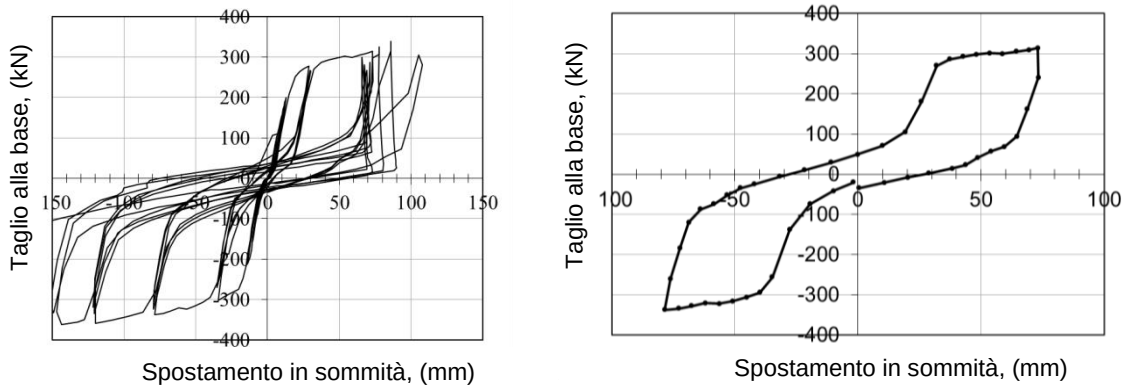


Fig. 9.9: Cicli isteretici del telaio, a) storia ciclica completa; b) solo 15° ciclo

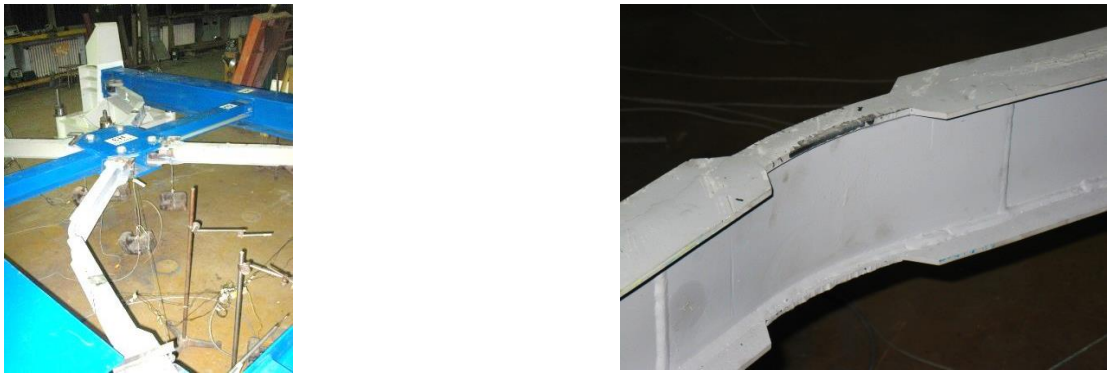


Fig. 9.10: Ultimo gruppo di cicli, a) forma instabilizzata della coppia di aste di controvento; b) MS inflessa per l'instabilità dell'asta

Gli esperimenti hanno dimostrato che la rigidezza della trave di separazione è importante e influenza direttamente il tipo di meccanismo plastico del CBF. In funzione della rigidezza e della resistenza della trave di separazione, sono stati identificati due tipi di meccanismo: entrambe le diagonali di una coppia si instabilizzano oppure solo una diagonale si instabilizza – Fig. 9.11.

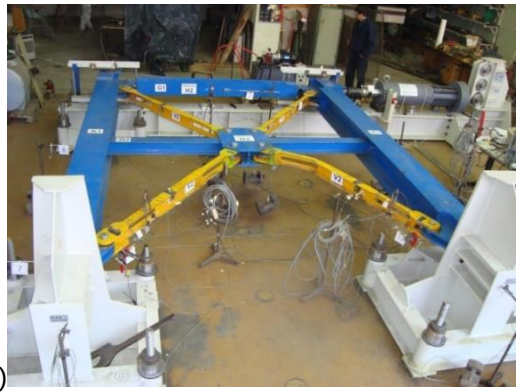
a)  b)

Fig. 9.11: Influenza della trave di separazione, a) meccanismo plastico sfavorevole; b) flessione della trave di separazione

L'ultimo meccanismo dovrebbe essere evitato, perchè porta a concentrazione di deformazioni plastiche e all'esaurimento prematuro della duttilità dell'asta di controvento o alla riduzione della sua vita ciclica.

9.4.1.5 Risultati di prove monotone

Le classiche prove monotone non sono state incluse nel programma sperimentale, ma le curve di capacità sono state ottenute dal risultato di ogni primo ciclo di gruppi di tre. I risultati sono diagrammati in Fig. 9.12, in cui è stata anche aggiunta un'approssimazione bi-lineare.

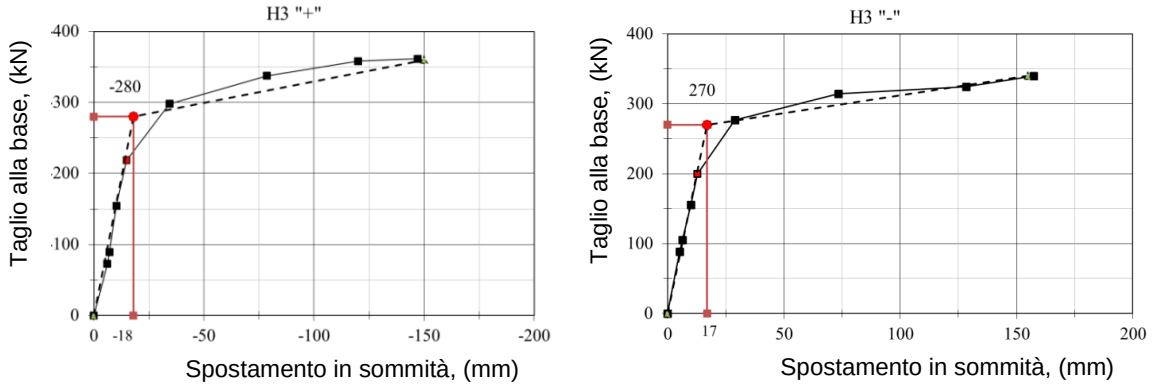
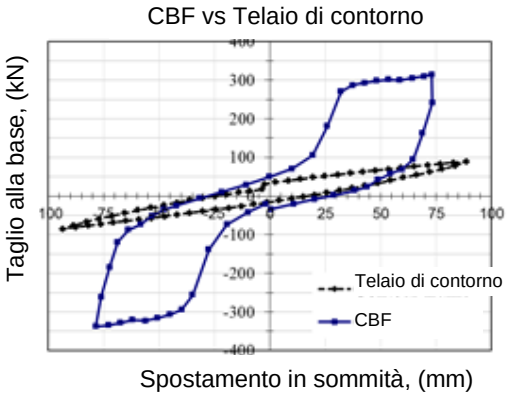


Fig. 9.12: Curva di capacità, a) direzione positiva; b) direzione negativa.

9.4.1.6 Prova sul telaio di contorno

Un aspetto interessante riguarda la partecipazione del telaio di contorno alla resistenza, rigidezza e capacità di dissipazione del CBF. Questa è stata valutata mediante l'esecuzione di una singola prova ciclica sul telaio di contorno nudo (senza aste di controvento). Sono stati applicati due cicli completi con ampiezze differenti. La configurazione di prova e i risultati sono illustrati in Fig. 9.13.



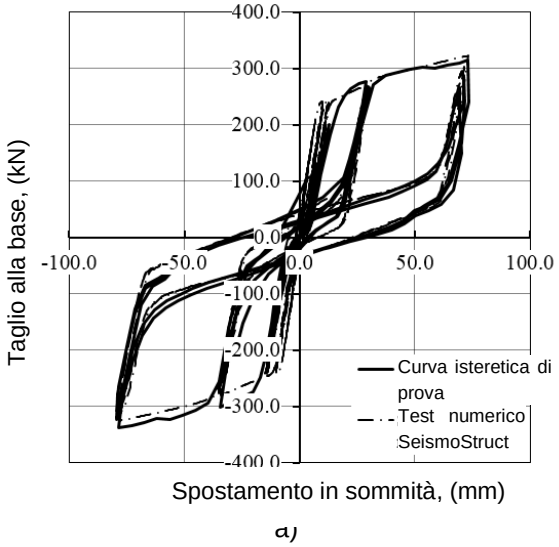
a) b)

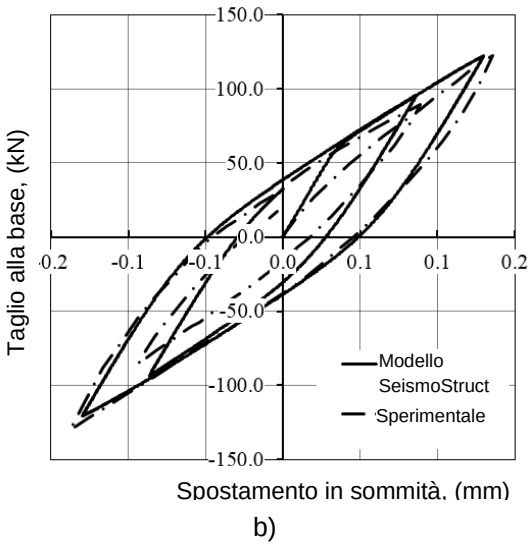
Fig. 9.13: Telaio di contorno, a) configurazione di prova; b) sovrapposizione dei cicli isteretici

Prevedibilmente, il telaio di contorno nudo ha una rigidezza molto più bassa se comparata al caso in cui esso sia controventato. Nonostante ciò, la sua rigidezza ha un impatto molto positivo sulla riduzione dell'effetto pinching dell'isteresi e migliora la capacità di dissipazione del sistema. E' bene notare che, al fine di raggiungere una qualche capacità autoricentrante del sistema, il telaio di contorno deve mantenersi quasi elastico e, con tale scopo, è conveniente incastrare la trave di separazione alle colonne. Tale aspetto sarà dimostrato nella Sezione 9.6, in cui si possono leggere ulteriori commenti aggiuntivi.

9.4.2 Simulazioni numeriche

Sono state condotte una serie di simulazioni numeriche con i software Seismostruct [7] e ANSYS [8], con lo scopo di comprendere meglio il comportamento ciclico del campione. Il confronto tra il ciclo isteretico sperimentale e quello ottenuto numericamente dimostra un buon accordo tra i due (Fig. 9.14).

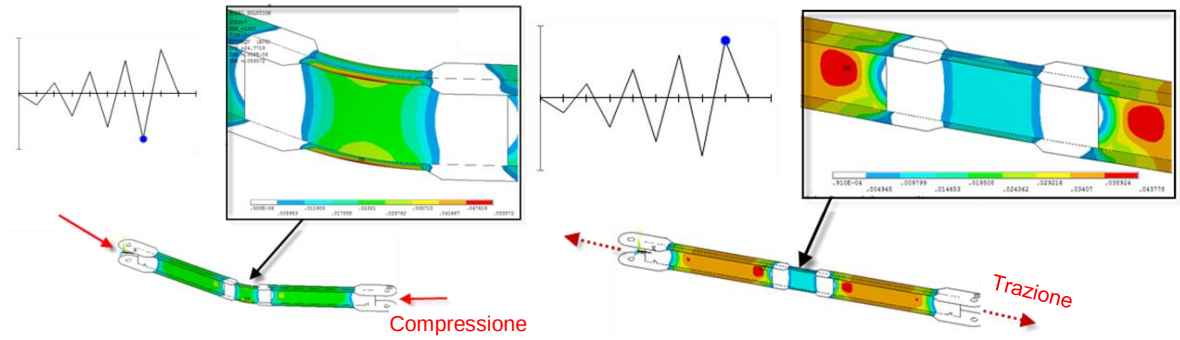




a) b)

Fig. 9.14: Confronto di risultati sperimentali e numerici, a) risposta ciclica del telaio; b) risposta del telaio di contorno

Il modello numerico è stato utilizzato per estrarre le leggi di risposta ciclica della singola asta di controvento, le quali costituiscono le basi per la calibrazione delle curve *backbone*, usate nelle analisi non lineari riportate nella Sezione 6. Il modello ANSYS è stato utilizzato per analisi sofisticate del comportamento della singola asta di controvento. Sono stati poi usati un modello calibrato del materiale di Chaboche [9] e un modello FE tipo SHELL181 con dimensione della mesh di 10 mm. Il modello FEM ha dimostrato che le deformazioni plastiche causate dall'instabilità dell'asta sono dirette verso l'MS, mentre le variazioni di deformazione causate dalla trazione si manifestano nella RS. La sezione forte (SS) mostra un comportamento lineare che conferma il concetto iniziale. Il modello ANSYS è stato utilizzato anche per ottenere la storia degli intervalli di deformazione nelle sezioni critiche e per condurre verifiche di fatica oligociclica.



a) b)

Fig. 9.15: FEA da ANSYS, a) deformazioni plastiche a compressione; b) deformazioni plastiche a trazione.

9.4.3 Confronto tra modelli sperimentali e analitici

La validità del modello analitico reticolare è stata esaminata mediante il confronto tra i risultati teorici e quelli sperimentali relativi al taglio di piano alla base. I valori teorici del taglio alla base e dello spostamento del piano di sommità sono stati calcolati utilizzando l'Eq. (9.1) e l'Eq. (9.3) rispettivamente, con le proprietà effettive del materiale. Le curve sperimentali e le approssimazioni bi-lineari sono illustrate in Fig. 9.12. La Tab. 9.1 mostra il confronto tra le forze di taglio sperimentali e quelle teoriche. Il calcolo di Δy è basato sull'assunzione che l'intera diagonale si allunghi elasticamente con deformazioni ε_y=0,002. Per il confronto sono stati usati i risultati delle prove sul campione H3, dove le abbreviazioni H3"+" e H3"–" indicano la direzione positiva e negativa del carico. Si deve specificare che il modello teorico si attiene completamente alle raccomandazioni di [1] per i CBF a diagonali incrociate. Ci si deve aspettare che i risultati teorici della resistenza del telaio siano più bassi di quelli della prova monotona, a causa dell'esclusione della coppia di diagonali compresse e del telaio di contorno dal modello teorico. Tale tendenza è dimostrata dal confronto delle forze di taglio alla base riportate in Tab. 9.1. E' giusto notare che

il modello teorico evidenzia molto bene il punto di snervamento della curva di capacità bi-lineare, indicato dal puntino rosso in Fig. 9.12. Grazie alla sua semplicità e alla sua conformità con [1], il modello reticolare con la sola diagonale tesa è considerato come il più appropriato per il progetto preliminare del CBF-MB.

Tab. 9.1: Forza di taglio sperimentale vs teorica

Campione	Vy,sp – bilineare.	Vy,teor	Vy,sp/ Vy,teor	Δy,sp. – bilineare	Δy,teor.	Δy,sp./ Δy,teor.
-	kN	kN	-	mm	mm	-
H3"+"	–280.0	–199.65	1.402	–18.0	–16.66	1.08
H3"–"	+270.0	+199.65	1.352	+17.0	16.66	1.02

Un altro aspetto interessante è la relazione tra la duttilità globale (drift di interpiano) e la duttilità locale (deformazioni plastiche) del sistema. La metodologia per ottenere l'allungamento plastico finale nell'area delle sezioni ridotte dell'asta di controvento è riportata in [30]. L'allungamento medio nelle coppie di elementi diagonali è stato stimato pari a 3.315% e 3.195% rispettivamente.

L'ultimo punto di interesse è il confronto tra i valori del massimo spostamento trasversale *f* della sezione di mezzeria dell'asta. Lo spostamento *f* è stato misurato durante la prova e in seguito confrontato con i risultati teorici derivanti dall' Eq. (9.4). E' bene ricordare che l'Eq. (9.4) è valida quando la trave di separazione ha una rigidezza tale da obbligare entrambe le diagonali compresse ad instabilizzarsi quasi simultaneamente. Siccome questo non è il caso che si presenta nelle prove, sono stati introdotti alcuni aggiustamenti sul valore dell'accorciamento dell'asta all'interno della coppia. Il confronto tra i risultati della prova e quelli teorici è mostrato in Tab. 9.2.

Tab. 9.2: Spostamento trasversale della sezione di mezzeria sperimentale vs teorico

Ciclo N°	f,sper.	Spost. sommità	δ_d	f,teor	f,teor / f,sper
-	mm	mm	mm	mm	-
12	72.94	34.36	10.31	140.69	1.93
15	145.89	78.49	23.55	212.63	1.46
18	248.01	120.01	36.00	262.92	1.06
21	271.52	147.12	44.14	291.11	1.07

E' evidente dall'ultima colonna che, con l'incremento dello spostamento in sommità, l'accordo tra i risultati migliora. Questo si attribuisce al fatto che le ipotesi per derivare l'Eq (9.4) si basano su una configurazione deformata poligonale dell'asta instabilizzata, come assunto preliminarmente. All'aumentare del drift di interpiano, la configurazione deformata della coppia di diagonali compresse diventa più vicina a quella mostrata in Fig. 9.6.

9.4.4 Stati limite dalla prova ciclica

La prova ciclica è stata eseguita in accordo con la procedura di carico riportata inizialmente e termina con il raggiungimento del limite di fine corsa dell'attuatore. E' bene sottolineare che il provino non ha raggiunto nè la rottura, nè il collasso globale. D'altro canto, però, il test è stato condotto senza prendere in considerazione le forze assiali nelle colonne del telaio, pertanto gli effetti *P-Δ* non sono stati inclusi nella prova. Per il riconoscimento degli stati limiti sono state seguite le raccomandazioni della FEMA-356 [10].

Le relazioni tra le definizioni della FEMA-356 e il presente progetto sono date in Tab. 9.3. In aggiunta, sono state considerate alcune assunzioni conservative a causa della mancanza di prove fisiche sull'influenza degli effetti *P-Δ* sul comportamento sperimentale del telaio.

Tab. 9.3: Stati limite

Livelli di prestazione strutturale in accordo con FEMA 356	FEMA 356 rapporto del drift di piano	Stati limite adottati in questa brochure	Stima sperimentale
Immediata Occupabilità (IO)	0.50%	SLS	0.625%
Salvaguardia della vita (LS)	1.50%	ULS	1.89%
Prevenzione dal collasso (CP)	2.00%	CPLS	3.00%

Il primo snervamento significativo delle aste di controvento durante l'esperimento è apparso nel ciclo 12, per un drift di interpiano di 25 mm, corrispondente ad una rotazione alla corda di 0.625%. In corrispondenza di tale fase, è stato definito l'SLS. Raggiunto l'SLS le diagonali compresse sono instabilizzate e la forza di trazione interna produce il primo snervamento. L'ULS è stato riconosciuto al ciclo 15 quando si è osservato uno snervamento a trazione aggiuntivo nelle aste di controvento e alcuni piccoli danneggiamenti alle saldature nei collegamenti semi-rigidi del telaio. L'ULS è stato registrato per un drift di interpiano di 75.8 mm (1.89%). Il CPLS è stato considerato al ciclo 18, per un drift di interpiano di 121 mm (3.00%). In corrispondenza del CPLS non si sono osservate instabilità locali o fratture nelle aste, mentre le saldature nelle connessioni semi-rigide del telaio appaiono danneggiate. Si può notare che i valori sopra riportati del drift di interpiano in corrispondenza dei tre livelli base di prestazione sono simili ai valori proposti dalla FEMA-356 [10] per strutture con CBF (0.5%, 1.5%, 2.0%), con differenze maggiori al CPLS.

9.4.5 Fatica oligociclica

Durante il programma sperimentale, non è stata condotta una prova ciclica ad ampiezza costante sulla singola asta di controvento. Al fine di trovare delle relazioni per la resistenza dell'MB agli allungamenti ciclici e agli accorciamenti, è stato elaborato un set di modelli FEA tramite l'ANSYS. L'ampiezza dell'allungamento e dell'accorciamento assiale dell'asta, δ_d, è stata variata in modo da ottenere la storia

di deformazione. Sono stati trovati nella letteratura tecnica [11], [12], [13] dati per la resistenza ciclica di materiali simili – Fig. 9.16. Sulla base dei risultati numerici per l'intervallo massimo di deformazione e il numero di inversioni, ottenuti dalle analisi numeriche e dai dati riportati nella letteratura tecnica, gli autori hanno proposto la formula in Eq. (9.6). Essa rappresenta la relazione tra l'ampiezza di deformazione assiale, δ_d e il numero di cicli a rottura, N, corrispondente. La formula proposta è stata modificata, a favore di sicurezza, con rapporto medio di 0.533 e una deviazione standard di 0.339.

$$\delta_d(N) = 110 - 52\log(N) \qquad \text{Eq. (9.6)}$$

Per controllare l'affidabilità dell'Eq. (9.6) sono stati utilizzati i risultati ottenuti dalla prova ciclica sul CBF-MB, come da procedura di carico dell'ECCS [5], e i dati misurati per lo spostamento trasversale massimo dell'asta. L'Indice di Danneggiamento (DI) per l'asta di controvento più sollecitata del campione H3 è stato determinato dall'Eq. (9.6) e mediante la regola di Palmgren–Miner [14], [15], [16]. E' stato ottenuto un valore di DI = 0.752. Poi, sono state indagate le MS del campione H3 per rilevare le discontinuità superficiali e quelle subsuperficiali prossime alla superficie, mediante Ispezione con Particelle Magnetiche (MPI) e prove ultrasoniche.

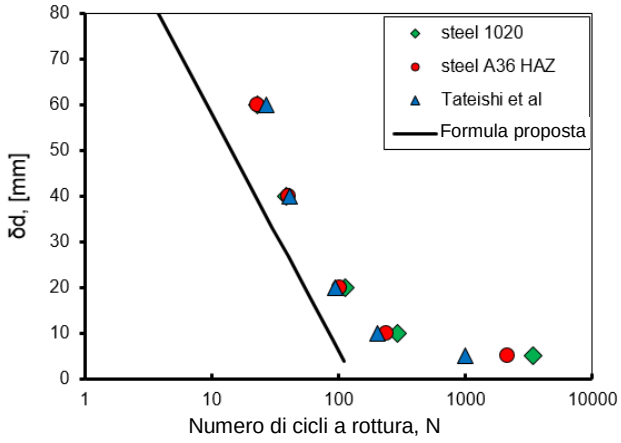


Fig. 9.16: Relazione tra lo spostamento assiale dell'asta e il numero di cicli a rottura

Due delle diagonali più sollecitate sono state sottoposte a MPI e non sono state rilevate lesioni superficiali nelle flange e nell'anima degli elementi. Considerando che lo spessore delle flange MS è solo 5 mm, si potrebbe concludere che non ci siano lesioni nella flangia nella zona soggetta alla massima curvatura e che l'Eq. (9.6) è sufficientemente conservativa e potrebbe essere utilizzata per il progetto a fatica oligociclica del CBF-MB.

9.5 REGOLE DI PROGETTO

In questa sezione sono riportate brevi indicazioni progettuali per i CBF-MB. Sono fornite raccomandazioni sul progetto preliminare delle aste di controvento opportunamente modificate e sul progetto delle travi di separazione. Poichè i CBF-MB appartengono alle configurazioni strutturali coperte dall'Eurocodice, la procedura di progetto proposta è in accordo con le disposizioni di [17] e [1].

9.5.1 Progetto preliminare

Come precedentemente accennato (Sezione 3), si può assumere che il sistema CBF-MB lavori come una struttura reticolare verticale con la sola diagonale tesa. Una stima di massima del numero di sistemi di controventi richiesti per una struttura, in ogni direzione (*m*), può essere fatta mediante l'Eq. (9.7).

$$m = V_{buiding} \Big/ V_{storey} \qquad \text{Eq. (9.7)}$$

dove V_{building} è il taglio alla base totale della struttura e V_{storey} è il taglio di piano di un sistema CBF-MB, basato sul modello reticolare verticale – Eq. (9.1). La sezione trasversale della colonna del primo piano dovrà essere scelta in modo che l'elemento resista ad un'azione assiale pari a:

$$N_{column} = M_{ov} \Big/ m.B \qquad \text{Eq. (9.8)}$$

dove M_{ov} è il momento ribaltante della struttura e *B* è la distanza tra gli assi delle colonne del CBF-MB. La prima stima della sezione ridotta del controvento all'i-esimo piano, può essere derivata dall'Eq. (9.9), dove $V_{\text{storey,i}}$ è il taglio di piano alla base per l'i-esimo livello e α_i è definita in Fig. 9.5.

$$A_{RS,i} = V_{story,i} \Big/ f_y . \cos\alpha_i \qquad \text{Eq. (9.9)}$$

Tale metodologia fornisce solo le principali indicazioni generali per il progetto del sistema.

9.5.2 Progetto delle aste di controvento modificate e travi di separazione

Le aste di controvento modificate sono gli elementi critici del sistema. La loro progettazione deve rispettare sia i criteri del Capitolo 6 di [1] che le raccomandazioni specifiche prescritte in questo Manuale. Come illustrato in Fig. 9.2, dovranno essere definite numerose zone con diverse sezioni trasversali all'interno dell'asta modificata. Per la loro corretta progettazione, si suggerisce la procedura che segue.

9.5.2.1 Lunghezza di MS, RS e TS

Una prima stima della lunghezza l_d dell'asta modificata è (0.375-0.40)l, dove l è la lunghezza geometrica della diagonale da asse ad asse. Le raccomandazioni per la lunghezza l_{MS} della sezione modificata sono riassunte dall'Eq. (9.10); non dovrebbe risultare nè troppo corta altrimenti in tale zona si devono prevedere importanti deformazioni flettenti, nè troppo lunga poichè questo potrebbe provocare una forma di instabilità a doppia curvatura. L'Eq. (9.11) dà un'indicazione per la scelta della lunghezza di sezione ridotta l_{RS}.

$$l_{MS} = (0.067 \div 0.085) l_d \qquad \text{Eq. (9.10)}$$

$$l_{RS} \approx (0.3) l_d \qquad \text{Eq. (9.11)}$$

9.5.2.2 Rapporto di area

L'area dell'RS dovrà essere stimata mediante l'Eq. (9.9). Al fine di assicurare che si snervi a trazione la sezione ridotta piuttosto che la sezione modificata, dovrà essere soddisfatta la seguente Eq. (9.12).

$$K_A = A_{MS} / A_{RS} \geq 1.4 \qquad \text{Eq. (9.12)}$$

dove A_{MS} è l'area della sezione modificata e A_{RS} l'area della sezione ridotta. Le dimensioni e l'area della sezione forte (SS) dovranno essere scelte in modo che essa abbia una risposta completamente elastica, considerando la sezione netta della connessione a perno, e siano soddisfatte le verifiche strutturali dei bulloni.

9.5.2.3 Rapporto tra i moduli della sezione

Per assicurare che la sezione modificata abbia capacità flettente minore rispetto a quella della sezione ridotta, anche in fase di elevate deformazioni plastiche e di incrudimento, dovrà essere soddisfatta la seguente Eq. (9.13)

$$K_M = W_{pl,RS} / W_{pl,MS} \geq 2.0 \qquad \text{Eq. (9.13)}$$

dove $W_{pl,RS}$ e $W_{pl,MS}$ sono i moduli plastici della sezione ridotta e modificata, rispettivamente.

9.5.2.4 Lunghezza effettiva dell'elemento di controvento modificato

A causa dell'introduzione della sezione modificata nella mezzeria dello sviluppo dell'asta, la lunghezza critica reale ai fini dell'instabilità $l_{cr} = \mu . l_d$ sarà maggiore di l_d. Una formula per la lunghezza effettiva è proposta dall'Eq. (9.14), dove $K_L = l_{RS} / l_{MS}$, $K_l = l_{MS} / l_{RS}$.

$$\mu = l_{cr} / 1 = 0.88 K_L^{(0.033)} . K_l^{(0.1 \ln(K_L) - 0.36)} \qquad \text{Eq. (9.14)}$$

L'Eq. (9.14) può fornire, in funzione della geometria, deviazioni fino al 10%. Tuttavia l'utilizzatore può eseguire una veloce analisi elastica di buckling di una singola asta di controvento modificata, basandosi sul modello a telaio FE, per ottenere il parametro correttivo μ specifico per il suo caso progettuale.

9.5.2.5 Limitazione di snellezza

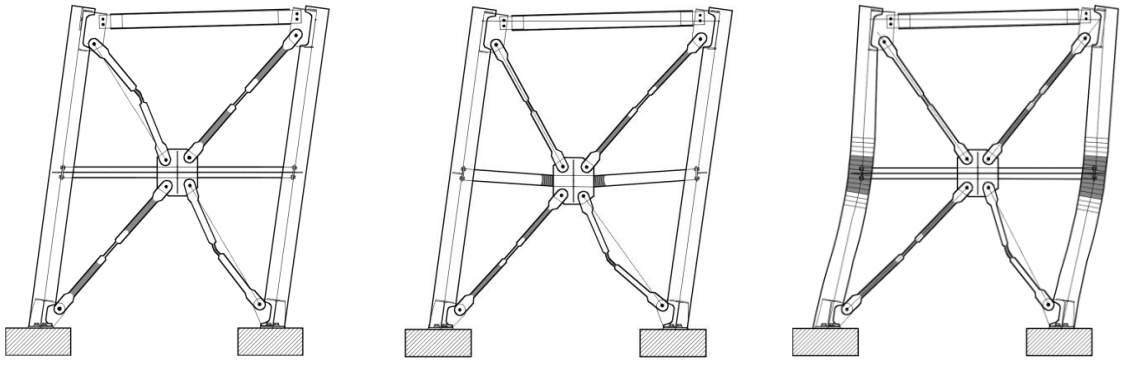
In accordo con [1], le aste di controvento dei sistemi CBF con configurazione ad X devono avere una snellezza adimensionale compresa nel range di $1.3 \le \bar{\lambda} \le 2.0$.
La snellezza effettiva è definita dall'Eq. (9.15).

$$\lambda_{eff} = \frac{\mu . l_d}{i_{RS}}, \qquad \text{Eq. (9.15)}$$

dove μ è il moltiplicatore della lunghezza effettiva definito dall'Eq. (9.14) e i_{RS} è il raggio di inerzia minore della sezione ridotta.

9.5.2.6 Stima preliminare della trave di separazione

Le precedenti prove e studi numerici hanno dimostrato la possibile formazione di due tipi di meccanismi plastici di piano, denominati favorevole e sfavorevole (Fig. 9.17). Il meccanismo favorevole si ha quando entrambe le diagonali compresse in una coppia si instabilizzano e gli allungamenti plastici si concentrano nella coppia di diagonali tese. Il meccanismo sfavorevole si ha quando solo una delle diagonali compresse in una coppia si instabilizza e compaiono cerniere plastiche aggiuntive nella trave di separazione o anche nelle colonne (Fig. 9.17 b), c)). I meccanismi sfavorevoli potrebbero essere evitati mediante una corretta progettazione della trave di separazione, assicurando una resistenza e una rigidezza flessionale sufficienti.



a) b) c)

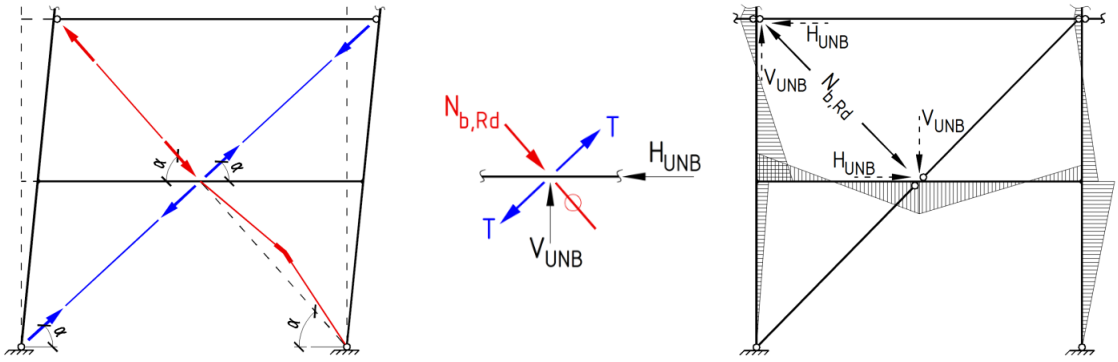
Fig. 9.17: Meccanismi plastici: a) Favorevole; b) Trave di separazione debole; c) Colonne deboli.

Il sistema CBF-MB è proposto per essere progettato con la trave di separazione incastrata alle colonne così da formare un telaio a forma di H. La trave di

separazione e le colonne dovrebbero rimanere elastiche fino al raggiungimento dell'ULS. In tal modo si ottengono importanti benefici:

- Con il telaio elastico ad H, si incrementa la capacità autoricentrante del CBF-MB dopo eccitazioni sismiche considerevoli;
- Il telaio ad H fornisce una rigidezza tangente positiva nel range di spostamenti laterali nulli del CBF-MB, quando si sviluppano deformazioni anelastiche nelle aste.

Lo stato limite, che si raggiunge quando il telaio con configurazione ad H garantisce una sufficiente rigidezza elastica e quindi obbliga la diagonale inizialmente non instabilizzata, alla fine, ad instabilizzarsi, è illustrato in Fig. 9.18. Assumendo, in modo conservativo, che le diagonali tese siano ugualmente sollecitate e che la resistenza post-instabilità della prima asta instabilizzata sia trascurabile, il soddisfacimento delle equazioni di equilibrio al nodo rivela la presenza di forze orizzontali e verticali non bilanciate. Esse possono essere determinate mediante l'Eq. (9.16) e l'Eq. (9.17), dove $N_{b,Rd}$ (Eq. (9.18)) è la resistenza all'instabilità dell'asta in accordo a [17] e χ è il fattore di riduzione per il primo modo instabile, calcolato con λ_{eff}.



a) b) c)

Fig. 9.18: a) Fase "appena prima l'instabilità"; b) forze non bilanciate; c) Momenti interni (M_{UNB}) risultanti dalle forze non bilanciate (caso di carico UNB)

$$V_{UNB} = N_{b,Rd}.sin\alpha \qquad \text{Eq. (9.16)}$$

$$H_{UNB} = N_{b,Rd}.cos\alpha \qquad \text{Eq. (9.17)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi.A_{RS}.f_y / \gamma_{M1} \qquad \text{Eq. (9.18)}$$

Nello stato "appena prima l'instabilità" considerato si verifica, all'interno del telaio ad H, un caso di carico con momenti flettenti e forze assiali aggiuntive (caso di carico UNB) – Fig. 9.18 c, il quale deve essere preso in considerazione nel progetto. Esso può essere simulato nel modello per l'analisi elastica mediante l'introduzione di forze

non bilanciate agenti separatamente in ogni piano o agenti in modo globale e simultaneamente in tutti i piani.
E' inoltre importante sottolineare che la trave di separazione deve essere progettata in modo tale da evitare effetti di instabilità torsionale laterale, per esempio soddisfacendo l'Eq. (9.19).

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.40 \qquad \text{Eq. (9.19)}$$

Rispettando i requisiti di 4.4.2.3 (4) [1], le sezioni della trave di separazione e delle colonne devono essere scelte in modo da soddisfare l'Eq. (9.20). Essa dimostra che in tutti gli stati di prestazione strutturale, la cerniera plastica può formarsi nella trave di separazione, ma non nella colonna.

$$2.M_{Rc} \geq 1.3M_{Rb} \qquad \text{Eq. (9.20)}$$

dove M_{Rc} e M_{Rb} sono le resistenze di progetto a flessione della colonna e della trave di separazione. Le travi di separazione devono essere progettate con particolare cautela seguendo i principi proposti, perchè esse controllano la limitazione del danno e si devono mantenere elastiche e sufficientemente rigide al fine di impedire la formazione di un meccanismo di piano sfavorevole e modi instabili delle aste di controvento fuori dal piano del telaio.

9.5.2.7 Progetto degli elementi non dissipativi

Gli elementi non dissipativi del CBF sono le colonne, le travi di piano e le travi di separazione. Le colonne e le travi di separazione sono collegate tra loro rigidamente, mentre le colonne e le travi di piano possono essere semplicemente connesse oppure parzialmente o totalmente incastrate. Tutti i nodi devono essere modellati adeguatamente e l'esistenza di momenti flettenti e forze di taglio nelle colonne e nelle travi, definite dalla Eq. (9.21) alla Eq. (9.29), deve essere messa in conto nel progetto,. Le forze interne, che includono gli effetti del secondo ordine M_E, V_E e N_E nel caso di carico sismico, ottenute attraverso l'analisi elastica (Fig. 9.19), devono essere moltiplicate per il coefficiente di capacità $1.1\gamma_{ov}\Omega_{MIN}\rho$. I primi tre parametri sono assunti rigorosamente in accordo a [1] e il parametro ρ=1.15 è proposto dagli autori per tener conto della sovraresistenza disponibile del sistema e della possibilità che la reale resistenza all'instabilità dell'asta sia più elevata di quella prevista. Le forze non bilanciate, nate nello stato "appena prima l'instabilità", definito al punto 5.2.6 e illustrato in Fig. 9.18, dovranno essere incluse nella progettazione. Le forze interne aggiuntive indotte da esse sono indicate, d'ora in avanti, dal pedice "UNB".

Le colonne devono essere progettate per le forze interne mediante le equazioni dall' Eq. (9.21) all' Eq. (9.23). Esse devono anche soddisfare l'Eq. (9.20).

$$N_{col,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{min}.\rho.(N_E + N_{UNB}) \quad \text{Eq. (9.21)}$$

$$M_{col,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{min}.\rho.(M_E + M_{UNB}) \quad \text{Eq. (9.22)}$$

$$V_{col,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{min}.\rho.(V_E + V_{UNB}) \quad \text{Eq. (9.23)}$$

Le forze di progetto per le travi di separazione si ottengono dalle equazioni da Eq. (9.24) a Eq. (9.26). Inoltre devono essere soddisfatte le condizioni date da Eq. (9.20) e Eq. (9.19).

$$N_{sb,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{min}.\rho.(N_E + N_{UNB}) \quad \text{Eq. (9.24)}$$

$$M_{sb,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{min}.\rho.(M_E + M_{UNB}) \quad \text{Eq. (9.25)}$$

$$V_{sb,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{min}.\rho.(V_E + V_{UNB}) \quad \text{Eq. (9.26)}$$

Le forze di progetto per le travi di piano devono essere calcolate con le equazioni da Eq. (9.27) a Eq. (9.29).

$$N_{b,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{min}.\rho.(N_E + N_{UNB}) \quad \text{Eq. (9.27)}$$

$$M_{b,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{min}.\rho.(M_E + M_{UNB}) \quad \text{Eq. (9.28)}$$

$$V_{b,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{min}.\rho.(V_E + V_{UNB}) \quad \text{Eq. (9.29)}$$

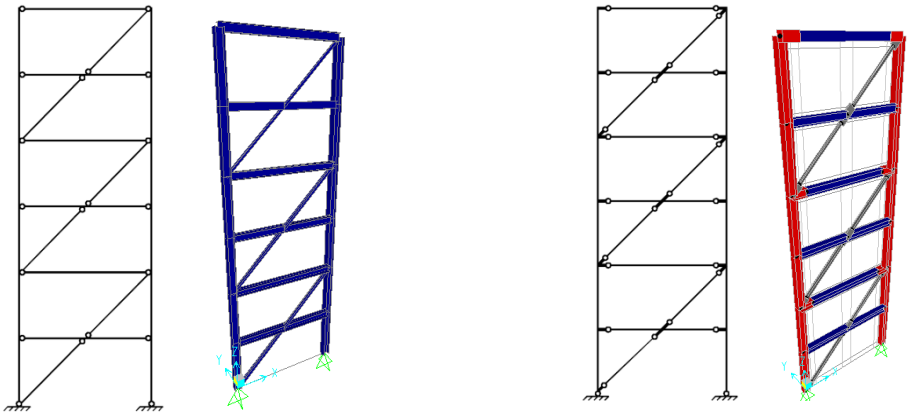
9.5.3 Progetto per l'analisi elastica lineare

Il CBF-MB è un sistema strutturale appartenente alla famiglia dei telai controventati. In tal senso, i requisiti per il progetto elastico del CBF-MB devono attenersi all'EN 1998-1 [1]. In tale sezione saranno messe in evidenza solo alcune particolarità.

9.5.3.1 Simulazione

Il CBF-MB può essere analizzato in modo affidabile mediante un modello elastico lineare con opportuni elementi beam FE. Gli elementi che simulano le aste di controvento modificate sono definiti attraverso una sezione costante a forma di H, con le caratteristiche dell'RS e sono collegati al telaio mediante semplici connessioni a perno. Le colonne sono modellate continue attraverso i piani. I nodi tra le colonne e la trave di piano e quelli alla base delle colonne possono essere modellati come cerniere.

In relazione alla geometria del sistema, sono proposti due diversi tipi di modelli strutturali, il primo denominato modello asse-asse in cui le caratteristiche degli elementi sono concentrati nell'asse geometrico dell'elemento stesso (CL-to-CL - *centreline-to-centreline*) e un modello reticolare a nodi spostati in cui si tiene conto delle dimensioni effettive degli elementi. Si raccomanda di considerare solo gli offset dei nodi delle aste di controvento e della trave di piano. L'illustrazione è presentata in Fig. 9.19.



a) b)

Fig. 9.19: Modelli per l'analisi elastica. a) modello CL-to-CL; b) modello a nodi spostati.

9.5.3.2 Analisi strutturale e fattore di struttura

La struttura deve essere progettata in modo che abbia un comportamento strutturale dissipativo e appartenga alla classe di duttilità alta DCH. Si raccomanda di utilizzare un'Analisi Multi-Modale con Spettro di Risposta, con il fattore di struttura proposto q = 5.0.

9.5.3.3 Limitazione del drift di interpiano ed effetti del 2° ordine

La limitazione del drift di interpiano dovrà rispettare quanto riportato in 4.4.3.2. e gli effetti del secondo ordine dovranno essere controllati ed eventualmente tenuti in conto come da 4.4.2.2. [1].

9.5.3.4 Elementi diagonali

La snellezza adimensionale effettiva dell'asta di controvento, calcolata con l'Eq. (9.15), deve rispettare l'Eq. (9.30).

$$1.3 \le \bar{\lambda}_{eff} \le 2.0 \qquad \text{Eq. (9.30)}$$

In accordo con 6.7.3 dell' EN 1998-1[1] il progetto delle diagonali deve basarsi sulla resistenza a snervamento $N_{pl,Rd}$ della sezione trasversale lorda, che per l'MB è

$$N_{pl,Rd} = A_{RS}.f_y / \gamma_{M0} \qquad \text{Eq. (9.31)}$$

I collegamenti delle diagonali alle travi di piano e alle travi di separazione dovranno soddisfare le regole di progetto di 6.5.5. di [1].

9.5.3.5 Comportamento globale dissipativo

Al fine di ottenere un comportamento globale dissipativo omogeneo della struttura, il massimo rapporto di sovraresistenza Ω_{max} sull'intera struttura non deve differire dal valore minimo Ω_{min} per più del 25%, come stabilito nell'Eq. (9.32).

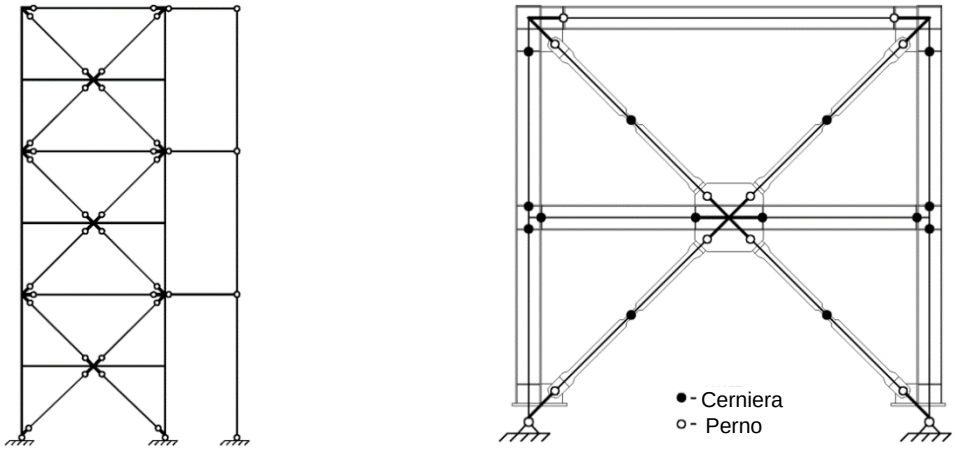
$$\Omega_{MAX} / \Omega_{MIN} \leq 1.25 \qquad \text{Eq. (9.32)}$$

Gli autori suggeriscono che, per i due piani superiori della struttura, sia consideratata valida l'indicazione della clausola 6.7.3 (4) di [1] in quanto l'Eq. (9.30) in molti casi appare troppo conservativa.

9.5.4 Progetto per analisi statica non lineare

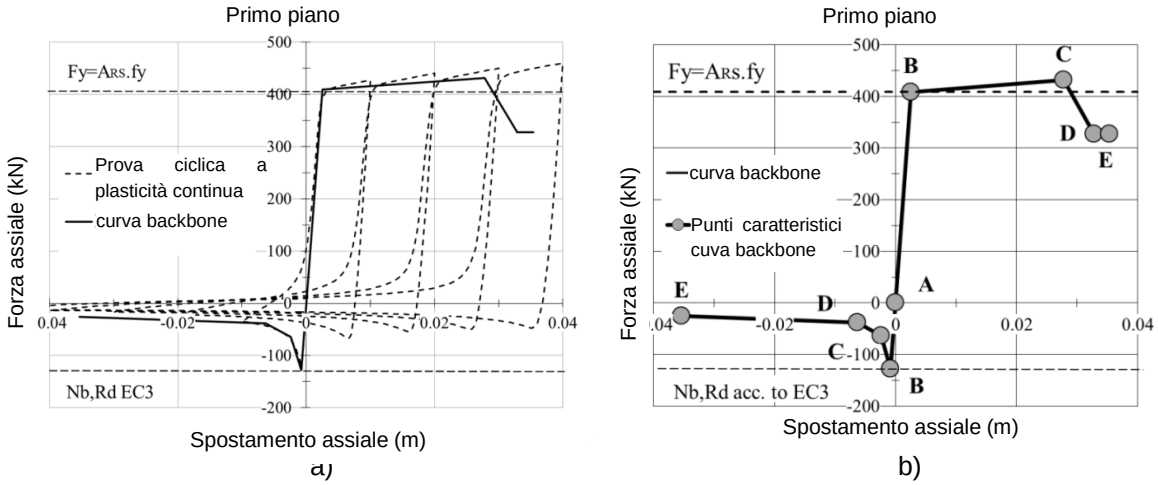
Il modello strutturale a nodi spostati proposto nella sezione 5 dovrà essere corretto per utilizzarlo nell'analisi statica non lineare a plasticità concentrata, estendendo il range di comportamento dell'elemento alla fase post-snervamento e post-instabilità, mediante l'introduzione di diverse tipologie di cerniere. La distribuzione di forze laterali adottata nella brochure è proporzionale al primo modo di vibrare naturale della struttura. Gli effetti P–Δ possono essere considerati tramite la modellazione di una "colonna inclinata". In accordo con 5.3.2 (3) dell'EN-1993-1-1 [17], l'errore iniziale di verticalità del telaio è messo in conto mediante un'inclinazione iniziale della colonna $\Phi=\Phi_0.\alpha_h.\alpha_m$. Ad ogni nodo della colonna inclinata è assegnata una forza verticale che corrisponde alla massa di piano corrispondente. La Fig. 9.20 mostra il modello strutturale per l'analisi statica non lineare.

Il modello mostrato è realizzato con SAP2000 [18]. In esso sono proposte due tipologie di cerniere. La risposta anelastica dell'asta di controvento è simulata da una cerniera assiale P inserita nel suo punto di mezzo. Per le sezioni di trave e colonna con potenziali deformazioni flessionali plastiche, si utilizzano cerniere P-M con interazione sforzo normale-momento flettente (Fig. 9.20, b). La curva *backbone* della cerniera P dell'asta di controvento è illustrata in Fig. 9.21. Essa è definita dalle caratteristiche geometriche e di snellezza dell'elemento di controvento e dalla resistenza nominale del materiale – Tab. 9.4. I punti caratteristici di post-snervamento e post-instabilità sono adottati come da FEMA-356 [10]. La curva *backbone* viene confrontata con la curva ciclica ottenuta da un modello a plasticità diffusa della singola asta di controvento, realizzato con Seismostruct [7], e calibrata con i risultati delle prove.



a) b)

Fig. 9.20: Modello a telaio per analisi statica non lineare. a) Vista di insieme; b) Posizioni delle cerniere.



a) b)

Fig. 9.21: Curva backbone: a) confronto con il modello calibrato sulle prove; b) curva backbone per l'analisi

Tab. 9.4: Punti caratteristici della curva backbone.

Punto	Trazione		Punto	Compressione	
	Forza	Spostamento		Forza	Spostamento
A	0	0	A	0	0
B	$F_y=A_{RS}.f_y$	Δy	B	$N_{b,Rd}$	Δc
C	F_{SH}	11Δy	C	$0.5N_{b,Rd}$	3Δc
D	$0.8F_y$	13Δy	D	$0.3N_{b,Rd}$	8Δc
E	$0.8F_y$	14Δy	E	$0.2N_{b,Rd}$	14Δy

Per la definizione dei punti caratteristici devono essere utilizzate le seguenti equazioni da Eq. (9.33) a Eq. (9.37). $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità dell'asta di controvento come da [17] e χ è il fattore di riduzione di instabilità.

$$\Delta_y = f_y.L/E \qquad \text{Eq. (9.33)}$$

$$F_y = A_{RS}.f_y \quad \text{Eq. (9.34)}$$

$$F_{SH} = F_y + \left(F_y/\Delta_y\ 0.005\right).\left(11\Delta_y\right) \quad \text{Eq. (9.35)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_{RS}.f_y \quad \text{Eq. (9.36)}$$

$$\Delta_C = N_{b,Rd}.\Delta_y / F_y \quad \text{Eq. (9.37)}$$

Le cerniere plastiche per le travi di separazione e le colonne sono del tipo P-M3. La curva di interazione 'forza assiale – momento flettente' si può definire utilizzando [17] o [10]. I punti caratteristici post-snervamento sono in accordo con [10].

9.5.5 Progetto per analisi dinamica non lineare

Con lo scopo di indagare la risposta dipendente dal tempo del sistema complessivo e degli elementi critici, sarà condotta un'analisi dinamica non lineare (NDA). Essa fornisce informazioni sui drifts residui globali e di interpiano e rende possibile al progettista valutare l'indice di danno degli elementi di controvento, causato da una specifica registrazione sismica. Il modello strutturale utilizzato per l'analisi statica non lineare deve essere modificato, sostituendo gli elementi di controvento e le cerniere P con Link Plastici Multi-Lineari con isteresi di tipo Pivot – Fig. 9.22.

Gli effetti *P*–Δ devono essere considerati come illustrato nella sezione precedente. L'elemento link non lineare, utilizzato nel modello SAP2000, è caratterizzato da numerosi parametri, calibrati con i risultati sperimentali. I punti pivot per il controllo dell'isteresi pivot sono localizzati mediante i parametri α_1, α_2, β_1 e β_2, presentati in Tab. 9.5 ([18], [20]). Per una corretta definizione del comportamento isteretico, il link plastico multi-lineare richiede la determinazione della curva *backbone* (Sezione 5.4). I dati sperimentali e i risultati numerici indicano che c'è una riduzione ciclica della resistenza di circa il 15%, la quale deve essere presa in considerazione (Fig. 9.22 b).

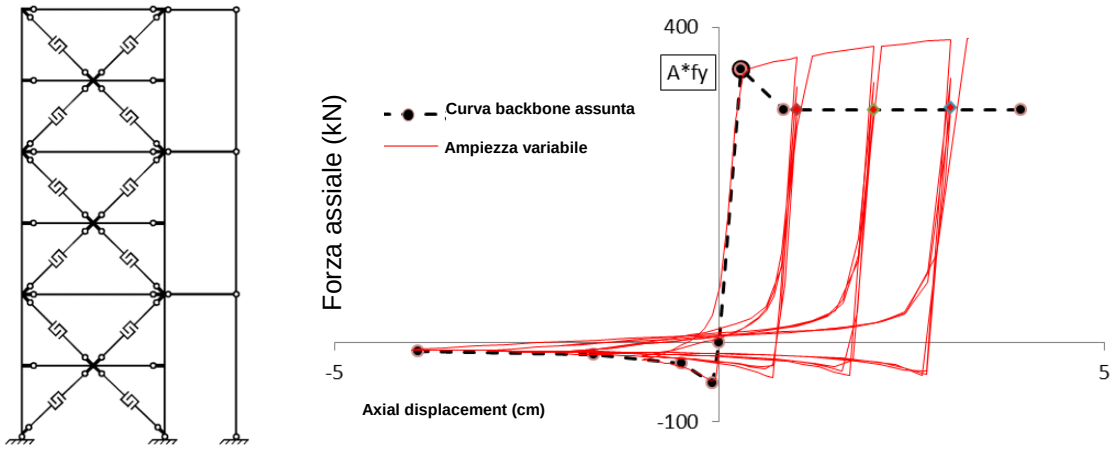


Fig. 9.22: Modello per NDA: a) Vista di insieme del modello; b) Curva backbone

Tab. 9.5: Descrizione dei punti Pivot

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

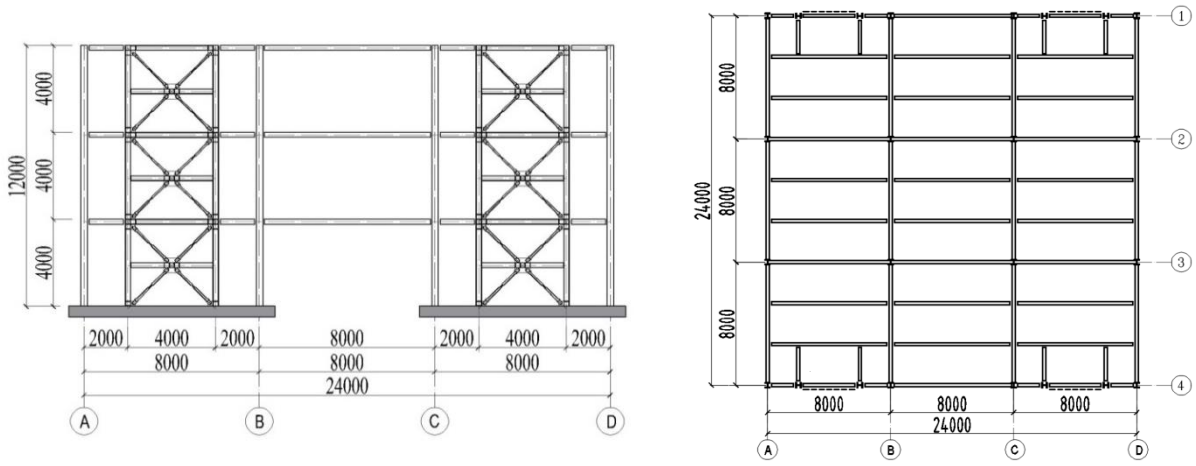
9.6 ANALISI E PROGETTAZIONE DEI TELAI 2D

Le equazioni, le proprietà degli elementi, le raccomandazioni progettuali, i controlli critici e il fattore di struttura proposto, inclusi nella brochure, sono stati verificati tramite analisi numeriche dei telai di una struttura 2D reale con CBF-MB, utilizzando SAP2000. Inizialmente i telai sono stati progettati attraverso un'analisi elastica per gli SLS e gli ULS. A quest'ultima sono seguite analisi statiche e dinamiche non lineari per analizzare il loro comportamento oltre il range elastico e confermare il valore del fattore di struttura proposto q = 5.

9.6.1 Caso studio

9.6.1.1 Geometria e assunzioni generali

Il caso studio presentato di seguito è costituito da un telaio piano CBF-MB estratto da un edificio di tre piani, Fig. 9.23. Il telaio è composto da tre campate di 8m con nodi a cerniera tra trave e colonna e basi della colonna a perno. I sistemi CBF-MB sono posizionati come mostrato in figura. Si utilizzano profili laminati a caldo HEA per le colonne e profili IPE per le travi di piano. Non si considera la collaborazione con il solaio in cemento armato. Ciascun CBF-MB è integrato nel telaio a metà di ogni campata. In questo modo le colonne del telaio controventato sono caricate principalmente da forze assiali che derivano dall'azione sismica e il resto delle colonne del telaio sostiene i carichi gravitazionali. Un approccio strutturale simile può essere visto nel sistema a 2 fusibili (*Fuseis-2 system*) proposto da Vayas et al. [21], [22], [23].



a) b)

Fig. 9.23: Telaio 2D e pianta della struttura

Si conduce un progetto preliminare per carichi verticali. La Tab. 9.6 riepiloga le sezioni trasversali dei telai principali e quelle del sistema proposto per resistere all'azione sismica. Tali sezioni saranno ridefinite di conseguenza in fase di analisi con spettro di risposta (RSA).

9.6.1.2 Materiali

Per il progetto degli elementi dissipativi (aste di controvento modificate) si adotta un acciaio S235, mentre per il progetto delle colonne un acciaio S355. Le travi di piano e le travi di separazione sono progettate con acciaio S275. I solai di piano sono realizzati con una lamiera metallica Hi-Bond che funge solo da cassaforma, calcestruzzo C25/30 e barre di armatura B500B.

Tab. 9.6: Sezioni trasversali del CBF e del telaio della struttura

	CBF - MB				Telaio della struttura		
Piano	Aste di controvento[4]	Colonne	Travi	Travi di separazione	Colonne esterne	Colonne interne	Travi
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	HEA 260	HEA 240	HEA 260	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500
3	F75.4W90.4-M180.35-T12	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500

[4] Le sezioni trasversali dell'MB saranno indicate con abbreviazioni da interpretare come segue: F (flangia) 95.6 larghezza 95 mm, spessore 6 mm; W (anima) 120.5 larghezza 120 mm, spessore 5 mm; - M (sezione modificata) 180.45 lunghezza 180 mm, larghezza flangia 45 mm – T16 (spessore anima dell'MS) 16 mm.

9.6.1.3 Carichi e combinazioni di carico

La Tab. 9.7 riassume le assunzioni utilizzate per i carichi gravitazionali e i parametri dell'azione sismica. I carichi in copertura sono adottati come per una terrazza su tetto praticabile.

Tab. 9.7: Carichi e azioni

Carichi verticali	
Peso proprio strutturale (G_{k1})	3.00 kN/m^2
Altri carichi permanenti (controsoffitto, piano rialzato), (G_{k2}) – Piani intermedi – Copertura (terrazza) Pareti perimetrali, altezza di piano 4 metri (G_{k3})	 0.75 kN/m^2 1.35 kN/m^2 2.40 kN/m
Carichi accidentali (categoria B + partizioni mobili): – Piani intermedi ($Q_{k,1}$) – Copertura (terrazza) ($Q_{k,2}$)	 3.00 kN/m^2 2.00 kN/m^2
Azione sismica	
Spettro di risposta di progetto per analisi elastiche Accelerazione di picco al suolo di riferimento Classe d'uso II (Struttura ordinaria) Categora del terreno Fattore di struttura proposto q Rapporto di smorzamento Coefficienti di occupazione di piano per il progetto sismico Coefficienti di combinazione sismica per il valore quasi permanente delle azioni variabili	Tipo 1 $a_{g,R} = 0.32g$ $\gamma_I = 1.0$ B ($T_B = 0.15$ s, $T_C = 0.50$ s) 5.0 5% φ = 0.80 (occupazioni correlate inclusa la terrazza di copertura) $\psi_2 = 0.60$, $\psi_E = 0.48$

Le masse di piano per il telaio controventato sono riepilogate in Tab. 9.8. Si assume che la massa sismica totale sia distribuita in modo uguale tra i CBF-MB disposti sugli assi 1 e 4. Gli effetti torsionali dovuti alle eccentricità delle masse di piano non sono presi in considerazione in questo esempio.

Tab. 9.8: Masse sismiche per il telaio controventato

Massa piano 1 = 82.05 t	Massa piano 2 = 82.05 t	Massa piano 3 = 82.35 t

9.6.1.4 Simulazioni

Il modello strutturale elastico lineare è stato realizzato secondo le regole indicate nella Sezione 9.5.3.1. Tutti i nodi tra le travi di piano e le colonne del CBF-MB sono incernierati così come i nodi tra le colonne della struttura e le travi di piano in direzione degli assi 1, 2, 3 e 4. Tale assunzione implica che tutte le azioni laterali saranno incassate esclusivamente dai sistemi CBF-MB. I nodi tra la colonna e le aste di controvento (spostati) sono cerniere. I nodi tra travi di separazione e colonne si assumono rigidi e a completo ripristino di resistenza, pertanto essi sono modellati

come continui. Questi si possono ottenere mediante un collegamento saldato o con coprigiunto bullonato. I vantaggi di questo approccio progettuale sono stati discussi nella sezione 9.5.2.6. Le sezioni di base delle colonne sono state progettate e dettagliate come dei perni. L'analisi elastica richiede un modello con la sola diagonale tesa [1], mentre i modelli per l'analisi statica e dinamica non lineari includono entrambe le coppie di aste di controvento.

9.6.2 Progetto per le combinazioni statiche

La peculiarità della configurazione strutturale mostrata in questo caso studio è il fatto che il sistema resistente sismico proposto (CBF-MB) è disposto in modo tale da essere libero da carichi gravitazionali, ad esclusione del suo peso proprio. Siccome quest'ultimo è trascurabile, il progetto per carichi gravitazionali non viene riportato. E' evidente che la condizione di progetto sismica è predominante per il sistema CBF-MB e, pertanto, la combinazione con l'azione del vento non sarà considerata.

9.6.3 Progetto per le combinazioni sismiche

E' stata condotta un'analisi RSA multi-modale. I risultati di tale analisi sono riportati in Tab. 9.9, da cui si evince che il primo e il secondo modo di vibrare hanno attivato più del 90% della massa totale.

Tab. 9.9: Rapporto di massa partecipante e periodi

Modo N°	Periodo proprio (s)	Rapporto di massa partecipante (%)	Massa totale attivata (%)
1	0.881	83.8	97.2
2	0.309	13.4	

Secondo [1], quando $T_C \leq T \leq T_D$, l'accelerazione spettrale deve essere maggiore o uguale al limite inferiore. Poichè è il primo modo a governare la risposta del sistema, il controllo deve essere fatto mediante l'Eq. (9.38):

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \geq \beta . a_g \,, \qquad \text{Eq. (9.38)}$$

dove V_{tot} è il taglio totale alla base derivante dall'analisi con spettro di risposta, P_{tot} è il carico verticale totale, corrispondente alla massa effettiva del telaio in condizioni sismiche e $\beta = 0{,}2$ è il fattore moltiplicativo del limite inferiore dello spettro di progetto orizzontale. La verifica dimostra che non c'è necessità di incrementare il taglio alla base (Tab. 9.10) per soddisfarla.

Tab. 9.10: Verifica del limite inferiore dello spettro di progetto orizzontale

V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	V_{tot} / P_{tot}	βa_g
234.2	2417.7	0.097	0.064

9.6.4 Progetto di dettaglio

9.6.4.1 Limitazione del drift di interpiano

Assumendo che la struttura abbia elementi non strutturali duttili, la verifica da soddisfare è:

$$d_r \cdot v \leq 0.0075h = (0.0075) \cdot 4000 = 30.0\,mm, \qquad \text{Eq. (9.39)}$$

dove $v = 0.5$ è il fattore di riduzione [1], h è l'altezza di piano e d_r è il drift di interpiano di progetto. La Tab. 9.11 contiene i risultati dell'analisi per ogni piano.

Tab. 9.11: Limitazione del drift di interpiano

Piano	1	2	3
$d_{e,sommità}$ (mm)	8.2	18.0	27.6
$d_{e,base}$ (mm)	0.0	8.2	18.2
$d_r = (d_{e,sommità} - d_{e,base})\, q$ (mm)	41.0	49.0	47.0
$d_r\, v$	20.5	24.5	23.5

9.6.4.2 Effetti P-delta

La sensibilità agli effetti del secondo ordine (P-D) è stimata dal coefficiente di sensibilità del drift di interpiano θ, dato dall'Eq. (9.40), dove P_{tot} e V_{tot} sono, rispettivamente, il carico totale gravitazionale in corrispondenza e al di sopra del piano considerato in condizioni sismiche e il taglio sismico di piano al piano considerato. I valori calcolati di θ sono riportati in Tab. 9.12.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \qquad \text{Eq. (9.40)}$$

Tab. 9.12: Effetti del 2° ordine

Piano	1	2	3
$d_r = (d_{e,sommità} - d_{e,base})\, q$ (mm)	41.0	49.0	4.,0
P_{tot} / V_{tot}	2417.7 / 234.2	1612.8 / 193.1	807.9 / 129.6
θ	0.11	0.10	0.07

Il valore massimo del coefficiente di sensibilità è $0.1 < \theta = 0.11 < 0.2$, pertanto gli effetti del secondo ordine possono essere messi in conto approssimativamente, moltiplicando gli effetti carico sismico per il fattore $k_\theta = 1/(1-\theta) = 1.12$.

9.6.4.3 Progetto degli elementi dissipativi

La minima sezione trasversale delle aste modificate necessaria è definita dal controllo della resistenza plastica disponibile della sezione ridotta (RS): $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$. Gli effetti dei carichi di progetto si ottengono dalla combinazione sismica $1.0.G_{k,j} + 0.48.Q_{k,i} + E$. La Tab. 9.13 riepiloga le sezioni trasversali verificate per i controventi di ogni piano. E' inclusa anche la verifica del comportamento dissipativo globale omogeneo del sistema, ottenuto quando i valori di sovraresistenza dei controventi Ω differiscono per non più del 25% dal loro valore minimo.

Tab. 9.13: Verifica dei controventi e controllo del comportamento dissipativo omogeneo

Piano	Sezione trasversale aste di controvento	Area sezione trasversale (mm^2)	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RS,Rd}$ (kN)	$\Omega = \frac{N_{pl,RS,Rd}}{N_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} < 1.25$
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	1740	348.2	389.4	1.12	1.063
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	1450	279.9	324.5	1.16	
3	F75.4W90.4-M180.35-T12	960	180.0	214.9	1.19	

La Tab. 9.14 riporta i valori di snellezza effettiva $\lambda_{z,eff}$ delle aste di controvento modificate, ottenute dall'Eq. (9.15) e li confronta con i valori ottenuti dall'analisi di buckling del modello FE di una singola asta, realizzato con SAP2000 [18].

Tab. 9.14: Snellezza effettiva dei controventi modificati

Piano	Sezione trasversale aste di controvento	$\lambda_{z,eff}$ Eq. (5-7)	$\lambda_{z,eff}$ buckling	deviazione [%]	$1.3 \le \bar{\lambda}_{z,eff} \le 2.0$
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	136.9	128.79	6.31	1.46
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	170.2	164.54	3.45	1.81
3	F75.4W 90.4-M180.35-T12	175.2	169.38	3.46	1.87

9.6.4.4 Progetto in capacità degli elementi non dissipativi

Gli elementi non dissipativi del CBF (colonne, travi di piano e trave di separazione) sono progettati seguendo i criteri del capacity design, in accordo a quanto riportato nella Sezione 5.2.7 e alle Eq. (9.21) – Eq. (9.29). Il fattore di amplificazione complessivo per le forze interne, nei casi di carico Sismico e UNB, è $1.1\gamma_{ov}\,\Omega_{min}\,\rho$, dove $\rho = 1.15$. Il moltiplicatore di capacità totale è 1.771. E' bene ricordare che tutte le forze interne sono già state amplificate da $k_\theta = 1.12$. I fattori di utilizzazione delle colonne, travi di piano e trave di separazione sono calcolati secondo le disposizioni di [17]. Le Tab. 9.15, Tab. 9.16 e Tab. 9.17 presentano la verifica degli elementi non dissipativi.

Tab. 9.15: Verifica colonne CBF

Piano	Sezione trasversale/Materiale Colonna	$N_{col,Ed}$	$M_{col,Ed}$	Fattore di utilizzazione
1	HEA 260 / S355	-1141.1	131.6	0.991
2	HEA 260 / S355	-642.8	75.9	0.566
3	HEA 260 / S355	-264.3	63.2	0.331

Per il progetto della trave di separazione governa il criterio espresso dall' Eq. (9.19). Si noti che le sezioni trasversali devono essere verificate sulla base dei moduli di resistenza elastici.

Tab. 9.16: Verifica trave di separazione

Piano	Sezione trasversale/Materiale Trave di separazione	$N_{sb,Ed}$	$M_{sb,Ed}$	Fattore di utilizzazione	$\bar{\lambda}_{LT}$
1	HEA 260 / S275	123.8	-148.7	0.734	0.394
2	HEA 240 / S275	107.7	-86.7	0.544	0.362
3	HEA 240 / S275	54.9	-83.5	0.499	0.365

Tab. 9.17: Verifica trave di piano

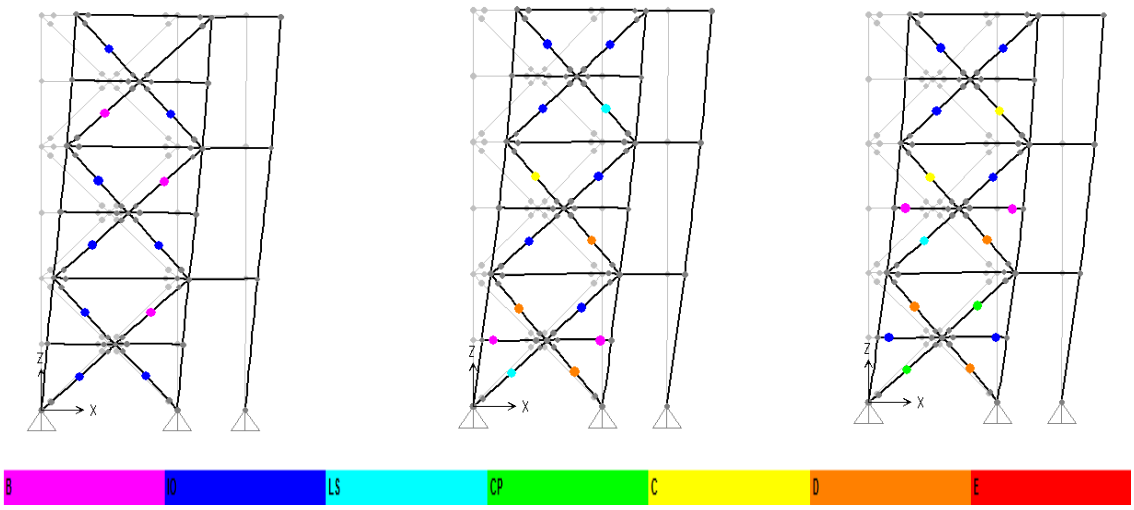
Piano	Sezione trasversale/Materiale Trave di piano	$N_{b,Ed}$	$M_{b,Ed}$	Fattore di utilizzazione
1	HEA 240 / S275	-504.0	-18.7	0.356
2	HEA 240 / S275	-360.5	-18.7	0.285
3	HEA 240 / S275	-156.6	-17.0	0.178

Si raccomanda di non valutare la dimensione dell'elemento sulla base della domanda di forza interna, ma piuttosto di mantenerla quanto più possibile costante in tutti i piani, in quanto le travi di separazione insieme alle colonne forniscono rigidezza elastica al telaio, essenziale per assicurare capacità autoricentrante al sistema dopo lo snervamento delle diagonali.

9.6.5 Analisi statica non lineare

9.6.5.1 Valutazione del comportamento non lineare dei telai

Per stimare la sequenza e le posizioni delle cerniere plastiche e il meccanismo di collasso ottenuto si effettua un'analisi statica non lineare (pushover). Si valuta, inoltre, l'influenza dei diversi tipi di nodi semi-rigidi tra trave di piano e colonna. Attraverso l'analisi push-over, si verifica anche il fattore di struttura proposto. Si crea un modello FE reticolare a nodi spostati con SAP2000 [18], come descritto nel punto 5.3. Si utilizza una distribuzione delle forze orizzontali incrementali di tipo triangolare invertita, mentre gli effetti P–Δ sono messi in conto modellando una colonna inclinata. In accordo con le regole di progetto presentate in 5.3, sono assegnate cerniere plastiche di tipo P alle aste di controvento e cerniere plastiche di tipo P-M3 alle colonne e alle travi di separazione. Le loro posizioni nel modello analitico sono illustrate in Fig. 9.20.



a) max drift 0,5% b) max drift 1,5% c) max drift 2,0%

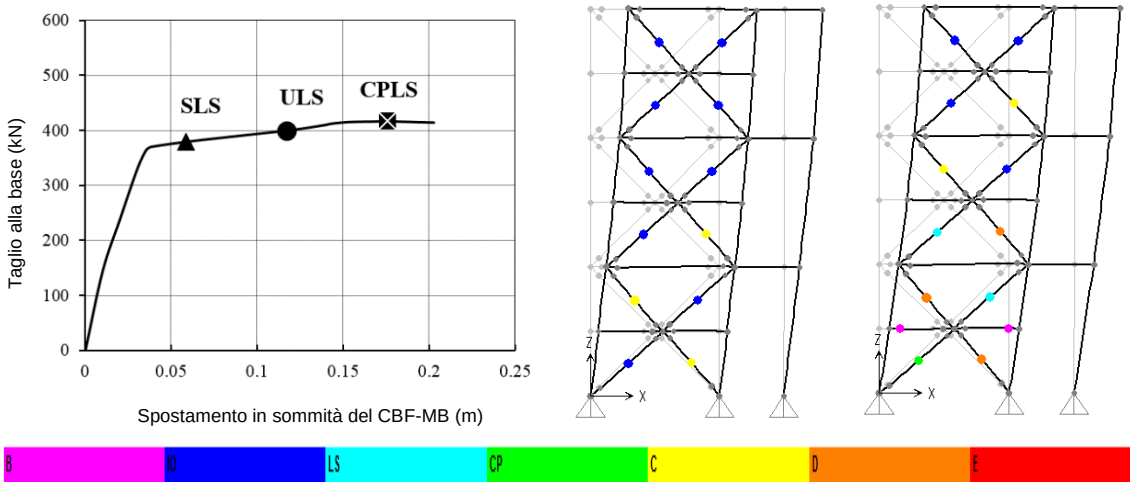
Fig. 9.24: Configurazione deformata e formazione di cerniere plastiche per i livelli di prestazione strutturale come da FEMA 356.

Le proprietà del modello a plasticità concentrata, adottato per le colonne e le travi di separazione, sono definite seguendo le prescrizioni di [10]; la legge di interazione M-N assunta è in accordo con [17]. La distribuzione risultante di cerniere plastiche e la configurazione deformata del CBF-MB sono visibili in Fig. 9.24. Le deformazioni plastiche si sviluppano all'interno delle aste di controvento modificate e, per elevati drifts di interpiano (1.5% agli ULS), lo snervamento si manifesta anche nelle travi di separazione al primo e al secondo piano.

Al fine di valutare la prestazione strutturale a vari livelli di eccitazione sismica, si assume l'introduzione di tre livelli di progettazione relativi agli stati limite SLS, ULS e CP. La curva di capacità risultante con l'indicazione degli stati limite e i meccanismi plastici corrispondenti sono illustrati in Fig. 9.25. La distribuzione di cerniere plastiche agli ULS è caratterizzata da uno snervamento considerevole e costante delle aste di controvento tese e dall'instabilità di quelle compresse, mentre il telaio di contorno rimane elastico.

Lo stato limite CP è caratterizzato dallo snervamento della trave di separazione e dalla concentrazione degli allungamenti anelastici nel controvento del primo piano. Le capacità di deformazione delle aste di controvento non è completamente sfruttata e tutte le colonne rimangono elastiche. Si ottiene il meccanismo plastico, a cui già si è accennato, a plasticità distribuita lungo l'intera altezza del telaio.

Le prescrizioni dei due approcci progettuali basati sullo spostamento obiettivo dell' EN 1998-1 [1], [24] e sui limiti del rapporto del drift di piano della FEMA 356 sono stati confrontati e riportati in Tab. 9.18 per ognuno dei tre stati limite. I risultati sono generalmente simili, con differenze più evidenti per gli ULS, come si può vedere anche dalle distribuzioni di cerniere mostrate in Fig. 9.24 b) e Fig. 9.25 b).



a) Curva di capacità b) Cerniere plastiche agli ULS c) Cerniere plastiche agli CPLS

Fig. 9.25: SNA in accordo a EN 1998-1

Tab. 9.18: Confronto tra EN 1998-1 e FEMA 356

Stati limite	Spostamento in copertura, [m]	
	Metodo EN 1998-1, N2	Rapporto del drift di piano FEMA 356
SLE	0.0578	0.0513
SLV	0.116	0.150
SLC	0.174	0.181

9.6.5.2 Valutazione del fattore di struttura q

Il fattore di struttura è stato definito dall'Eq. (9.41) come prodotto della duttilità q_μ e della sovraresistenza Ω [25].

$$q = q_\mu \Omega \qquad \text{Eq. (9.41)}$$

La curva di capacità tipica e i parametri utilizzati per la valutazione del fattore di struttura sono illustrati in Fig. 9.26.

La duttilità q_μ è determinata come il rapporto tra lo spostamento limite agli ULS e lo spostamento allo snervamento δ_{el} del sistema bilineare equivalente:

$$q_\mu = \delta_{ULS} / \delta_{el} \qquad \text{Eq. (9.42)}$$

La sovraresistenza (Eq. (9.43)) è definita come il rapporto tra la forza di snervamento V_y della relazione bilineare "taglio alla base-spostamento in copertura" e la forza di progetto V_d, calcolata con l'accelerazione spettrale del sistema e la massa associata al primo modo, come definito dall'Eq. (9.44).

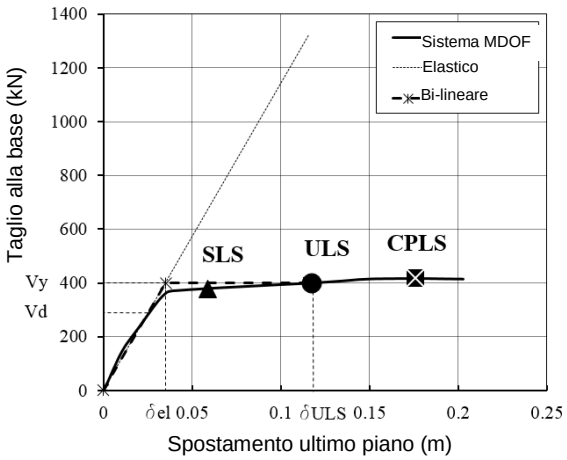


Fig. 9.26: Valutazione del fattore di struttura dalla curva di capacità

Tab. 9.19: Fattori di struttura calcolati

q_μ	3.30
Ω	1.67
q	5.51

$$\Omega = V_y / V_d \qquad \text{Eq. (9.43)}$$

$$V_d = n\, M\, S_d(T_1), \qquad \text{Eq. (9.44)}$$

essendo n il rapporto di massa partecipante del modo fondamentale, M la massa totale e $S_d(T_1)$ l'accelerazione spettrale di progetto per il periodo fondamentale di vibrazione T_1. La duttilità, la sovraresistenza e i fattori di comportamento calcolati per il CBF-MB proposto si possono leggere in Tab. 9.19. Il fattore q calcolato eccede il valore che era stato proposto per questo sistema, pari a 5.0.

9.6.6 Analisi dinamica non lineare

Per valutare se il progetto elastico del CBF-MB con il fattore di struttura proposto è in grado di raggiungere gli obiettivi prestazionali sismici, sono state condotte dieci NDA con accelerogrammi reali. Il modello reticolare FE a nodi spostati, realizzato con SAP2000, utilizzato per l'SNA è stato leggermente modificato. Il comportamento isteretico non lineare delle aste di controvento modificate è simulato nel modello mediante elementi link pivot plastici multi-lineari. Le proprietà dei link pivot utilizzati sono presentate brevemente in Tab. 9.22 e Tab. 9.23. Le condizioni di carico iniziali sono le stesse dell'SNA, considerando i carichi gravitazionali in combinazione sismica.

Tab. 9.20: Definizione forza-deformazione multilineare

Piano 1		Piano 2		Piano 3	
Deformazione	Forza	Deformazione	Forza	Deformazione	Forza
[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]
-0.0354	-26	-0.0354	-15.4	-0.0354	-9.48
-0.00633	-38	-0.0045	-22.56	-0.00425	-14.22
-0.00237	-64	-0.0017	-37.60	-0.00159	-23.70
-0.00079	-128	-0.0006	-75.20	-0.00053	-47.40
0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0

0.00253	409	0.0025	340.70	0.00253	225.6
0.00758	348	0.0076	289.60	0.00758	191.76
0.0354	348	0.0354	289.60	0.0354	191.76

Tab. 9.21: Descrizione punti pivot

Parametri dei punti pivot	α_1	α_2	β_1	β_2	η
Valore	100	0.1	0.02	0.4	0

9.6.6.1 Registrazioni degli accelerogrammi

Sono state condotte analisi dinamiche non lineari (time history con integrazione diretta). Il telaio controventato esaminato è stato sottoposto ad una famiglia di registrazioni del moto del terreno (*ground motion*), estrapolate da una serie di registrazioni a distanza aventi PGA non maggiore di 0.32g. Tale serie è stata considerata adatta alla valutazione del collasso del telaio in esame. Essa include dieci registrazioni reali dei più forti accelerogrammi orizzontali, estratti dal database PEER NGA e si riferisce a siti a distanza maggiore o uguale a 10 km dalla faglia, tutti aventi magnitudo più alta o pari a 6.5. Gli ultimi 3 segnali sono stati normalizzati come da raccomandazioni di [28], mentre i primi 7 segnali sono stati presi così come registrati. La correzione delle registrazioni degli accelerogrammi selezionati è stata ottenuta attraverso il software SeismoMatch [29], in grado di processare le registrazioni degli accelerogrammi in modo da assicurare la spettrocompatibilità con lo spettro di risposta obiettivo (TRS). La spettro-compatibilità delle registrazioni è basata sulle regole di [1] per accelerogrammi registrati. Il processo di correzione è stato condotto per tutti i dieci segnali. Le registrazioni n° 2, 3 e 5 sono state inizialmente scalate con fattori di scala pari a 1.3, 1.5 e 1.5 rispettivamente, mentre le altre sono state elaborate senza essere scalate. Il criterio di [1], che stabilisce che nell'intervallo di periodi tra $0.2T_1$ e $2T_1$ nessun valore dello spettro medio dovrebbe essere minore del 90% del corrispondente valore dello spettro di risposta elastico, è stato soddisfatto – Fig. 9.28. La lista delle registrazioni degli accelerogrammi selezionati e le loro caratteristiche di base sono mostrate in Tab. 9.24.

Tab. 9.22: Lista delle registrazioni degli accelerogrammi selezionati

Terremoto				Stazione sismica	Accelerogrammi registrati		Accelerogrammi spettrocompatibili	
ID №	M	Anno	Nome	Nome	PGA max (g)	PGV max (cm/s)	PGA max (g)	PGV max (cm/s)
1	7.1	1999	Hector Mine, USA	Hector (90)	0.34	42	0.52	32
2	6.9	1995	Kobe, Giappone	Kakogawa (CUE90)	0.34	23	0.33	31
3	7.5	1999	Kocaeli, Turchia	Duzce (270)	0.35	11	0.67	31

4	6.9	1989	Loma Prieta, USA	090 CDMG	0.39	45	0.34	45
5	6.5	1987	Superst. Hills, USA	Poe Road (temp)	0.35	10	0.52	40
6	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU 045	0.36	22	0.52	49
7	6.5	1976	Friuli, Italia	Tolmezzo (000)	0.35	22	0.52	69
8	7.3	1992	Landers, USA	Coolwater	0.33	30	0.34	32
9	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	0.51	54	0.44	40
10	6.6	1971	San Fernando, USA	LA-Hollywood Stor	0.21	19	0.49	38

Come TRS è stato utilizzato lo Spettro di Riposta (RS) di tipo 1 dell'Eurocodice, basato su PGA di 0.32g e categoria di terreno B. La Fig. 9.27 illustra gli RS degli accelerogrammi registrati e il TRS. Gli RS medi degli accelerogrammi spettro-compatibili, il TRS e il 90% del TRS sono mostrati in Fig. 9.28. La risposta spettrale media, calcolata con tutte le 10 registrazioni nel range di periodi tra 0.18 s e 2.0 s, differisce per meno del 2% dai corrispondenti valori del TRS. La massima deviazione è 5.1%. L'elaborazione delle registrazioni effettuata si attiene completamente alle prescrizioni dell'EN 1998-1 e si considera adatta per valutare le prestazioni e verificare la metodologia di progetto del sistema CBF-MB.

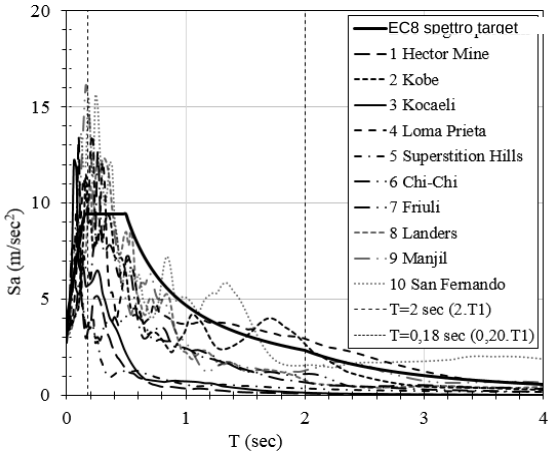


Fig. 9.27: Spettri di risposta degli accelerogrammi registrati e RS Target

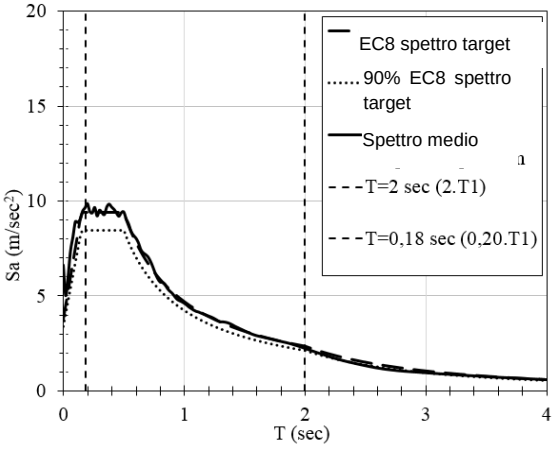


Fig. 9.28: Spettro di Risposta Target, 90% Target RS and RS Medio corrispondente

9.6.6.2 Drifts globali residui

La valutazione iniziale della risposta dinamica del CBF-MB soggetto ad eccitazioni sismiche viene fatta attraverso l'andamento temporale degli spostamenti in copertura, per ognuno dei dieci segnali spettro-compatibili. La Fig. 9.29 mostra gli andamenti temporali dello spostamento in copertura per le registrazioni dei terremoti di Kobe e Loma Prieta. La Tab. 9.25 riepiloga i rapporti dei drift globali residui per ciascuna registrazione sismica, calcolati dividendo gli spostamenti residui della copertura per l'altezza del CBF-MB (12 m). Si noti che il rapporto dei drift globali

residui non supera lo 0.16%, che è tre volte più basso del valore limite di 0.5% della FEMA-356 [10] per telai di acciaio controventati corrispondenti alla Immediata Occupabilità. Questo è indice di una capacità autoricentrante della struttura esaminata molto buona ed è essenziale per la valutazione dello stato di prestazione dopo un evento sismico importante. Questo effetto è attribuito alla rigidezza orizzontale del CBF-MB con le travi di separazione incastrate alle colonne.

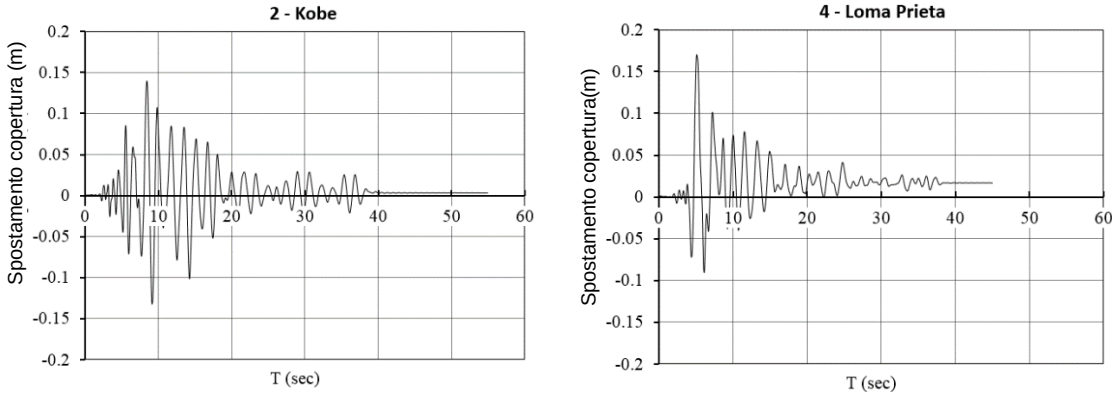


Fig. 9.29: Andamenti temporali dello spostamento in copertura

Tab. 9.23: Rapporti del drift globale residuo (%)

Registrazione sismica	MB-CBF	Registrazione sismica	MB-CBF
1.Hector Mine	0.08%	6.Chi-Chi	0.00%
2.Kobe	0.02%	7.Friuli	0.05%
3.Kocaeli	0.02%	8. Landers	0.02%
4.Loma Prieta	0.14%	9. Manjil	0.02%
5.Superstition Hills	0.09%	10. San Fernando	0.16%
Media	0.06%	Deviazione Standard	0.056%

9.6.6.3 Drifts di interpiano

La performance del CBF-MB può essere anche esaminata attraverso i drifts di interpiano. In Fig. 9.30, sono dati indicativamente i rapporti di drift di interpiano residuo e massimo, per le registrazioni di Kobe e Loma Prieta.

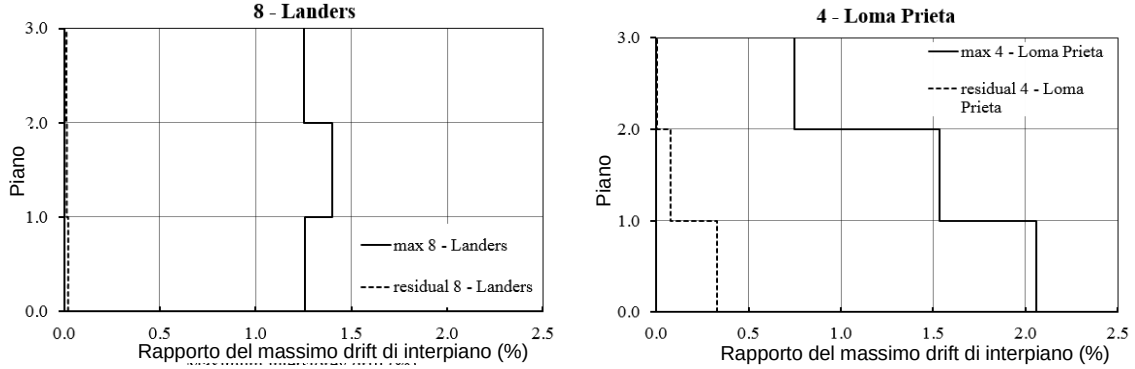


Fig. 9.30: Drifts di interpiano massimi e residui per i terremoti di Kobe e Loma Prieta

Si vede che i valori del drift di interpiano residuo sono vicini a zero, analogamente ai drifts residui della copertura. Le storie critiche con i drifts di interpiano massimi sono la 1° o la 3° in funzione delle caratteristiche delle registrazioni sismiche. I massimi drifts di interpiano per ognuna delle dieci registrazioni sismiche sono riportati in Tab. 9.26.

Tab. 9.24: Rapporti del massimo drift di interpiano (%)

Registrazione sismica	MB-CBF	Registrazione sismica	MB-CBF
1.Hector Mine	1.78%	6.Chi-Chi	1.26%
2.Kobe	1.47%	7.Friuli	1.90%
3.Kocaeli	1.68%	8. Landers	1.40%
4.Loma Prieta	2.06%	9. Manjil	1.02%
5.Superstition Hills	1.76%	10. San Fernando	2.23%
Media	1.66%	Deviazione Standard	0.371%

I valori massimi dei drifts di interpiano sono compresi tra i due valori limiti della FEMA-356 agli ULS (1.5%) e agli CPLS (2.0%), ad eccezione dei valori per le registrazioni sismiche di Loma Prieta (2.06%) e San Fernando (2.23%). Poichè i valori limite ottenuti sperimentalmente per il sistema CBF-MB sono più alti (1.89% per ULS e 3.00% per CPLS (sezione 4.4)), si conclude che comunque tali valori non sono significativi per il collasso.

9.6.6.4 Fatica oligociclica

Per valutare la vita a fatica oligociclica del sistema, si utilizza l'Eq. (9.6). Essa dà una relazione conservativa dell'ampiezza di deformazione assiale δ_d corrispondente al numero di cicli a rottura *N*. La storia temporale degli allungamenti e accorciamenti assiali dell'asta di controvento è presa come output del modello SAP2000 non lineare a nodi spostati con link pivot plastici multilineari. Il numero di cicli è stato contato con il metodo del flusso di pioggia, trascurando tutti i cicli con ampiezze minori di 5 mm, in quanto la formula proposta è molto conservativa per tali ampiezze – (Fig. 9.16). Basandosi sull'Eq. (9.6) e la regola di Miner, è stato calcolato l'indice di danneggiamento, riportato in Tab. 9.25. In tutti i casi, l'indice di danneggiamento è ben al di sotto dell'unità, il che dimostra un comportamento a fatica oligociclica del sistema proposto molto buono.

Tab. 9.25: Indice di danneggiamento

Registrazione sismica	Danneggiamento (D < 1,0)	Registrazione sismica	Danneggiamento (D < 1,0)
1. Hector Mine	0.070	6.Chi-Chi	0.144
2. Kobe	0.257	7.Friuli	0.076
3. Kocaeli	0.063	8. Landers	0.140
4. Loma Prieta	0.178	9. Manjil	0.155
5. Superstition Hills	0.048	10. San Fernando	0.127

9.6.6.5 Analisi Dinamica Incrementale (IDA)

Un ulteriore metodo per valutare la risposta non lineare del sistema CBF-MB è l'Analisi Incrementale Dinamica (IDA). La procedura di analisi è presentata da Vamvatsikos e Cornell [26], [27] e FEMA-P695 [28]. Essa si basa sulla relazione tra la Misura di Intensità (IM) più rappresentativa dell'accelerogramma e la Misura del Danno (DM). Per il sistema esaminato l'IM è rappresentato dall'accelerazione spettrale del segnale spettro-compatibile, corrispondente al primo modo naturale di vibrare della struttura, assumendo uno smorzamento viscoso del 5%, $S_a(T_1,5\%)$, mentre il DM è definito attraverso il drift di interpiano massimo θ_{max}. Al fine di tracciare le curve IDA, gli accelerogrammi della Sezione 6.6.1 sono stati scalati con fattori 0.50; 0.75; 1.00; 1.25; 1.50 e valori più alti, fino a che non è stata raggiunta la non-convergenza numerica.

Le curve IDA per tutte le dieci registrazioni esaminate sono illustrate in Fig. 9.31. Le curve risultanti sono caratterizzate da una parte elastica a pendenza costante fino allo snervamento, che avviene a $S_a(T_1,5\%) \approx 0.25g$ e $\theta_{max} \approx 0.6\%$, seguita da una zona a pendenza variabile associata allo sviluppo delle deformazioni anelastiche, e da una porzione terminale orizzontale al passo convergente numericamente più alto, quando interviene l'instabilità dinamica globale e qualsiasi incremento dell'IM comporterebbe una risposta in termini di DM praticamente infinita.

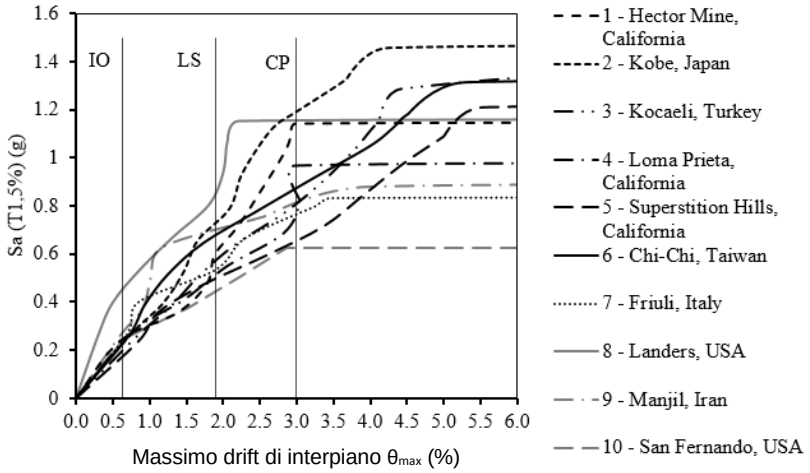


Fig. 9.31: Curve IDA per ogni registrazione sismica usata e capacità agli stati limite ottenuta sperimentalmente (IO, LS, CP)

Per valutare le prestazioni del sistema, sono stati definiti i tre stati limite per le curve IDA, Occupazione Immediata (IO), Salvaguardia della Vita (LS) e Prevenzione dal Collasso (CP). Essi sono basati sui massimi drifts sperimentali (SLS, ULS, CPLS).

I corrispondenti valori di IM e DM per ogni registrazione sismica sono dati in Tab. 9.26.

Tab. 9.26: Valori di IM e DM per tutte le dieci registrazioni e per ogni stato limite (IO, LS, CP)

	$S_a(T_1, 5\%)$ (g)			θ_{max} (%)		
Registrazione sismica	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1. Hector Mine, California	0.242	0.597	1.141	0.625	1.89	3.00
2. Kobe, Japan	0.223	0.729	1.193			
3. Kocaeli, Turkey	0.195	0.566	0.812			
4. Loma Prieta, California	0.224	0.509	0.797			
5. Superstition Hills, California	0.174	0.495	0.657			
6. Chi-Chi, Taiwan	0.226	0.674	0.874			
7. Friuli, Italy	0.240	0.535	0.765			
8. Landers, USA	0.444	0.860	1.152			
9. Manjil, Iran	0.269	0.695	0.794			
10. San Fernando, USA	0.237	0.442	0.627			
16 % percentile	0.207	0.501	0.705	0.625	1.89	3.00
50% percentile	0.232	0.582	0.804			
84% percentile	0.257	0.714	1.147			
Media aritmetica	0.248	0.610	0.881			

Le curve IDA sono sintetizzate dalle loro percentili 16%, 50% e 84%. La Fig. 9.32 mostra la curva mediana rappresentativa (50%). La figura include anche i punti agli IO, LS e CP, definiti dai drifts di interpiano ottenuti sperimentalmente, θ_{max}, e i valori medi aritmetici di $S_a(T_1,5\%)$, ottenuti dalla Tab. 9.26, ordinati in ordine crescente ($S_a(T_1,5\%)$=0.25g, 0.61g, 0.88g). Si osserva che questi tre punti sono molto vicini alla curva mediana, a verifica della definizione di questi stati limite.

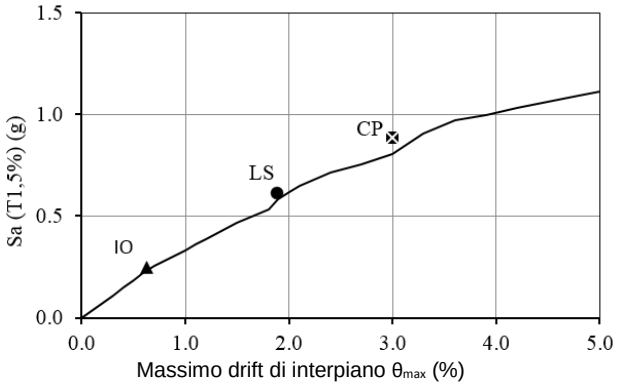


Fig. 9.32: Curva mediana (percentile 50%) e punti per gli stati limite (IO, LS, CP)

9.6.7 Confronto tra i metodi di analisi

Per verificare le regole proposte per il progetto del CBF-MB, si riporta un confronto tra i risultati delle varie tipologie di analisi eseguite. Si può considerare che il drift di interpiano rappresenta una stima del livello di danneggiamento della struttura per i tre stati limiti definiti (SLS, ULS e CPLS). La Fig. 9.33 mostra il massimo drift di interpiano risultante dall'analisi elastica multi-modale (RSA), dall'analisi statica non lineare (SNA) e dall'analisi dinamica incrementale (IDA). I valori ottenuti dall'IDA sono rappresentati dall'area racchiusa dalle curve associate alle percentili 16% e 84%.

Si può notare che entrambe le curve SNA e RSA sono comprese all'interno dell'intervallo definito dalle curve IDA, in particolare nella regione centrale, il che può essere considerato indicativo di un buon accordo tra i risultati derivanti dai tre tipi di analisi. La deviazione maggiore tra SNA (Pushover) e gli altri due metodi si osserva a livello del terzo piano, a causa dell'influenza dei modi di vibrazione superiori. Nella SNA, infatti, è stata utilizzata solo la distribuzione di carichi incrementali associata al primo modo. Nessun valore del drift di interpiano supera il valore limite di 1.89% agli ULS, ottenuto sperimentalmente.

In conclusione, si può affermare che le regole di progetto proposte sono adeguate.

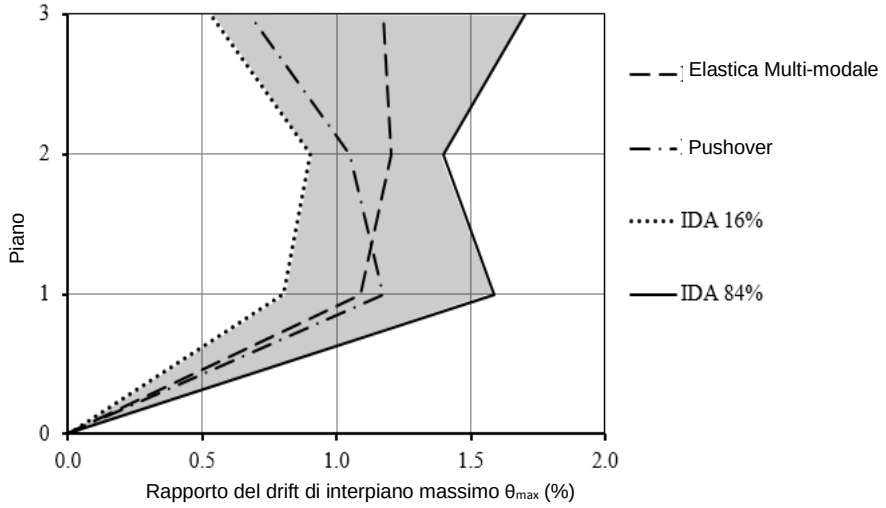


Fig. 9.33: Confronto tra i rapporti di drift di interpiano ottenuti da RSA, SNA (Pushover) e IDA per gli ULS.

9.7 CONCLUSIONI

Lo studio presentato introduce un sistema resistente alle forze laterali a telaio controventato concentricamente, caratterizzato dalla modifica innovativa delle aste di controvento, denominato CBF-MB. La presente brochure illustra la sua ben riuscita applicazione alle strutture in acciaio in zona sismica. Lo studio ha mostrato alcune delle caratteristiche specifiche del sistema, connesse con un miglioramento del suo comportamento sismico. Le conclusioni principali sono riepilogate di seguito:

- Il sistema proposto è simile ai tradizionali telai controventati concentricamente con diagonali incrociate. Questo consente di sfruttare i loro stessi vantaggi e di sopperire alle loro debolezze senza una complicazione eccessiva del progetto, della produzione e della messa in opera.
- Le aste di controvento modificate, progettate con sezioni trasversali composte saldate a forma di H, consentono al progettista di variare le proprietà della sezione e, di conseguenza, di mettere a punto il progetto dell'MB a seconda delle esigenze specifiche della struttura. In tal modo, lo snervamento omogeneo delle diagonali tese in tutti i piani si ottiene più facilmente.
- I controventi modificati mostrano una più elevata resistenza a fatica oligociclica e si evita la rottura prematura delle diagonali; ciò conduce ad un miglioramento complessivo del comportamento isteretico del sistema.
- Le deformazioni anelastiche sono strettamente limitate alle aste di controvento modificate e alle travi di separazione, così da evitare la diffusione del danneggiamento al resto degli elementi strutturali. Se le aste di controvento e le travi di separazione si danneggiano in seguito ad un forte evento sismico, esse possono essere rimosse e sostituite in quanto non fanno parte del sistema resistente ai carichi gravitazionali.
- Il sistema è in grado di garantire un controllo efficace sia dei drifts che degli spostamenti residui. Esso mostra caratteristiche autoricentranti, consentendo l'utilizzo immediato della struttura dopo il terremoto.

9.8 CAMPO DI APPLICAZIONE

I sistemi CBF-MB sono rappresentativi della famiglia dei telai controventati. La loro configurazione non differisce molto da quella del classico telaio controventato a diagonali incrociate. In tal senso, essi possono essere utilizzati efficacemente in edifici ad uso uffici, ad uso commerciale e nelle costruzioni industriali per scaffalature a telaio o impianti ingegneristici.

9.9 PUBBLICAZIONI

1. Georgiev Tzv., "Study on seismic behaviour of "X" CBFs with reduced diagonal sections", PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.
2. Tzvetan Georgiev, „Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS", 8th Conferenza Ellenica Nazionale sulle Strutture in Acciaio (Hellenic National Conference on Steel Structures), Tripoli, Grecia, 2-4 Ottobre 2014, pagina 75.

9.10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. Eurocodice 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; EN 1998-1:2004.
2. Georgiev Tzv., "Study on seismic behaviour of "X" CBFs with reduced diagonal sections", PhD Thesis (in Bulgaro), UACEG, Sofia 2013.

3. Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels; EN 10025-2:2001
4. Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures; EN 1090-2:2008
5. ECCS, “Study of Design of Steel Buildings in Earthquake Zones”, Technical Committee 1 – Structural Safety and Loadings; Technical Working Group 1.3 – Seismic Design. 1986.
6. Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at room temperature; ISO 6892-1:2009
7. Seismosoft [2014] "SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from http://www.seismosoft.com.
8. ANSYS Release 14.0 Documentation, Theory reference for ANSYS and ANSYS workbench 14.
9. J. Chaboche, "A review of some plasticity and viscoplasticity constitutive theories," International Journal of Plasticity, vol. 24, no. 10, pp. 1642-1693, 2008.
10. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
11. K. Tateishi, T. Hanji and K. Minami, "A prediction model for extremely low cycle fatigue strength of structural steel" ,International Journal of Fatigue, no. 29, pp. 887-896, 2007.
12. W. C. Chen and F. V. Lawrence, "A model for joining fatigue crack initiation and propagation analyses," Univercity of Illinois, 1979.
13. J. Burk and F. V. Lawrence, "The effect of residual stresses on weld fatigue life," University of Illinois, 1978.
14. Dimo Zhelev, Ductile Behavior of Beam-to-Column Joint with End Plate Connection, PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG Sofia, 2016.
15. Giulio Ballio, Carlo Castiglioni, “A Unified Aproach for the Design of Steel Structures under Low and/or High Cycle Fatigue”, Journal of Constructional Steel Research, Volume 34, Issue 1, pp. 75–101, 1995.
16. Luis Calado, João Azevedo, “A model for predicting the failure of structural steel elements”, Journal of Constructional Steel Research, Volume 14, Issue 1, pp. 41–64, 1989.
17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
18. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
19. M. D’Aniello, G. La Manna Ambrosino, F. Portioli and R. Landolfo, “Modelling aspects of the seismic response of steel concentric braced frames”, Steel and Composite Structures, Vol. 15, No. 5, pp. 539-566, 2013.
20. R. K. Dowell, F. Seible and E. L. Wilson, "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members," ACI Structural Journal, pp. 607-617, 1998.
21. Georgia Dougka, Danai Dimakogiannia and Ioannis Vayas, “Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1)”, Earthquakes and Structures, Vol. 6, No. 5 (2014) pp. 561-580.
22. Georgia Dougka, Danai Dimakogianni, Ioannis Vayas, “Innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1) — Experimental analysis”, Journal of Constructional Steel Research Vol. 96, May 2014, pp 69–80.
23. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.

24. Fajfar P., Gaspersic P., “The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 31-46, 1996.
25. Dubina D., “Experimental Evaluation of q Factors”, Proc. of 7Th Greek National Conference of Steel Structures, volume I, Invited papers, Volus, 2011.
26. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
27. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
28. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
29. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
30. Georgiev Tzv., „Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS”, 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4, page 75, 2014.

10 DISPOSITIVO AUTORICENTRANTE IN ACCIAIO

10.1 INTRODUZIONE

Le attuali tecniche di progettazione per costruzioni in zona sismica adottano un approccio di progettazione in capacità (*capacity design*), che individua specifici elementi "dissipativi" in cui si prevede lo sviluppo di cerniere plastiche per dissipare l'energia immagazzinata nella struttura durante l'evento sismico. In tal modo si mira ad ottenere un meccanismo di collasso globale e duttile, perseguibile attraverso il sovradimensionamento degli elementi da proteggere, mediante l'adozione di fattori di sovraresistenza relativi sia ai materiali (γ_{ov}) che alle azioni di progetto (Ω).
Secondo l'approccio di progettazione in capacità, le strutture possono mostrare *spostamenti residui* significativi dopo l'evento sismico, con la conseguente perdita parziale (o totale) dell'operatività della costruzione e della sicurezza degli occupanti. Tali conseguenze, spesso, implicano un impegno economico rilevante, necessario a ripristinare la configurazione originale, che l'approccio non prende adeguatamente in considerazione.
Per questa ragione, negli ultimi decenni sono stati sviluppati nuovi sistemi sismo-resistenti, capaci di conseguire un alto livello di sicurezza nei confronti dell'azione sismica, minimizzando gli eventuali costi di riparazione. Infatti, i moderni approcci prevedono l'adozione di specifici *elementi di dissipazione passiva* destinati a limitare l'ingresso di energia durante l'evento sismico o a consentire la sua dissipazione, introducendo specifici dispositivi. In tale ambito, i *sistemi di protezione passiva*, che includono sia i dispositivi di *isolamento* che di *smorzamento*, si sono fortemente sviluppati durante gli ultimi decenni grazie alle loro elevate prestazioni e ai vantaggi economici ad essi connessi.

10.1.1 Sistemi di protezione passiva

Rispetto ai *sistemi attivi* e *semi-attivi*, i dispositivi passivi funzionano senza una risorsa di energia esterna o apparecchi elettronici. I loro componenti non possono essere modificati in funzione della diversa risposta della struttura all'azione sismica.
I sistemi di protezione passiva sono caratterizzati da un'elevata efficacia nei confronti degli eventi sismici e non richiedono specifici controlli una volta applicati alla struttura, a dispetto della necessità di sostituire, con il tempo, i componenti strutturali danneggiati o logorati. La loro applicazione conduce alla modifica dei parametri significativi della struttura, quali la rigidezza, lo spostamento e la capacità dissipativa, incrementando il livello di prestazione dell'intera costruzione.
La prestazione strutturale di un sistema di protezione passiva è, generalmente, ottimizzata per eventi sismici di alta intensità, mentre il loro potenziale decresce per terremoti di bassa intensità: per risolvere questo problema, di solito quando applicati alle strutture essi sono accoppiati a dispositivi di controllo attivo o semi-attivo.

In riferimento all'equazione di bilancio energetico proposta da Uang e Bertero[5] (Uang C.M., Bertero V.V. (1990)), i sistemi di protezione passiva possono essere utilizzati sia per ridurre la domanda, introducendo *dispositivi di isolamento*, che per incrementare la capacità della struttura con *sistemi dissipativi* che modificano l'energia isteretica dissipata, legata alla deformazione plastica.

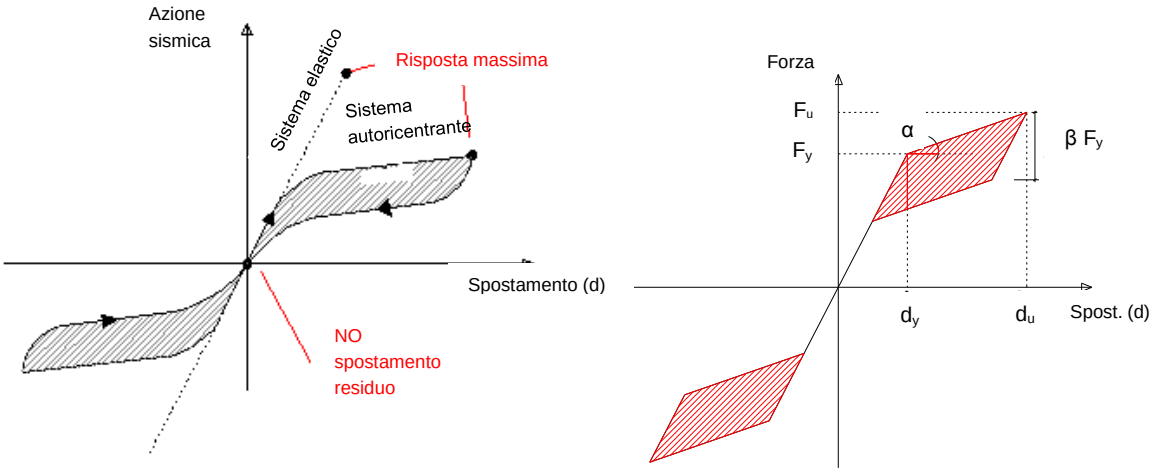
10.1.1.1 Dispositivi dissipativi di energia autoricentranti (SSCD)

In particolare, tra i sistemi di protezione passiva, i dispositivi ricentranti sono stati sempre più oggetto di studi di ricerca (Priestley et al 1999; Christopoulos et al 2002 a,b ; Christopoulos and Filiatrault 2006; Christopoulos et al 2008a; Maetal 2011; Braconi et al 2012). Questo tipo di dispositivo dissipativo è caratterizzato dalla presenza di una forza ricentrante che mitiga, e può anche eliminare, le deformazioni residue nelle strutture dopo i terremoti.

Nonostante i primi esempi di strutture autoricentranti risalgano a tempi antichi (per esempio, nei templi Greci, dove il peso agiva come forza ricentrante), e principi simili sono stati adottati negli anni '80 nel progetto sismico di un ponte ferroviario (Cormack 1988), solo negli ultimi anni si è avuto uno sviluppo sistematico e l'applicazione alle strutture civili di tali sistemi. In particolare, le strutture moderne autoricentranti fanno affidamento su opportuni dispositivi ricentranti quali materiali intelligenti (DeRoches e Smith 2004) o elementi post-tesi (Filiatrault et al 2000).

Già esistono applicazioni ben riuscite di sistemi ricentranti post-tesi a strutture in acciaio e prefabbricate (Priestley et al 1999), realizzate accoppiando elementi pre-tesi con opportuni elementi dissipativi, in modo tale da ottenere una cosiddetta risposta strutturale "flag-shaped" ("a forma di bandiera"), caratterizzata da una scarsa quantità di energia globale dissipata ma dalla capacità di recuperare (o ridurre) gli spostamenti residui alla fine di ogni ciclo isteretico (quale l'azione sismica) (Fig. 10.1 a)).

Il legame F/d ideale di un dispositivo dissipativo autoricentrante è rappresentato in Fig. 10.1 b). Oltre che dalla forza e dagli spostamenti ultimi e di snervamento, la curva è caratterizzata da due coefficienti chiamati α e β, rispettivamente definiti come coefficiente di rigidezza post-elastica e coefficiente di dissipazione di energia. Il coefficiente β influenza fortemente il comportamento e la forma del ciclo isteretico: il limite inferiore $\beta=0$ porta ad un sistema elastico bilineare senza capacità dissipativa, mentre il limite superiore $\beta=1$ rappresenta il limite della capacità ricentrante.



a) b)

Fig. 10.1: Legame Forza/Spostamento (Force/displacement) ideale per: a) un dispositivo autoricentrante; b) un sistema autoricentrante isteretico.

Sulla base di questo principio, l'idea generale per un dispositivo di dissipazione di energia autoricentrante (SCED - *Self-Centering Energy Dissipative*) fu proposta da Christopoulos et al (2008a). Il sistema è costituito da due telai scorrevoli, un certo numero di elementi post-tesi, un sistema di dissipazione di energia e due elementi di ancoraggio (Fig 10.2), disposti e connessi in modo tale che il movimento relativo degli elementi di controvento dissipi energia, e che gli elementi post-tesi applichino una forza che tenda a riportarli alle loro originarie posizioni relative.

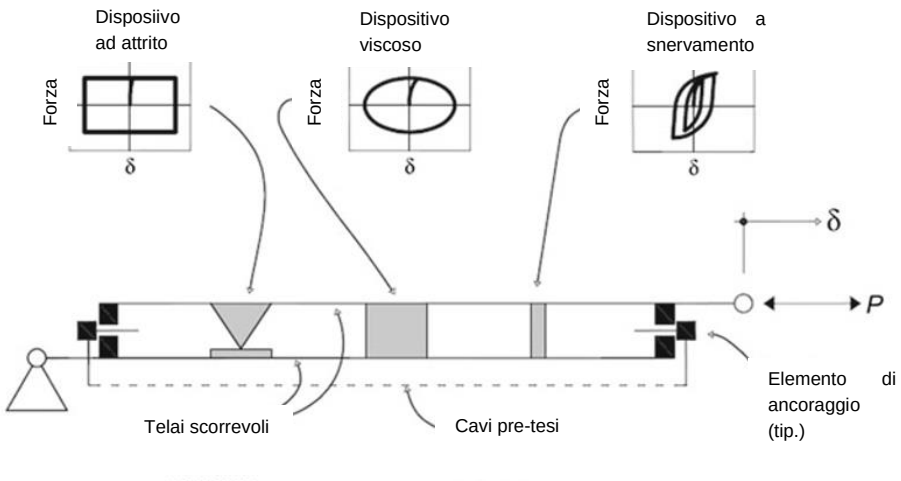


Fig. 10.2: Concetto del sistema SCED (Christopoulos et al 2008a)

Come mostrato in Fig 10.2, un sistema di dissipazione di energia di questo tipo può essere realizzato utilizzando dispositivi dissipativi ad attrito, viscosi e a snervamento o una loro opportuna combinazione. Il comportamento meccanico di un dispositivo SCED, incluse la sua capacità ricentrante o il livello di forza in corrispondenza del

quale inizia il movimento relativo tra gli elementi di controvento, dipende dalle caratteristiche geometriche e meccaniche dei singoli elementi.
Nel seguente documento, è descritto il progetto e la validazione sperimentale di un dispositivo autoricentrante in acciaio (SSCD - *Steel Self Centering Device*). L'SSCD è stato sviluppato all'interno dei progetti PRECASTEEL (PREfabriCAted STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas, Alderighi et al 2010) e STEELRETRO (STEELsolutions for seismic RETROfit and upgrade of existing constructions, Bonessio et al 2010; Caprili et al 2012), finanziati dall'European Commission Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel. Il dispositivo è basato sulla stessa idea di base formulata da Christopoulos et al (2008a), ossia sulla combinazione di un sistema di dissipazione isteretica con un sistema pre-teso in acciaio per il ricentraggio. Il sistema proposto è fatto interamente in acciaio e può essere facilmente realizzato da qualsiasi acciaieria. Il sistema dissipativo è costituito da fusi in acciaio, facilmente sostituibili dopo l'uso. Queste caratteristiche rendono il proposto SSCD molto adatto a proteggere le nuove costruzioni, così come quelle esistenti. Un brevetto per il tale dispositivo è attualmente in sospeso.

10.2 DISPOSITIVO AUTORICENTRANTE IN ACCIAIO (SSCD)

Il sistema SSCD (*Steel Self-Centering Device*) (Braconi et al.) è composto da tre gruppi di elementi, ciascuno dei quali con funzioni specifiche: *Scheletro*, *Elementi Dissipativi* ed *Elementi Pre-tesi.* Lo Scheletro trasmette e distribuisce le forze esterne agli Elementi Dissipativi e agli Elementi Pre-tesi. La Fig. 10.3 mostra gli elementi principali dello Scheletro (ossia Carter Esterno, Telaio Interno Scorrevole e Piatti Terminali), gli Elementi Dissipativi e gli Elementi Pre-tesi.
Il Telaio Interno Scorrevole è posizionato all'interno del Carter Esterno, il quale presenta elementi di guida che permettono al Telaio Interno Scorrevole di muoversi solo in direzione assiale e, allo stesso tempo, servono come "stops" per i Piatti Terminali in direzione longitudinale. I Piatti Terminali sono disposti in corrispondenza delle estremità del Telaio Interno Scorrevole.
Gli Elementi Dissipativi, situati all'interno dello scheletro, sono costituiti da elementi in acciaio sagomati ad *osso di cane* (*dog bone shaped*), collegati al Carter Interno e ai Piatti Terminali. Essi sono dotati di un sistema che impedisce l'instabilità laterale.
Gli Elementi Pre-tesi, costituiti da cavi Pre-sollecitati, sono posizionati all'interno dello scheletro e sono connessi ai Piatti Terminali ad entrambe le estremità.
Gli elementi sono posizionati e collegati gli uni agli altri al fine di assicurare un comportamento globale del dispositivo SSCD analogo sia a trazione che a compressione.

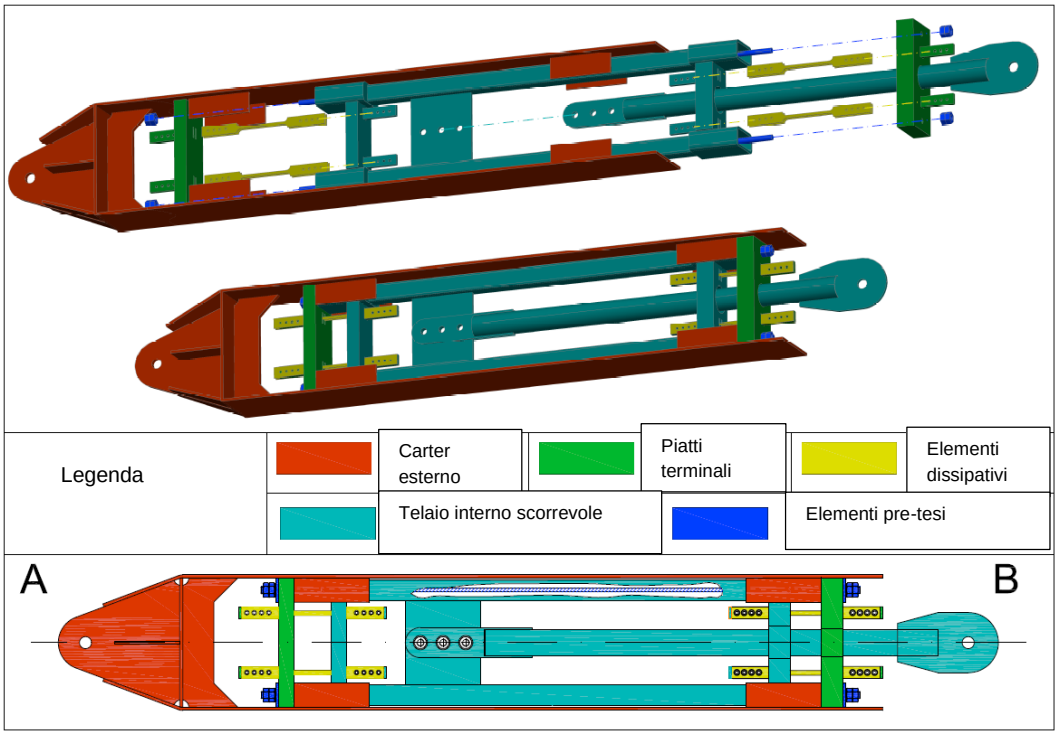


Fig. 10.3 Componenti principali del sistema proposto.

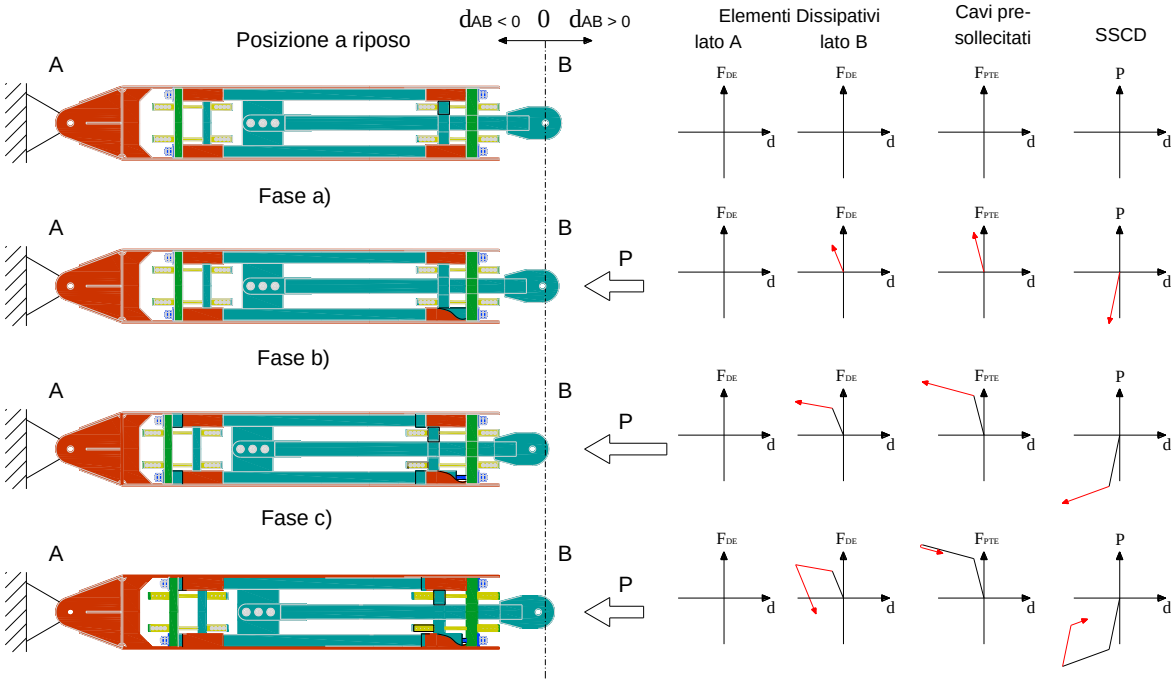


Fig. 10.4: Schema di comportamento del SSCD soggetto a forza esterna di compressione.

La Fig. 10.4 mostra il comportamento del sistema SSCD soggetto ad una forza esterna di compressione. Il suo comportamento complessivo può essere diviso in tre fasi principali:

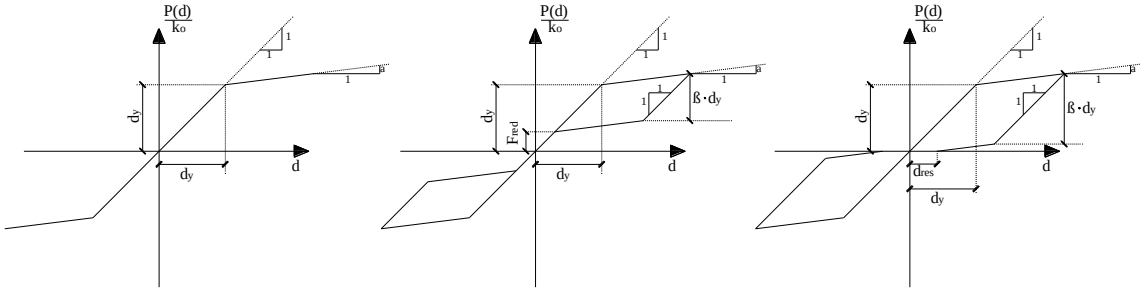
a. fase di carico con forza esterna P minore della forza di pretensione PTE;
b. fase di carico con P maggiore di PTE;
c. fase di scarico.

Nella prima fase (*fase a*), la forza esterna di compressione spinge il Telaio Interno contro il Piatto Terminale A, ma la forza di pretensione non consente scorrimenti del Piatto Terminale stesso. Pertanto, tutti i movimenti relativi tra Piatti Terminali e Telaio Interno sono impediti e gli Elementi Dissipativi non sono attivati. La forza agente sul Telaio Interno è trasmessa dal Piatto Terminale A al Piatto Terminale B e poi al Carter fino al punto A, mediante gli Elementi di Pretensione. In questa fase il comportamento globale dell'SSCD è *elastico lineare*.

Quando il valore della forza esterna supera quello della forza di pretensione (*fase b*), il Piatto Terminale A perde il contatto con gli Stops sul Carter Esterno e, spinto dal Telaio Interno in direzione della forza, comincia a scorrere. Pertanto, il Telaio Interno e il Piatto Terminale B si muovono relativamente l'uno all'altro e gli Elementi Dissipativi corrispondenti vengono attivati, sperimentando una deformazione a trazione proporzionale al valore della forza esterna. In questa fase, la forza esterna è bilanciata dalla forza elastica nei Cavi Pre-Sollecitati e dalla forza agente negli Elementi Dissipativi. Il passaggio dalla fase (a) alla fase (b) è caratterizzato da un improvviso decremento della rigidezza, dovuto alla decompressione del Carter e allo snervamento degli Elementi Dissipativi.

Quando l'azione esterna decresce (*fase c*), la forza trasmessa dai Cavi Pre-Sollecitati tende a riportare il Piatto Terminale A alla sua posizione originaria, deformando a compressione gli Elementi Dissipativi, ai quali è impedita qualsiasi deformazione per instabilità grazie al sistema di trattenuta laterale. Questa fase è caratterizzata da un'improvvisa variazione della rigidezza, dovuta allo snervamento degli Elementi Dissipativi a compressione. Quando la forza esterna è pari a zero, se il livello di pre-tensione iniziale è sufficientemente elevato da indurre i fusi dissipativi a snervarsi a compressione, il Piatto Terminale A è riportato a contatto con il Telaio Interno e gli stops sul Carter.

Pertanto, il comportamento ciclico dell'SSCD è caratterizzato da una curva isteretica *flag-shaped* con uno spostamento residuo nullo.



a) b) c)

Fig. 10.5: Curva isteretica flag-shaped idealizzata normalizzata dalla rigidezza iniziale k_0 : (a) β=0; (b) 0<β<1; (c) β>1.

Principalmente in funzione del rapporto tra la forza iniziale di pretensione e il limite di snervamento degli Elementi Dissipativi, la curva isteretica dell'SSCD può presentare forme diverse, ciascuna caratterizzata da differenti valori di energia dissipata, spostamento residuo e forze ricentranti residue, come mostrato in Fig. 10.5. La forma della curva isteretica è determinata da due parametri, α e β, dove α è il rapporto tra l'incrudimento e la rigidezza iniziale, mentre β rappresenta la dissipazione di energia e la capacità ricentrante del sistema (Christopoulos e Filiatrault 2006), il quale può essere assunto pari al rapporto tra il limite di snervamento degli Elementi Dissipativi e la forza iniziale di pretensione. Una curva isteretica con β = 0 si può ottenere utilizzando l'SSCD senza alcun Elemento Dissipativo, nel qual caso il dispositivo mostra un comportamento elastico non lineare con un'elevata capacità ricentrante, ma nessuna dissipazione di energia. Dall'altro lato, valori di β >1 conducono ad avere spostamenti residui (quando la forza esterna si annulla) e un ciclo isteretico relativamente "ampio": in questo caso la forza di pretensione iniziale non è abbastanza alta da portare gli Elementi Dissipativi a snervarsi del tutto a compressione e il Piatto Terminale non viene riportato a contatto con il Telaio Interno e lo stop del Carter. In questo caso il ramo discendente della curva flag-shaped interseca l'asse degli spostamenti in corrispondenza del valore dello spostamento residuo.

Valori di β compresi tra 0 e 1 assicurano un'adeguata capacità ricentrante del dispositivo e una capacità dissipativa che dipende dal valore di β stesso (vicino a zero: bassa dissipazione di energia, ma elevata capacità ricentrante residua; vicino ad uno: elevata dissipazione di energia, ma bassa forza ricentrante residua). In questi casi, il ramo discendente della curva flag-shaped interseca il ramo di carico elastico e l'ordinata del punto di intersezione rappresenta la capacità ricentrante residua del dispositivo, la quale, nell'ambito del progetto o del retrofit sismico, si può assumere pari alla forza che il dispositivo è in grado di trasmettere alla struttura quando il suo spostamento residuo diventa minimo. Come mostrato in Fig. 10.6, l'SSCD mostra un comportamento simile quando l'azione esterna è una forza di

trazione, con l'unica differenza che, in questo caso, il Telaio Interno spinge contro il Piatto Terminale B e gli Elementi Dissipativi, collegati al Piatto Terminale A, si snervano a causa della tensione di trazione.

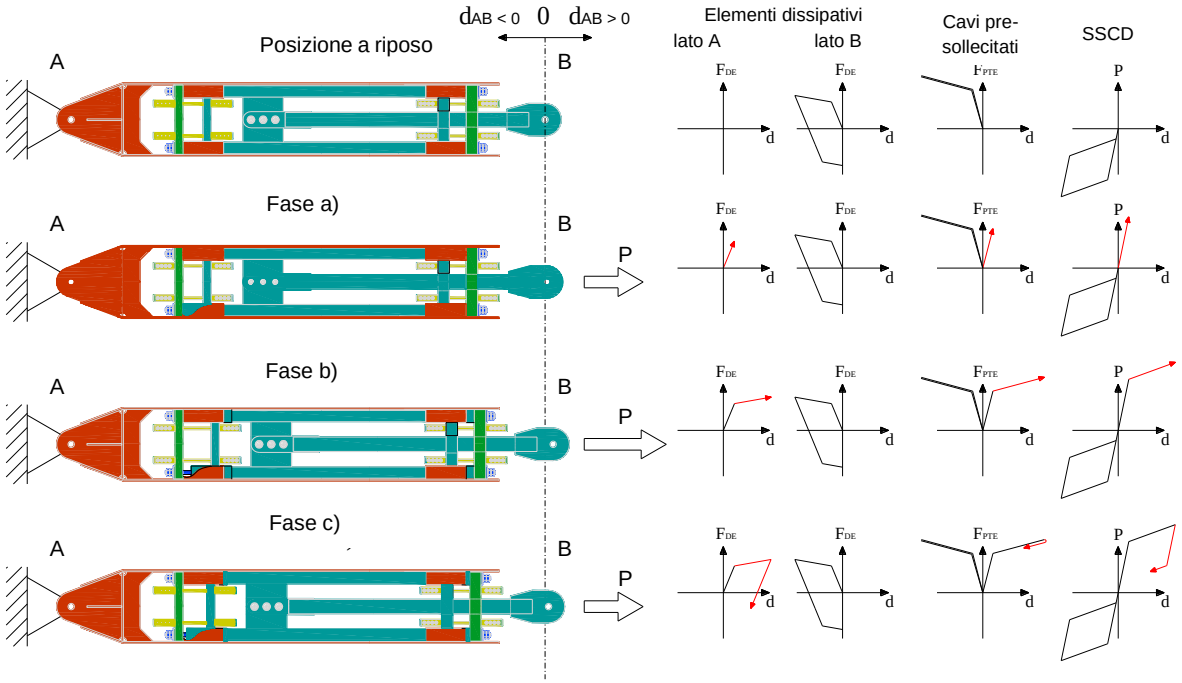


Fig. 10.6: Schema di comportamento dell'SSCD soggetto ad una forza esterna di trazione.

10.3 MODELLO MECCANICO E CONTROLLO SPERIMENTALE DELL'SSCD

10.3.1 Formulazione teorica: modello semi-analitico

Un modello analitico molto dettagliato dell'SSCD adottato è stato proposto da Banushi (Banushi G. (2010)); sono state, poi, messe a disposizione versioni semplificate per rendere più agevole l'applicazione del dispositivo a differenti strutture casi studio.

Nel comportamento meccanico dell'SSCD, gli elementi principali sono schematizzati come molle con rigidezza e relazione costitutiva specifiche. La rigidezza k_i di ogni singolo componente può essere valutata mediante la seguente equazione:

$$k_i = \frac{EA_i}{L_i} \qquad \text{Eq. (10.1)}$$

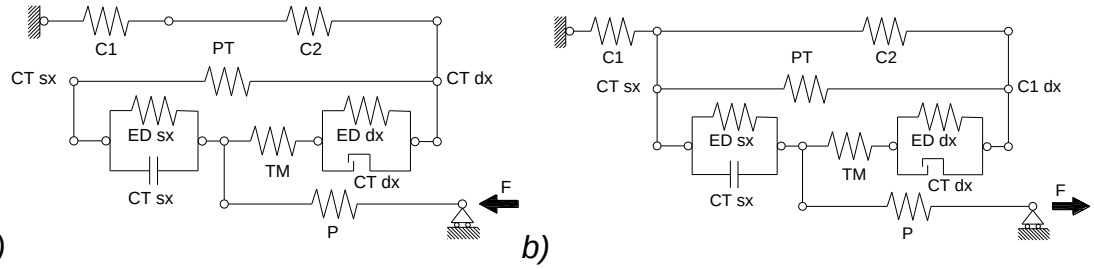
essendo E il modulo elastico del materiale, A_i l'area della sezione trasversale e L_i la lunghezza degli elementi considerati.

La Tab. 10.1 riporta l'elenco dei componenti principali del sistema SSCD con le corrispondenti relazioni costitutive assunte.

Tab. 10.1: Componenti principali dell'SSCD e relazioni costitutive.

Elemento		Legge costitutiva
Carter 1	C1	Elastica Lineare
Carter 2	C2	Elastica Lineare (no trazione)
Telaio Scorrevole	TM	Elastica Lineare
Pistone	P	Elastica Lineare
Piatto terminale (sinistro)	CT_{SX}	k=∞ (no trazione)
Piatto terminale (destro)	CT_{DX}	k=∞ (no trazione)
Cavi Pre-tesi	PT	Elastica Bilineare
Elemento dissipativo (sinistro)	DE_{SX}	Elastica perfettamente plastica
Elemento dissipativo (destro)	DE_{DX}	Elastica perfettamente plastica

Il carter può essere schematicamente diviso in due differenti sezioni, la prima (C1) costituita dalla parte principale tra le 8 flange, la seconda (C2) composta dalla rimanente parte fino all'ancoraggio con la struttura. La schematizzazione di quest'ultima è caratterizzata da $k=\infty$ e, di conseguenza, è trascurata nei calcoli.
La definizione delle leggi costitutive dei diversi componenti consente di rappresentare l'SSCD come un *sistema di molle* opportunamente connesse tra loro. Si possono determinare due principali condizioni (Fig. 10.7), in relazione al comportamento a compressione o a trazione; la differenza è legata alla distribuzione delle forze all'interno dei singoli componenti.



a) *b)*

Fig. 10.7: a) Schema di comportamento a compressione, b) schema di comportamento a trazione.

La rigidezza equivalente del sistema può essere valutata mediante le seguenti equazioni:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \sum_i \frac{1}{K_i} \quad \textit{per molle in serie} \qquad \text{Eq. (10.2)}$$

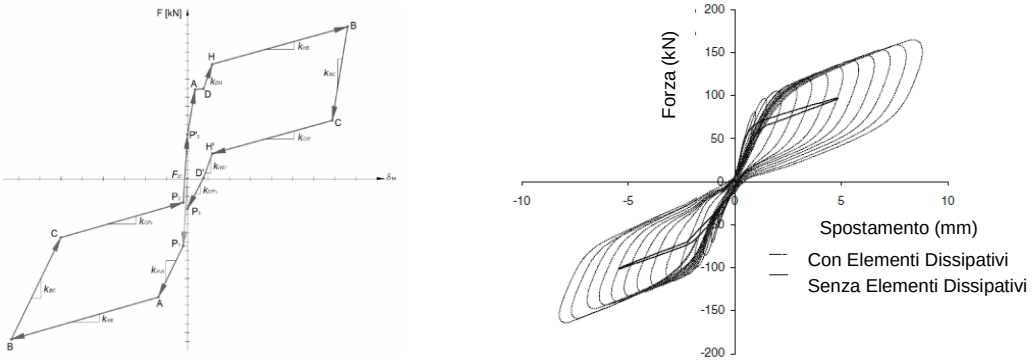
$$K_{eq} = \sum_i K_i \quad \textit{per molle in parallelo} \qquad \text{Eq. (10.3)}$$

La soluzione dettagliata degli schemi semplificati rappresentati in Fig. 10.7 porta all'elaborazione del modello semi-analitico proposto da Banushi, in grado di rappresentare efficacemente il comportamento strutturale dell'SSCD. Infatti, la curva Forza/Spostamento (F/d - *Force/displacement*) ottenuta è coerente con quella flag-shaped osservata testando sperimentalmente il prototipo (Fig. 10.8). La

definizione della curva F/d è caratterizzata da molti parametri (Tab. 10.2) e questo non rende semplice l'applicazione del modello alle situazioni pratiche.

Tab. 10.2: Parametri coinvolti nella definizione della curva F/d.

Cavi pre-tesi		Elementi dissipativi	
ϕ	diametro dei cavi	A_{DE}	Area complessiva
$A_{PTE} = n\frac{\pi\phi^2}{4}$	area complessiva	f_{yDE}	limite di snervamento
f_{Ypte}	limite di snervamento	$f_{DE} = A_{DE} \cdot f_{y\,PTE}$	forza di trazione
ρ_{PTE}	percentuale di pre-tensione	L_{DE}	lunghezza
$f_{PTE} = \rho_{PTE} \cdot f_{y\,PTE}$	tensione di pre-tensione		
$F_{PTE} = A_{PTE} \cdot f_{PTE}$	forza di pre-tensione		
L_{PTE}	lunghezza		
E_{PTE}	modulo elastico		
$d_{PTE} = \frac{f_{yPTE} \cdot (1-\rho_{PTE})}{E_{PTE}} \cdot L_{PTE}$	spostamento		



a) b)

Fig. 10.8: a) Modello semi-analitico secondo Banushi e b) curva F/d sperimentale dell'SSCD.

10.3.2 Modelli semplificati per l'SSCD

Poichè la definizione di tutti i parametri coinvolti (Tab. 10.2) è troppo laboriosa, è stato elaborato un *modello semplificato*, prendendo in considerazione la rigidezza equivalente degli elementi coinvolti.

Per la determinazione della curva F/d semplificata (Fig. 10.9), è necessario il predimensionamento dei componenti significativi del sistema. Le sezioni trasversali del carter, del telaio interno scorrevole e del pistone devono essere valutate in modo

da evitare fenomeni di instabilità per azione sismica, mentre cavi pre-tesi ed elementi dissipativi sono progettati al fine di soddisfare la domanda sismica. Per il sistema SSCD in esame, le dimensioni dei componenti principali sono riepilogate in Tab. 10.3.

Tab. 10.3: Dati dimensionali degli elementi costituenti il sistema SSCD.

Elemento	A_i [mm²]	L_i [mm]	k_i [kN/mm]	
Carter 1	11088	3700	k_C	629,32
Carter 2	-	690	k_{C2}	∞
Telaio Scorrevole	1538,72	3500	k_{TM}	92,32
Pistone	861,55	3500	k_P	51,69
Piatto terminale (sinistro)	66538	50	k_{CT}	∞
Piatto terminale (destro)	60048	70		∞
Cavi Pre-tesi	226,19	3500	k_{PT}	12,67
Elemento dissipativo (sinistro)	320	170	k_{DE}	395,29
Elemento dissipativo (destro)				

Le dimensioni iniziali degli elementi devono essere valutate in base alla definizione dei parametri k_{el}, k_{pe}, F_y, F_u, d_y, d_u, α e β, che determinano la curva flag-shaped caratteristica:

- k_{el} *Rigidezza elastica*
- k_{pe} *Rigidezza post-elastica*
- F_y *Forza di snervamento del sistema*
- F_u *Forza massima ammessa dal sistema*
- d_y *Spostamento di snervamento*
- d_u *Spostamento ultimo*
- α *Coefficiente di rigidezza post-elastica*
- β *Coefficiente di dissipazione di energia*

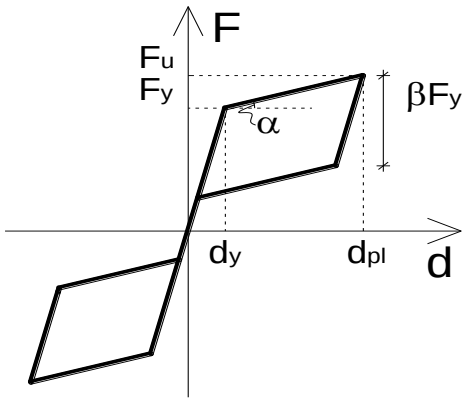
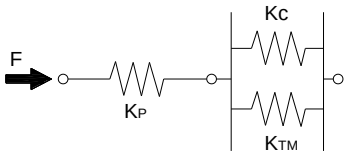


Fig. 10.9: Relazione forza – spostamento ideale per un sistema isteretico autoricentrante.

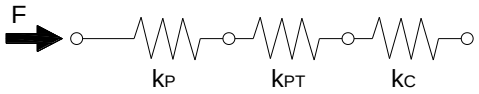
Il primo ramo della curva è caratterizzato da una rigidezza pari a k_{el}, determinata considerando la molla associata al pistone (k_p) connessa in parallelo a quelle del carter (k_c) e del telaio scorrevole (k_{TM}), in accordo con l' Eq. (10.4).

$$k_{el} = \frac{k_P\left(k_c + k_{TM}\right)}{k_P + k_C + k_{TM}} \qquad \text{Eq. (10.4)}$$



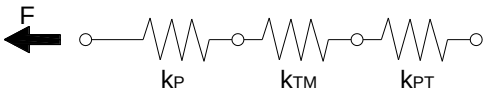
Il ramo post-elastico della curva F/d, che inizia dal punto di snervamento del sistema, presenta rigidezza pari a k_{pe}. Per determinare tale valore devono essere adottati due schemi differenti, uno per il comportamento a compressione (Eq.(10.5)) e l'altro per quello a trazione (Eq. (10.6)). In entrambi i casi, il contributo degli elementi dissipativi, snervati subito dopo l'applicazione del carico, è trascurato.

$$k_{pec} = \frac{k_P \cdot k_{PT} \cdot k_C}{k_P k_{PT} + k_P k_C + k_{PT} k_C}$$



Eq.(10.5): Compressione (k_{pec}): molle associate al pistone (k_p), ai cavi pre-tesi (k_{PT}) e al carter (k_C) in serie.

$$k_{pet} = \frac{k_P \cdot k_{TM} \cdot k_{PT}}{k_P k_{TM} + k_P k_{PT} + k_{PT} k_{TM}}$$



Eq. (10.6): Trazione (k_{pet}): molle associate al pistone (k_p), al telaio scorrevole (k_{TM}) e ai cavi (k_{PT}) in serie.

Assumendo che il comportamento del sistema SSCD sia esattamente lo stesso a trazione e a compressione, in accordo con quanto precedentemente discusso, la rigidezza del ramo post-elastico può essere assunta pari alla media tra i due valori ottenuti (Eq. (10.7)):

$$k_{pe} = \frac{k_{pet} + k_{pec}}{2} \qquad \text{Eq. (10.7)}$$

dove k_{pec} e k_{pet} dipendono solo dalla rigidezza dei componenti del sistema che rimangono sempre in campo elastico quando soggetti all'azione sismica.
La forma della curva isteretica è determinata dai due parametri α e β, definiti nelle Eq. (10.8) e Eq. (10.9).

$$\alpha = \frac{k_{pe}}{k_{el}} \quad \text{coefficiente di rigidezza post snervamento} \qquad \text{Eq. (10.8)}$$

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}} \quad \text{coefficiente di dissipazione energetica} \qquad \text{Eq. (10.9)}$$

F_{yDE} è la forza di snervamento associata agli elementi dissipativi e F_{PTE} la forza degli elementi pre-tesi. Il coefficiente β può essere espresso anche dall' Eq. (10.10):

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}} = \frac{A_{DE}\, f_{yDE}}{A_{PTE}\, \rho_{PTE}\, f_{yPTE}} \qquad \text{Eq. (10.10)}$$

essendo A_{PTE} and A_{DE}, rispettivamente, le sezioni trasversali degli elementi pre-tesi e degli elementi dissipativi e ρ_{PTE} la percentuale di pre-tensione. β, di conseguenza, dipende dalla variazione di sezione dei cavi pre-tesi e dalla sezione trasversale dei componenti dissipativi.
Per ogni sistema progettato deve essere assegnata una specifica combinazione dei due parametri *α* e *β* (Fig. 10.10).

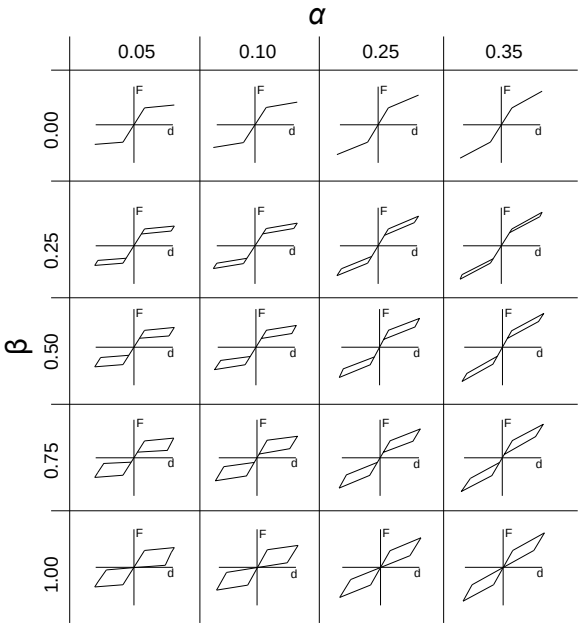


Fig. 10.10: Variazione della curva flag-shaped in funzione dei parametri *α* e β.

In funzione soprattutto del rapporto tra la forza di pretensione iniziale e la forza di snervamento degli elementi dissipativi, la curva isteretica dell'SSCD può presentare forme diverse, ciascuna delle quali caratterizzata da differenti valori dell'energia dissipata, spostamento residuo e forza ricentrante residua, come indicato nel Par. 10.2.
Lo snervamento del sistema, che rappresenta il limite in corrispondenza del quale la rigidezza passa dal valore elastico a quello post-elastico, è dovuto al superamento della forza di pre-tensione dei cavi. Tale forza può essere assunta, quindi, pari a:

$$F_y = F_{PTE} = A_{PTE} \cdot \rho_{PTE} \cdot f_{yPTE} \qquad \text{Eq. (10.11)}$$

Lo spostamento d_y in corrispondenza di F_y si può determinare come:

$$d_y = \frac{F_y}{k_{el}} \qquad \text{Eq. (10.12)}$$

Lo spostamento ultimo (massimo) del sistema d_u, assunto pari alla massima deformazione dei cavi pre-tesi, è definito come:

$$d_u = d_{PTE} = \frac{F_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} L_{PTE} \qquad \text{Eq. (10.13)}$$

Secondo le formule di cui sopra, la capacità di spostamento può essere incrementata o ridotta agendo su diversi parametri; se le proprietà meccaniche dei materiali sono mantenute costanti (F_{yPTE} e E_{PTE}), la massima deformazione è funzione della lunghezza e di ρ_{PTE}. In accordo con i test sperimentali eseguiti su un prototipo in scala reale (Braconi et al. (2012)), assumendo un valore di ρ_{PTE} pari a 0.50 si garantisce una buona capacità ricentrante del sistema con un buon livello di smorzamento equivalente dell'intera struttura.
La forza massima del sistema F_u può essere, infine, espressa da:

$$F_u = F_y + (d_u - d_y) \cdot k_{pe} \qquad \text{Eq. (10.14)}$$

Nella procedura di progetto proposta, le sezioni trasversali del carter, del telaio scorrevole, del pistone e le dimensioni complessive dei piatti terminali si sono mantenute costanti.
Le proprietà meccaniche dei materiali sono le stesse per tutti i sistemi considerati (per tutti gli elementi del telaio, i cavi e gli elementi dissipativi), in accordo con quanto presentato nella Tab. 10.4.
In tal modo, si può ridurre il numero di parametri da determinare per dimensionare il sistema SSCD, in accordo con quanto sintetizzato in Tab. 10.5.
Si possono fornire indicazioni specifiche per la selezione dei materiali da utilizzare per la realizzazione del dispostivo dissipativo SSCD. I risultati ottenuti nelle analisi di progetto preliminari hanno mostrato che valori bassi del limite di snervamento degli elementi dissipativi fornivano una buona duttilità globale e, allo stesso tempo, un'efficace capacità ricentrante del sistema una volta che la forza esterna si annullava.

Tab. 10.4: Valori fissi assunti per il progetto del sistema SSCD.

Parametri	Valore	
A_{c1}	11088	mm^2
A_{TM}	1539	mm^2
A_P	862	mm^2
A_{CT}	66538	mm^2
E	210000	N/mm^2
f_{yPTE}	1670	N/mm^2
E_{PTE}	196000	N/mm^2
f_{yDE}	240	N/mm^2
L_{DE}	170	mm

Tab. 10.5: Parametri modificati durante il progetto ed influenza sui parametri che descrivono la curva forza/spostamento.

Parametri imput	Parametri dipendenti
L_{C1}	k_{el}, d_y
L_{TM}	k_{el}, d_y
L_P	k_{el}, d_y
L_{PTE}	k_{pe}, α, d_u, F_u
ϕ	k_{el}, k_{pe}, α, d_u, F_u
ρ	F_u, d_y
A_{DE}	β

10.3.3 Controllo sperimentale del prototipo di SSCD

Sono state condotte due diverse prove sul prototipo dell'SSCD: prove preliminari sull'SSCD senza gli Elementi Dissipativi, al fine di valutare il valore reale della forza ricentrante applicata dai Cavi Pre-Sollecitati, e prove finali sull'SSCD con gli Elementi Dissipativi, al fine di controllare la prestazione complessiva del dispositivo. Sono stati considerati diversi valori della forza di pretensione iniziale e diverse sezioni trasversali degli Elementi Dissipativi, con lo scopo di stimare l'influenza di tali fattori sul comportamento globale del dispositivo. Le prove sperimentali del prototipo SSCD sono state condotte nel "Laboratorio Ufficiale per le Esperienze dei Materiali da Costruzione" dell'Università di Pisa. In Fig. 10.11 è mostrato un quadro generale della configurazione di prova.

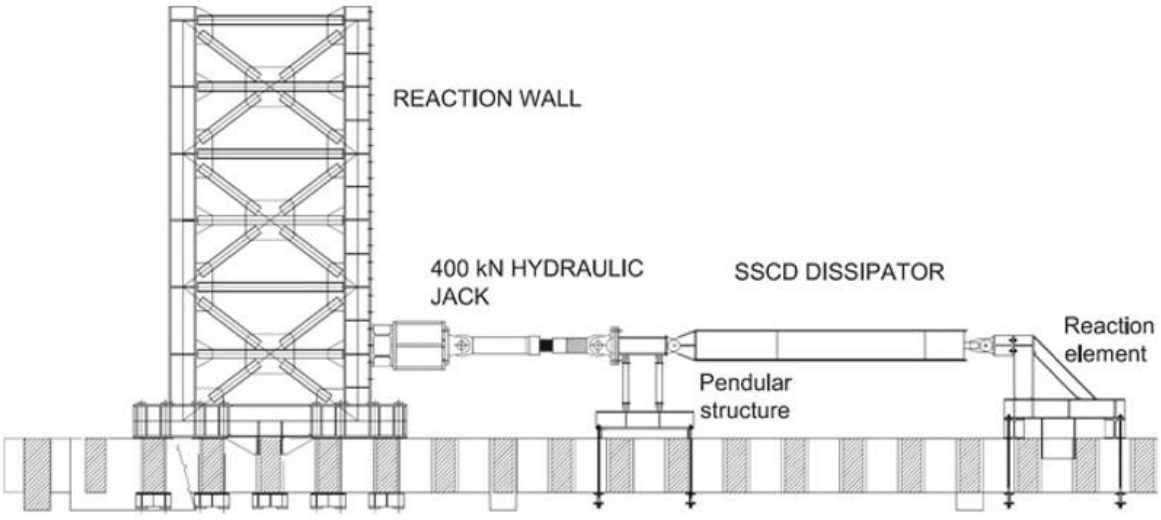


Fig. 10.11: Vista frontale della configurazione di prova.

La forza esterna è stata applicata mediante un martinetto idraulico di 400 kN, dotato di una cella di carico e un sensore di spostamento. Il martinetto, disposto orizzontalmente, è stato collegato, da un lato, ad una parete di contrasto, e, dall'altro, ad una struttura pendolare in acciaio, che fornisce spostamenti orizzontali. Il prototipo SSCD è stato collegato tramite nodi a perno ad un'estremità alla struttura pendolare in acciaio (Fig. 10.12 a) e, all'altra, ad un elemento di contrasto in acciaio che impedisce qualsiasi spostamento orizzontale o verticale del dispositivo (Fig. 10.12 b). Al fine di misurare e registrare gli spostamenti, le deformazioni e i carichi, il prototipo è stato strumentato con 8 sensori di spostamento LVDT, 20 estensimetri e una cella di carico, assemblati con mostrato in Fig. 10.13. Le prove preliminari sono state eseguite completando un ciclo di carico-scarico sia a compressione che a trazione, a controllo di spostamento fino ad un valore massimo/minimo di ±5mm. I risultati delle prove sono mostrati in Fig. 10.14 per valori variabili di forza di pretensione e coppia di serraggio.

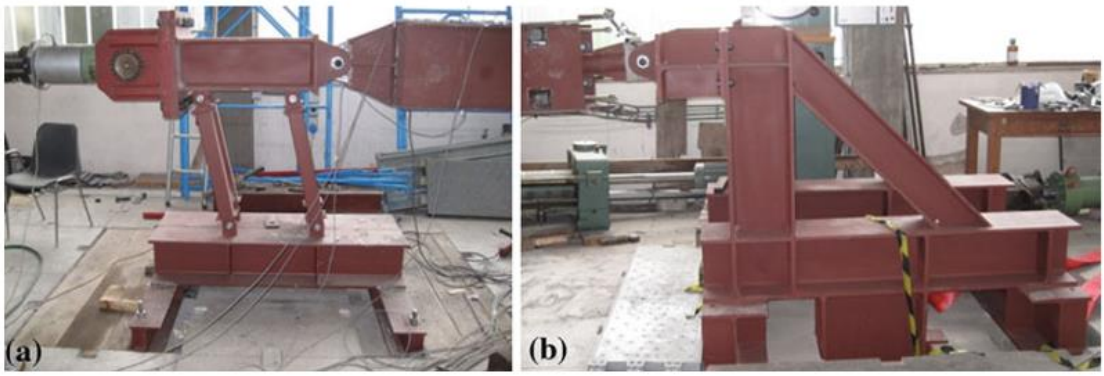


Fig. 10.12: a) Struttura pendolare in acciaio; b) elemento di contrasto in acciaio.

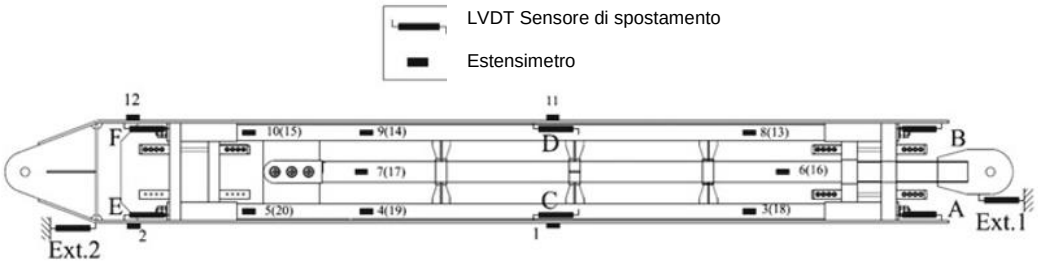


Fig. 10.13: Layout dei sensori di spostamento (Ext.1, Ext.2 e da A a F) e degli estensimetri (da 1 a 20, gli estensimetri disposti sul lato opposto dell'SSCD sono tra parentesi)

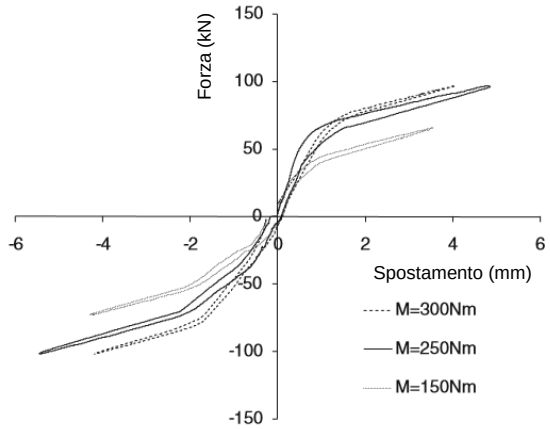


Fig. 10.14: Curva F/d dell'SSCD senza elementi dissipativi

La Fig. 10.14 diagramma la forza applicata dal martinetto come una funzione dello spostamento relativo tra il Carter Esterno e il Telaio Interno Scorrevole, come registrato dai sensori di spostamento LVDT C e D (Fig. 10.13). Il comportamento dell'SSCD è stato modellato mediante una curva bilineare per ogni valore della coppia di serraggio. La forza di pretensione è stata valutata come il valore corrispondente alla variazione globale di rigidezza. Il primo ramo del modello bilineare corrisponde al comportamento dell'SSCD fino a che i Piatti Terminali sono forzati a stare in contatto con il Telaio Interno dall'azione dei Cavi Pre-Sollecitati. Quando la forza esterna eccede il valore di pre-sollecitazione, i Piatti Terminali perdono il contatto con il Telaio Interno e la rigidezza diminuisce. I risultati ottenuti, sia a trazione che a compressione, sono riportati in Tab. 10.6.

Tab. 10.6: Forza di pre-tensione per differenti valori di coppia di serraggio

Diametro cavi pre-sollecitati (mm)	Coppia di serraggio (Nm)	Forza di pretensione (kN)	
		Trazione	Compressione
12	150	41	49
12	250	66	67
12	300	72	77

I test finali sono stati condotti seguendo la breve procedura di prova descritta dal gruppo ECCS (ECCS TWG 1.3 1986). Nella prima fase di prova, sono stati applicati piccoli incrementi di spostamento (0.1mm) al fine di eseguire almeno 4 cicli completi prima che gli Elementi Dissipativi snervassero. Dopodichè, gli incrementi di spostamento sono stati aumentati di 1mm e, per ogni livello successivo di spostamento, sono stati svolti 3 cicli completi. La velocità dell'attuatore idraulico è stata impostata a 3mm/min e sono state eseguite tre prove cicliche, variando le caratteristiche geometriche e meccaniche dei Cavi Pre-Sollecitati e degli Elementi Dissipativi. Le Fig. 10.15 e Fig. 10.16 mostrano il comportamento ciclico del

prototipo SSCD con gli Elementi Dissipativi per differenti valori della forza di pretensione iniziale. E' risultato evidente che, alla fine di ogni ciclo di carico-scarico, lo spostamento residuo era praticamente nullo (in qualche caso, sotto 0.5mm); ciò significa che l'SSCD ha mostrato un'ottima capacità ricentrante. Inoltre, per ogni livello di spostamento massimo, l'SSCD ha mostrato cicli isteretici stabili, così da assicurare un livello costante di dissipazione di energia. Infine, l'aggiunta di Elementi Dissipativi al sistema ha incrementato significativamente l'area racchiusa dai cicli isteretici, nonostante la pendenza della curva era praticamente la stessa di quella degli SSCD senza gli Elementi Dissipativi.

I risultati delle prove confermano le conclusioni preliminari a cui si è giunti mediante le analisi numeriche parametriche. La Fig. 10.17 a) mostra un confronto tra il ciclo isteretico dell'SSCD con Elementi Dissipativi di differente sezione trasversale (prove 1 e 2), e i risultati per un SSCD senza gli Elementi Dissipativi. La figura mostra come l'incremento della sezione trasversale porta ad una maggiore dissipazione di energia, ma allo stesso tempo, ad uno spostamento residuo più alto. In Fig. 10.17 b) è riportato il diagramma del comportamento ciclico dell'SSCD per due valori di coppia di serraggio (prove 2 e 3). In entrambi i casi, l'energia dissipata è praticamente la stessa, sebbene l'SSCD snerva per valori di forza maggiori in corrispondenza di valori più elevati di coppia di serraggio.

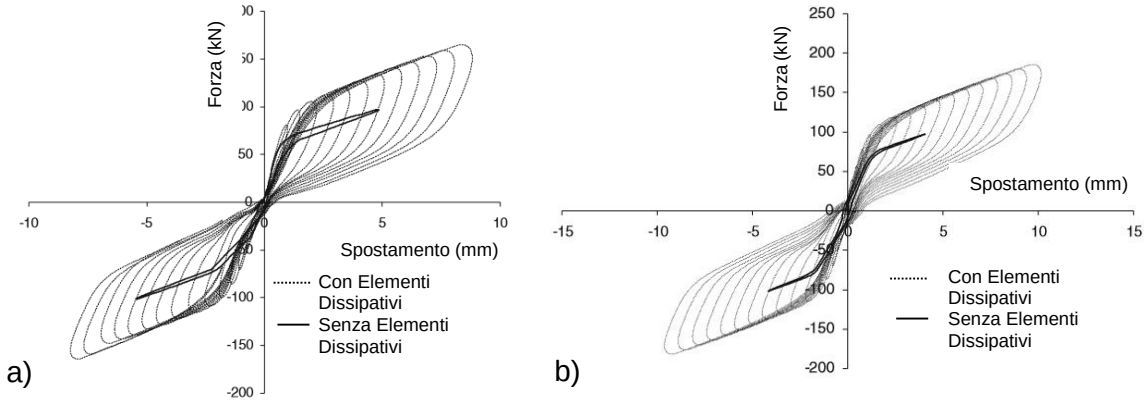


Fig. 10.15: Curva F/d dell' SSCD con elementi dissipativi: a) prova 1; b) prova 2.

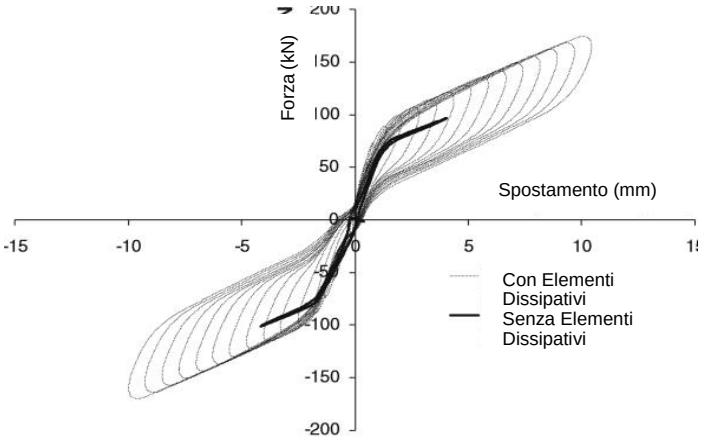
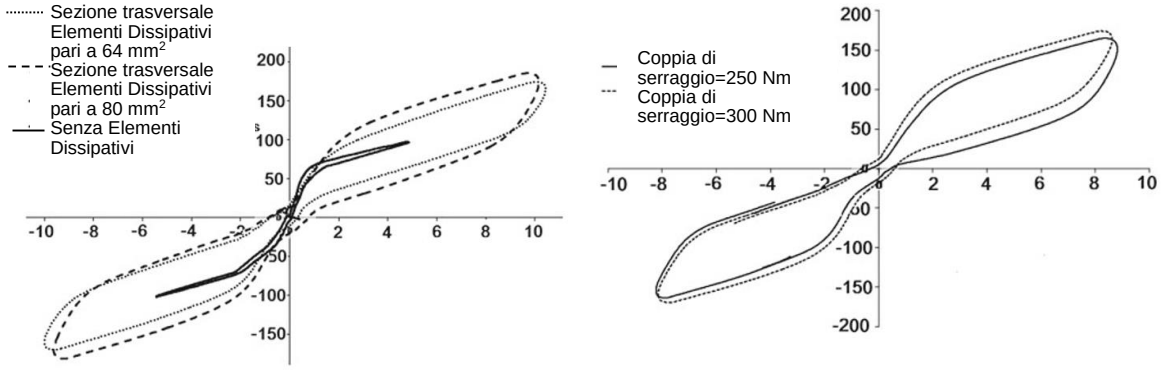


Fig. 10.16: Curva F/d dell'SSCD con elementi dissipativi, prova 3



a) b)

Fig. 10.17: Curva F/d: a) prove 1 e 2; b) prove 2 e 3.

Una volta definito il comportamento meccanico del sistema ed eseguito un controllo sperimentale del prototipo, si può analizzare l'applicazione a diversi casi studio. E' necessario sottolineare che, in realtà, non ci sono norme specifiche da seguire nel progetto di strutture con sistemi di protezione passiva – per esempio, si evidenzia l'assenza di indicazioni riguardo il *fattore di struttura q* da adottare per il pre-dimensionamento degli elementi e altro ancora.

10.4 APPLICAZIONE AL PROGETTO DI UN EDIFICIO AD USO COMMERCIALE (UN CASO STUDIO)

10.4.1 Descrizione generale della struttura caso studio

L' edificio ad uso commerciale è situato a Mirandola (Emilia-Romagna, MO). Esso presenta una struttura ibrida caratterizzata dai seguenti componenti principali (Fig. 10.18):

- ***Pareti in Calcestruzzo Armato*** ai quattro angoli dell'edificio, che assorbono l'azione orizzontale sismica;

- ***Telai pendolari in acciaio,*** che incassano i carichi verticali;
- ***Sistemi isteretici SSCD*** per il collegamento (orizzontale) tra le pareti in C.A. e i telai in acciaio.

La procedura di progetto adottata per questi componenti è iterativa e condotta con accuratezza, perchè le proprietà meccaniche e geometriche degli elementi (specialmente delle pareti in C.A.) influenzano fortemente la rigidezza e il comportamento dinamico globale della struttura. Sono state eseguite analisi lineari e non lineari su tre modelli dimensionali realizzati mediante l'uso del software SAP2000: il primo per predimensionare tutti i diversi elementi; l'ultimo per affinare il progetto e verificare il comportamento della struttura.

La struttura presenta 4 piani, contraddistinti da una pianta rettangolare le cui dimensioni sono 50m x 36m. L'altezza di interpiano è pari a 4.50 m. Il 1° e 2° piano sono ad uso commerciale, mentre il piano terra è utilizzato come parcheggio. Anche se i quattro vani scala principali sono disposti agli angoli della struttura, ci sono ulteriori rampe interne che comportano alcune differenze nella disposizione degli elementi strutturali e dei solai del piano terra (livello P1) e degli altri piani (P2, P3 e P4), (Fig. 10.19). I solai sono tutti orditi nella stessa direzione con una luce massima di 6.0 m. La Fig. 10.20 mostra una sezione tipo della struttura.

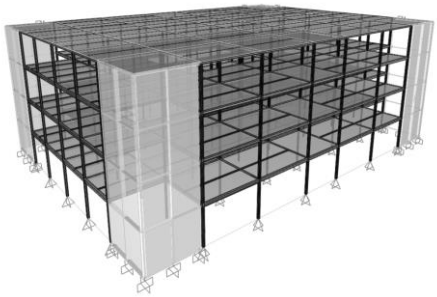
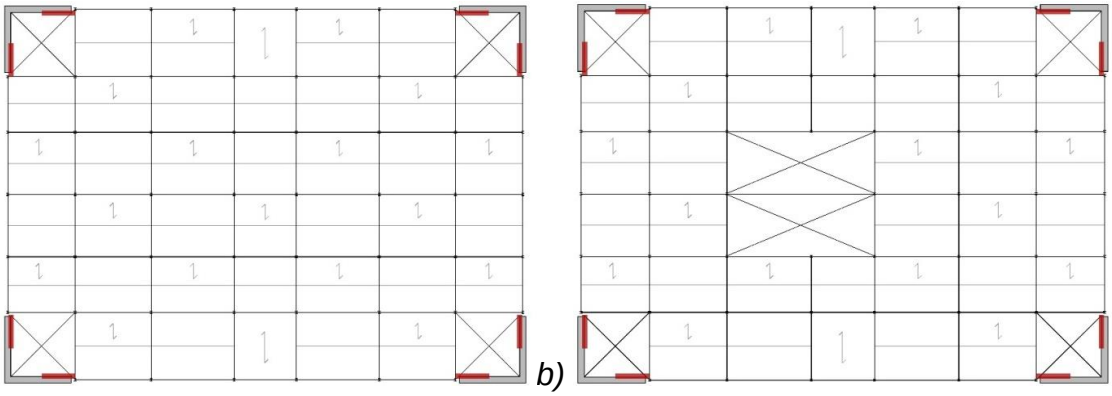


Fig. 10.18: Schematizzazione tridimensionale della struttura caso studio.



a) *b)*

Fig. 10.19: Disposizioni in pianta tipo: a) P1, b) P2 e P3.

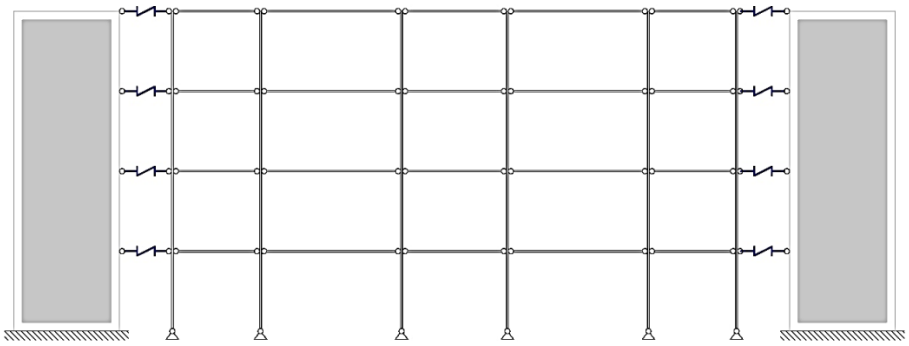


Fig. 10.20: Sezione tipo del sistema progettato.

La strategia di progetto è orientata a far rimanere le pareti in C.A. e i telai in acciaio in campo elastico, e a concentrare il comportamento non-lineare nel dispositivo SSCD.

La lunghezza delle travi in acciaio va dai 6.00 agli 8.00 m e sono realizzate in acciaio S275. Al fine di separare le travi adiacenti alle pareti in C.A. dalle pareti stesse, sono stati introdotti, nel modello, gaps ampi 10 cm.

Le pareti in C.A. sono state progettate, in accordo con l'EN1998-1:2005, come pareti estese debolmente armate, che, nel caso in esame, devono assorbire le reazioni massime dovute agli SSCD connessi. Sono stati adottati calcestruzzo di classe C25/30 e barre di armatura in acciaio B450C.

I sistemi SSCD sono stati introdotti per assorbire e dissipare l'energia sismica, contenendo gli spostamenti e le deformazioni della struttura. Essi, allo stesso tempo, connettono e disconnettono le pareti in C.A. dai telai; infatti collegano geometricamente i due elementi, ma lasciano che essi si muovano indipendentemente l'uno dall'altro, e ciascun dispositivo è attivato proprio dal loro spostamento relativo.

La lunghezza iniziale dei sistemi dissipativi è stata assunta pari a 3.5 m (corrispondente a quella dei prototipi testati sperimentalmente e presentati in Braconi et al.); si è utilizzato un acciaio S355JR per tutti i componenti dell'SSCD, ad eccezione degli elementi dissipativi, caratterizzati da un basso limite di snervamento.

10.4.2 Progetto preliminare del caso studio

10.4.2.1 Analisi dei carichi

I carichi statici e sismici sono stati determinati secondo le prescrizioni delle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni Italiane (D.M.14/01/2008). La Fig. 10.21 mostra gli spettri di risposta adottati per le analisi lineari, mentre le azioni permanenti e le altre azioni statiche sono elencate di seguito:

- G_1= 1,90 kN/m^2 Carico permanente del solaio di interpiano (peso proprio);
- G_2= 2,45 kN/m^2 Carico permanente del solaio di interpiano;

- G_1= 0.15 kN/m^2 Carico permanente della copertura (peso proprio);
- G_2= 0.20 kN/m^2 Carico permanente della copertura;
- Q_k = 5,00 kN/m^2 Carico variabile per attività commerciali (interpiano);
- Q_k = 1.20 kN/m^2 Carico neve (copertura);
- V_N = 50 anni Vita nominale della costruzione;
- C_U = 1,5 "Coefficiente d'uso", equivalente al "fattore di importanza", come definito nel par. 2.1(3) e 4.2.5, Eurocodice 8, UNIEN 1998-1 (2004);
- $V_R = V_N C_U$ = 75 Periodo di riferimento.

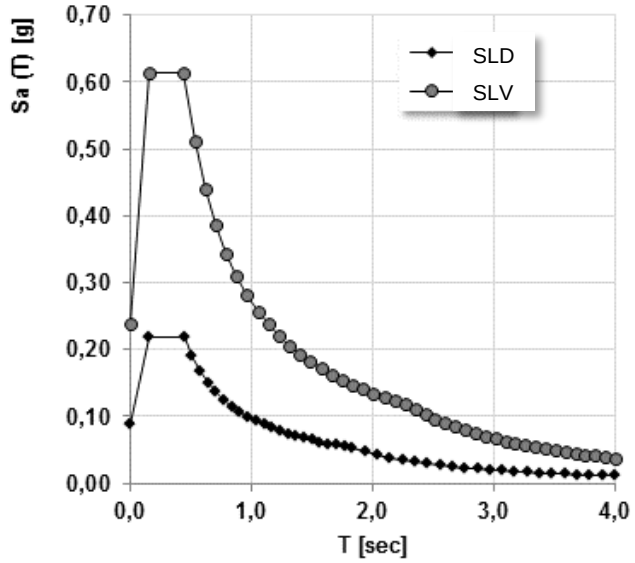


Fig. 10.21: Spettri di risposta in accordo con il D.M.14/01/2008 per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita e lo Stato Limite di Danno.

10.4.2.2 Pre-dimensionamento degli elementi strutturali – Telai a gravità

I telai in acciaio sono stati progettati per sostenere il solo carico verticale, che si deve valutare utilizzando la combinazione allo Stato Limite Ultimo (Eq. ((10.15)).

$$q = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} \qquad \text{Eq. (10.15)}$$

Sono state utilizzate le prescrizioni del D.M.14/01/2008 per stimare la sezione minima richiesta sia per le travi che per le colonne. I profili adottati sono sintetizzati in Tab. 10.7.

Tab. 10.7: Profili degli elementi dei telai in acciaio.

Elemento	L [m]	q [kN/m]	Profilo
Trave interpiano	6.0	40.94	HEB220
Trave interpiano	8.0	40.94	HEB280
Trave copertura	6.0	6.9	HEB160

Trave copertura	8.0	6.9	HEB160
Colonne			HEB220

10.4.2.3 Pre-dimensionamento degli elementi strutturali – SSCD

E' stata adottata una lunghezza iniziale pari a 3.50 m, sulla base dei risultati delle indagini sperimentali. Le sezioni trasversali del carter, del pistone, del telaio scorrevole e degli elementi pre-tesi sono state, poi, valutate considerando che esse contribuiscono al comportamento elastico multi-lineare del sistema SSCD e consentono di determinare la pendenza della curva bilineare F/d. I parametri che influenzano il comportamento dissipativo sono stati inizialmente trascurati e introdotti solo quando la struttura si sposta nel dominio non lineare. Nel primo step, tutti gli SSCD ai differenti livelli sono stati assunti uguali. I dati utilizzati per la determinazione della curva elastica bilineare F/d sono riassunti in Tab. 10.8.
Per introdurre i sistemi dissipativi nel modello SAP2000, si è adottata la schematizzazione elastica multi-lineare in Fig. 10.22.

Tab. 10.8: Parametri iniziali della curva F/d dei sistemi SSCD.

k_{el}	144,658	kN/mm
k_{pe}	28,886	kN/mm
F_y	634,822	kN
d_y	4,388	mm
F_u	938,765	kN
d_u	14,911	mm

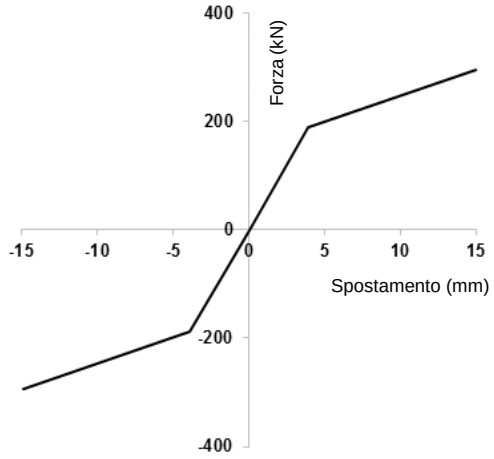


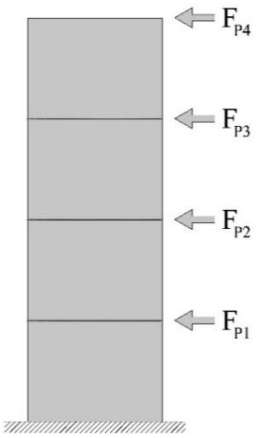
Fig. 10.22: Curva elastica bilineare dell'SSCD

10.4.2.4 Pre-dimensionamento degli elementi strutturali - Pareti in C.A.

La lunghezza delle pareti in C.A. è stata assunta pari a 6.0 m, in accordo con il progetto architettonico. É stata eseguita un'analisi statica equivalente per

determinare preliminarmente il loro spessore, considerando la parete in C.A. come una mensola soggetta a carichi concentrati, valutati utilizzando un fattore di struttura unitario. Ciò significa che i dispositivi SSCD si comportano come "elementi rigidi" che non dissipano azione sismica ma la trasferiscono direttamente alle pareti. Le forze di progetto, il taglio risultante e le azioni flettenti sono sintetizzate in Tab. 10.9.

Tab. 10.9: Forze statiche per q=1, azioni di progetto risultanti e schematizzazione adottata per le pareti in C.A.



F_h [kN]	Piano	z_i [m]
23838,1	P1	4,5
	P2	9,00
	P3	13,5
	P4	18,00
W_i [kN]	F_i [kN]	
15449,74	F_{P1}	969,63
13590,34	F_{P2}	1705,86
14214,94	F_{P3}	2676,38
2420,58	F_{P4}	607,66

Azioni di progetto	
V_{ed}	4935 kN
M_{ed}	30964 kNm

In accordo con l'EN1998-1:2005 e il D.M.14/01/2008 si devono rispettare le seguenti prescrizioni.
Lo spessore della sezione b_w deve essere maggiore del minimo tra 150 mm e $h_s/20$, essendo h_s l'altezza di interpiano, che nel caso in esame vuol dire:

$$b_w \geq 225 \text{ mm}$$

Le barre di acciaio longitudinali devono essere disposte ad un interasse massimo di 300 mm lungo entrambi i lati della parete e il loro diametro deve soddisfare la seguente relazione (Eq. (10.16)):

$$\phi_l \leq \frac{b_w}{10} \qquad \text{Eq. (10.16)}$$

Le due porzioni confinate estreme della parete devono essere lunghe come prescritto nell' Eq. (10.18):

$$\boldsymbol{l_c = 0,20\, l_w \geq 1,5\, b_w = 1,20\, m} \qquad \text{Eq. (10.17)}$$

I rinforzi verticali in acciaio in tali zone devono soddisfare la seguente equazione (Eq. (10.18)):

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \qquad \text{Eq. (10.18)}$$

Considerando tutte le prescrizioni sopra elencate, lo spessore della parete assunto è uguale a 600 mm; nelle porzioni confinate devono essere disposte barre di acciaio di diametro 24 mm, posizionate a distanza di 100 mm, mentre nelle altre parti si incrementa il loro interasse fino a 250 mm.

10.4.3 Modellazione e analisi strutturale del caso studio

10.4.3.1 Modello e analisi lineari

Come risulta dall'analisi modale dinamica (vedi Fig. 10.21 per gli spettri di risposta usati), il comportamento strutturale della costruzione è simile nelle due direzioni principali X e Y (ossia simili periodi di vibrazione, forme modali), ed è caratterizzato da un comportamento flessionale e un'elevata massa partecipante (Fig. 10.23).

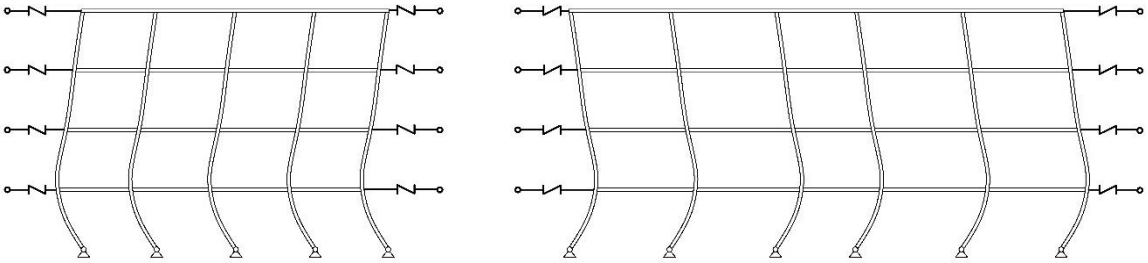


Fig. 10.23: Prima forma modale associata alle direzioni Y e X.

Lo spostamento orizzontale della struttura è direttamente connesso all'attivazione degli SSCD nella direzione considerata, con forze elastiche proporzionali allo spostamento dei diversi piani.

Con lo scopo di ottimizzare il comportamento strutturale del sistema, è stata perseguita una forma modale quanto più possibile *uniforme*, che mira a rimanere più o meno "verticale" al di sopra del primo piano: in tal modo, tutti i sistemi SSCD devono funzionare con lo stesso livello di forze e deformazioni e con spostamenti relativi prossimi a zero per tutti i piani al di sopra del primo (Fig. 10.24).

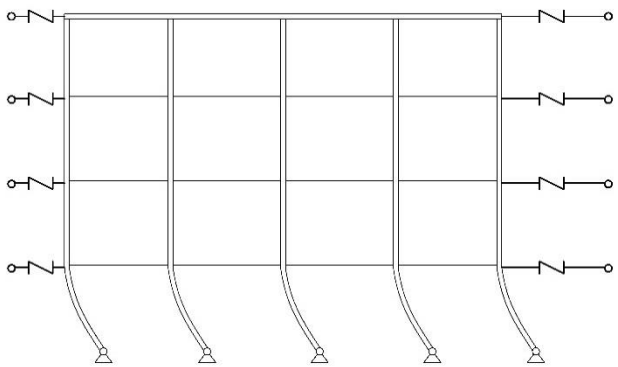


Fig. 10.24: Deformazione modale desiderata.

La deformazione desiderata è stata ottenuta variando la rigidezza elastica dei dispositivi SSCD (k_{el}), utilizzando come "parametri di controllo" gli spostamenti x_i della struttura in corrispondenza degli SSCD dei diversi livelli (x_1, x_2, x_3, x_4).
Inizialmente, la rigidezza k_{el} è stata modificata solo attraverso la lunghezza del pistone L_P. Questo parametro è stato variato iterativamente, fino ad ottenere, come risultato dell'analisi modale lineare, la configurazione desiderata.
A causa della ridotta rigidezza delle colonne, progettate solo per sostenere i carichi gravitazionali, esse non sono in grado di realizzare un'idonea connessione tra i diversi piani. Questo implica che ogni piano si comporta come se fosse indipendente (ovvero masse con comportamento indipendente). Se ogni piano è indipendente dall'altro, il periodo di vibrazione della singola massa del generico piano i-esimo è fornito dall'(Eq. (10.19)).

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \qquad \text{Eq. (10.19)}$$

Se tutti i piani devono comportarsi in maniera simile (ossia con lo stesso spostamento), è necessario imporre loro di avere lo stesso periodo di vibrazione. Poichè la massa di ogni piano è nota, è stato possibile valutare facilmente la diversa rigidezza degli SSCD (Tab. 10.10).

Tab. 10.10: Rigidezza dei diversi SSCD in funzione dei risultati dell'analisi dinamica lineari.

Piano	z_i [m]	m_i [kN]	k_{el} SSCD
P1	4,50	15449,74	144,66
P2	9,00	13590,34	144,66
P3	13,50	14214,94	144,66
P4	18,00	2420,58	48,02

Nel caso in esame, considerando che le masse sismiche dei primi tre livelli sono all'incirca le stesse, si adottano dispositivi SSCD uguali per i livelli P1, P2 e P3, mentre si utilizzano sistemi differenti solo per P4.
Con i valori di rigidezza riportati in Tab. 10.10, si è ottenuta la forma modale deformata presentata in Fig. 10.25, molto vicina alla "configurazione verticale" desiderata (Fig. 10.24). La Tab. 10.11 mostra i risultati dell'analisi modale lineare nella configurazione finale scelta.

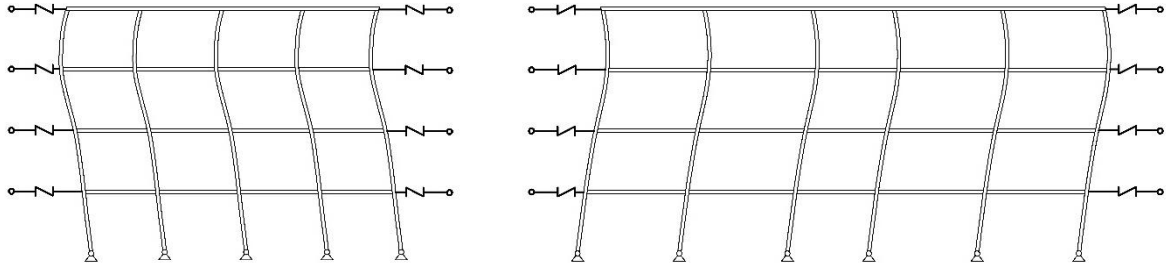


Fig. 10.25: Forme modali deformate corrispondenti ai primi modi in direzione Y e X.

Tab. 10.11: Risultati analisi modale.

Modo	Periodo	% Massa	% Massa	% Massa	% Risultante	% Risultante
1	0,315126	0,00	81,36	0,00	0,00	81,36
2	0,313854	84,10	0,00	0,00	84,10	81,36
3	0,284094	0,00	17,47	0,00	84,10	98,82
4	0,276967	15,59	0,00	0,00	99,69	98,82

Le azioni sull'SSCD durante la fase elastica possono essere valutate considerando l'azione sismica allo Stato Limite di Danno (SLD), che permette di stimare il massimo spostamento atteso per ogni SSCD; si possono, quindi, determinare le azioni di base nelle pareti in C.A. e confrontarle con quelle considerate inizialmente, con l'eventuale ottimizzazione dello spessore degli elementi.
Il progetto finale dell'SSCD può essere poi eseguito attraverso la determinazione dell'area trasversale degli elementi dissipativi, precedentemente trascurata, che influenza direttamente il parametro β, l'energia dissipata e la forma della curva F/d. Le caratteristiche principali degli SSCD progettati e applicati ai diversi livelli sono sintetizzate in Tab. 10.12 e Tab. 10.14; la Fig. 10.26 mostra le curve flag-shaped corrispondenti.

Tab. 10.12: Proprietà geometriche e meccaniche dei cavi pre-tesi.

Cavi Pre-tesi					
		P1, P2, P3		P4	
Numero di elementi	n	2		2	
Diametro	ϕ	22	mm	12	mm
Area trasversale	A_{PTE}	380,13	mm²	113,10	mm²
Area trasversale complessiva	$A_{PTE,tot}$	760,27	mm²	226,19	mm²

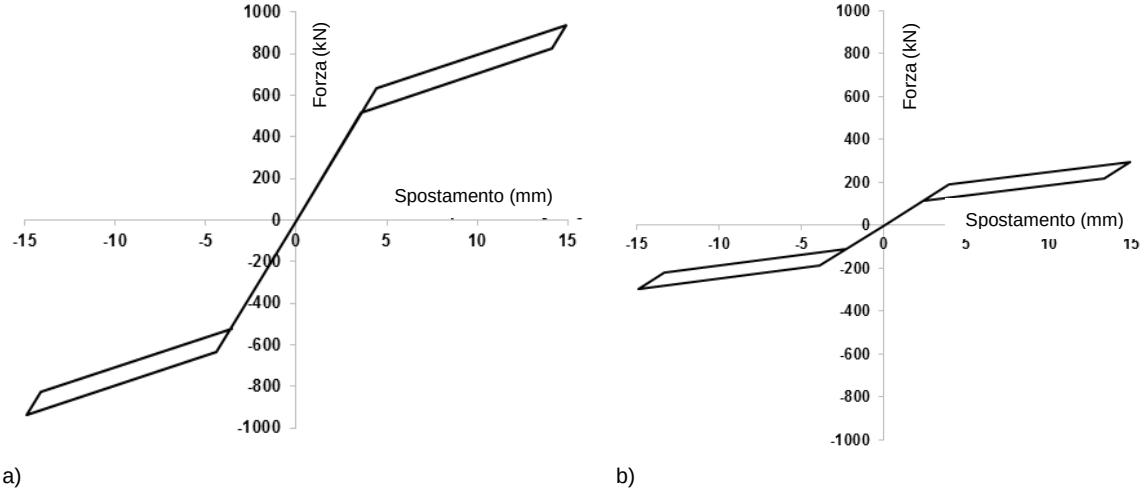
Tensione di snervamento	$f_{y,PTE}$	1670,00	N/mm²	1670,00	N/mm²
Percentuale di pre-tensione	$\rho_{PTE}=f_{PTE}/f_{y,PTE}$	0,50		0,50	
Sforzo di pre-tensione	f_{PTE}	835,00	N/mm²	835,00	N/mm²
Forza di pre-tensione	F_{PTE}	634,82	kN	188,87	kN
Lunghezza	L_{PTE}	3500	mm	3500	mm
Modulo elastico	E_{PTE}	196000	N/mm²	196000	N/mm²
Allungamento massimo	d_{PTE}	14,91	mm	14,91	mm

Tab. 10.13: Proprietà geometriche e meccaniche degli elementi dissipativi.

Elementi Dissipativi (Acciaio BO40)					
		P1, P2, P3		P4	
Numero di elementi	n	4		4	
Area trasversale	A_{ED}	120	mm²	80	mm²
Area trasversale complessiva	$A_{ED,tot}$	480	mm²	320	mm²
Tensione di snervamento	$f_{y,ED}$	240	N/mm²	240	N/mm²
Forza di snervamento	$F_{y,ED}$	115,2	kN	76,8	kN
Allungamento ultimo	$A_{gt,ED}$	24,67	%	24,6	%
Lunghezza ridotta	L_{ED}	170	mm	170	mm

Tab. 10.14: Parametri dell'SSCD per i livelli P1, P2 e P3.

Curva flag shaped F/d				
Parametri	P1, P2, P3		P4	
k_{el}	144,658	kN/mm	48,237	kN/mm
k_{pe}	28,886	kN/mm	9,588	kN/mm
F_y	634,822	kN	188,873	kN
d_y	4,388	mm	3,9155	mm
F_u	938,765	kN	294,295	kN
d_u	14,911	mm	14,911	mm
$\alpha = k_{pe}/k_{el}$ =	**0,200**		**0,199**	
$\beta = F_{y,ED}/F_{PTE}$ =	**0,181**		**0,407**	



a) b)

Fig. 10.26: Curve flag-shaped per gli SSCD dei livelli: a) P1, P2 e P3; b) P4.

Al fine di intrudurre gli SSCD nel modello numerico della struttura, sono stati utilizzati elementi "link" con una specifica relazione costitutiva flag-shaped.

Il modello SSCD è simulato da due elementi differenti che lavorano in parallelo (Fig. 10.27): il primo caratterizzato da una legge "elastica multilineare" che definisce i primi due rami della curva con rigidezza pari a k_{el} e k_{pe}, forza di snervamento F_y e spostamento massimo d_u (Fig. 10.28a), il secondo definito come "*plastico*" caratterizza i cicli isteretici degli elementi dissipativi attraverso il parametro k_{DE} e la corrispondente F_{yDE} (Fig. 10.28b).

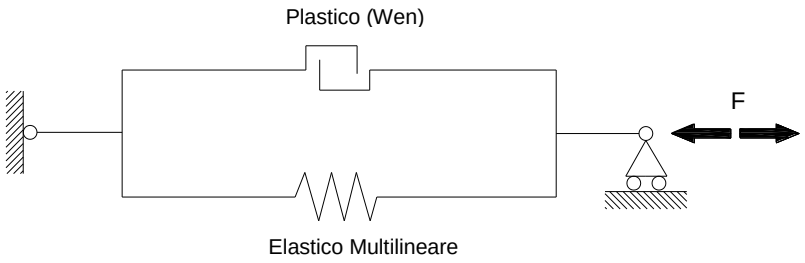
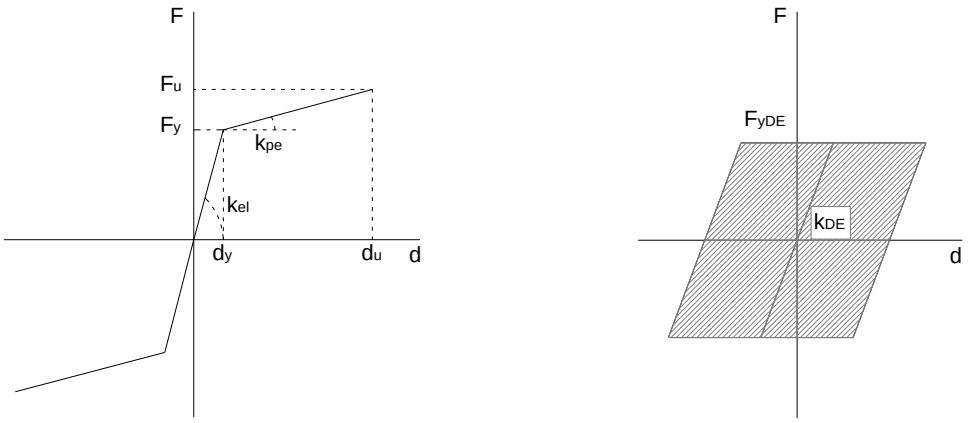


Fig. 10.27: Modello semplificato dell'SSCD con due elementi Link NonLineari in parallelo.



a) b)

Fig. 10.28: Leggi costitutive a) Elastica Multilineare e b) Plastica.

10.4.3.2 Modello non lineare e analisi dinamica non lineare

Sono state eseguite, inoltre, analisi dinamiche non lineari per studiare più approfonditamente il comportamento della struttura nel dominio post-elastico. Le analisi dinamiche incrementali (IDA) sono state condotte in accordo con la procedura proposta da Vamvatsikos e Cornell, basata sui passi elencati di seguito:

1. determinazione degli accelerogrammi adimensionalizzati da usare: $a_1(ti)$;
2. determinazione del Fattore di Scala (SF) da applicare all'accelerogramma: $\mathrm{a}_\lambda = \lambda\, \mathrm{a}_1$;
3. determinazione della funzione Misura di Intensità (IM) dell'accelerogramma adimensionalizzato che cresce monotonicamente con il fattore di scala λ (ovvero l'accelerazione di picco al suolo – *peack ground acceleration* PGA, l'Accelerazione Spettrale corrispondente al primo periodo, e così via);
4. determinazione della Misura di Danno (DM), parametro che caratterizza la risposta strutturale della costruzione durante gli eventi sismici (per esempio il massimo taglio alla base V_b, il massimo drift di interpiano, e così via);
5. determinazione della Curva IDA, ossia la rappresentazione grafica del DM attraverso il parametro IM considerato per l'accelerogramma selezionato.

Nel caso in esame, come parametro IM è stata scelta la PGA.

Sono stati adottati due DM: il massimo drift di interpiano d_{rmax} e il massimo spostamento dei sistemi SSCD d_{dmax}. Il raggiungimento dello Stato limite di Danno (SLD) è associato al raggiungimento del massimo drift di interpiano, indicato dal D.M. 14/01/2008 per garantire l'utilizzo efficace della struttura (Eq. (10.20)):

$$\boldsymbol{d_r \leq 0,01\, h} \qquad \text{Eq. (10.20)}$$

essendo h le altezze di interpiano. In questo caso, la relazione si traduce nell'Eq. (10.21):

$$d_r \leq 45\ mm \qquad \text{Eq. (10.21)}$$

Lo Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è associato ad una deformazione assiale dei sistemi SSCD maggiore del massimo allungamento consentito, corrispondente alla condizione di snervamento dei cavi pre-tesi e alla perdita di capacità ricentrante. Questo limite si può imporre pari a (Eq. (10.22)):

$$d_{SSCD} \leq 14{,}91\ mm \qquad \text{Eq. (10.22)}$$

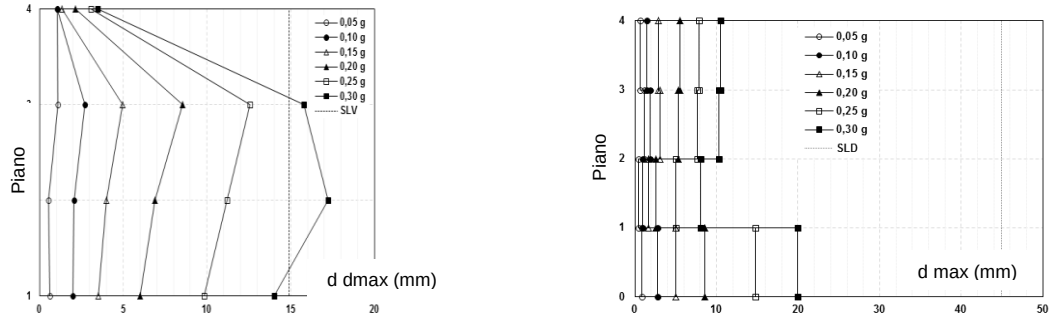
E' necessario sottolineare che tale limitazione non corrisponde esattamente al raggiungimento dello stato limite "ultimo" di collasso, in quanto, da un punto di vista statico, gli SSCD sono ancora capaci di sostenere la struttura con una resistenza residua sufficiente nei confronti del collasso. Il problema consiste, principalmente, nella perdita di capacità ricentrante (rimane una ridotta capacità dissipativa). Inoltre, la condizione agli SLV non è raggiunta simultaneamente da tutti i sistemi SSCD, ma si ha una progressiva perdita di efficacia solo in alcuni di essi.
Per l'esecuzione delle IDA sono stati impiegati sette accelerogrammi. L'IM considerato è stato scalato considerando diversi SF per diversi accelerogrammi fino a 0.40g (Tab. 10.15).

Tab. 10.15: Fattori di scala adottati per diversi accelerogrammi.

Seismic	PGA_{ma}	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
0520ME	0,2591	0,193	0,386	0,579	0,772	0,965	1,158	1,35	1,54
0529ME	0,2672	0,187	0,374	0,561	0,749	0,936	1,123	1,31	1,49
SPC1	0,3127	0,160	0,320	0,480	0,640	0,799	0,959	1,11	1,27
SPC2	0,2508	0,199	0,399	0,598	0,797	0,997	1,196	1,39	1,59
SPC3	0,2855	0,175	0,350	0,525	0,701	0,876	1,051	1,22	1,40
SPC4	0,3374	0,148	0,296	0,445	0,593	0,741	0,889	1,03	1,18
SPC5	0,2507	0,199	0,399	0,598	0,798	0,997	1,197	1,39	1,59

Le Fig. 10.29 e Fig. 10.30 presentano il riepilogo dei risultati delle IDA, eseguite adottando i 7 diversi accelerogrammi. Analizzando i risultati estrapolati dalle IDA, è evidente che il massimo allungamento dei dispositivi dissipativi (d_{dmax}) è fortemente influenzato dagli accelerogrammi considerati: si riscontra un comportamento simile fino ad un IM pari a 0.15g, mentre a livelli crescenti di IM corrispondono differenze crescenti nei risultati ottenuti. Si possono fare considerazioni simili anche per il massimo drift di interpiano (d_{rmax}), relativo all'SLD. Per ridurre parzialmente questi effetti, sono stati considerati i risultati medi dei sette accelerogrammi, in accordo con quanto previsto dal D.M.14/01/2008. I valori medi del DM evidenziano la capacità

della struttura progettata di soddisfare ampiamente i requisiti imposti all'SLD per PGA fino a 0.30g, mentre nel caso dell'SLV la massima PGA è compresa nell'intervallo 0.25g (limite soddisfatto) e 0.30g (superamento del limite SLV).
Gli spostamenti residui sono stati valutati anche per testare l'efficacia del modello (Tab. 10.16): essi sono risultati più bassi del 2% degli spostamenti di interpiano massimi esibiti, valore che può essere considerato accettabile per garantire la capacità ricentrante del sistema. Come si vede dalla Fig. 10.30, i livelli P1, P2 e P4 hanno presentato un comportamento simile per valori crescenti di PGA mentre il livello P3 è caratterizzato da spostamenti più elevati. Il limite di snervamento delle quattro curve è, più o meno, lo stesso ed all'interno del range [0.10g; 0.15g], il che dimostra un comportamento della struttura abbastanza regolare.



a) b)

Fig. 10.29: Risultati medi dei 7 inputs: a) spostamento massimo (SLV) e b) spostamento di interpiano massimo (SLD) .

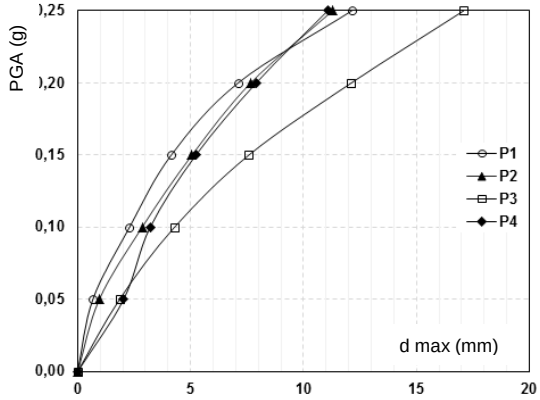


Fig. 10.30: Risultato delle IDA in termini di spostamento dei diversi piani rispetto alla PGA (media di 7 accelerogrammi).

Tab. 10.16: Spostamenti residui medi della struttura (PGA pari a 0.25g).

piano	d_r [mm]	d_{rmax} [mm]	d_r [%]
P1	0,08	14,79	0,55
P2	0,09	5,03	1,89
P3	0,08	7,65	1,02
P4	0,16	7,90	2,07

L'esecuzione delle verifiche di sicurezza per tutti gli elementi strutturali che compongono la costruzione, in accordo con quanto previsto dalla norma attuale e in corrispondenza di una PGA pari a 0.25g all'SLV, ha portato a modificare i profili degli elementi rispetto a quelli precedentemente dimensionati, come brevemente riassunto in Tab. 10.17 per le sezioni in acciaio. Al contrario, non è stato necessario nessun cambiamento nelle dimensioni e nei rinforzi delle pareti in C.A.

Tab. 10.17: Modifiche necessarie per i profili in acciaio in accordo con i risultati delle analisi non lineari.

Elemento	Profilo iniziale	Profilo modificato	Ragione
Travi in acciaio di interpiano	HEB280	HEA340	Comportamento flessionale
Travi in acciaio di copertura	HEB160	HEB180	Comportamento flessionale
Colonne	HEB220	HEB240	Instabilità

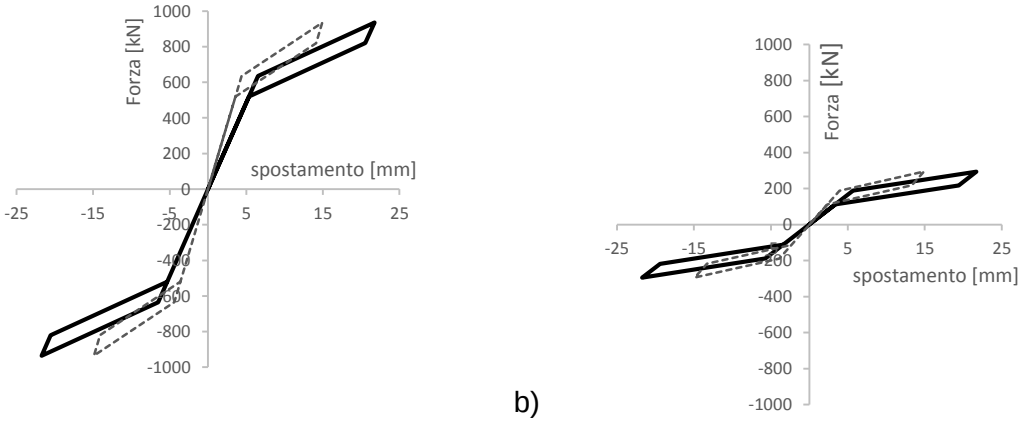
10.4.4 Ottimizzazione della soluzione proposta

I risultati dell' analisi non lineare, globalmente, hanno evidenziato che il comportamento strutturale del sistema è influenzato principalmente dal massimo allungamento dell'SSCD, che caratterizza direttamente il raggiungimento dell'SLV, mentre lo spostamento di interpiano, relativo al soddisfacimento della condizione SLD, è solitamente ben al di sotto del limite imposto e non è condizionante per la determinazione dell'effettiva capacità del sistema.

Si può quindi modificare l'SSCD al fine di incrementare la capacità strutturale della costruzione agli SLV per IM più alti di 0.25g, agendo direttamente su diversi parametri. Sono state prese in considerazione le possibilità riportate di seguito.

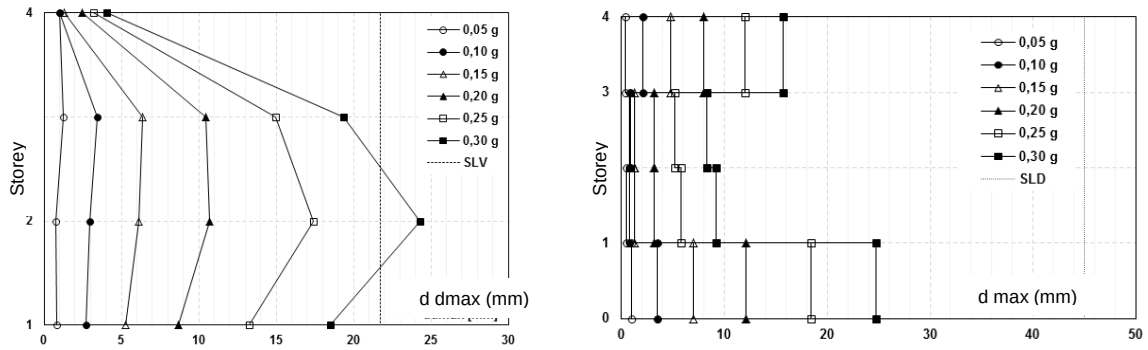
10.4.4.1 Caso 1 – Incremento della lunghezza dell'SSCD

Sono state introdotte e provate numerose variazioni ottenute modificando la lunghezza dell'SSCD e adottando, alla fine, una lunghezza esterna del dispositivo di 5.30 m, invece di quella iniziale pari a 3.50 m (risultato delle prove sperimentali sul prototipo SSCD), e cavi pre-tesi lunghi 5.10 m, (Fig. 10.31). Si vede (Fig. 10.32) che l'incremento della lunghezza dell'SSCD non influenza significativamente il comportamento della struttura, fino a che la massima PGA accettabile rimane pari a 0.25g. Ciò è dovuto soprattutto al fatto che l'aumento della lunghezza è legato al decremento della rigidezza lineare (Fig. 10.31).



a) b)

Fig. 10.31: 1° modifica (lunghezza SSCD): curve flag-shaped modificate per a) livelli P1, P2 e P3, b) P4.



a) b)

Fig. 10.32: Risultati medi delle IDA per a) massimo spostamento dell'SSCD (SLV) e b) massimo spostamento di interpiano (SLD)

10.4.4.2 Caso 2 – Incremento del diametro dei cavi pre-tesi

La seconda possibilità consiste nel modificare il diametro dei cavi pre-tesi, incrementandolo di 4.0 mm; anche in questo caso, la lunghezza complessiva dell'SSCD è stata aumentata rispetto a quella iniziale fino ad un valore di 5.30 m. Poichè lo spostamento target SLV non dipende dal diametro, esso rimane pari a 21.93 mm. Il cambiamento del diametro dei cavi influenza direttamente lo

snervamento e le forze massime, così come la rigidezza di entrambi i rami, elastico e post-elastico, della curva falg-shaped (Fig. 10.33).
Si vede che la modifica simultanea della lunghezza dell'SSCD e del diametro dei cavi è in grado di incrementare la capacità strutturale effettiva del sistema, con una PGA massima accettabile pari a 0.30 g senza il superamento del limite SLV. Non si osservano variazioni all'SLD.
Il confronto tra il 1° e il 2° piano non evidenzia differenze significative per IM minori o uguali a 0.15g: ciò vuol dire che al di sotto di 0.15 g l'influenza dei cavi pre-tesi non è rilevante. Incrementando la PGA, l'influenza dei cavi diventa più importante, soprattutto sul comportamento post-elastico degli SSCD.

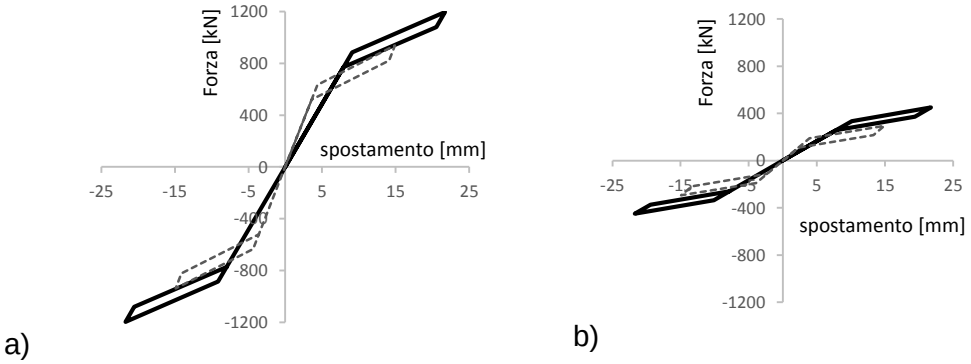


Fig. 10.33: 2° modifica (lunghezza dell'SSCD e diametro dei cavi): curve flag-shaped per a) livelli P1, P2 e P3, b) P4.

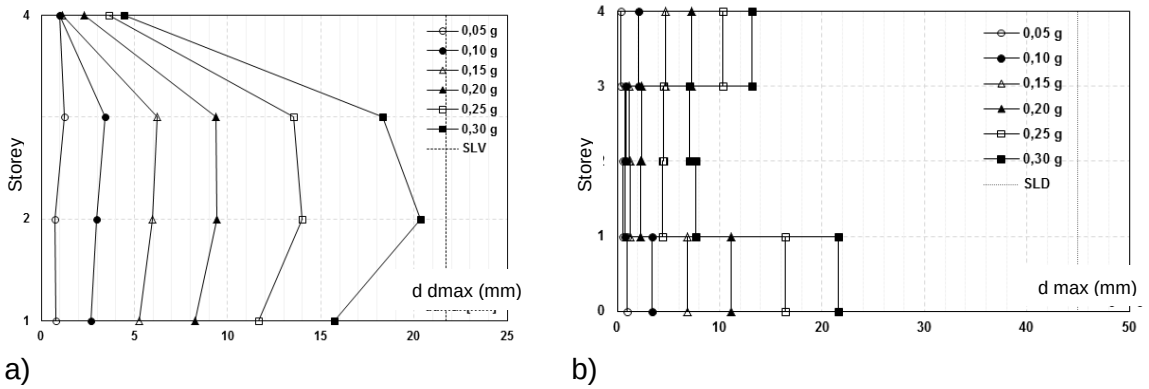


Fig. 10.34: Risultati medi delle IDA per a) massimo spostamento dell'SSCD (SLV) e b) spostamento di interpiano (SLD) – caso 2.

10.4.4.3 Caso 3 – Incremento degli elementi dissipativi - β=0,50

La capacità complessiva della struttura può essere incrementata anche aumentando la capacità dissipativa dei dispositivi SSCD. I coefficienti β che caratterizzano le curve flag-shaped, utilizzati finora, sono rispettivamente pari a 0.18 per P1, P2 e P3 e a 0.40 per P4.
In questo terzo caso, per valutare l'efficacia di questo parametro, si adotta la lunghezza iniziale dell'SSCD (3.50 m), aumentando la sezione degli elementi

dissipativi fino a raggiungere β=0.50, senza modificare le altre caratteristiche (Fig. 10.35).

Come è evidenziato dalla Fig. 10.36, tale soluzione risulta molto efficace, con una PGA massima consentita agli SLV pari a 0.35 g e circa il 50% di riduzione dello spostamento massimo di interpiano. Siccome la rigidezza dell'SSCD non viene modificata, gli spostamenti di interpiano si riducono; inoltre, la dimensione più piccola del dispositivo permette di avere costi minori e maggiore facilità di assemblaggio.

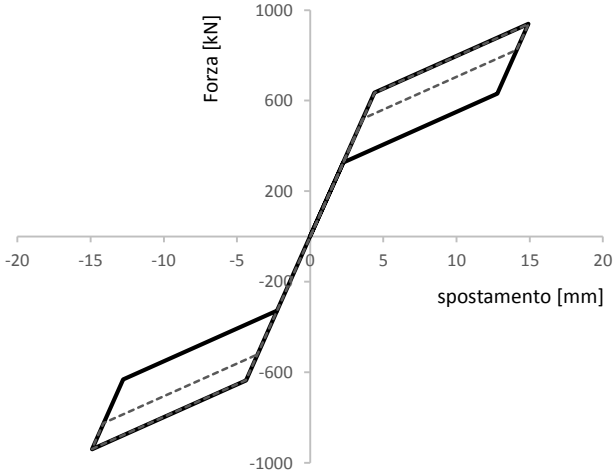
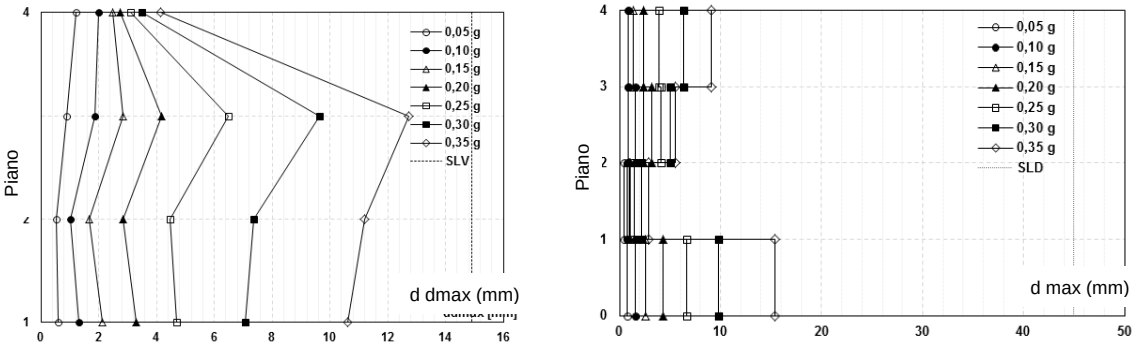


Fig. 10.35: 3° modifica (β=0.50): curve flag-shaped per livelli P1, P2 e P3.



a) b)

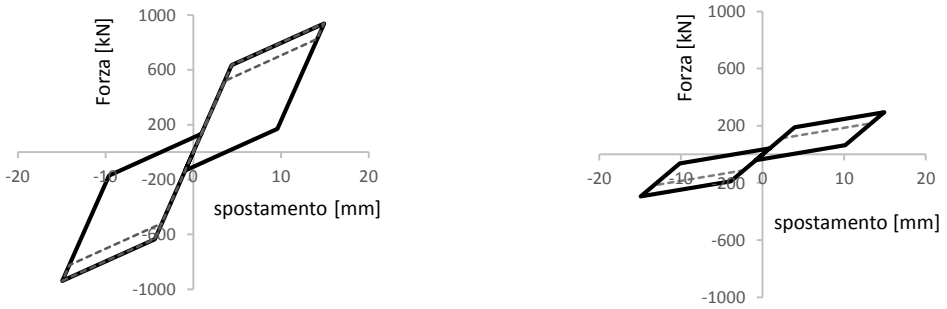
Fig. 10.36: Risultati medi delle IDA per a) massimo spostamento dell'SSCD (SLV) e b) spostamento di interpiano (SLD) – caso 3.

10.4.4.4 Caso 4 - Incremento degli elementi dissipativi - β=1,25

L'aumento del coefficiente β oltre 0.90 porta, in accordo con i risultati sperimentali, alla perdita del tipico comportamento flag-shaped degli elementi dissipativi, come si evince dalla Fig. 10.37, e in questo caso anche a spostamenti residui rilevanti. Il risultato più evidente delle IDA è che l'incremento della sezione degli elementi dissipativi riduce la capacità globale della struttura, che ora ha una PGA massima accettabile pari a 0.30 g (Fig. 10.38): ciò significa che, oltre un certo limite,

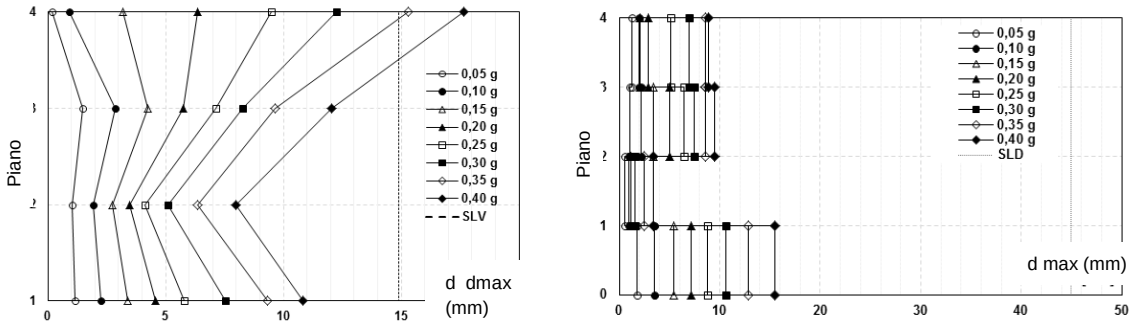
l'incremento della dimensione degli elementi dissipativi non è utile per migliorare la prestazione strutturale della costruzione.

In questo caso i dispositivi SSCD del piano P4 raggiungono i loro valori di allungamento più elevati (in tutti gli altri casi considerati, i dispositivi del livello P4 erano i meni affetti dalla variazione dei parametri): ciò è causa del decremento della capacità globale all'SLV. Questo aspetto è evidenziato dalla curva di capacità dei diversi livelli (Fig. 10.39): ad eccezione della curva relativa a P4 che mostra snervamento per PGA pari a 0.10g, le curve per gli altri tre livelli hanno un comportamento più o meno lineare. Ciò vuol dire che la struttura raggiunge il suo limite massimo al livello P4 con gli altri SSCD ancora in campo elastico.



a) b)

Fig. 10.37: 4° modifica (β=1.25): curve flag-shaped per livelli a) P1, P2 e P3, b) P4.



a) b)

Fig. 10.38: Risultati medi delle IDA per a) massimo spostamento dell'SSCD (SLV) e b) spostamento di interpiano (SLD) – caso 4.

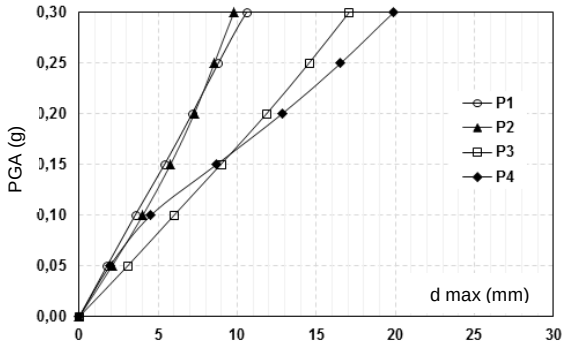


Fig. 10.39: Curve di capacità per i diversi piani – caso 4.

Infine, sono stati valutati gli spostamenti residui: per valori di β maggiori di 1.0, l'SSCD perde la capacità ricentrante, lasciando la struttura soggetta a spostamenti residui. I loro valori medi, per PGA pari a 0.30 g, sono riepilogati in Tab. 10.18.

Tab. 10.18: Valori medi degli spostamenti residui della struttura in acciaio per PGA = 0.30 g.

Piano	β=1.25			β=2.00		
#	d_r [mm]	d_{rmax} [mm]	d_r [%]	d_r [mm]	d_{rmax}	d_r [%]
P1	0,54	10,56	5,08	0,64	11,75	5,48
P2	0,40	1,54	25,85	0,76	1,61	47,26
P3	0,59	7,45	7,98	0,75	8,06	9,36
P4	0,24	6,93	3,41	0,37	9,53	3,87

Conclusioni analoghe si possono fare nel caso di coefficiente β pari a 2.0, che nuovamente porta all'incremento della dimensione degli elementi dissipativi e alla perdita del comportamento flag-shaped.

10.5 CONCLUSIONI

Il sistema SSCD proposto è stato utilizzato per il progetto di una struttura ibrida C.A./acciaio ad uso commerciale. La procedura progettuale, come ampiamente discusso, è iterativa ed include sia analisi lineari che non lineari.

Il prototipo "originale" del sistema, con le proprietà meccaniche e geometriche descritte in Braconi et al., ha permesso di progettare la struttura nei confronti di un'azione sismica con PGA pari a 0.25g, in accordo con i requisiti delle norme attuali, sia per gli SLD che per gli SLV, e garantendo una buona capacità ricentrante, con spostamenti residui molto limitati.

La variazione dei parametri, quali la lunghezza del dispositivo, il diametro dei cavi e la dimensione degli elementi dissipativi dell'SSCD, consente di migliorare la performance strutturale dell'edificio, come largamente dimostrato.

L'ottimizzazione del sistema si può perseguire attraverso l'applicazione di indagini parametriche volte a determinare i valori delle caratteristiche dei sistemi SSCD – in particolare la lunghezza dei cavi pre-tesi e l'area trasversale degli elementi dissipativi – da utilizzare in relazione ai requisiti effettivi della struttura.

La disposizione orizzontale dell'SSCD (come connessione tra le pareti in C.A. e i telai in acciaio) conduce al controllo diretto del comportamento strutturale dell'edificio e alla possibilità di ottimizzare la deformata modale al fine di avere, così come nel caso considerato, spostamenti uguali in corrispondenza di tutti i piani.

Il confronto tra i risultati numerici delle analisi e i dati estrapolati dalle prove sperimentali evidenzia che le semplificazioni adottate nel modello (come, per esempio, la trascurabilità dell'attrito e degli elementi dissipativi nella determinazione della rigidezza equivalente) conduce ad un errore che influenza principalmente la quantità di energia dissipata. Dall'altro lato, sono state rilevate ben poche differenze

tra le analisi e le prove sperimentali per quanto concerne la stima degli spostamenti residui.

Il limite più significativo del sistema SSCD è relativo alla sua ridotta capacità di spostamento, essendo in grado di sostenere massimo 25 mm. La quantità di energia dissipata è legata agli spostamenti e alle forze agenti sul dispositivo: lo spostamento può essere incrementato con l'aumento della dimensione dei cavi pre-tesi o della lunghezza del dispositivo – quest'ultimo difficile da applicare. La capacità dissipativa dell'SSCD può essere incrementata aumentando la dimensione degli elementi dissipativi, mantenendo il coefficiente β al di sotto di 0.90.

É inoltre necessario sottolineare che l'assenza di norme specifiche, che determinano i parametri necessari per la caratterizzazione dei dispositivi dissipativi, non consente di confrontare direttamente il comportamento di un sistema "tradizionale" con quello di una struttura con un sistema dissipativo di protezione. Il dispositivo SSCD proposto è stato progettato e validato considerando entrambe le condizioni statiche e sismiche, ma la reale determinazione dei livelli di prestazione in accordo con gli SLO, SLD, SLV e SLC non è chiara, così come la definizione dell'effettivo fattore di comportamento q, assunto, nel caso in esame, pari a 1.0.

10.6 CAMPO DI APPLICAZIONE

Il dispositivo in acciaio auto-ricentrante (*Steel Self-Centering Device* - SSCD) può essere applicato sia alle costruzioni esistenti che alle nuove costruzioni.

E' particolarmente adatto ad essere incorporato in travi in acciaio o in calcestruzzo.

10.7 PUBBLICAZIONI

Pubblicazioni in riviste internazionali

1. Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) *Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test*. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
2. Braconi A., Morelli F., Salvatore W. *Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
3. F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, *Seismic retrofit of an industrial structure through an innovative self-centering hysteretic device: modelling, analysis, optimization*, Proceedings of the VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS Congress 2016, Crete Island, Greece, 5–10 June 2016.
4. F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, *Seismic behavior of an industrial steel structure retrofitted with self-centering hysteretic dampers*. Under preparation

10.8 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. Alderighi E, Bayo E, Bianco L, Braconi A, Coscetti C, Dall'Asta A, Filippuzzi P, Fulop L, Gracia J, Hoffmeister Hradil PB, Karamanos S, Leoni G, Mallardo R, Moller S, Osta A, Salvatore W, Tsintzos P, Varelis G, Vasilikis D (2010) *PREfabriCAted STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas*. RFSR-CT-2007-00038 project. Final report, European Commission, Brussels.

2. Banushi G. Un modello semianalitico del comportamento meccanico di un dissipatore autocentrante per la protezione sismica delle strutture, Tesi di Laurea, Facoltà di Ingegneria, Università di Pisa, 2010.
3. Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) *Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test*. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
4. Braconi A., Morelli F., Salvatore W. *Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
5. Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B, Uang C-M (2002a) *Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames*. ASCE J Struct Eng 128(9):1111–1120.
6. Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B (2002b) *Seismic response of self-centering hysteretic SDOF systems*. Earthq Eng Struct Dyn 31(5):1131–1150.
7. Christopoulos C, Filiatrault A (2006) *Principles of supplemental damping and seismic isolation*. IUSS Press, Pavia.
8. Christopoulos C, Tremblay R, Kim HJ, Lacerte M (2008a) *Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation*. J Struct Eng 134(1): 96–107.
9. Christopoulos C, Choi H, Eronchko J (2008b) *Comparison of the seismic response of steel buildings incorporating self-centering energy dissipative braces, buckling restrained braces and moment resisting frames*.
10. Cormack LG (1988) *The design and construction of the major bridges on the mangaweka rail deviation*. Transaction of the Institute of Professional Engineers of New Zealand, vol 15. I/CE, pp 16–23.
11. Desroches R, Smith B (2004) Shape memory alloy in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations. J Earthq Eng 8 (3):1–15.
12. EN1998-1:2005 - Eurocode 8 –Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General Rules, seismic action and rules for buildings.
13. Filiatrault A, Tremblay R, Kar R (2000) Performance evaluation of friction spring seismic damper. ASCE J Struct Eng 126:491–499.
14. NTC (2008) Norme tecniche per le Costruzioni. Gazzetta Ufficiale n. 29, February 4, 2008, Suppl. Ordinario n.30, Italy (in Italian).
15. Priestley MJN, Sritharan S, Conley JR, Pampanin S (1999) Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-storey precast concrete test building. PCI J 44(6):42–47.
16. Uang C.M., Bertero V.V. (1990) - Evaluation of seismic energy in structures, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 19 (2), 77-90.
17. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002) Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 491-514.

11 DISPOSITIVO ISTERETICO TRIANGOLARE IN ACCIAIO (TRSH)

11.1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del progetto di ricerca "RISK MITIGATION FOR EARTHQUAKES AND LANDSLIDES" (acronimo LESSLOSS, ID GOCE-CT-2003-505448) del 6th framework European Research Program, sono stati sviluppati e testati i dispositivi isteretici triangolari in acciaio (TRSH - *Triangular Steel Hysteretic*), utilizzati come elementi dissipativi complementari nei sistemi di isolamento alla base, con particolare attenzione alla loro applicabilità [1, 2]. Le attività di ricerca appartenevano alla sezione 6 "Development and manufacturing of energy dissipation devices and seismic isolators".

Il presente report espone i risultati delle indagini sulle prestazioni sismiche dei dispositivi TRSH e propone una procedura di progetto per strutture in acciaio e composte, in cui si applica il dispostivo TRSH ai sistemi isteretici di controvento.

11.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI CONTROVENTO ISTERETICO TRIANGOLARE IN ACCIAIO

I dispositivi isteretici in acciaio (SHD - *Steel Hysteretic Devices*) rappresentano una soluzione efficace per incrementare la capacità delle strutture di dissipare energia sismica. Tra i dispositivi SHD, il dispositivo triangolare isteretico in acciaio (TRSH) (vedi Fig. 11.1) è un elemento particolarmente adatto alla sua integrazione all'interno di un sistema strutturale di controvento, per i seguenti motivi:

- la curvatura flessionale prodotta da una forza trasversale applicata all'estremità di una piastra triangolare è uniforme lungo tutta la sua altezza (vedi Fig. 11.2),
- può raggiungere importanti deformazioni anelastiche senza concentrazioni di curvatura (vedi Fig. 11.2).

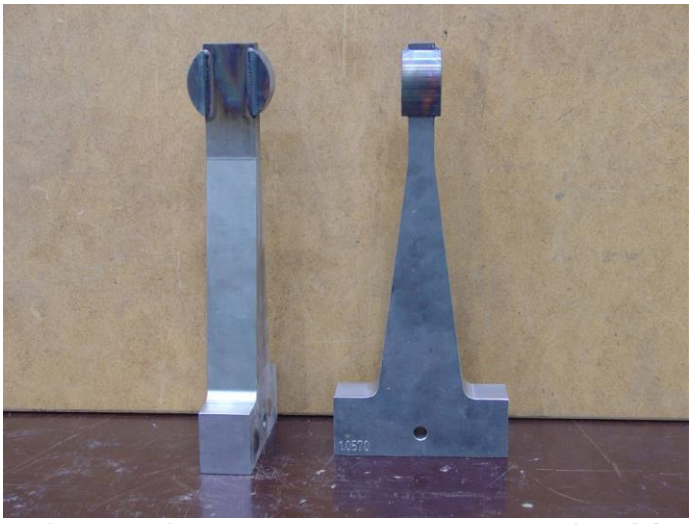


Fig. 11.1: Elemento TRSH con testa a mezza luna [1]

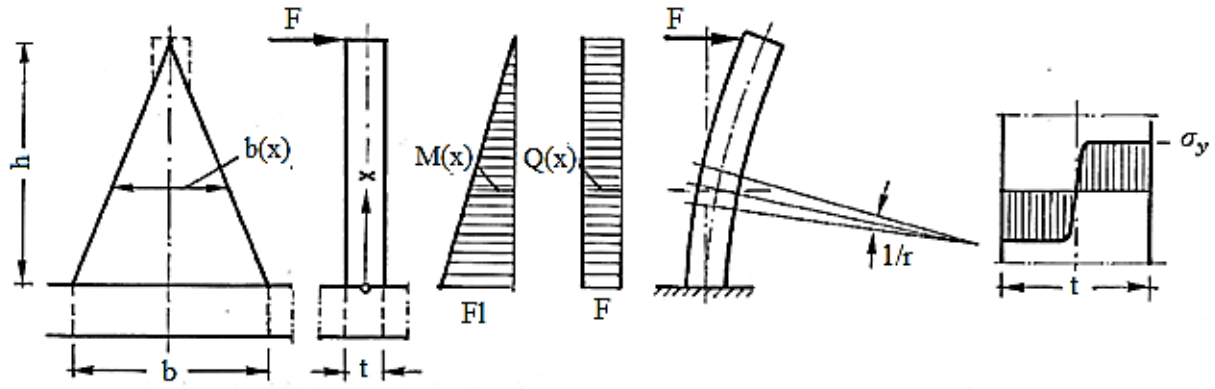


Fig. 11.2: Parametri geometrici e comportamento meccanico dell'elemento TRSH [1]

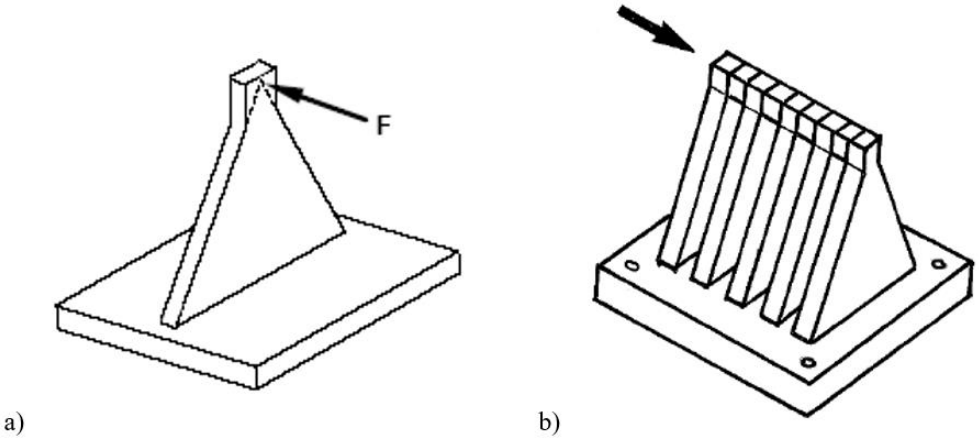


Fig. 11.3: Elemento TRSH: a) singolo, b) connessione in serie [1]

Il principio con cui opera il sistema di controvento con l'introduzione dei dispositivi TRSH e il suo cinematismo qualitativo sono rappresentati in Fig. 11.4. Un possibile layout del collegamento delle aste di controvento con la trave, realizzato mediante un TRSH, è mostrato in Fig. 11.5 e Fig. 11.6. I piatti triangolari dissipano l'energia legata alle componenti orizzontali dell'azione sismica, mentre la trasmissione delle componenti verticali degli sforzi delle aste di controvento è affidata ad una guida scorrevole.

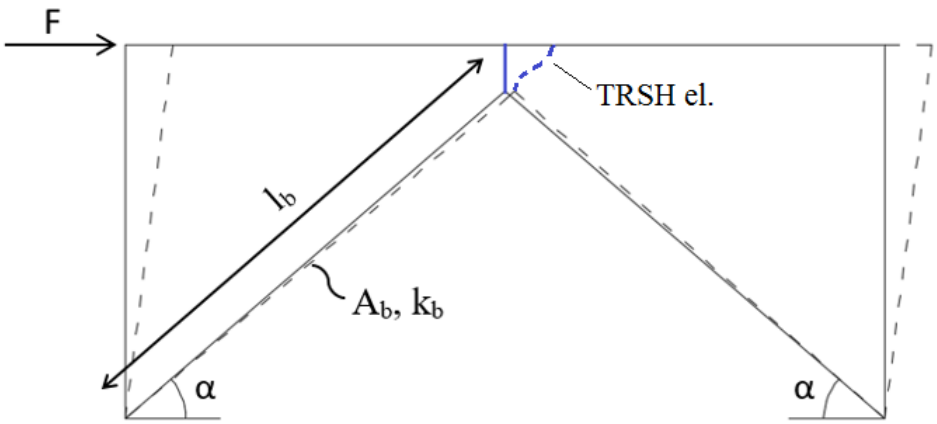


Fig. 11.4: Principio operativo e cinematisimo qualitativo di un sistema di controvento TRSH

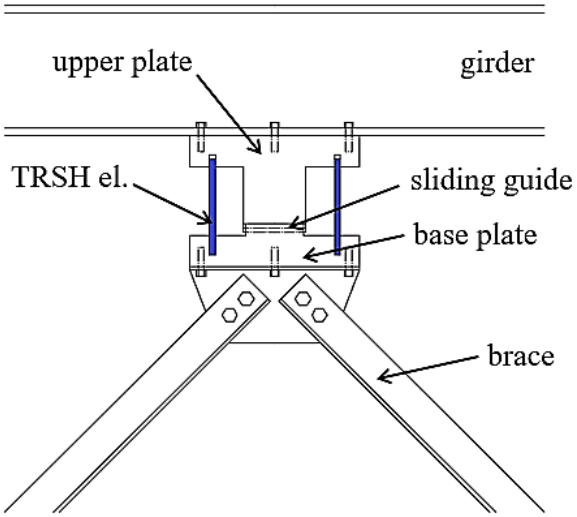


Fig. 11.5: Componenti principali del sistema di controvento TRSH – vista laterale

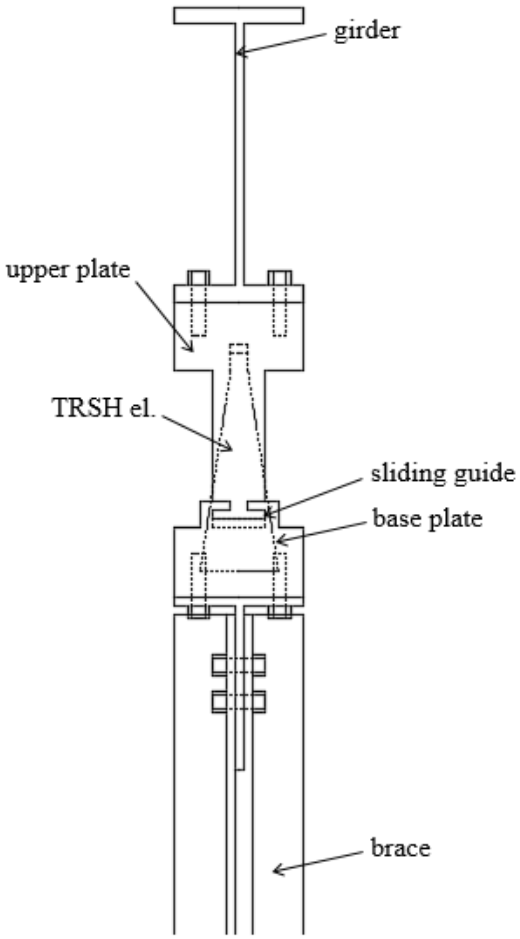


Fig. 11.6: Componenti principali del sistema di controvento TRSH – vista in sezione

Le prime indagini sperimentali e numeriche relative alla risposta sismica delle strutture realizzate con dispositivi TRSH risalgono ai primi anni ’90 [3-8].
Secondo tali studi, la rigidezza elastica laterale $k_{el,t}$, la curvatura elastica $\chi_{el,t}$ (costante), la forza di snervamento $F_{y,t}$, la forza ultima $F_{u,t}$, e lo spostamento allo snervamento $\Delta_{y,t}$ del dispositivo TRSH si possono calcolare come segue [6]:

$$k_{el,t} = \frac{nEbt^3}{6h^3} \quad \text{Eq. (11.1)}$$

$$\chi_{el,t} = \frac{12Fh}{Ebt^3} \quad \text{Eq. (11.2)}$$

$$F_{y,t} = \frac{n\sigma_y bt^2}{6h} \quad \text{Eq. (11.3)}$$

$$F_{u,t} = \frac{n\sigma_y bt^2}{4h} \quad \text{Eq. (11.4)}$$

$$\Delta_{y,t} = \frac{F_{y,t}}{K_{el,t}} = \frac{\sigma_y h^2}{Et} \quad \text{Eq. (11.5)}$$

dove b, h, e t sono i parametri geometrici rappresentati in Fig. 11.2, n, E, e σ_y sono rispettivamente il numero, il modulo elastico e lo sforzo di snervamento dell'acciaio del TRSH.
Si può dimostrare che la rigidezza elastica laterale complessiva $k_{el,T+B}$ del sistema di controvento che comprende il dispositivo TRSH è:

$$k_{el,t+b} = \frac{k_{el,t} \cdot k_{el,b}}{k_{el,t} + k_{el,b}} \qquad \text{Eq. (11.6)}$$

dove $k_{el,b} = 2(EA_b/l_b)\cos^2\alpha$ è la rigidezza laterale delle aste di controvento senza gli elementi dissipativi.

11.3 MODELLO ANALITICO

11.3.1 Approssimazione bilineare del ciclo forza-spostamento

Per i prefissati scopi progettuali, i cicli curvilinei forza-spostamento sono stati approssimati da cicli isteretici bilineari con una rigidezza iniziale k_1, una rigidezza snervata k_2 e una forza di snervamento F_y. Il metodo adottato d'ora in avanti per l'approssimazione bilineare dei cicli isteretici è mostrato in Fig. 11.7.

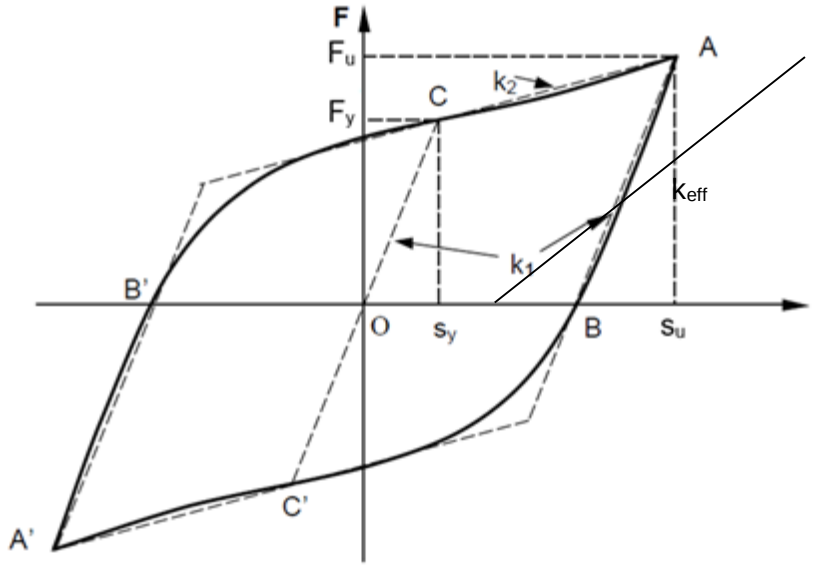


Fig. 11.7: Approssimazione bilineare del ciclo isteretico

Il ciclo curvilineo A´B´CABC´A´ non è simmetrico rispetto al centro 0; le coordinate dei vertici A e A' rappresentano i massimi spostamenti $\pm s_u$ e le forze massime $\pm F_u$.
La rigidezza iniziale K_1 è approssimata dalla pendenza delle linee parallele AB e A'B', dove B e B' sono le intersezioni del ciclo con l'asse x.
Le rigidezze dopo lo snervamento K_2^+ and K_2^- sono approssimate dalla pendenza delle linee AC e A'C', dove CC' è la linea passante da 0 con pendenza K_1.

Le coordinate del punto C (s_y, F_y) sono, rispettivamente, lo spostamento allo snervamento e la forza di snervamento, che caratterizzano l'appossimazione del ciclo isteretico curvilineo.
I parametri del ciclo bilineare variano rapidamente con la massima ampiezza della deformazione ε_u per valori bassi di tensione, ma più lentamente per valori di tensione più alti. In pratica, la variazione di questi parametri non introduce errori rilevanti per le risposte sismiche basate su cicli bilineari, perchè esse sono governate da una livello di tensione relativamente elevato, caratterizzato quindi da una lenta variazione dei parametri.
Fissando i valori di K_1, K_2 e F_y i cicli bilineari si addensano su una curva a due pendenze, con un punto iniziale fisso.
Spesso il comportamento bilineare è semplificato dalla definizione di una rigidezza equivalente k_{eff} e di uno smorzamento equivalente ξ_{eff}, così come segue:

$$k_{eff} = \frac{F_y}{s_u} + k_2 \qquad \text{Eq. (11.7)}$$

$$\xi_{eff} = \frac{4F_y\left(s_u - \frac{F_y}{k_1 - k_2}\right)}{2\pi \cdot k_{eff} \cdot {s_u}^2} \qquad \text{Eq. (11.8)}$$

11.3.2 Il "Metodo del Fattore di Scala"

La risposta di qualsiasi smorzatore metallico è funzione della sua geometria e delle caratteristiche meccaniche del metallo di cui è costituito. A tal riguardo, il "Metodo del Fattore di Scala" (SFM) è basato sull'assunzione che la legge forza-spostamento dei dispositivi isteretici in acciaio (SHD) si può ottenere scalando la curva ($\sigma - \varepsilon$) sforzo-deformazione (Fig. 11.8) dell'acciaio utilizzato, tramite degli opportuni "fattori di scala".

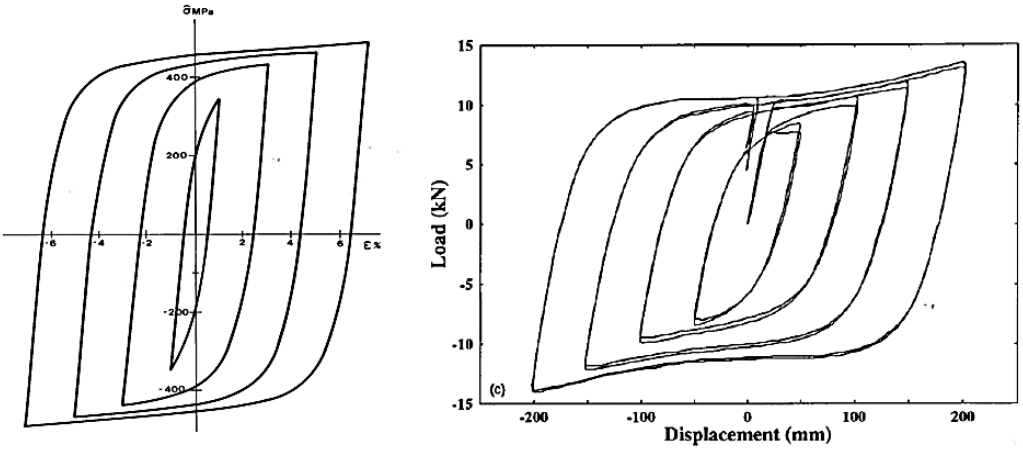


Fig. 11.8: Curve sforzo-defomazione scalate (a sinistra) e corrispondenti cicli forza-spostamento di un dispositivo TRSH realizzato con acciaio dolce laminato a caldo (a destra)

Si determinano le seguenti variabili:

s spostamento del dispositivo

F forza di smorzamento del dispositivo

ε deformazione dell'acciaio

σ sforzo normale dell'acciaio (assunto costante sulla sezione trasversale).

Si possono scrivere le seguenti "equazioni di scala":

$$s = \delta \cdot \varepsilon \qquad \text{Eq. (11.9)}$$

$$F = \varphi \cdot \sigma \cdot (1 + \alpha \cdot s^2) \qquad \text{Eq. (11.10)}$$

dove, per il dispositivo TRSH rappresentato in Fig. 11.9, il fattore di forza φ, il fattore di spostamento δ e il fattore di correzione (per grandi spostamenti) α, sono:

$$\varphi = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \qquad \text{Eq. (11.11)}$$

$$\delta = \frac{h^2 - c^2}{t} \qquad \text{Eq. (11.12)}$$

$$\alpha = \frac{2}{(h+c)^2} \qquad \text{Eq. (11.13)}$$

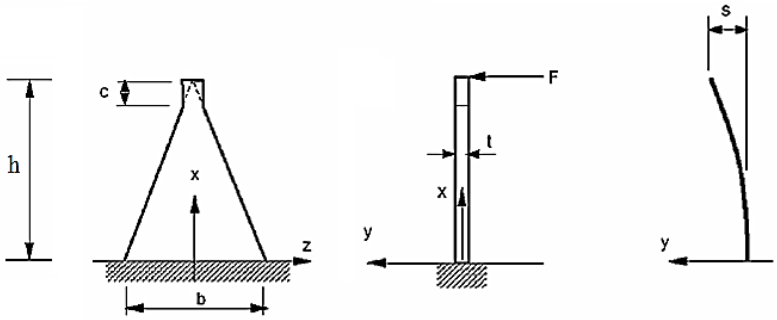


Fig. 11.9: Parametri geometrici dell'elemento TRSH [9]

Considerati i risultati di una prova a trazione su un provino in acciaio del TRSH (ad esempio come in Tab. 11.1), la rigidezza elastica k_1 e post-snervamento k_2 possono essere calcolate applicando il "*metodo del fattore di scala*":

$$k_1 = \frac{\varphi}{\delta} E_1 \qquad \text{Eq. (11.14)}$$

$$k_2 = \frac{\varphi}{\delta} E_2 + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \qquad \text{Eq. (11.15)}$$

Tali formule si possono ricavare come segue:

$$k_1 = \frac{F_y}{s_y} = \frac{\sigma_y \varphi}{\varepsilon_y \delta} = E_1 \frac{\varphi}{\delta}$$

$$k_2 = \frac{F_u - F_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi \cdot \sigma_u + \varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2 - \varphi \cdot \sigma_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi(\sigma_u - \sigma_y)}{\delta(\varepsilon_u - \varepsilon_y)} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2}{s_u(1 - {}^{s_y}/_{s_u})}$$

$$= E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - {}^{\varepsilon_y}/_{\varepsilon_u})} \cdot \frac{\left(1 + {}^{\varepsilon_y}/_{\varepsilon_u}\right)}{\left(1 + {}^{\varepsilon_y}/_{\varepsilon_u}\right)} = E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - {}^{\varepsilon_y{}^2}/_{\varepsilon_u{}^2})}$$

$$\cdot \left(1 + {}^{\varepsilon_y}/_{\varepsilon_u}\right) \cong E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)$$

dove: $E_1 = \sigma_y/\varepsilon_y$, $E_2 = \sigma_u - \sigma_y/\varepsilon_u - \varepsilon_y$, e ${\varepsilon_y}^2/{\varepsilon_u}^2 \cong 0$.

Tab. 11.1: Parametri SFM per un dispositivo TRSH realizzato con acciaio dolce

ε_u [-]	ε_y [-]	σ_y [N/mm²]	E_1 [N/mm²]	E_2 [N/mm²]
0,01	0,0036	270	70000	12200
0,02	0,0055	370	70000	2560
0,03	0,0059	406	70000	1220
0,04	0,0061	424	70000	758
0,05	0,0063	442	70000	534
0,06	0,0065	452	70000	479
0,07	0,0066	458	70000	465

Il metodo del fattore di scala è caratterizzato da 4 principali inesattezze:

1. Differenza tra le proprietà reali del materiale (quali limite di snervamento, deformazione elastica e plastica) del dispositivo TRSH da progettare e quelle del prototipo da cui derivare i relativi valori di progetto (vedi Tab. 11.1),
2. La rigidezza elastica è fortemente influenzata dalla rigidezza dei morsetti e dall'applicazione della forza. Si può manifestare una deviazione di circa il 50%,
3. A causa della variazione graduale della sezione trasversale, per grandi deformazioni l'incrudimento del dispositivo TRSH può aumentare,
4. Altri effetti secondari potrebbero influenzare l'isteresi.

A rigore, il metodo del fattore di scala porta ad una previsione affidabile del comportamento elasto-plastico se gli elementi del TRSH sono prodotti con acciaio proveniente dallo stesso lotto del materiale dell'elemento prototipo da cui si derivano i dati in Tab. 11.1.

11.3.3 Esempio progettuale

Si consideri l'elemento TRSH rappresentato in Fig. 11.10, con i relativi parametri geometrici riportati in Tab. 11.2.

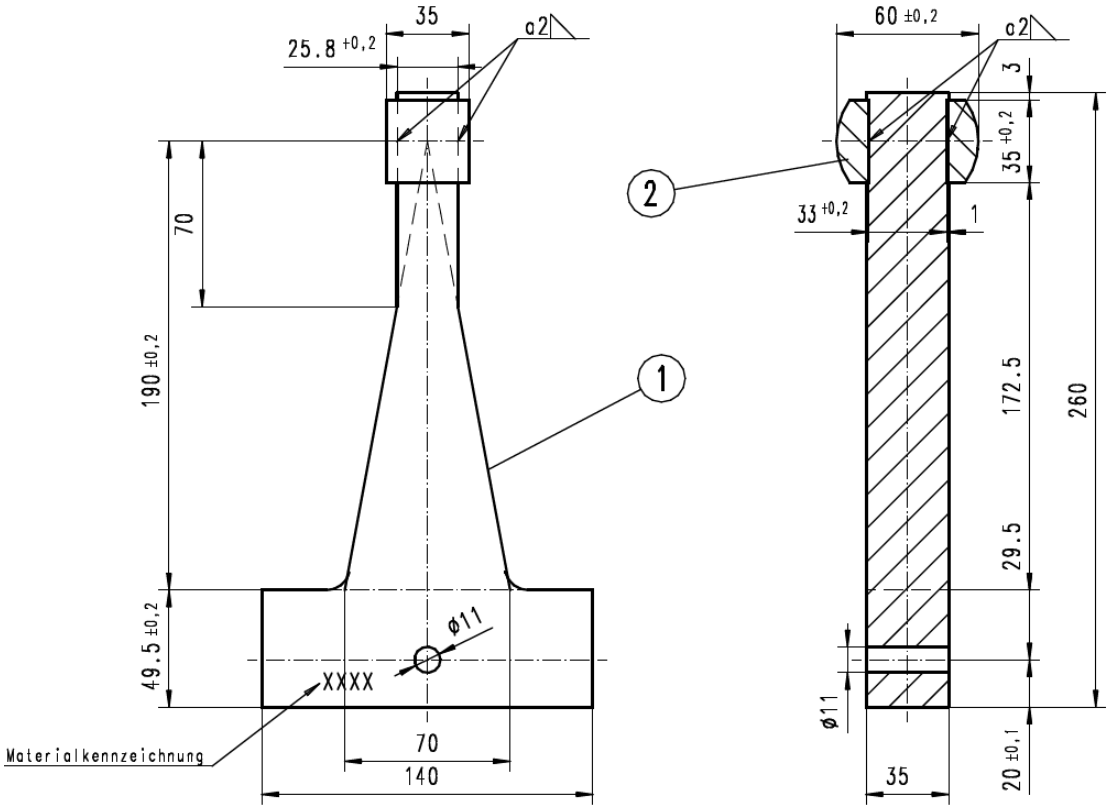


Fig. 11.10: Elemento TRSH considerato

Tab. 11.2: Parametri geometrici dell'elemento TRSH considerato

h [mm]	b [mm]	c [mm]	t [mm]
190	70	70	35

Assumendo una deformazione massima $\varepsilon_u = 0{,}04$, lo spostamento corrispondente s del dispositivo TRSH può essere calcolato come:

$$s = \frac{h^2 - c^2}{t} \cdot \varepsilon_u = \frac{190^2 - 70^2}{35} \cdot 0{,}04 = \ 35{,}7\ [mm]$$

e lo snervamento relativo F_y, la forza di snervamento F, la rigidezza elastica k_1 e la rigidezza post-snervamento k_2 sono:

$$F_y = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma_y = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 = 47{,}8\ [kN]$$

$$F = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma \cdot \left(1 + \frac{2}{(h+c)^2} \cdot s\right) = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 \cdot \left(1 + \frac{2}{(190+70)^2} \cdot 35{,}7^2\right) \cdot 10^{-3} = 49{,}6\ [kN]$$

$$k_1 = \frac{b \cdot t^3}{4 \cdot h \cdot (h^2 - c^2)} \cdot E_1 = \frac{70 \cdot 35^3}{4 \cdot 190 \cdot (190^2 - 50^2)} \cdot 70000 = 8227{,}1\ [N/mm]$$

$$k_2 = \frac{b \cdot t^3}{4 \cdot h \cdot (h^2 - c^2)} \cdot E_2 + \frac{2}{(h+c)^2} \cdot F_y \cdot s \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)$$
$$= \frac{70 \cdot 35^3}{4 \cdot 190 \cdot (190^2 - 70^2)} \cdot 758 + \frac{2}{(190+70)^2} \cdot 47800 \cdot 35{,}7 \cdot \left(1 + \frac{0{,}0061}{0{,}04}\right)$$
$$= 107{,}6\ [N/mm]$$

11.4 INDAGINI SPERIMENTALI

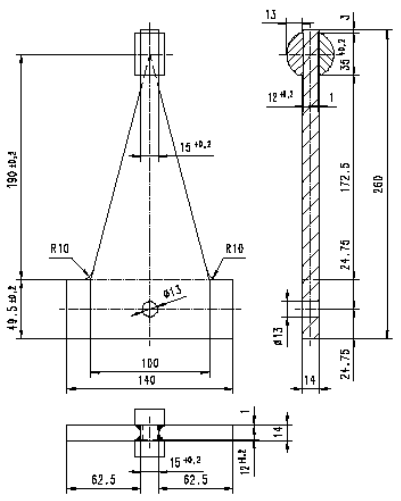
All'interno del lavoro del progetto di ricerca Europeo LESSLOSS [1], è stata condotta un'estesa campagna sperimentale sui dipositivi TRSH, in cui si è valutata la loro affidabilità per le applicazioni strutturali sia con prove a controllo di spostamento che con prove su tavola vibrante.

11.4.1 Prove a controllo di spostamento

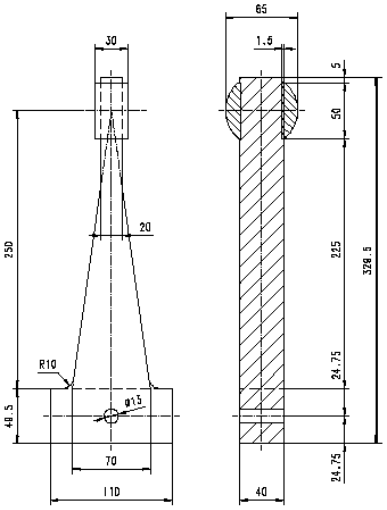
Al fine di determinare la risposta reale dei dispositivi TRSH, sono stati testati due prototipi di TRSH con diversa geometria e con diversi classi di acciaio. I loro parametri di progetto sono riportati in Tab. 11.3. Sono stati provati campioni costituiti da testa a mezza luna e un cuscinetto cilindrico, per studiarne il comportamento senza effetti parassiti dovuti all'attrito (vedi Fig. 11.11 e Fig. 11.12).

Tab. 11.3: Parametri geometrici dei prototipi TSH testati

TRSH #	h [mm]	b [mm]	c [mm]	t [mm]	acciaio ID #
7	250	70	50	40	S355J2 (1.0570), X5CrNi18-10 (1.4301) X2CrNiMoN22-5-3 (1.4462)
13	190	100	50	14	

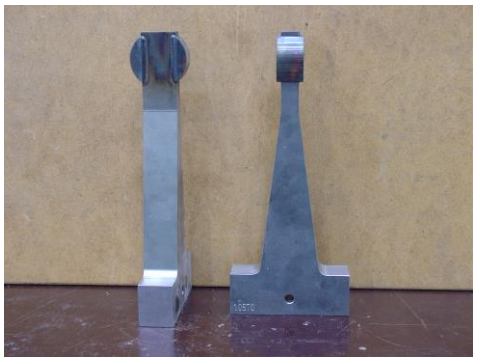


TR-Damper 190x 100x 14



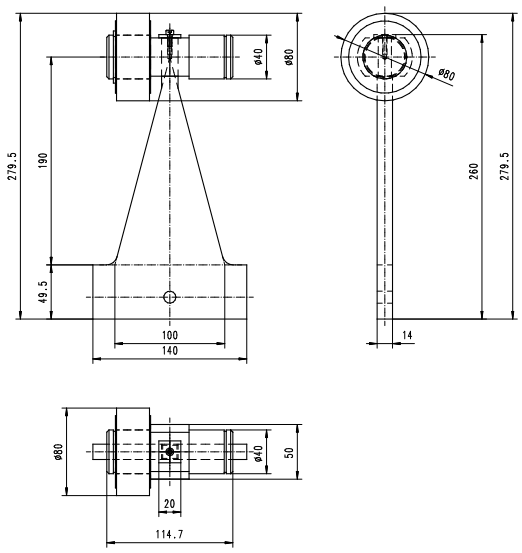
TR-Damper 250x 70x 40

Disegno tecnico del TRSH n° 13 (a sinistra) e n° 7 (a destra)

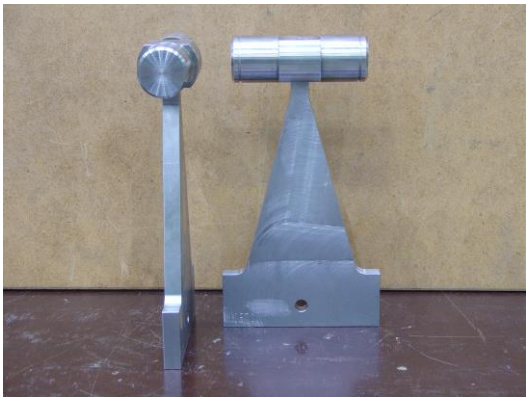


b) Campione di prova TRSH

Fig. 11.11 a)-b): Campione di prova con testa a mezza luna [9]



a) Disegno tecnico



b) Campione di prova

Fig. 11.12 a) –b): Campione di prova con cuscinetto cilindrico [9]

Le prove di caratterizzazione di ogni prototipo TRSH sono state condotte all'Università di Bundeswehr a Monaco.

La Fig. 11.13 mostra l'attrezzatura di prova: la sommità dell'elemento TRSH è bloccata mentre, alla base, una testa a cuscinetto cilindrico e l'attuatore applicano un movimento orizzontale. La testa dell'elemento TRSH ruota in uno speciale carrello lineare scorrevole. L'attuatore orizzontale applica al carrello scorrevole lo spostamento desiderato con forma d'onda sinusoidale. I prototipi TRSH sono stati testati sia in condizioni statiche che dinamiche. Sono stati registrati i cicli forza-spostamento. In aggiunta, una termocamera ha registrato la sequenza di temperatura durante le prove dinamiche.

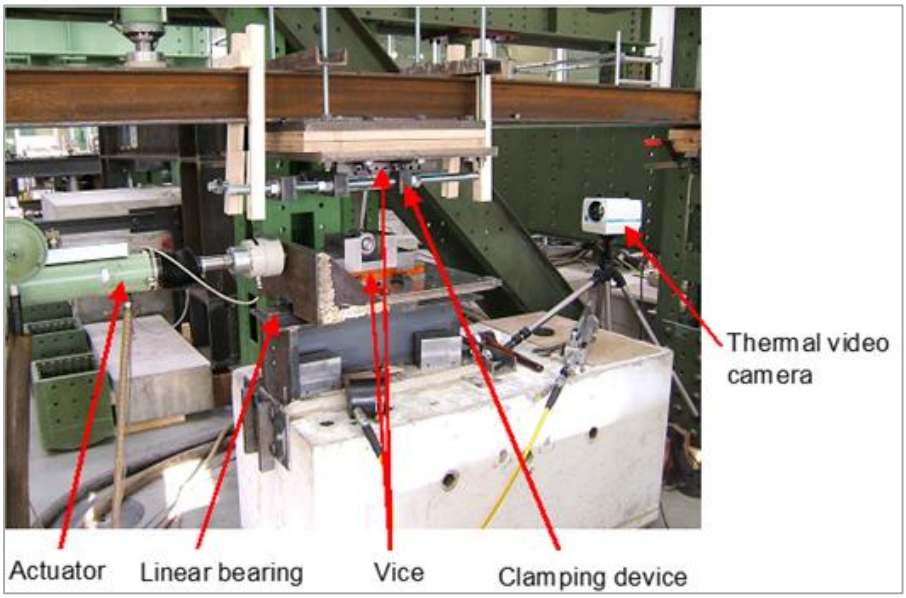


Fig. 11.13: Configurazione di prova [9]

La Fig. 11.14 mostra i cicli isteretici ottenuti dalla prova dinamica sul TRSH – elemento 7 – acciaio 1.0570 (resp. S355J2).

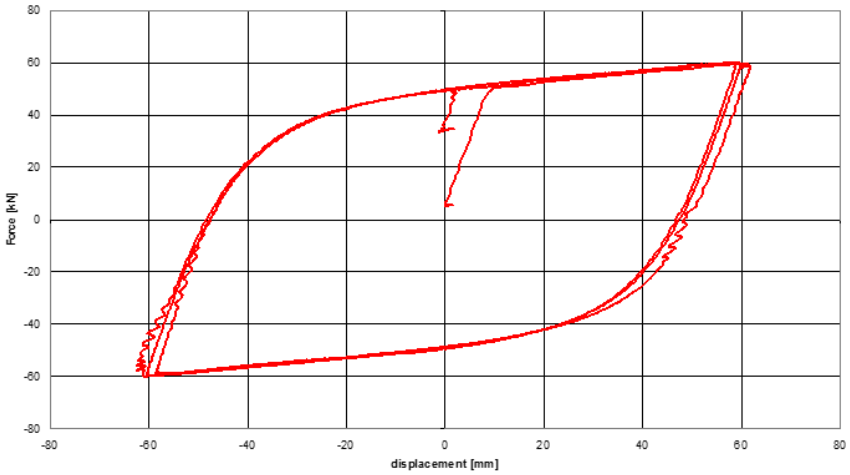


Fig. 11.14: Prova dinamica TRSH no. 7 – 1.0570 (spostamento di picco 60mm) [10]

La Fig. 11.15 mostra i cicli isteretici ottenuti dalla prova dinamica sul TRSH – elemento 7 – acciaio 1.4301 (resp. X5CrNI18-10).

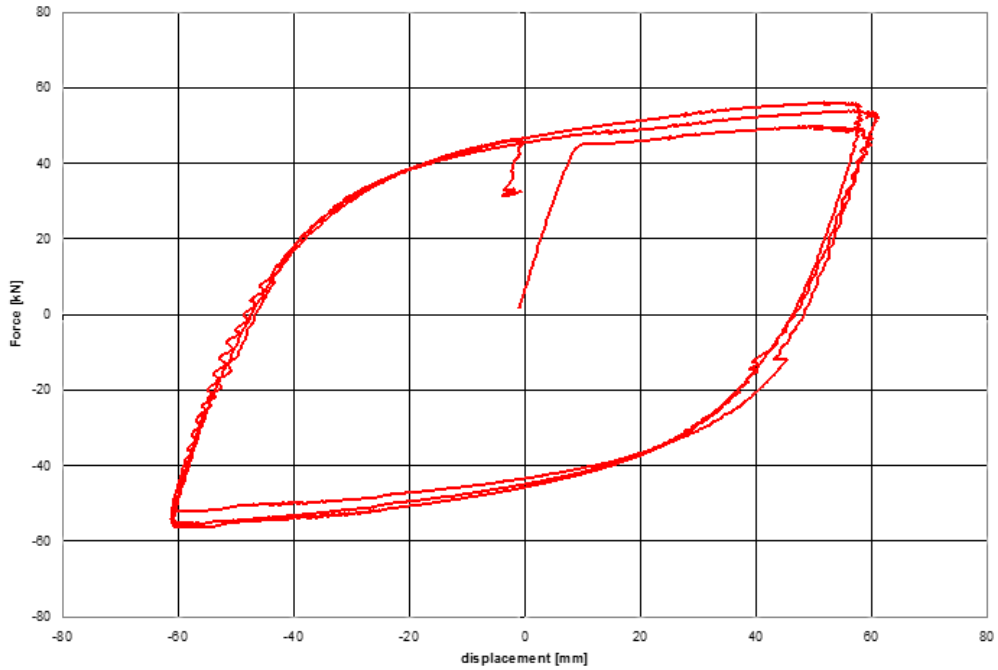


Fig. 11.15: Prova dinamica TRSH no. 7 – 1.4301 (spostamento di picco 60mm) [10]

Le Fig. 11.16 and Fig. 11.17 mostrano i cicli isteretici ottenuti dalla prova dinamica sul TRSH – elemento 13 - acciaio 1.0570 (resp. S355J2).

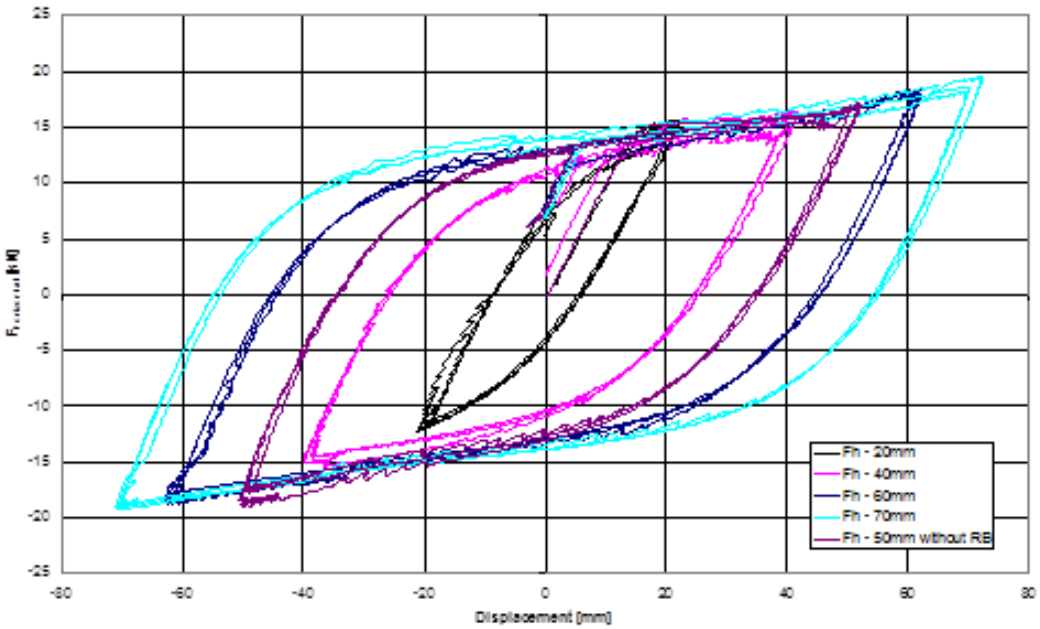


Fig. 11.16: Prova dinamica TRSH 190 – 1.0570 (spostamento di picco 20-70mm) [10]

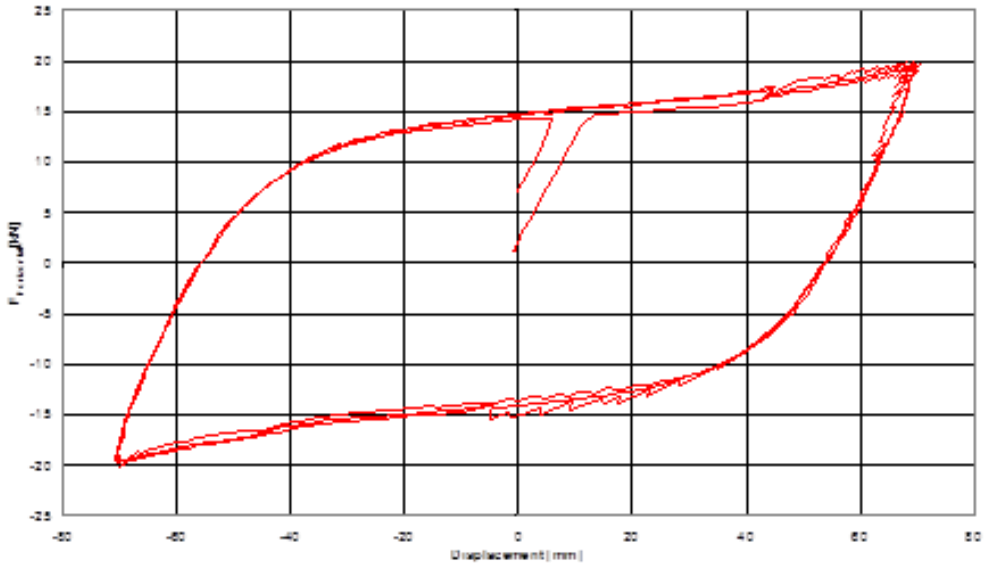


Fig. 11.17: Prova dinamica TRSH 190 – 1.0570 (spostamento di picco 70mm) [10]

La Fig. 11.18 mostra i cicli isteretici ottenuti dalla prova dinamica sul TRSH – elemento 190 - acciaio 1.4301.

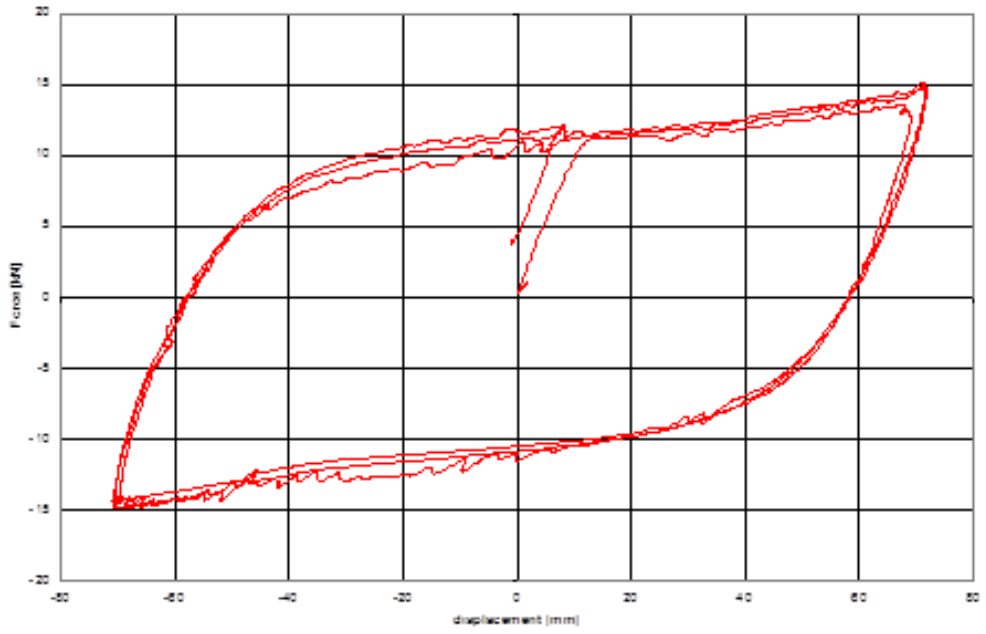


Fig. 11.18: Prova dinamica TRSH 190 – 1.4301 (spostamento di picco 70mm) [10]

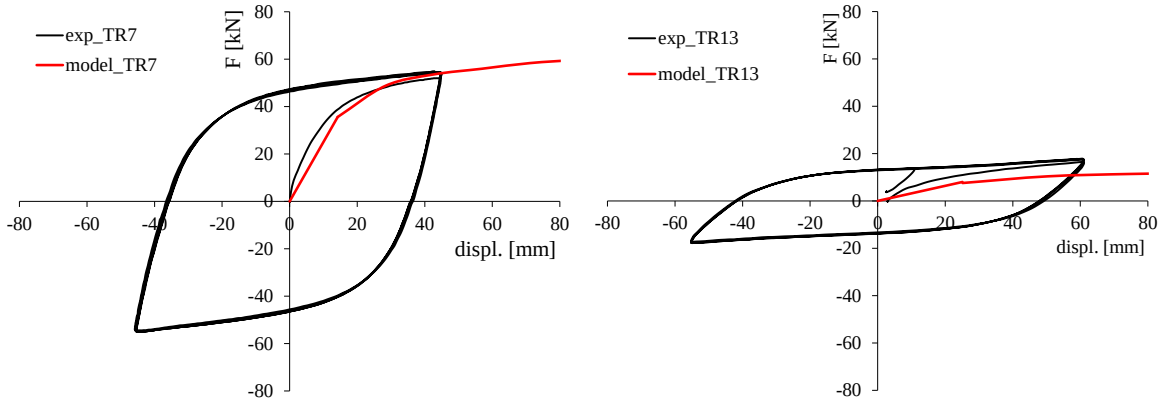
I risultati delle prove, in termini di rigidezza elastica k_1 e post-snervamento k_2, forza F_y e spostamento s_y di snervamento, forza F_u e spostamento s_u ultimi sono riportati in Tab. 11.4 per ogni prototipo TRSH.

Tab. 11.4: Risultati di prova per ogni tipo di prototipo TRSH [10]

Characteristic data	Elements 1.0570		Elements 1.4462		Elements 1.4301	
	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)
K_1 [N/mm]	1100,00	5000,00	930,00	4850,00	670,00	4700,00
K_2 [N/mm]	80,00	180,00	82,00	(800)	72,00	160,00
F_y [N]	12000,00	50000,00	13000,00	58000,00	8000,00	47000,00
s_y [mm]	11,00	10,00	14,00	12,00	12,00	10,00
F_u [N]	18000,00	59000,00	18000,00	63000,00	12500,00	55000,00
s_u [mm]	85,00	60,00	75,00	18,00	75,00	60,00

Confronto con il Metodo del Fattore di Scala

La Fig. 11.19 riporta due confronti tra i risultati sperimentali e quelli ricavati dal metodo del fattore di scala per il TRSH no. 7 e il no. 13.



a) TRSH 7 con testa a mezza luna b) TRSH 13 con testa a mezza luna

Fig. 11.19 a)-b): Confronto tra i risultati sperimentali e predizione del modello per dispositivi TRSH realizzati con S355J2

I cicli sperimentali registrati nelle prove a controllo di spostamento sui dispositivi TRSH mostrano, per l'elemento TRSH 7, un buon accordo con quelli predetti tramite il Metodo del Fattore di Scala, mentre per il più snello TRSH 13 l'accordo è piuttosto scarso, a causa delle ragioni menzionate nella sezione 11.3.2.

I confronti dei cicli sperimentali per gli altri materiali non portano a nessun accordo con il metodo SFM basato sui valori dati in Tab. 11.1. Devono essere derivati, pertanto, altri valori.

11.4.2 Prove su tavola vibrante

All'interno del progetto LESSLOSS [1], sono state condotte prove su tavola vibrante su un sistema SDOF, composto da una piastra massiccia che comprende un sistema di isolamento scorrevole alla base, con elementi TRSH che agiscono in parallelo a questo [9]. Un modello completo della prova è mostrato in Fig. 11.20 e comprende:

- un telaio in acciaio (Fig. 11.21);
- 4 cuscinetti piatti PTFE scorrevoli (Fig. 11.22);

- da 1 a 3 elementi isteretici TRSH (Fig. 11.23)
- una piastra modulare (da 12,2 fino 16,4 tonn).

Il campo di prova è dotato di quattro guide che impediscono il movimento in una sola direzione, così come da altri accessori di sicurezza.

Fig. 11.20: Modello di prova per prove su tavola vibrante

Fig. 11.21: Dettagli del telaio di acciaio con l'elemento TRSH e del suo sistema di ancoraggio

Fig. 11.22: Dettaglio del cuscinetto piatto scorrevole PTFE

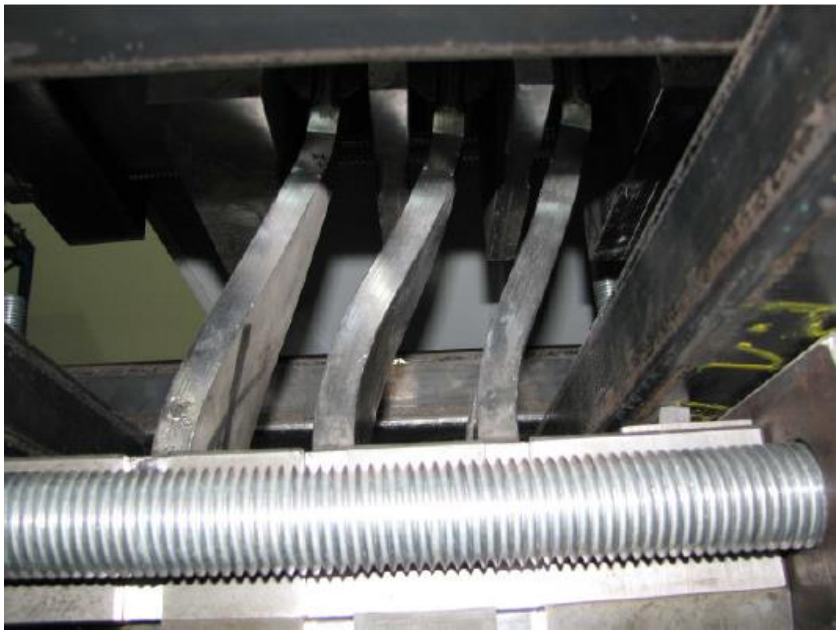


Fig. 11.23: Prova su tre elementi TRSH

Sono stati testati tre prototipi TRSH: TR(7) e TR(13) di S355J2. Per ogni tipo di configurazione di isolamento, è stata applicata la seguente procedura di prova:

- inizialmente è stata condotta una prova con carico sinusoidale, al fine di determinare la rigidezza elastica del dispositivo TRSH;
- il sistema di isolamento è stato poi sottoposto ad un input sismico progressivamente crescente (come in Fig. 11.24), al fine di ottenere le storie temporali dello spostamento con diversi rapporti di duttilità (da 1 a 13).

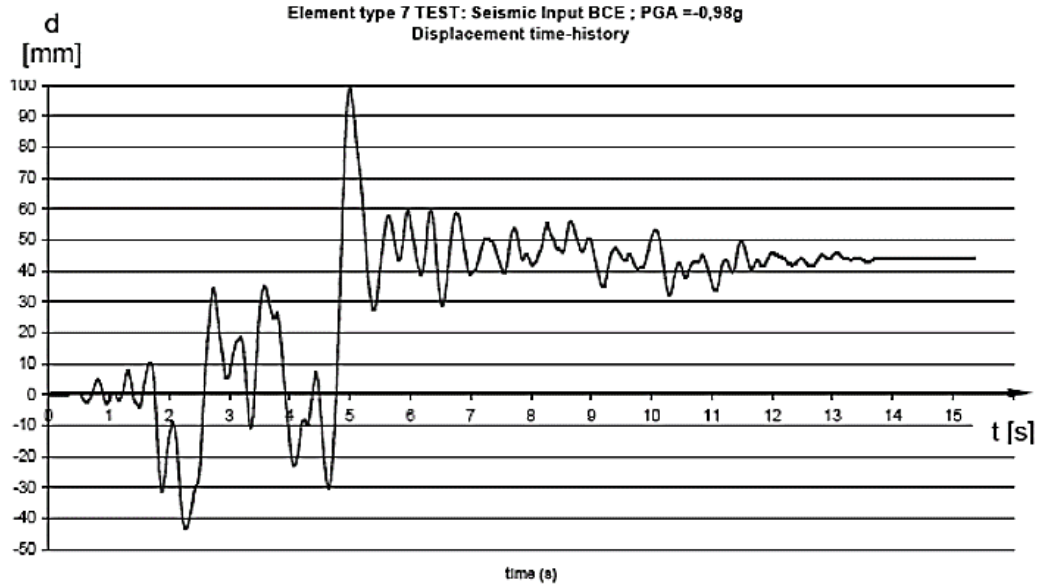


Fig. 11.24: Storia temporale dello spostamento per l'elemento TR(7), soggetto all'input sismico sintetico

Le prove su tavola vibrante dimostrano che i dispositivi TRSH, anche quando soggetti ad un forte input sismico (che induce elevati rapporti di duttilità, fino a 13), mostra un comportamento stabile e ripetibile, senza alcun collasso strutturale o deviazioni significative della rigidezza post-snervamento.

11.4.3 Osservazioni finali

La robustezza dei dispositivi TRSH come potenziale risorsa di smorzamento strutturale isteretico è stata dimostrata sia nelle prove a controllo di spostamento che in quelle su tavola vibrante. Anche quando soggetto a spostamenti di picco elevati (rapporti di duttilità fino a 13), il dispositivo TRSH ha esibito un comportamento dissipativo stabile e ripetibile.

Il metodo SFM può essere uno strumento affidabile per progettare elementi TRSH con geometrie diverse rispetto al prototipo testato, se le proprietà del materiale e il comportamento del morsetto sono molto simili. Si deve tener conto che il metodo SFM dà solo dei valori rappresentativi e non fornisce le caratteristiche limite superiori e inferiori del dispositivo, nè le tolleranze, come è richiesto dall' EN 15129 [13] per un'applicazione affidabile alle strutture. Prima dell'implementazione all'interno di una struttura, si raccomandano ulteriori prove in accordo alle specifiche date nell'EN 15129 [13].

11.5 REGOLE DI PROGETTO

11.5.1 Considerazioni generali

La metodologia di progetto, descritta di seguito, è basata sulle disposizioni dell'EN 1993-1 [11], EN 1998-1 [13] e EN 15129 [13]. Alcune clausole dell'EN 1998-1-1 sono state opportunamente rimaneggiate affinchè l'uso degli elementi TRSH sia coperto

dalle disposizioni della norma, e sono state confrontate con quelle date nell'EN 15129 [13].

Per il progetto preliminare di una struttura dotata di TRSH, esistono due diversi approcci:

1. Analisi multimodale con spettro di risposta, considerando la rigidezza elastica k_1 dei dispositivi TRSH e un opportuno fattore Q.
2. Analisi multimodale con spettro di risposta, considerando la rigidezza equivalente k_{eff} dei dispositivi TRSH con opportuno fattore Q.

Nella seguente trattazione, si riporta un progetto strutturale condotto mediante il primo approccio.

11.5.2 Progetto preliminare

Assumendo che i carichi gravitazionali in combinazione SLU ($1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5Q$) siano incassati dal telaio principale (travi e colonne), in via preliminare, si progetta il sistema di controvento TRSH ad ogni piano della struttura in modo che esso resista da solo all'intera azione sismica laterale. A tal riguardo, secondo l'EN 1998-1 (§ 4.3.3.2.2 e 4.3.3.2.3), un'approssimazione di massima dell'azione sismica laterale (forza inerziale) agente al piano i-esimo F_i si può ottenere come segue:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \qquad \text{Eq. (11.16)}$$

dove:

$F_b = S_a(T_1) \cdot m \cdot \lambda$	taglio sismico alla base;
$S_a(T_1) = (\frac{1}{q}) \cdot S_{ae}(T_1)$	spettro anelastico;
$S_{ae}(T_1)$	spettro elastico di riferimento;
$q = 3.0$	fattore di struttura assunto;
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$	periodo fondamentale della struttura.

Una volta note le forze di inerzia F_i, si può calcolare l'azione di taglio agente alla base delle colonne di ogni livello $F_{b,i}$ (somma delle forze di inerzia dei livelli sovrastanti) e si progetta il dispositivo TRSH in modo da soddisfare la seguente verifica:

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i} \qquad \text{Eq. (11.17)}$$

dove $F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i}$ è la forza resistente di progetto del dispositivo TRSH (essendo $F_{y,t,i}$, e n_i, rispettivamente, la forza di snervamento e il numero degli elementi triangolari che compongono il dispositivo). γ_x=1,2 è il coefficiente di

affidabilità e γ_b=1,1 è il fattore parziale per il dispositivo, in accordo con EN 15129 [13].
Nel caso di telaio con controventi a V, è bene notare che si devono considerare sia le diagonali tese che quelle compresse e le sezioni trasversali degli elementi devono essere scelte al fine di soddisfare le seguenti verifiche:

$$N_{Ed,b,i} = \frac{F_{b,i} \cdot cos\alpha}{2} \leq 0.5 \cdot N_{Rd,b,i} \quad \text{Eq. (11.18)}$$

$$\lambda_{b,i} = \sqrt{A_{b,i} \cdot f_y / N_{cr,b,i}} \leq 2.0 \quad \text{Eq. (11.19)}$$

dove $N_{Ed,b,i}$ è la componente assiale della forza; $N_{Rd,b,i}$, $N_{cr,b,i}$ sono, rispettivamente, la forza assiale resistente di progetto e il carico critico di instablità degli elementi di controvento; $\lambda_{b,i}$ è la loro snellezza adimensionale (2.0 è il limite per sistemi di controvento a V secondo l' EN 1993-1 [11]).

11.5.3 Progetto per analisi elastica lineare

Analisi multi-modale con spettro di risposta

Sulla base delle conoscenze attuali, una struttura con sistema di controvento TRSH può essere modellata con elementi lineari elastici aventi rigidezza laterale calcolata con la formula riportata nella Sezione 1.2.
Sia gli elementi strutturali dissipativi che non dissipativi devono essere verificati in riferimento alla combinazione sismica dei carichi ($G_1 + G_2 + \psi Q + E$). A tal proposito, il metodo convenzionale per il calcolo delle forze interne dovute all'azione sismica (E) è l'Analisi Multi-Modale con Spettro di Risposta, in cui il numero di modi di vibrazione considerati in ciascuna direzione è tale che la somma della massa effettiva sia almeno pari all'85% della massa totale e che non ci siano modi con massa partecipante > 5%. Si deve definire lo spettro di progetto con un fattore di struttura massimo pari a q =3.0, valore che è stato successivamente confermato dall'analisi statica non lineare (Pushover).

Limitazione del drift di interpiano

Limitare il drift di interpiano assicura la protezione degli elementi non strutturali soggetti a carico sismico e rappresenta un criterio di base per il progetto dei dispositivi TRSH. Tale limitazione fornisce una stima del danno per i diversi livelli di prestazione, definisce la distribuzione della rigidezza all'interno della struttura e, infine, influenza la dimensione e il tipo di sezioni trasversali applicate al sistema.
Assumendo che la costruzione abbia elementi non strutturali duttili, deve essere soddisfatta la seguente verifica, relativa al massimo drift di interpiano d_r:

$$d_r \cdot \mathrm{v} \leq 0.0075 \cdot \mathrm{h} \quad \text{Eq. (11.20)}$$

dove *v =0.5* è un fattore di riduzione degli spostamenti di progetto, funzione della classe di importanza della struttura (strutture ordinarie) e *h* è l'altezza di interpiano. Nell'analisi lineare, gli spostamenti indotti dall'azione sismica di progetto, d_s, devono essere calcolati sulla base delle deformazioni elastiche d_e del sistema strutturale, mediante l'espressione:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \text{Eq. (11.21)}$$

Nel caso in cui i rapporti di capacità degli elementi dissipativi (Ω) siano bassi, il calcolo del drift di interpiano di progetto basato su d_s risulta conservativo e, pertanto, può essere impiegato un fattore di riduzione (q_Ω) pari al rapporto di capacità dei dispositivi, così come segue:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \qquad \text{Eq. (11.22)}$$

Il drift di interpiano di progetto d_r è definito come la differenza tra gli spostamenti laterali medi in sommità e quelli alla base del piano considerato. Esso si confronta con i corrispondenti valori limite della norma, funzioni del tipo di elementi non strutturali (materiali fragili, duttili o non collegati) e della classe di importanza della struttura. Il progetto ottimale si ottiene quando i drifts di interpiano massimi della struttura sono prossimi ai valori limite. Poichè gli spostamenti orizzontali sono moltiplicati per il fattore di struttura, la limitazione sul drift di interpiano non dipende da esso.

Effetti del 2° ordine

La possibile influenza degli effetti del 2° ordine deve essere controllata mediante la limitazione sul coefficiente di sensibilità del drift di interpiano, che deve essere inferiore ai valori limite di norma. Il coefficiente θ è calcolato come:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{piano}} \qquad \text{Eq. (11.23)}$$

dove P_{tot} è il carico gravitazionale totale in corrispondenza e al di sopra del piano considerato, V_{tot} è il taglio sismico di piano, d_r è il drift di interpiano, e h_{piano} è l'altezza di interpiano.

In alternativa, il coefficiente θ si può calcolare in maniera più accurata con un'analisi di buckling non lineare attraverso il fattore α_{cr}, ossia il fattore di cui dovrebbe essere incrementato il carico di progetto per causare instabilità elastica globale. L'analisi è condotta in condizione di carichi gravitazionali costanti in combinazione sismica (1,0·G+0,3·φ·Q) e permette di determinare i modi di instabilità. Si scelgono i modi

che fanno muovere la struttura nelle direzioni x e y e si calcolano i corrispondenti valori di α_{cr}, così come segue:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad \text{Eq. (11.24)}$$

dove F_{cr} è il carico critico elastico di buckling per il modo instabile globale, calcolato con le rigidezze elastiche iniziali e F_{Ed} è la forza di progetto in combinazione sismica. Per tener conto degli spostamenti anelastici della struttura, α_{cr} deve essere diviso per il fattore q. I valori di θ, quindi, sono:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \quad \text{Eq. (11.25)}$$

Le relative disposizioni dell'EC3 [11] richiedono, per ignorare gli effetti del secondo ordine nelle strutture, che il coefficiente di sensibilità del drift di interpiano sia limitato a $\theta \leq 0.1$. Se $0.1 < \theta < 0.2$, gli effetti del secondo ordine possono essere considerati in maniera approssimata moltiplicando i relativi effetti dell'azione sismica per un fattore pari a $1/(1 - \theta)$. Se $0.2 < \theta < 0.3$, è necessario applicare un'analisi del secondo ordine più accurata. In ogni caso deve essere $\theta < 0.3$.

Elementi dissipativi (dispositivi TRSH)

Ad ogni generico piano i-esimo, si deve verificare che l'azione sismica $F_{Ed,i}$ agente sul dispositivo di smorzamento TRSH e ottenuta considerando γ_x come fattore di affidabilità e γ_b come fattore parziale del dispositivo, non superi la resistenza di progetto $F_{Rd,t,i}$ (vedi EN 15129, sezione 4.1.2):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_b \cdot \gamma_x \cdot F_{Ed,i} \quad \text{Eq. (11.26)}$$

Inoltre, per ottenere un comportamento dissipativo uniforme ad ogni livello, si deve controllare che il rapporto di sovraresistenza massimo Ω degli elementi TRSH sull'intera struttura non differisca dal valore minimo Ω per più del 25%. In tale verifica, è fondamentale considerare le proprietà di progetto limite superiori ed inferiori date dal produttore del TRSH:

$$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i} \leq 1.25 \quad \text{Eq. (11.27)}$$

dove $\Omega_i = (n_i \cdot F_{y,t,i})/F_{Ed,i}$

Per essere precisi $F_{y,t,i}$ deve essere in accordo con tali proprietà di progetto limite dei dispostivi TRSH. Per tale motivo, in entrambe le equazioni di cui sopra, si devono prendere in considerazione i valori di progetto e non i valori rappresentativi.

Verifiche degli elementi non dissipativi: aste di controvento, travi e colonne.

Al fine di assicurare che la plasticizzazione interessi solo gli elementi TRSH, gli elementi strutturali non dissipativi (travi, colonne e aste di controvento) devono essere progettati in capacità, per valori delle forze interne incrementati rispetto a quelli derivanti dall'analisi per la combinazione sismica più sfavorevole:

$$\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases} \quad \text{Eq. (11.28)}$$

dove:

- N_{Rd} (M_{Rd}, V_{Rd}) è la resistenza di progetto assiale (flettente o a taglio, rispettivamente) dell'elemento strutturale;
- $N_{Ed,G}$ $(M_{Ed,G},\ V_{Ed,G})$ è l'azione sollecitante assiale (flettente o di taglio, rispettivamente) dovuta alle azioni non sismiche;
- $N_{Ed,E}$ $(M_{Ed,E},\ V_{Ed,E})$ è l'azione sollecitante assiale (flettente o di taglio, rispettivamente) dovuta all' azione sismica;
- γ_{ov} è il fattore di sovraresistenza ($\gamma_{ov} = 1{,}25$ per acciaio S355);
- $\Omega = \min(N_{Rd,i}/N_{Ed,E,i})$ per tutte le diagonali di controvento.

11.5.4 Progetto per analisi non lineare (Pushover)

Il modello strutturale utilizzato per l'analisi elastica deve essere esteso per includere la risposta oltre il campo elastico degli elementi strutturali, valutare i meccanismi plastici e la distribuzione del danno attesi. Si utilizzano elementi beam con comportamento bilineare in direzione orizzontale per modellare i dispositivi TRSH ed elementi lineari per gli altri componenti strutturali. Le proprietà meccaniche degli elementi TRSH devono essere calcolate in accordo ai modelli analitici descritti nella Sezione 11.3.1. Poichè si deve condurre un'analisi quasi-statica, si può trascurare l'isteresi degli elementi TRSH nel diagramma di comportamento (Fig. 11.25). Al contrario, si deve tener conto del collasso dell'elemento dovuto al superamento dello spostamento ultimo.

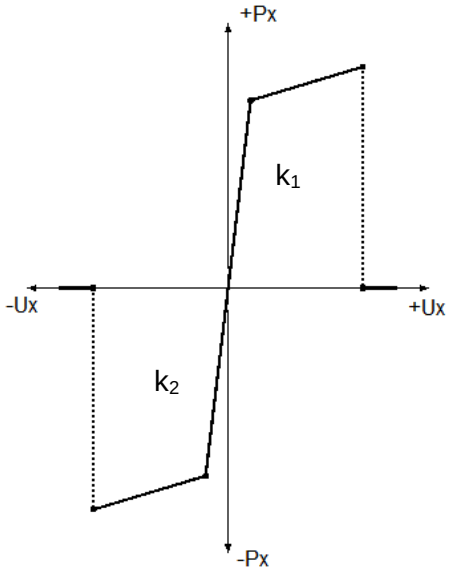


Fig. 11.25: Diagramma forza-spostamento qualitativo usato per gli elementi TRSH nell'analisi Pushover

11.6 TELAIO 2D - CASO STUDIO

Le equazioni, le proprietà degli elementi, le raccomandazioni progettuali, i controlli critici e il fattore di struttura proposto, inclusi nella Guida alla Progettazione, sono verificati, nella trattazione che segue, mediante analisi numeriche su una struttura 2D caso di studio, dotata di elementi TRSH. Innanzitutto, il telaio è progettato mediante un'analisi elastica applicando alla struttura carichi sismici laterali equivalenti. Infine, si conduce un'analisi statica non lineare (Pushover) per indagare la risposta del TRSH oltre il limite elastico e determinare il fattore di struttura globale q. Tutte le analisi sono eseguite con il software commerciale RFEM v5.08 [14].

11.6.1 Descrizione del telaio della struttura in esame

Geometria

Il caso studio 2D analizzato è rappresentato in Fig. 11.26. La larghezza dell'area di influenza del telaio in direzione trasversale, considerata per calcolare i carichi distribuiti linearmente, è 8.0 m.

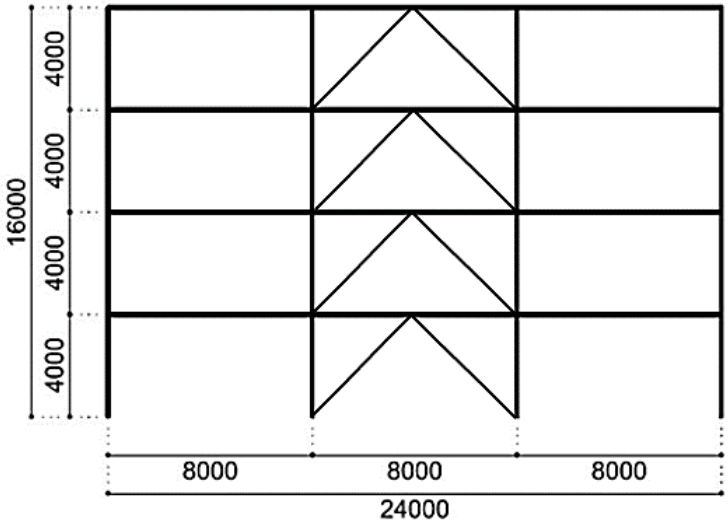


Fig. 11.26: Geometria del telaio in esame

Carichi

Pesi propri (G):

Peso proprio acciaio: 78.5 kN/m³

Solaio composto:

Peso proprio calcestruzzo: 25.0 kN/m³

Lamiera di acciaio: altezza 73 mm, spessore 1 mm

Spessore totale solaio: 150 mm

Spessore uniforme equivalente solaio: 110 mm

$g_{2,c} = 2.75\, kN/m^2$ (inclusa la lamiera di acciaio)

Impianti, controsoffitti, piani rialzati:

$g_{2,fl} = 0.70\, kN/m^2$ per i piani intermedi

$g_{2,rf} = 1.00\, kN/m^2$ per la copertura

Pareti perimetrali ($1.00\, kN/m^2$):

$g_{2,per} = 4.00\, kN/m$

Carichi variabili (q) per uffici (Class B):

q = 3.00 kN/m²

Partizioni mobili ($\leq 2.00\, kN/m^2$):

$q_{add} = 0.80\, kN/m^2$

Carico variabile totale:

$q_{add} = 3.80\, kN/m^2$

Coefficiente per le combinazioni sismiche: ψ2 = 0.6

La copertura è accessibile.

Il carico neve è trascurato.

Azione sismica (E):

Fattore di importanza: $\gamma_I = 1.0$

Accelerazione di picco al suolo: $a_{gR} = 0.36g$

Categoria di terreno B – spettro tipo 1:

$S = 1.2$, S =1.2, $T_B = 0.15s$, $T_C = 0.50s$, $T_D = 2.00s$

L'accelerazione verticale del terreno non viene considerata.

11.6.2 Progetto preliminare

Ogni elemento strutturale del telaio principale (travi e colonne senza controventi) è preliminarmente progettato in modo che sia in grado di incassare da solo ($N_{Rd} \geq N_{Ed}$, $V_{Rd} \geq V_{Ed}$, e $M_{Rd} \geq M_{Ed}$) i carichi gravitazionali in combinazione SLU (Stati Limite Ultimi) ($1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5Q$). Le colonne sono supposte completamente vincolate (incastri) alla base, mentre le travi sono incernierate alle colonne. Le sezioni trasversali risultanti sono l'IPE450 per le travi e l'HEB280 per le colonne di tutti i piani (Tab. 11.5).

Tab. 11.5: Sezione trasversale di trave e colonna ad ogni piano

	colonna	trave	acciaio
1° livello	HEB 280	IPE 450	S 355
2° livello	HEB 280	IPE 450	S 355
3° livello	HEB 280	IPE 450	S 355
4° livello	HEB 280	IPE 450	S 355

Il sistema dissipativo di controvento TRSH è progettato, in via preliminare, in accordo alla procedura descritta nella Sezione 11.5.2. Le forze di inerzia e le forze di taglio sugli elementi colonna ad ogni piano sono riportate in Tab. 11.6.

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.0075 \cdot 16^{\frac{3}{4}} = 0.14s$$

$q = 3.0$ fattore di struttura per costruzioni con i dispositivi TRSH (vedi Sezione 11.6.4)

$$S_a(T_1) = \frac{S_{ae}(T_1)}{q} = 0.35g$$

$$F_b(T_1) = m_{tot} \cdot \lambda \cdot S_a(T_1) \cong 868kN$$

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Tab. 11.6: Distribuzione di massa e forza di inerzia ad ogni piano

	m_i [kg]	F_i [kN]	$F_{b,i}$ [kN]
livello 1	67635	98.5	867.9
livello 2	67635	196.9	769.5
livello 3	67635	295.4	572.5
livello 4 (copertura)	47595	277.2	277.2

I dispositivi TRSH, da installare ad ogni piano, sono scelti sulla base dei dispositivi prototipo reali, testati in LESSLOSS (vedi Tab. 11.4). Si assumono i valori dati in Tab. 11.4 come valori rappresentativi. Le proprietà limite di progetto, inferiori e superiori, del TRSH devono essere fornite dal produttore e considerate nel progetto. Il numero degli elementi dissipativi triangolari deve essere determinato come segue:

$$n_i = \frac{\gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}}{F_{y,LBDP,t,i}}$$

dove $F_{y,LBDP,t,i}$ è la proprietà limite di progetto inferiore (***l**ower **b**ound **d**esign **p**roperty*) della forza di snervamento del singolo elemento dissipativo, γ_x è il fattore di affidabilità e γ_b il fattore parziale per il dispositivi TRSH, dati dalle norme.
Poichè LBDP e UBDP non sono noti in questa fase, il numero dei dispositivi TRSH è calcolato trascurando γ_x e γ_b. Nel caso in cui si avessero informazioni più precise riguardo i TRSH, tali fattori devono essere considerati.
La Tab. 11.7 riepiloga i parametri di progetto dei dispositivi TRSH ottenuti, per ogni piano della struttura.

Tab. 11.7: Distribuzione dei dispositivi TRSH ad ogni piano

	TRSH tipologia	$F_{y,t,i}$ [kN]	$F_{u,t,i}$ [kN]	n° [-]	$n \cdot F_{y,t,i}$ [kN]	$n \cdot F_{u,t,i}$ [kN]
livello 1	TR 250(7) - 1.0570	50	59	18	900	1062
livello 2	TR 250(7) - 1.0570	50	59	16	800	944
livello 3	TR 250(7) - 1.0570	50	59	12	600	708
livello 4 (copertura)	TR 250(7) - 1.0570	50	59	6	300	354

Infine, si sceglie la sezione trasversale delle aste di controvento (Tab. 11.8) in modo da soddisfare i requisiti relativi sia alla resistenza assiale che alla snellezza adimensionale (vedi Sezione 11.5.2).

Tab. 11.8: Sezione trasversale delle aste di controvento ad ogni piano

	Sezione trasversale	$N_{Ed,i}$ [kN]	$N_{Rd,i}$ [kN]	l_0 [m]	$N_{cr,i}$ [kN]	$\lambda_{b,i}$ [-]
livello 1	2 UPN300	228.0	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
livello 2	2 UPN300	202.1	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
livello 3	2 UPN300	150.4	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
livello 4 (copertura)	2 UPN300	72.8	2x3795	5.26	2x943.5	2.0

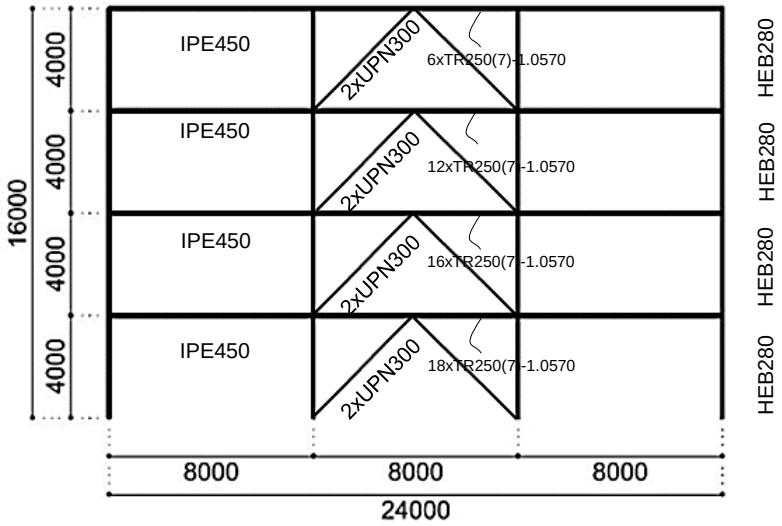


Fig. 11.27: Sezioni trasversali degli elementi ottenute dal progetto preliminare

11.6.3 Analisi lineare elastica

Si sottolinea che, per il progetto sismico, sono state soddisfatte le condizioni che seguono in accordo alle regole di progetto descritte nella Sezione 11.5.3 e alle regole date dall'EN 1998-1-1 [11]. Entrambi gli elementi dissipativi e non dissipativi sono verificati in riferimento alla combinazione di carico sismica ($G_1 + G_2 + \psi Q + E$).

Analisi multi-modale con spettro di risposta

E' stata eseguita un'analisi multi-modale con spettro di risposta. I carichi sismici laterali equivalenti sono stati calcolati considerando solo i primi tre modi di vibrare, in quanto essi attivano il 97% della massa totale della struttura (Tab. 11.9).

Tab. 11.9: Rapporto di massa partecipante e periodi

Modo n°	Periodo [s]	Massa partecipante [%]	Totale [%]
1	0.613	0.811	97.0
2	0.239	0.117	
3	0.147	0.042	

Limitazione del drift di interpiano

Assumendo che la struttura abbia elementi non strutturali duttili, è stata verificata la seguente disuguaglianza relativa al massimo drift di interpiano d_r (vedi Sezione 11.5.3):

$$d_r \cdot \mathrm{v} \leq 0.0075 \cdot \mathrm{h} = 30\mathrm{mm}$$

La verifica è soddisfatta a tutti i piani, con un valore di picco molto più basso del valore limite di 30.0 mm (Tab. 11.10).

Tab. 11.10: Risultati delle verifiche del drift di interpiano

Piano	1	2	3	4
$d_{e,sommità}$ [mm]	8.8	19.6	29.2	37.9
$d_{e,base}$ [mm]	0.0	8.8	19.6	29.2
$d_r = q \cdot (d_{e,sommità} - d_{e,base})$ [mm]	26.4	32.4	28.8	26.1
$d_r \cdot \mathrm{v}$ [mm]	13.2	16.2	14.4	13.05

Effetti del 2° ordine

L' eventuale influenza degli effetti del 2° ordine è stata valutata controllando che il coefficiente di sensibilità del drift di interpiano θ fosse inferiore ai valori limite dati dalla norma (vedi Sezione 11.5.3):

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$

I risultati della verifica sono riportati in Tab. 11.11; poichè per ogni piano θ < 0.1, gli effetti del 2° ordine possono essere trascurati.

Tab. 11.11: Risultati delle verifiche per gli effetti del 2° ordine

Piano	P_{tot} [kN]	d_r [mm]	V_{tot} [kN]	h_{piano} [mm]	θ [-]
1	2107.6	26.4	484.1	4000	0.03
2	1488.2	32.4	427.7	4000	0.03
3	887.8	28.8	303.3	4000	0.02
4	272.6	26.1	145.7	4000	0.01

Elementi dissipativi (dispositivi TRSH)

E' stato verificato che, ad ogni livello, l'azione sismica $\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i}$ sul dispositivo TRSH non superasse la resistenza di progetto $F_{Rd,t,i}$ dell'elemento (vedi Sezione 11.5.3):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{Ed,i}$$

I risultati relativi sono riportati in Tab. 11.12.

Tab. 11.12: Verifica di resistenza degli elementi TRSH ad ogni piano

Piano	TRSH tipologia	$F_{y,t,i}$ [kN]	$F_{u,t,i}$ [kN]	n° [-]	$n \cdot F_{y,t,i}$ [kN]	$n \cdot F_{u,t,i}$ [kN]	$F_{Ed,i}$ [kN]	$\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i}$ [kN]
livello 1	TR 250(7) - 1.0570	50	59	18	900	1062	498.2	658
livello 2	TR 250(7) - 1.0570	50	59	16	800	944	515.4	681
livello 3	TR 250(7) - 1.0570	50	59	12	600	708	374.8	495
livello 4 (copertura)	TR 250(7) - 1.0570	50	59	6	300	354	195.6	258

Inoltre, per ottenere un comportamento dissipativo uniforme ad ogni piano, è stato verificato il seguente requisito, relativo alla distribuzione dei rapporti di sovraresistenza Ω degli elementi TRSH sull'intera struttura (vedi Sezione 11.5.3):

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

In questo caso, si deve ricordare che le proprietà di progetto limite superiori ed inferiori dei dispositivi TRSH non si conoscono, ma per la loro reale implementazione all'interno di una struttura, esse devono essere messe in conto.
I relativi risultati sono riportati in Tab. 11.13.

Tab. 11.13: Fattore di sovraresistenza degli elementi TRSH ad ogni piano

Piano	$F_{Ed,i}$ [kN]	$(n_i \cdot F_{y,t,i})$ [kN]	Ω_i [-]	$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i}$ [-]
1	498.2	900	1.81	1.18
2	515.4	800	1.55	
3	374.8	600	1.60	
4	195.6	300	1.53	

Verifiche degli elementi non dissipativi: aste di controvento, travi e colonne

Al fine di garantire che la plasticizzazione si manifesti solo negli elementi TRSH, gli elementi strutturali non dissipativi (travi, colonne e aste di controvento) sono stati verificati secondo i requisiti del capacity design (vedi Sezione 11.5.3):

$$\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases}$$

I risultati relativi agli elementi strutturali più sollecitati sono riportati dalla Tab. 11.14 alla Tab. 11.16.

Tab. 11.14: Verifiche degli elementi non dissipativi soggetti a carichi assiali

Tipo di elemento	N_{Rd} [kN]	$N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$ [kN]
colonna - HEB280	4241.0	1233.0
trave – IPE450	n.a.	n.a.
asta di controvento – 2UPN300	3795.0	448.7

Tab. 11.15: Verifiche degli elementi non dissipativi soggetti a momenti flettenti

Tipo di elemento	M_{Rd} [kNm]	$M_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$ [kNm]
colonna - HEB280	495.1	69.1
trave – IPE450	549.3	192.2
asta di controvento – 2UPN300	n.a.	n.a.

Tab. 11.16: Verifiche degli elementi non dissipativi soggetti a taglio

Tipo di elemento	V_{Rd} [kN]	$V_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$ [kN]
colonna - HEB280	1878.0	19.7
trave – IPE450	1034.0	96.1
asta di controvento – 2UPN300	n.a.	n.a.

11.6.4 Analisi Pushover

Valutazione del comportamento non lineare dei telai

E' stata eseguita un'analisi Statica Pushover (SPO) sulla struttura, utilizzando due distribuzioni di carico laterale monotonicamente crescente. In accordo all'EC8 [13], come mostrato in Fig. 11.28, l'analisi Pushover è stata condotta considerando sia una distribuzione uniforme di carichi laterali che una distribuzione modale. I dipositivi TRSH sono modellati come in Fig. 11.25 e Tab. 11.7. Ovviamente, poichè i carichi applicati sono diversi, le curve di capacità risultanti mostrano andamenti differenti, come rappresentato in Fig. 11.29.

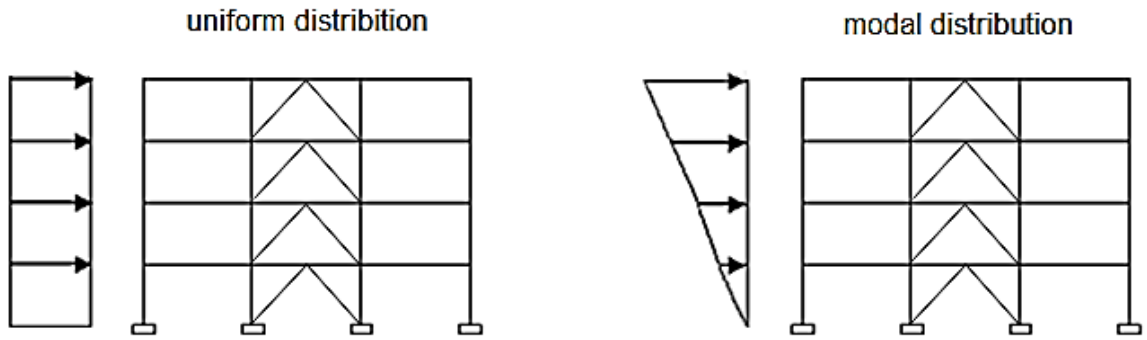


Fig. 11.28: Distribuzione dei carichi laterali uniforme e modale

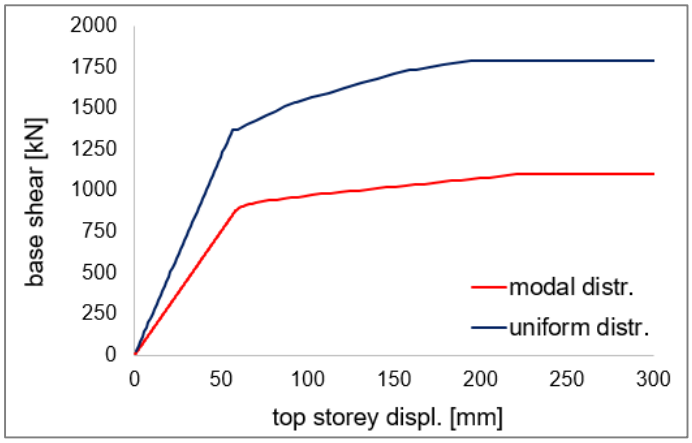


Fig. 11.29: Curve di capacità calcolate per entrambe le distribuzioni, uniforme e modale

Valutazione del fattore di struttura

Per valutare la duttilità strutturale, è stato calcolato il fattore di struttura q come previsto dalla FEMA P695 [23]. In accordo a tale metodologia, il fattore di sovraresistenza Ω è definito come il rapporto tra la massima resistenza nei confronti del taglio alla base V_{max} e il taglio alla base di snervamento V. La duttilità μ, funzione del periodo, è definita come il rapporto tra lo spostamento ultimo d_u e lo spostamento effettivo allo snervamento $d_{y,eff}$ in copertura.

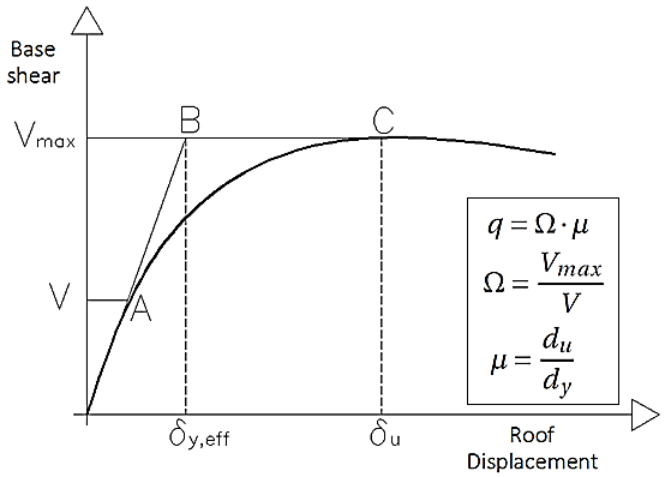


Fig. 11.30: Metodo di calcolo del fattore di struttura q in accordo alla FEMA 695

I fattori di struttura risultati *q*, per entrambe le distribuzioni modale e uniforme di carico laterale, sono dati in Tab. 11.17.

Tab. 11.17: Fattori di struttura per entrambe le distribuzioni modale e unifome

distribuzione	V_{max} [kN]	V [kN]	Ω [-]	d_u [mm]	$d_{y,eff}$ [mm]	μ [-]	q [-]
modale	1092	894	1.22	216	74	2.92	3.57
uniforme	1792	1372	1.31	194	76	2.55	3.33

Il fattore q raccomandato è più basso rispetto a quelli ottenuti; in questo caso $q = 3.3$.

11.7 CONCLUSIONI

Nel presente studio, sono stati esposti i risultati delle prove sperimentali sul dispositivo TRSH, che dimostrano che l'elemento ha un comportamento non lineare stabile e ripetibile, anche quando soggetto a valori di picco degli spostamenti elevati (rapporti di duttilità fino a 13). Inoltre, è stata proposta una procedura di progetto per l'implementazione dei dispositivi TRSH in sistemi di controvento a V di strutture multi-piano in acciaio ed essa è stata applicata ad una struttura 2D caso di studio.
E' stata condotta un'analisi statica lineare con azioni laterali sismiche equivalenti, stimate con un'Analisi Multi-Modale con Spettro di Risposta e sono state eseguite le relative verifiche strutturali sugli elementi strutturali dissipativi (dispositivi TRSH) e su quelli non dissipativi. E' stata poi condotta un'analisi statica non lineare (Pushover) al fine di valutare il fattore di struttura *q*. Anche se si suggeriscono ulteriori indagini, questa valutazione preliminare conduce ad una stima approssimativa (*q=3.0÷3.5*) del comportamento dissipativo delle strutture in acciaio che includono dispositivi TRSH in sistemi di controvento a V.
Si deve sottolineare che le proprietà dei dispositivi TRSH sono basate su prove su prototipi. Tali proprietà sono assunte come valori caratteristici. Prima dell'implementazione in una struttura sono necessari ulteriori dati, per esempio le proprietà di progetto limite superiori ed inferiori da considerare nel progetto della struttura, e si devono eseguire prove ulteriori (vedi EN 15129 [13]).

11.8 CAMPO DI APPLICAZIONE

L'innovativo sistema TRSH può essere applicato nei sistemi di controvento a V delle strutture multi-piano in acciaio, al fine di ottenere un significativo incremento della loro capacità dissipativa combinando duttilità, trasperenza architettonica e rigidezza.

11.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. LESSLOSS 2007/03 – Innovative Anti-Seismic Systems Users Manual. Available online at http://elsa.jrc.ec.europa.eu/events.php?id=4#reports.
2. Medeot, R. – Re-centring capability of seismic isolation systems based on energy concepts. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver 2004.

3. Tsai, K.C., Hong, C.P. and Su, Y.F. – Experimental study of steel triangular plate energy absorbing device for seismic-resistant structures. Report No CEER/R81-08, Center for Earthquake Engineerinf Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
4. Tsai, K.C. and Chen, H.W. – Seismic response of building structures using steel triangular plate energy dissipators. Report No CEER/R81-09, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
5. Tsai, K.C. – Steel triangular plate energy absorber for earthquake-resistant buildings. Proceedings of the First World Conference on Constructional Steel Design, Mexico, Acapulco 1992. Earthquake Spectra, Vol. 9(3): 505-528, 1993(a).
6. Tsai, K.C., Chen, H.W, Hong, C.P. and Su, Y.F. – Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction.
7. Tsai, K.C., Li, J.W., Hong, C.P., Chen, H.W. and Su, Y.F. – Welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation. Proceedings of the ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, California, San Francisco 1993(b).
8. Tsai, K.C., Chen, H.W, Hong, C.P., and Wang, T.F. – Steel plate energy absorbers for improved earthquake resistance. Proceedings of the ASCE Structures Congress, California, Irvine 1993(c).
9. LESSLOSS - Deliverable D36 - Analysis of shake table test SHS. 2007.
10. LESSLOSS - Deliverable D31 – Characterisation tests of SH elements. 2007.
11. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
12. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
13. EN 15129: Anti-seismic devices, Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2010.
14. RFEM 5 – Reference Manual. Dlubal.
15. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.

12 DISPOSITIVI ISTERETICI IN ACCIAIO MOON-SHAPED (MSSH)

12.1 INTRODUZIONE

I dispositivi isteretici in acciaio (SHD - *Steel Hysteretic Devices*) sono dispositivi anti-sismici e rappresentano una soluzione efficace per incrementare la capacità delle strutture di dissipare energia sismica tramite deformazioni plastiche. Lo snervamento si può ottenere mediante trazione uniassiale (o compressione), taglio, torsione e flessione.

Tra gli SHD, il dispositivo isteretico in acciaio *Moon Shaped* (MSSH - *Moon Shaped Steel Hysteretic*), mostrato in Fig. 12.1, è stato sviluppato come smorzatore per strutture isolate alla base. L'isolatore è costituito da una superficie piana di scorrimento, da un cuscinetto elastomerico e dai dispositivi MSSH (vedi Fig. 12.2).

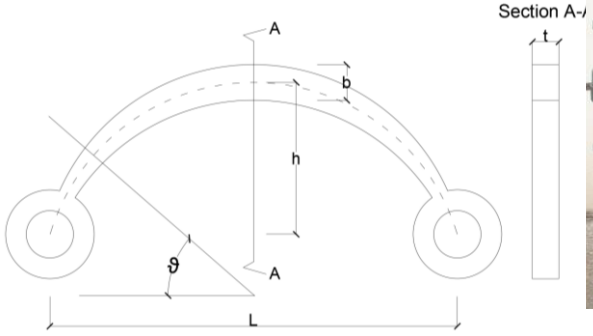


Fig. 12.1: Geometria generale del dispositivo isteretico in acciaio Moon Shaped

Fig. 12.2: Dispositivi isteretici in acciaio Moon Shaped combinati con un cuscinetto di gomma con nucleo in piombo a costituire l'isolatore

Considerando gli smorzatori come parte di isolatori, si suppone che essi siano in grado di sostenere grandi spostamenti con una bassa o moderata resistenza. Lo scopo dell'INNOSEIS è inserire i dispositivi MSSH in sistemi dissipativi di controvento e stabilire delle linee guida progettuali per la loro applicazione nelle strutture, con riferimento alle relative Normative e i relativi Standards.

12.2 DESCRIZIONE DEL DISPOSITIVO ISTERETICO IN ACCIAIO MOON SHAPED

I disegni in Fig. 12.3 mostrano un dispositivo isteretico Moon Shaped (MSSH), nelle prime immagini sottoposto ad una forza di trazione orizzontale, F_1, e poi ad una forza di compressione orizzontale, F_2. Il dispositivo è simmetrico rispetto all'asse Y. Il momento flettente M(θ) e la forza assiale N(θ) sono variabili con il seno dell'angolo θ, mentre la forza di taglio Q(θ) è variabile con il coseno.

Osservando le diverse configurazioni deformate in Fig. 12.3 per le forze applicate di trazione e di compressione, si può dedurre che il comportamento non è simmetrico, almeno in campo plastico dove le deformazioni non sono trascurabili (Fig. 12.4). In campo elastico, dove le deformazioni sono trascurabili, il comportamento è quasi simmetrico. In caso di trazione l'elemento si abbassa (il braccio di leva diminuisce), quindi sarà necessario applicare una forza maggiore per raggiungere il massimo spostamento consentito per il dispositivo, mentre invece, in caso di compressione, l'elemento si alza (il braccio di leva h aumenta), pertanto sarà necessaria una forza più bassa per raggiungere lo stesso spostamento.

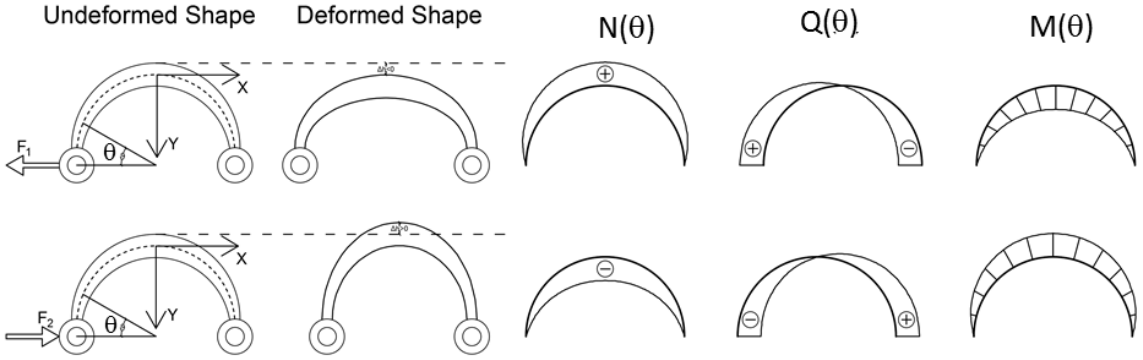


Fig. 12.3: Configurazione Indeformata e Deformata, sforzo normale, sforzo di taglio e momento flettente in un elemento MSSH soggetto a trazione e a compressione orizzontale.

Per raggiungere una deformazione elevata del dispositivo MSSH senza collassi del materiale, l'acciaio utilizzato deve avere un comportamento ciclico molto particolare. Il gradiente isteretico curvilineo degli smorzatori isteretici in acciaio è influenzato dal progetto dell'elemento. In Fig. 12.4 è riportato il diagramma forza – spostamento di un elemento MSSH, sviluppato e testato come smorzatore di un sistema di isolamento alla base.

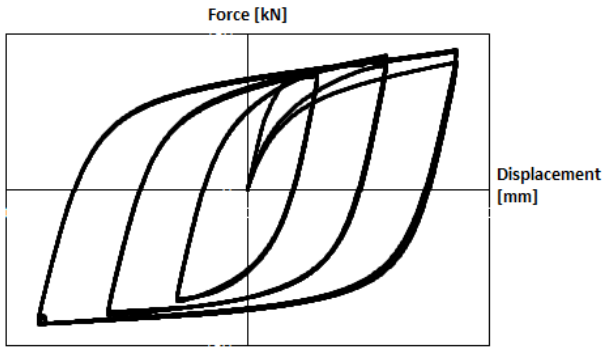


Fig. 12.4: Curve forza – spostamento di un dispositivo MSSH

L'innovazione del sistema resistente sismico con i dispositivi MSSH consiste nell'introduzione di tali dispositivi ad ogni piano di una struttura: considerando un

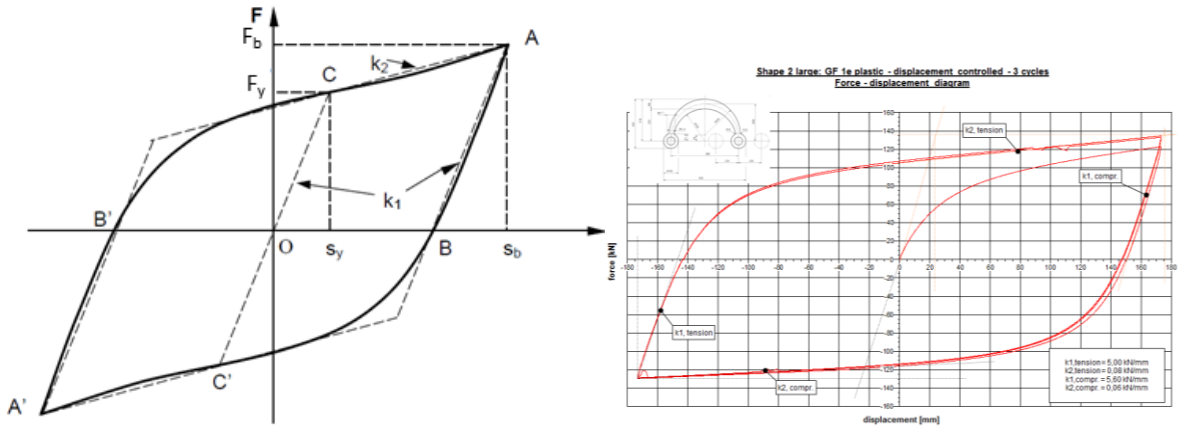
sistema di controvento concentrico, i dispositivi sono introdotti all'estremità di ogni asta di controvento. Per moti sismici forti, le deformazioni anelastiche si concentrano nei dispositivi MSSH, che così dissipano una gran quantità di energia in ingresso, lasciando il resto della struttura elastico e non danneggiato.
In tal modo gli interventi di riparazione sono semplici, perchè sono limitati ai dispositivi MSSH, i quali non sono soggetti a carichi verticali, essendo posizionati tra i vari piani.
I dispositivi sono semplici da sostituire e da realizzare e, pertanto, essi rappresentano una soluzione economicamente vantaggiosa.

12.3 MODELLI STRUTTURALI

12.3.1 Modello costitutivo per il Dispositivo MSSH

12.3.1.1 Ciclo Forza – Spostamento Bilineare basato sui dati di prova

La risposta di qualsiasi smorzatore metallico è funzione della sua geometria e delle caratteristiche meccaniche del metallo di cui è costituito. La migliore approssimazione del comportamento non lineare dei dispositivi isteretici in acciaio è basata sull'utilizzo dei dati sperimentali ottenuti dalle prove sull'elemento, in accordo con l'EN 15129 [1], sezione 12.6.
Per inserire un dispositivo non lineare dipendente dallo spostamento (vedi [1]) in un modello strutturale numerico, i cicli curvilinei forza – spostamento dei dispositivi isteretici in acciaio sono, usualmente, approssimati da cicli di isteresi bilineari con una rigidezza iniziale K_1, una rigidezza post-elastica K_2 e una forza di snervamento F_y. In questo caso, il metodo adottato per scegliere l'approssimazione bilineare dei cicli isteretici è mostrato in Fig. 12.5.



a) Schema principale di un'approssimazione bilineare

b) Approssimazione bilineare dell'isteresi misurata

Fig. 12.5 a)-b): Approssimazione bilineare di un ciclo isteretico curvilineo.

Il ciclo curvilineo A´B´CABC´A´ potrebbe non essere simmetrico rispetto al centro 0; le coordinate dei vertici A e A' corrispondono agli spostamenti massimi $\pm s_b$ e alle forze massime $\pm F_b$.

- La rigidezza iniziale k_1 è approssimata dalla pendenza delle linee parallele AB e A'B', dove B e B' sono le intersezioni del ciclo con l'asse x.
- Le rigidezze allo snervamento k_2^+ e k_2^- sono approssimate dalla pendenza delle linee AC e A'C', dove CC' è la retta passante per 0 con pendenza k_1.
- Le coordinate del punto C (s_y, F_y) sono, rispettivamente, lo spostamento allo snervamento e la forza di snervamento, che caratterizzano l'approssimazione del ciclo isteretico curvilineo.

I parametri del ciclo bilineare si modificano rapidamente in funzione della massima ampiezza di deformazione ε_m per valori bassi di tensione, ma più lentamente per valori di tensione più elevati. In pratica, le variazioni di tali parametri non introducono errori rilevanti nelle risposte sismiche basate su cicli bilineari, perchè esse sono governate da tensioni relativamente elevate, quindi con parametri che variano lentamente.

Fissando i valori di k_1, k_2 e F_y, i cicli bilineari si addensano intorno ad una curva a due pendenze, con un punto iniziale fisso.

12.3.1.2 Ciclo bilineare Forza – Spostamento basato sul Metodo del Fattore di Scala

La risposta di qualsiasi smorzatore metallico è funzione della sua geometria, delle caratteristiche meccaniche del metallo con cui è fabbricato e delle condizioni di vincolo o di fissaggio.

I cicli forza-spostamento possono essere ottenuti sulla base di un modello semplice a trave inflessa. Analogamente, i cicli forza – spostamento per un numero maggiore di smorzatori possono essere, poi, ottenuti dalle curve sforzo – deformazione opportunamente scalate.

I fattori di scala φ e δ si basano su un modello molto semplificato ma efficace dello snervamento della trave. Le deformazioni delle fibre estreme ε_{SC} si determinano in base alla forma che la trave assumerebbe se rimanesse completamente elastica. Le tensioni nominali σ_{SC} sono legate al fattore di scala della forza φ e si assume che esse rimangano costanti sulla sezione della trave (come dovrebbere essere per un materiale della trave rigido-plastico). Si introduce l'indice SC per enfatizzare la natura nominale delle tensioni e dei moduli derivati utilizzando l'assunzione di sforzo uniforme.

Si possono quindi determinare le proprietà relative all'approssimazione bilineare del ciclo forza-spostamento:

$$k_1 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{1,SC} \qquad \text{Eq. (12.1)}$$

$$k_2 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{2,SC} + \alpha \cdot F_y \cdot s_b \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{y,SC}}{\varepsilon_{b,SC}}\right) \quad \text{Eq. (12.2)}$$

$$F_y \approx \varphi \cdot \sigma_{SC} \quad \text{Eq. (12.3)}$$

$$s_u \approx \delta \cdot \varepsilon_{b,SC} \quad \text{Eq. (12.4)}$$

$$s_y \approx k_1 \cdot F_y \quad \text{Eq. (12.5)}$$

$$F_b \approx F_y + k_2 \cdot \left(s_u - s_y\right) \quad \text{Eq. (12.6)}$$

Le proprietà del legame sforzo-deformazione scalato sono descritte nella sezione 12.4.4.
I fattori di scala φ, α e δ dipendono dalla geometria del dispositivo MSSH.

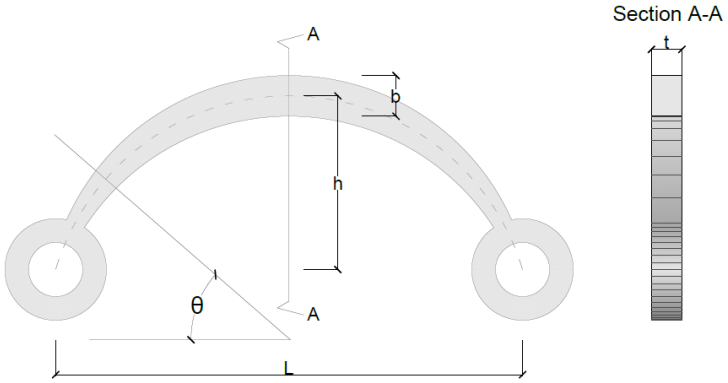


Fig. 12.6: Dimensioni parametriche di un elemento MSSH

I parametri t, b, h, L e i profili curvilinei (di contorno) dell'elemento isteretico definiscono la geometria del prototipo di riferimento. Le linee di contorno possono essere paraboliche, ellittiche o circolari; queste ultime sono le più semplici e pertanto quelle più comunemente utilizzate.
Il fattore di scala della forza per una sezione rettangolare con altezza b/t e braccio di leva h, è:

$$\varphi = \frac{tb^2}{6h} \quad \text{Eq. (12.7)}$$

Il fattore di scala dello spostamento:

$$\delta(\theta) = 2 \cdot \frac{h^2}{b} \cdot 1{,}32 \cdot sin(\theta) \quad \text{Eq. (12.8)}$$

Fattore di correzione per grandi deformazioni:
Si deve considerare un ulteriore fattore per tener conto della variazione della pendenza del ciclo forza – spostamento per grandi spostamenti allo snervamento. L'elemento ha un comportamento simmetrico in campo elastico, ma non simmetrico oltre il punto di snervamento. Per spostamenti allo snervamento elevati, gli effetti del secondo ordine non possono essere trascurati; per il dispositivo MSSH, la

variazione del parametro h durante il ciclo di carico è l'effetto più importante da considerare.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{+1}{|s|(2h-s)} & Trazione \\ \frac{-1}{|s|(2h-s)} & Compressione \end{cases} \qquad \text{Eq. (12.9)}$$

Si noti che ci sono quattro principali fonti di errore nei cicli dello smorzatore e nei suoi parametri:

- Differenze tra le proprietà del materiale della trave isteretica usata per tracciare i cicli sforzo-deformazione e le proprietà del materiale della trave isteretica del prototipo.
- Effetti di bordo e deformazioni non rappresentabili attraverso un modello a trave. Gli effetti di bordo generalmente riducono la rigidezza iniziale di circa il 50%.
- Alterazione dei carichi ciclici, per un dato spostamento, dovuta ai cambiamenti di forma dello smorzatore soggetto a grandi distorsioni. Le variazioni di forma possono ridurre o incrementare la rigidezza post-snervamento o plastica.
- Piccole variazioni nei cicli dello smorzatore, causate da forze secondarie.

Se i cicli dello smorzatore sono derivati da modelli con proporzioni simili ed esattamente lo stesso materiale (stesso lotto) del dispositivo effettivo, il metodo del modello in scala elimina parzialmente le quattro fonti di errore riportate sopra. In tal caso, il metodo del fattore di scala può risultare utile per ridurre il numero di prove necessarie. Ciò nonostante, prima di implementare i dispositivi MSSH in una struttura, è bene far riferimento alla procedura di prova in accordo con l'EN 15129 [1].

12.3.2 Modellazione del sistema con controventi MSSH

Le parti dissipative del sistema sono i dispositivi MSSH. Essi sono progettati affinchè si deformino e, tramite la deformazione, dissipino energia, mentre le altre parti della struttura devono rimanere elastiche. Per capire cosa accade agli stati limite ultimi del sistema, si prende in considerazione un solo telaio e si studia il suo comportamento (vedi Fig. 12.7).

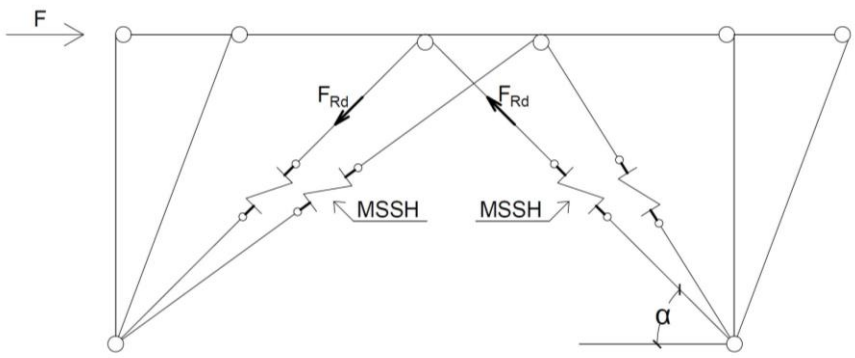


Fig. 12.7: Schema di comportamento della struttura.

Le aste di controvento sono direttamente collegate ai dispositivi isteretici; la loro forza assiale, agli stati limite ultimi, è pari alla F_{Rd} del dispositivo MSSH.

$$N_{Ed,Asta\ controvento} = N_{Rd,MSSH} \quad \text{Eq. (12.10)}$$

Le aste di controvento trasmettono alla trave una forza verticale, quindi di taglio, che può essere calcolata utilizzando $N_{pl,Rd,MSSH}$ per l'asta tesa e $0.3 \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$ per quella compressa. Il fattore 0.3 è suggerito dall'EN1998-1-1 [2] ed è utilizzato per stimare la resistenza post-instabilità delle diagonali compresse.

$$V_{Ed,Trave} = \frac{0.7}{sin(\alpha)} N_{Rd,MSSH} \quad \text{Eq. (12.11)}$$

Gli sforzi nelle colonne si possono calcolare mediante l'equilibrio globale, sfruttando la simmetria del sistema:

$$N_{Ed,Colonne} = \frac{Fh}{L} - \frac{N_{Rd,MSSH}}{sin(\alpha)} \quad \text{Eq. (12.12)}$$

dove:

- h è l'altezza di interpiano;
- L è la distanza tra due colonne;
- F è il carico esterno applicato, come in Fig. 12.7
- α è l'inclinazione delle aste di controvento.

12.4 INDAGINI SPERIMENTALI SUI DISPOSITIVI MSSH

12.4.1 Considerazioni generali

L'elemento isteretico in acciaio MSSH sfrutta le seguenti proprietà fisiche per dissipare energia:

- snervamento del materiale acciaio come conseguenza di elevate defomazioni flessionali;

- trasformazione dell'energia di movimento in energia termica e di deformazione.

Un tipo di MSSH è mostrato in Fig. 12.8 e Fig. 12.9; esso è progettato a forma di luna e sfrutta la flessione per raggiungere lo snervamento, essendo il modo più comunemente utilizzato per sollecitare gli elementi dissipativi nell'MSSH. Inoltre, è stato riscontrato che i dispositivi di smorzamento che fanno affidamento sulla deformazione plastica dei metalli sono molto economici ed affidabili.

12.4.2 Provini e procedura di carico

Sono stati caricati ciclicamente a trazione e a compressione due diversi provini (vedi Fig. 12.8 e Fig. 12.9), costituiti da due diversi piatti di acciaio di classe S355J2+N. La procedura di carico è schematizzata in Geometria del dispositivo MSSH "Grande" testato.

Tab. 12.1.

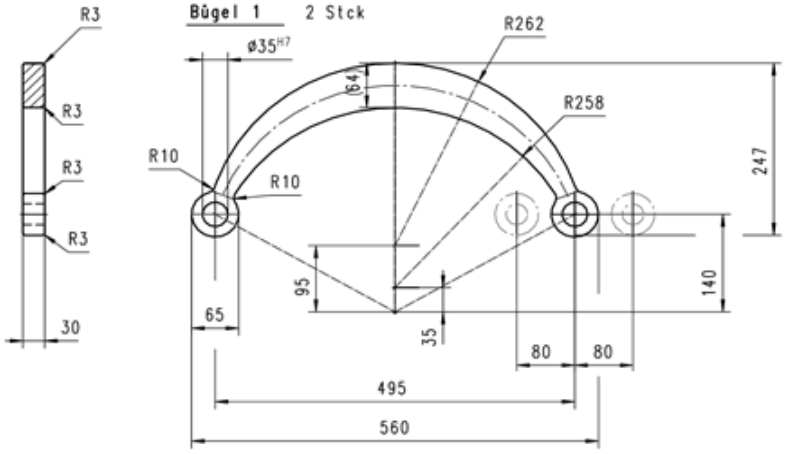


Fig. 12.8: Geometria del dispositivo MSSH "Piccolo" testato.

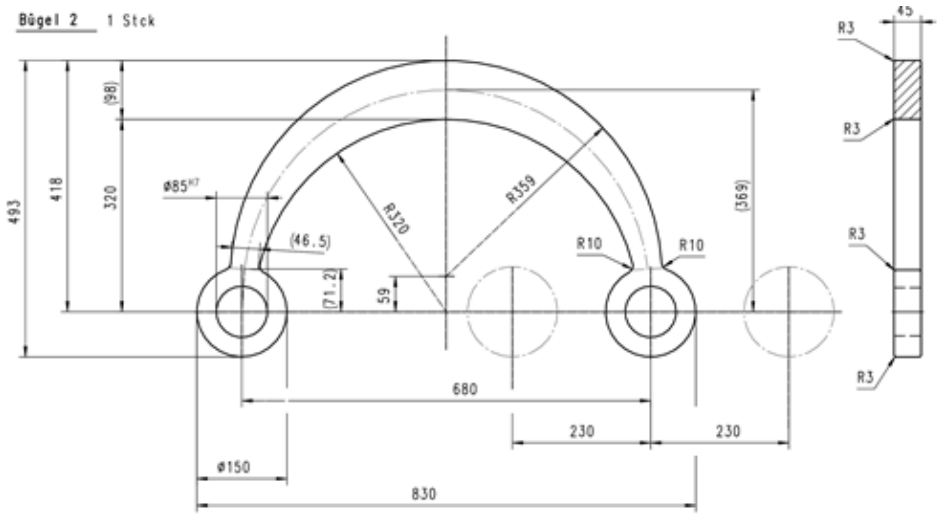


Fig. 12.9: Geometria del dispositivo MSSH “Grande” testato.

Tab. 12.1: Procedura di carico delle prove sugli MSSH

N° di cicli	Dispositivo MSSH “piccolo”		Dispositivo MSSH “grande”	
	Ampiezza [mm]	Velocità [mm/s]	Ampiezza [mm]	Velocità [mm/s]
3	± 3	4		
	± 5		± 15	10
	± 20	10	± 60	
	± 40		± 115	25
	± 60		± 175	
9	± 80		± 230	

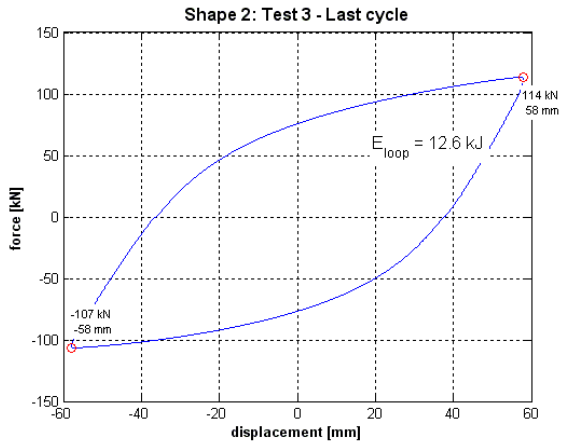
Le prove sono state condotte con una Macchina di Prova Universale servo-idraulica Zwick, dall’ “Istituto di Prova dei Materiali per l’Ingegneria Civile” all’Università Tecnica di Monaco (vedi Fig. 12.10).

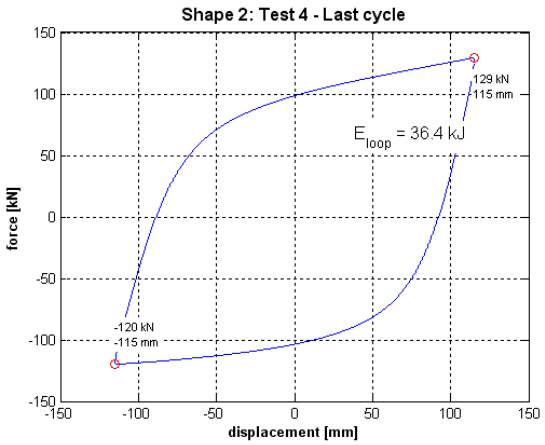
a) Campione “Grande” b) Campioni “Piccolo” e “Grande”

Fig. 12.10a)-b): Dispositivi MSSH testati

12.4.3 Risultati della prova

Le prove mostrano una rigidezza post-elastica molto elevata e stabile (Fig. 12.11), con un significativo plateau anelastico, indicativo di un buon comportamento sismico.





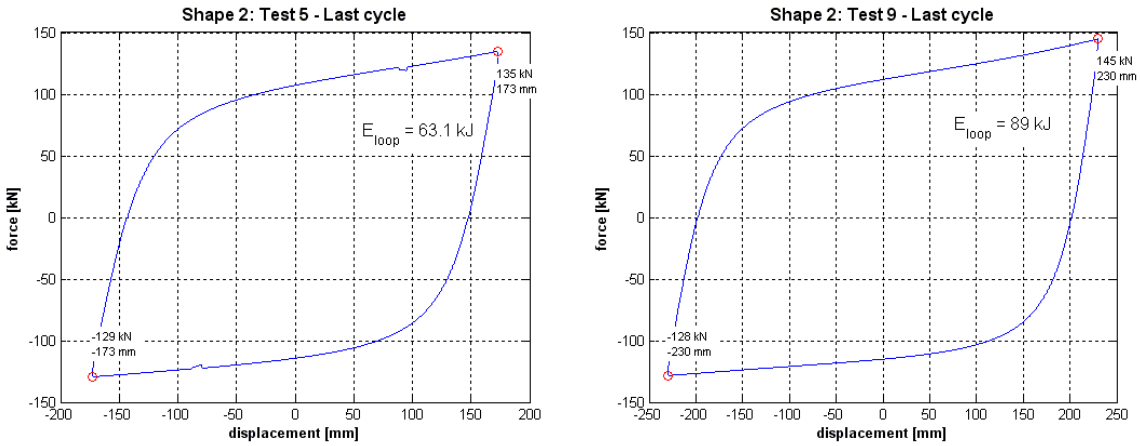


Fig. 12.11: Diversi Diagrammi sperimentali Forza – Spostamento di un dispositivo MSSH "Grande" (3° ciclo)

Il requisito principale per la funzionalità dello smorzatore isteretico in acciaio è una soddisfacente duttilità plastica durante la fase violenta di un terremoto. Per tale ragione, è molto importante che l'alternanza di plasticizzazione non porti a fatica oligociclica o a rottura fragile. Come indicato in Fig. 12.12, l'acciaio dolce è in grado di sostenere un'elevata dissipazione plastica di energia per un certo periodo di tempo. Il numero di cicli accettabili dipende dall'entità della deformazione (nota la scala logaritmica in ascissa).

E' pertanto essenziale conoscere l'ampiezza delle deformazioni, in particolare nelle posizioni critiche del dispositivo, per controllarne funzionalità e affidabilità. Sono necessarie analisi time history con numerosi accelerogrammi naturali o artificiali per valutare l'impatto del carico sull'MSSH.

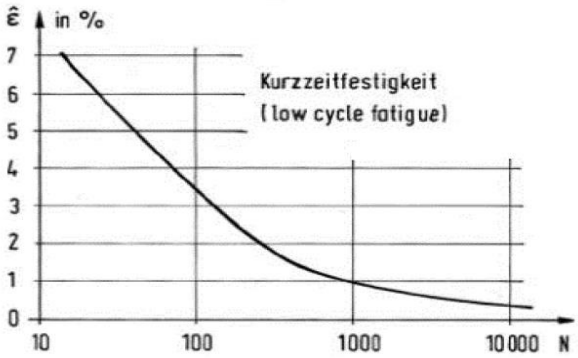


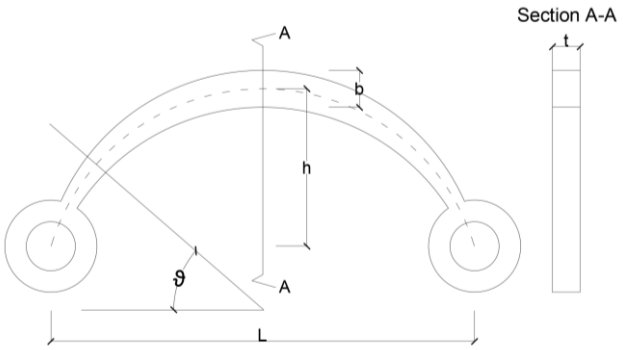
Fig. 12.12: Una curva di fatica oligociclica caratteristica dell'acciaio dolce (Ampiezza di deformazione vs numero di cicli a rottura)

12.4.4 Prova sperimentale basata sulla modellazione con l'uso dei Fattori di Scala

I cicli forza-spostamento sperimentali dei dispositivi MSSH "piccolo" e "grande" sono utilizzati per derivare le curve scalate sforzo-deformazione (vedi Fig. 12.13 e Fig. 12.14), usando i fattori di scala α, δ e φ dati nella sezione 12.3.1.2. I risultati in termini

di modulo elastico e plastico, tensione di snervamento e deformazione di snervamento per deformazioni fino al 9% sono dati in Tab. 12.2 e

Tab. **12.3**.



Fattore di correzione per elevate deformazioni

- per trazione

$$\alpha = \frac{+1}{|s|(2h-s)}$$

- per compressione

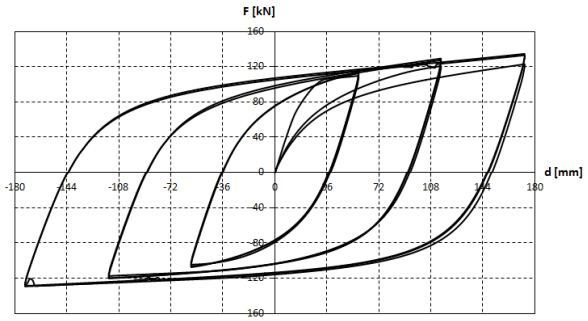
$$\alpha = \frac{-1}{|s|(2h-s)}$$

Fattore di forza

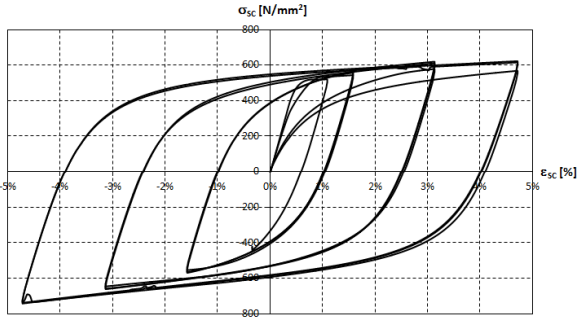
$$\varphi = \frac{t \cdot b^2}{6 \cdot h}$$

Fattore di spostamento

$$\delta(\theta) = 2{,}64\frac{h^2}{b} \cdot sin(\theta)$$

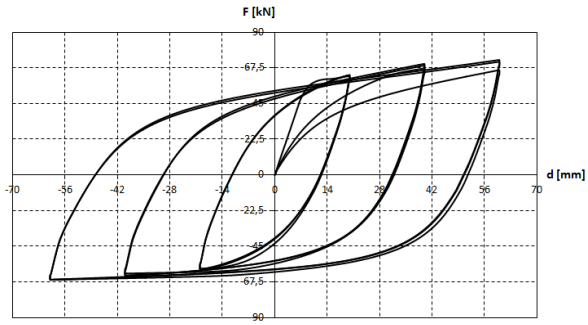


a) Cicli forza-spostamento per MSSH "grande"

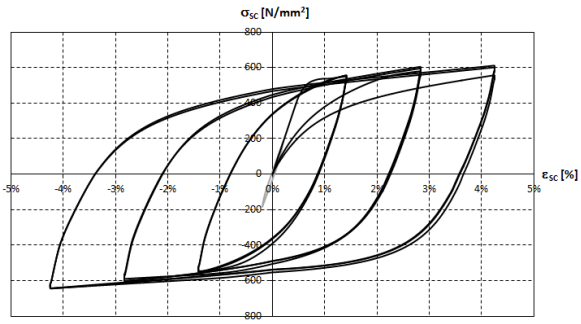


b) Cicli scalati sforzo-deformazione MSSH "grande"

Fig 12.13: Cicli forza-spostamento e cicli scalati sforzo-deformazione per i dispositivi MSSH "piccolo" e "grande"



c) Cicli forza-spostamento per MSSH "piccolo"



d) Cicli scalati sforzo-deformazione MSSH "piccolo"

Fig. 12.13: Cicli forza-spostamento e cicli scalati sforzo-deformazione per i dispositivi MSSH "piccolo" e "grande"

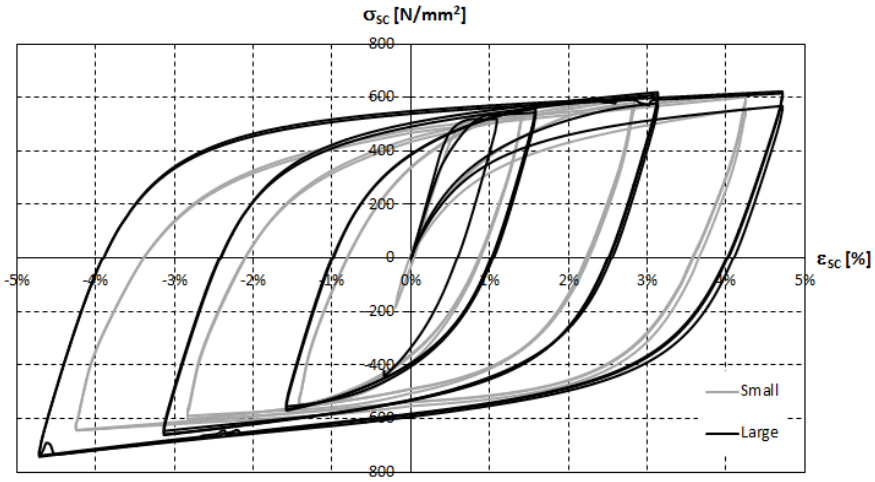


Fig. 12.14: Cicli scalati sforzo-deformazione per i dispositivi MSSH "piccolo" e "grande"

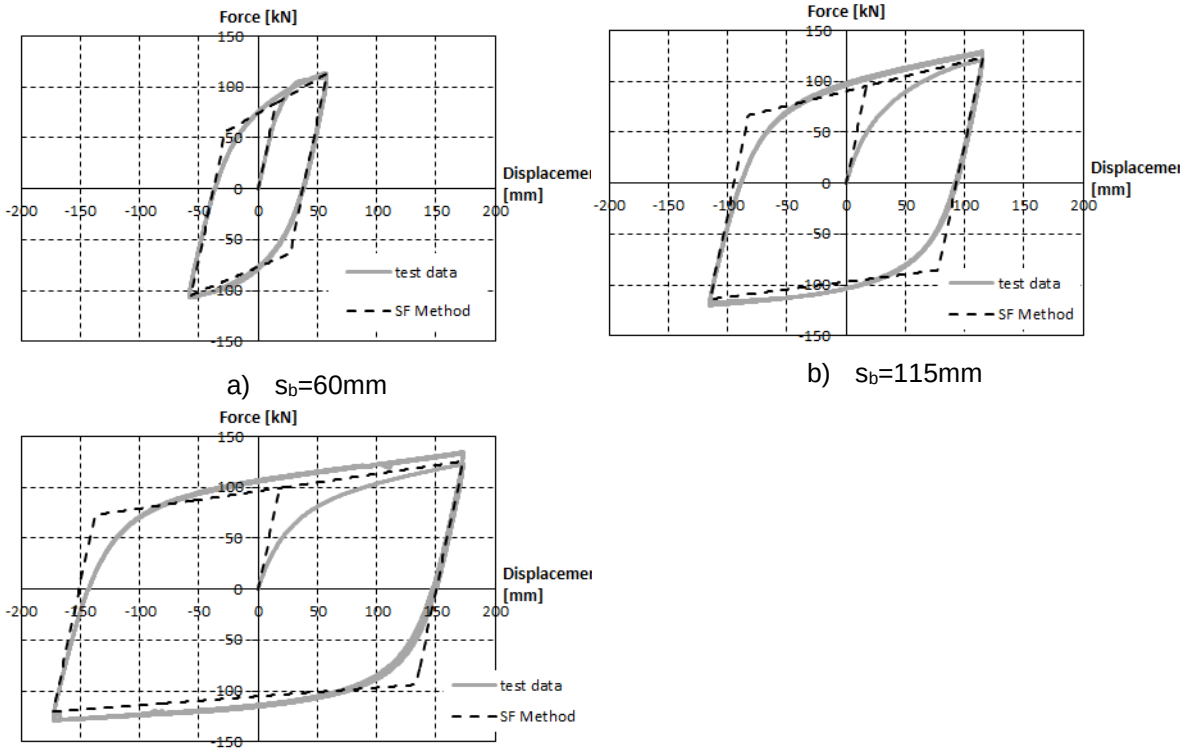
Tab. 12.2: Moduli approssimati, tensione e deformazione fino ad un'ampiezza di deformazione del 9% nella sezione A.

Sezione A ($\theta = 90°$; ε_{min})					
ε_{SC} [%]	$E_{1,SC}$ [N/mm²]	$E_{2,Sc}^{+}$ [N/mm²]	$E_{2,SC}^{-}$ [N/mm²]	$\sigma_{y,SC}$ [N/mm²]	$\varepsilon_{y,SC}$ [%]
1	103667	25769	17201	394	0,38
2		8740	7039	436	0,42
3		4643	4174	477	0,46
4		2964	2881	519	0,50
5		2093	2161	560	0,54
6		1575	1708	602	0,58
7		1238	1400	643	0,62
8		1005	1179	685	0,66
9		837	1013	727	0,70

Tab. 12.3: Moduli approssimati, tensione e deformazione fino ad un'ampiezza di deformazione del 9% nella sezione B.

Sezione B ($\theta = \theta_0$; ε_{max})					
ε_{SC} [%]	$E_{1,SC}$ [N/mm²]	$E_{2,SC}^{+}$ [N/mm²]	E_{2}^{-} [N/mm²]	$\sigma_{y,SC}$ [N/mm²]	$\varepsilon_{y,SC}$ [%]
1	44527	32738	18110	316	0,71
2		11095	7406	334	0,75
3		5892	4390	352	0,79
4		3760	3029	370	0,83
5		2654	2271	388	0,87
6		1997	1795	405	0,91
7		1570	1471	423	0,95
8		1274	1239	441	0,99
9		1060	1064	459	1,03

Quando si utilizzano queste relazioni per tracciare i cicli scalati sforzo-deformazione a partire dai cicli forza-spostamento, si eliminano gli incrementi della tensione nominale per spostamenti elevati, come è evidente dal confronto della Fig. 12.13 a) e b) o c) e d).
I diagrammi forza-spostamento per ogni ciclo sono mostrati in Fig. 12.15 e Fig. 12.16. In ognuno di essi sono visibili i risultati della prova e quelli derivati con il metodo del fattore di scala.



a) s_b=60mm

b) s_b=115mm

c) s_b=175mm

Fig. 12.15a)-c): Diagrammi forza-spostamento del dispositivo MSSH “grande” e confronto con il metodo SF

Si noti che si possono utilizzare i valori derivati dal Metodo del Fattore di Scala, dati in Tab. 12.2 e

Tab. **12.3**, per il progetto preliminare di dispositivi MSSH con caratteristiche del materiale simili e stesse condizioni di vincolo, ma un progetto preliminare dei dispositivi MSSH basato su tale metodo non è sufficiente a garantire un comportamento affidabile del dispositivo stesso; è soltanto utile per un predimensionamento. Pertanto sono fortemente raccomandate prove su prototipi e test di controllo sulla produzione in fabbrica, in accordo con l’EN 15129 [1], nel momento in cui si vuole implementare i dipositivi MSSH in una struttura.

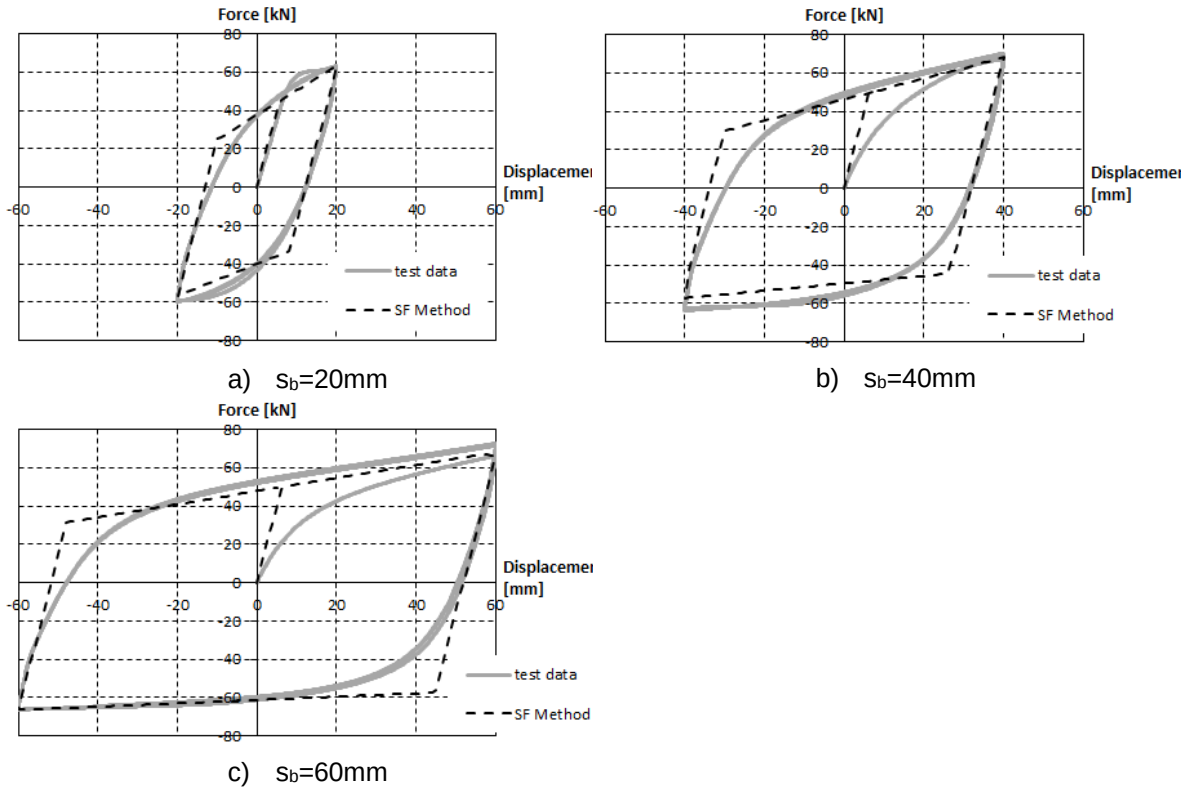


Fig. 12.16a)-c): Diagrammi forza-spostamento dell'elemento "piccolo" e confronto con il Metodo SF

12.5 REGOLE DI PROGETTO

12.5.1 Considerazioni generali

Quando si utilizzano i dispositivi MSSH come dissipatori nelle strutture isolate alla base, è necessario che essi abbiano una resistenza elastica bassa al fine di incrementare quanto più possibile il periodo naturale della struttura isolata. In questa sede, i dispositivi MSSH si considerano applicati alle strutture controventate. Precisamente, essi sono messi in serie con le aste di controvento. Tale localizzazione consente ai dispositivi di attivarsi quando le aste di controvento sono soggette a forza assiale. Rispetto ai dispositivi MSSH per l'isolamento alla base, quelli per le aste di controvento strutturali devono dissipare energia per spostamenti piuttosto moderati, in modo da mantenere la soglia degli spostamenti di interpiano o delle tensioni accettabili negli elementi adiacenti all'interno del campo elastico. Per raggiungere tale obiettivo, la geometria del provino, mostata nella sezione 12.4, non risulta appropriata. Pertanto, essa si modifica, mettendo in parallelo più dispositivi, in modo da incrementare la resistenza e la rigidezza dei "nodi".

Tali modifiche migliorano le caratteristiche meccaniche senza ridurre la duttilità e l'area racchiusa dal ciclo isteretico. La duttilità e lo smorzamento sono proprietà cruciali per l'isolamento alla base e sono necessarie anche nel nuovo sistema di smorzamento. In tal modo si modifica anche la forma del ciclo isteretico, infatti gli spostamenti si riducono ma la resistenza aumenta, pertanto la dissipazione di

energia è ancora presente e più che sufficiente per soddisfare i requisiti della struttura.
Le conclusioni tratte dagli studi analitici e numerici sono riassunte in una guida progettuale per le applicazioni pratiche. La metodologia di progetto è basata sulle disposizioni dell'EN 1993-1-1 [5], EN 1998-1-1 [2] e EN15129 [1]. Alcune clausole dell'1998-1-1 sono opportunamente riviste affinchè le disposizioni della norma coprino l'uso degli elementi MSSH.

12.5.2 Progetto preliminare dei dispositivi

Come menzionato precedentemente, il sistema MSSH lavora come un sistema di controvento. Considerando che i dispositivi MSSH resistono da soli ai carichi laterali della struttura, si può fare una stima approssimativa del numero di dispositivi MSSH richiesti per una struttura in ogni direzione e il tipo delle loro sezioni trasversali, sfruttando il modello teorico del sistema agli stati limite. Tale calcolo è basato sull'assunzione che, allo stato limite ultimo, tutti i dispositivi raggiungono, come elementi dissipativi del sistema, la loro resistenza assiale.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_i \cdot \frac{sin(\alpha)}{4} \qquad \text{Eq. (12.13)}$$

dove:

- F_i è la forza orizzontale agente sul piano i-esimo, calcolata in accordo all'EN1998-1-1, sezione 4.3.3.2.3 [2]
- 4 è il numero di gruppi di elementi MSSH ad ogni piano
- α è l'inclinazione delle aste di controvento (45° nel caso studio).

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i} \qquad \text{Eq. (12.14)}$$

γ_x=1,2 è il fattore di affidabilità e γ_b=1,1 è il fattore parziale per il dispositivo, in accordo all'EN 15129 [13].

12.5.3 Progetto per analisi elastica lineare

Le regole di progetto sono volte ad assicurare che lo snervamento abbia luogo nei dispositivi isteretici prima di qualsiasi snervamento o collasso in altre parti. Pertanto, il progetto delle strutture con dispositivi MSSH è basato sull'assunzione che tali dispositivi siano capaci di dissipare energia tramite la formazione di meccanismi plastici a flessione. Si può applicare la seguente metodologia progettuale:

1) Simulazione

Sulla base dellle conoscenze attuali, una struttura con dispositivo MSSH si può simulare mediante il modello elastico lineare di opportuni elementi di controvento.

Questi ultimi, che contengono e rappresentano i dispositivi MSSH, sono divisi in due parti, aventi le stesse sezioni trasversali e connesse in mezzeria mediante un'opportuna cerniera che rappresenta il dispositivo MSSH. Tale cerniera non consente le rotazioni e le deformazioni a taglio, ma, come i dispositivi MSSH reali, consente la deformazione assiale, reagendo come una molla lineare. Gli elementi di controvento, poichè devono rimanere in campo elastico senza danneggiarsi durante il terremoto, devono essere progettati in modo che siano sovraresistenti rispetto ai dispositivi MSSH.

2) Analisi

Si conduce un'analisi statica lineare considerando i pesi propri e i carichi variabili e si dimensionano gli elementi del telaio principale secondo le disposizioni dell' EN1993-1-1 [17] agli ULS e agli SLS. Il metodo convenzionale per il calcolo delle forze interne dovute all'azione sismica è l'Analisi Multi-Modale con Spettro di Risposta, in cui il numero di modi di vibrare da considerare in ogni direzione deve essere tale che la somma della massa effettiva sia almeno pari all'85% della massa totale e che non ci siano modi superiori con massa partecipante > 5%. Lo spettro di progetto deve essere definito con un fattore di struttura massimo pari a 3, il quale è stato poi confermato attraverso un'analisi statica non lineare (Pushover).

3) Limitazione del drift di interpiano

La limitazione del drift di interpiano assicura la protezione degli elementi non strutturali soggetti all'azione sismica e rappresenta un criterio di base per il progetto dei dispositivi MSSH. Essa fornisce una stima del danno atteso per diversi livelli di prestazione, definisce la distribuzione delle rigidezze all'interno della struttura ed la dimensione e il tipo di sezioni trasversali da applicare al sistema.

Nell'analisi lineare, gli spostamenti indotti dall'azione sismica di progetto, d_s, devono essere calcolati sulla base delle deformazioni elastiche d_e del sistema strutturale, mediante l'espressione:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \text{Eq. (12.15)}$$

Il drift di interpiano di progetto d_r è definito come la differenza tra gli spostamenti laterali medi in sommità e quelli alla base del piano considerato. Esso è confrontato con i corrispondenti valori della FEMA, funzioni del tipo di elementi non strutturali (materiali fragili, duttili o non connessi) e dalla classe di importanza della struttura.

Il progetto ottimale si ottiene quando il massimo tra i drifts di interpiano di ogni piano è quasi costante in tutta la struttura. La limitazione del drift di interpiano non dipende dal fattore di struttura, essendo gli spostamenti orizzontali moltiplicati per esso.

4) Effetti del 2° ordine

Si deve controllare l'eventuale influenza degli effetti del 2° ordine mediante la limitazione del coefficiente di sensibilità del drift di interpiano θ, il cui valore deve essere al di sotto dei limiti dati dall'EN1998-1-1.
Il coefficiente θ si calcola con l'Equazione (12.16) per ogni piano, nelle direzioni x e y della struttura:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \qquad \text{Eq. (12.16)}$$

dove P_{tot} è il carico gravitazionale totale in condizioni sismiche in corrispondenza e al di sopra del piano considerato e V_{tot} è il taglio di piano sismico.
In alternativa, il coefficiente θ può essere calcolato, in maniera più accurata, mediante un'analisi lineare di buckling controllando il fattore α_{cr}, ossia il fattore di cui deve essere incrementato il carico di progetto per causare l'instabilità elastica globale della struttura. L'analisi è condotta in condizioni di carichi gravitazionali costanti in combinazione sismica ($1{,}0 \cdot G + 0{,}3 \cdot \varphi \cdot Q$) e permette di ottenere i modi di instabilità. Si scelgono i modi che fanno muovere la struttura nelle direzioni x e y e si calcolano i corrispondenti valori α_{cr} come segue:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \qquad \text{Eq. (12.17)}$$

dove F_{cr} è il carico critico elastico di buckling per il modo di instabilità globale, calcolato con la rigidezza elastica iniziale, e F_{Ed} è il carico di progetto in combinazione sismica.
Per mettere in conto gli spostamenti anelastici della struttura, α_{cr} deve essere diviso per il fattore q. I valori di θ in questo caso sono dati dall'Equazione (12.18).

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \qquad \text{Eq. (12.18)}$$

Le disposizioni dell'EN1998-1-1 richiedono che il coefficiente di sensibilità del drift di interpiano sia limitato a $\theta \leq 0.1$, se si ignorano gli effetti del secondo ordine. Se $0.1 < \theta < 0.2$, gli effetti del secondo ordine possono essere considerati in modo approssimato, moltiplicando i relativi effetti dell'azione sismica per un fattore pari a $1/(1 - \theta)$. Se $0.2 < \theta < 0.3$ è necessario condurre un'analisi del secondo ordine più accurata. In ogni caso deve essere $\theta < 0.3$.

5) Verifiche dei dispositivi dissipativi e delle aste di controvento

I dispositivi MSSH e le aste di controvento devono essere verificati per resistere alle forze interne nella combinazione sismica più sfavorevole e per soddisfare le seguenti condizioni:

f) Snellezza

Nei telai con controventi a V, la snellezza adimensionale λ deve essere minore o uguale a 2,0.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \qquad \text{Eq. (12.19)}$$

g) Forza assiale

Gli elementi di controvento non dissipativi devono essere progettati in capacità per valori delle forze interne più alti rispetto a quelli derivanti dall'analisi con la combinazione sismica più sfavorevole, per assicurare che avvenga prima il collasso degli elementi dissipativi. La resistenza allo snervamento $N_{pl,Rd}$ della sezione trasversale delle diagonali deve essere tale che:

$$N_{Pl,Rd,asta\ controvento} \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \qquad \text{Eq. (12.20)}$$

dove:

- γ_{ov} è il fattore di sovraresistenza, γ_{ov} =1,25 per acciaio S355
- $N_{pl,Rd,MSSH}$ è la resistenza ultima del dispositivo MSSH collegato.

h) Comportamento dissipativo costante lungo l'altezza

Per ottenere un comportamento dissipativo distribuito in tutta la struttura, si deve controllare che i massimi rapporti Ω sull'intera struttura non differiscono dal valore minimo Ω per più del 25%.

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} \leq 1.25 \qquad \text{Eq. (12.21)}$$

6) Verifiche degli elementi non dissipativi: colonne.

Gli elementi non dissipativi, ossia colonne, travi e i loro collegamenti, devono essere progettati in capacità per valori delle forze interne incrementati rispetto a quelli derivanti dall'analisi per la combinazione sismica più sfavorevole, in modo da assicurare che avvenga prima il collasso degli elementi dissipativi.

g) Le colonne devono essere verificate per resistere agli effetti dell'azione, calcolati secondo la progettazione in capacità, come segue:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \qquad \text{Eq. (12.22)}$$

dove:

- $N_{pl,Rd(MEd)}$ è la resistenza di progetto all'instabilità della trave o della colonna, in accordo con EN 1993, considerando la sua interazione con il momento flettente M_{Ed}, definito dal suo valore di progetto in condizioni sismiche;
- $N_{Ed,G}$ è la forza assiale nella trave o nella colonna dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione sismica dei carichi;
- $N_{Ed,E}$ è la forza assiale nella trave o nella colonna dovuta all'azione sismica di progetto;
- γ_{ov} è il fattore di sovraresistenza, γ_{ov} =1,25 per acciaio S355
- Ω è il valore minimo di $\Omega_i = N_{Pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ tra tutti i dispositivi MSSH del telaio controventato; dove
  - $N_{pl,Rd,i}$ è la resistenza di progetto del dispositivo MSSH i-esimo;
  - $N_{Ed,i}$ è il valore di progetto della forza assiale nello stesso dispositivo MSSH i-esimo, in condizioni sismiche.

7) Verifiche degli elementi non-dissipativi: travi.

- Le travi devono essere considerate come travi composte acciaio – calcestruzzo, che sfruttano la collaborazione della soletta. Il meccanismo resistente è quello mostrato in Fig. 12.17.

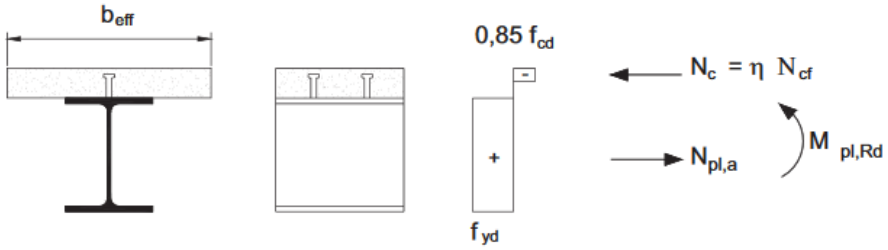


Fig. 12.17: Distribuzione plastica delle tensioni agli ULS per calcolare il $M_{pl,Rd}$ positivo.

Alla trave è applicato l'effetto verticale non bilanciato dell'azione sismica, trasmesso dalle aste di controvento dopo l'instabilizzazione della diagonale compressa. Tale effetto è calcolato utilizzando $N_{pl,Rd,MSSH}$ per l'asta di controvento tesa e $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$ per quella compressa:

$$V_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \cdot \frac{1-\gamma_{pb}}{sin(\alpha)} \qquad \text{Eq. (12.23)}$$

12.5.4 Progetto per l'analisi non lineare (Pushover)

1) Il modello strutturale usato per l'analisi elastica deve essere corretto per valutare la risposta degli elementi strutturali oltre il limite elastico e stimare i meccanismi plastici e la distribuzione del danno attesi.
2) L'analisi Pushover è stata condotta con RFEM v5.07.11 da Dlubal. La non linearità deve essere considerata solo per l'elemento MSSH, mentre gli altri elementi devono essere considerati perfettamente elastici. Il diagramma di comportamento dell'MSSH non mette in conto l'isteresi, in quanto è stata condotta un'analisi quasi-statica.

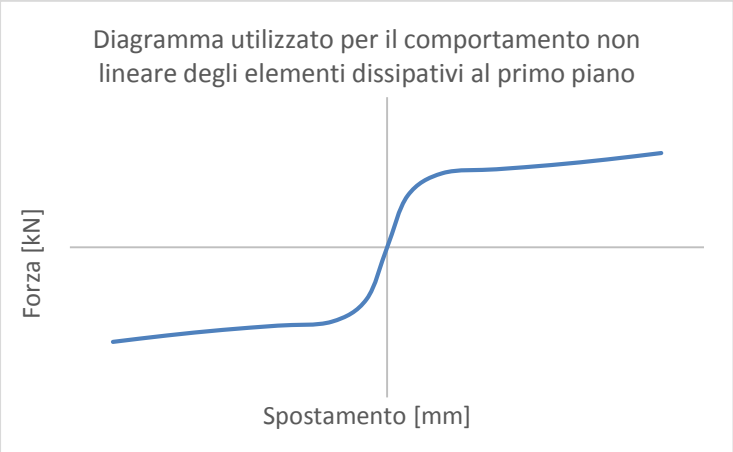


Fig. 12.18: Diagramma qualitativo usato per il comportamento non lineare degli elementi dissipativi

Tab. 12.4: Valori utilizzati per il comportamento non lineare degli elementi dissipativi ad ogni piano.

Spostamento [mm]	Forza [kN]			
	primo piano	secondo piano	terzo piano	quarto piano
-0,173	-1509	-1132	-755	-377
-0,139	-1407	-1055	-704	-352
-0,104	-1318	-989	-659	-330
-0,069	-1250	-937	-625	-312
-0,035	-1187	-890	-594	-297
-0,013	-829	-622	-415	-207
0	0	0	0	0
0,013	829	622	415	207
0,035	1187	890	594	297
0,069	1250	937	625	312
0,104	1318	989	659	330
0,139	1407	1055	704	352
0,173	1509	1132	755	377

12.6 ANALISI DI UN TELAIO 2D DI UNA STRUTTURA

Le equazioni, le proprietà degli elementi, le raccomandazioni progettuali, i controlli critici e il fattore di struttura proposto, inclusi nella Guida alla Progettazione, sono

verificati attraverso analisi numeriche su telai 2D di una struttura reale con dispositivi MSSH, mediante l'uso del software RFEM v.5.07.11 da Dlubal. Inizialmente i telai sono progettati con un'analisi elastica agli ULS e agli SLS. Ad essa è seguita un'analisi statica non lineare, al fine di indagare il comportamento della struttura oltre il campo elastico e confermare il fattore di struttura q = 3.

12.6.1 Descrizione dei telai della struttura esaminati

12.6.1.1 Geometria e assunzioni

Il caso studio presentato nel seguito è basato sull'estrazione di un telaio piano da un edificio a quattro piani, vedi Fig. 12.19. Le colonne hanno sezioni rettangolari cave (SHS 200x200x16 per il primo e il secondo piano e SHS 180x180x16 per il terzo e il quarto piano) e le travi di piano sono composte da travi in acciaio con sezioni a I a flangia larga (IPE400) che collaborano con le solette in calcestruzzo armato (C20/25, B450C). Le aste di controvento hanno sezioni realizzate con 2 UPN300.

Le colonne sono incernierate alla base e le travi sono incernierate alle colonne, così come le aste di controvento sono incernierate ai telai. La struttura è realizzata con acciaio S355 e i dispositivi MSSH hanno le stesse caratteristiche di quelli testati nella sezione 12.4, con acciaio S355J2+N. Le prove permettono di conoscere in maniera accurata il comportamento e le caratteristiche dell'acciaio usato per i dispositivi applicati.

Le Tab. 12.5 e

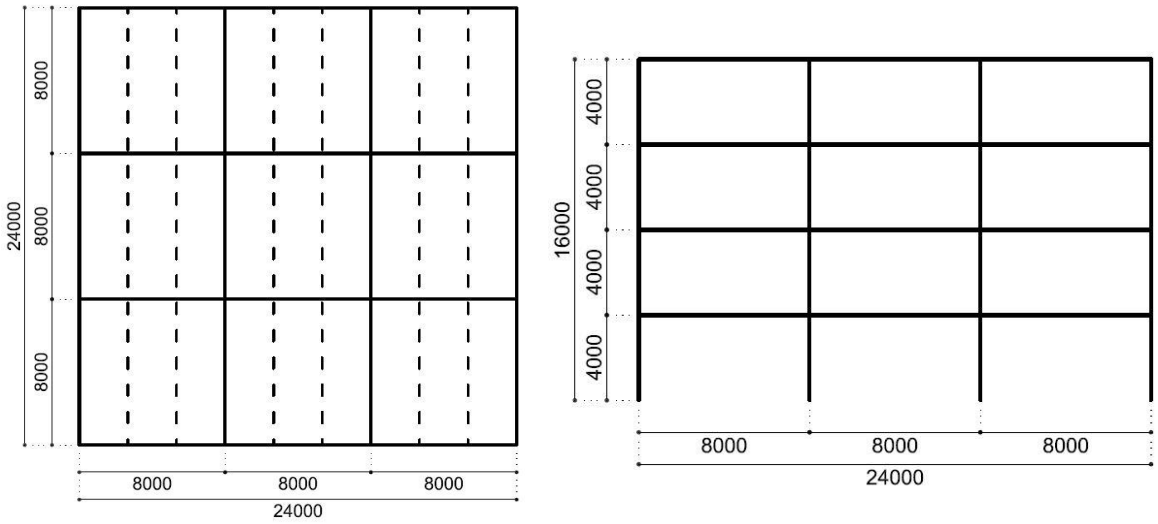
Tab. **12.6** riepilogano le caratteristiche geometriche del dispositivo MSSH.

Tab. 12.5: Geometria dei dispositivi MSSH utilizzati

	b [mm]	h [mm]	t [mm]
MSSH	110	390	60

Tab. 12.6: Numero di MSSH usati ad ogni piano e rigidezza risultante

Numero di MSSH ad ogni piano		K_{el} [kN/m]
4°	2 MSSH	15138
3°	4 MSSH	30276
2°	6 MSSH	45414
1°	8 MSSH	60551



a) Vista in pianta b) Vista in sezione

Fig. 12.19: Geometria in pianta e telaio 2D

12.6.1.2 Carichi

Carichi permanenti (G):

Peso proprio acciaio: 78.5 kN/m³

Solaio composto:

Peso proprio calcestruzzo: 25.0 kN/m³

Lamiera di acciaio: altezza 73 mm, spessore 1 mm

Spessore totale solaio: 150 mm

Spessore equivalente uniforme solaio: 110 mm

$g_{2,c} = 2.75\,kN/m^2$ (inclusa la lamiera di acciaio)

Impianti, controsoffitti, piani rialzati:

$g_{2,fl} = 0.70\,kN/m^2$ per i piani intermedi

$g_{2,rf} = 1.00\,kN/m^2$ per la copertura

Pareti perimetrali ($1.00\,kN/m^2$):

$g_{2,per} = 4.00\,kN/m$

Carichi variabili (q) per uffici (Classe B):

q = 3.00 kN/m²

Partizioni mobili ($\leq 2.00\,kN/m^2$):

$q_{add} = 0.80\,kN/m^2$

Carico variabile totale:

$q_{add} = 3.80\,kN/m^2$

Coefficiente per le combinazioni sismiche: ψ2 = 0.6

La copertura è accessibile.

Si ignora il carico neve.

Azione sismica (E):

Fattore di importanza: $\gamma_I = 1.0$

Accelerazione di picco al suolo: $a_{gR} = 0.36g$

Categoria di terreno B – Spettro tipo 1:

$S = 1.2$, S =1.2, $T_B = 0.15s$, $T_C = 0.50s$, $T_D = 2.00s$

L'accelerazione verticale del suolo non viene considerata.

12.6.2 Analisi con spettro di risposta

E' stata condotta un'analisi multi-modale con spettro di risposta, i cui risultati sono riportati in Tab. 12.7. I primi tre modi, che sono traslazionali, hanno attivato più del 95% della massa, il che assicura che non ci sono modi superiori con massa partecipante > 5% e che pertanto non devono essere considerati.

Tab. 12.7: Rapporto di massa partecipante e periodi

Modo N°	Periodo proprio [s]	Rapporto di massa partecipante [%]	Totale [%]
1	0.781	77.6	97.4
2	0.325	14.5	
3	0.200	5.3	

12.6.3 Progetto sismico

Si noti che per il progetto sismico le condizioni che seguono sono soddisfatte in accordo con le regole di progetto descritte nella Sezione 5.2 e con quelle dell'EN 1998-1-1 [13].

12.6.3.1 La limitazione del drift di interpiano

Considerando che la struttura ha elementi non strutturali duttili, si verifica la seguente Equazione (12.24).

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 30\ [mm] \qquad \text{Eq. (12.24)}$$

dove v =0.5 è un fattore di riduzione degli spostamenti di progetto, funzione della classe di importanza della struttura (strutture ordinarie), e h è l'altezza di piano. La Tab. 12.8 riporta i risultati dell'analisi, in cui si evince che la verifica è soddisfatta per tutti i piani con valori molto al di sotto di quello limite, pari a 30 mm. La scelta delle sezioni delle colonne e delle travi è stata condotta sulla base di tale verifica.

Tab. 12.8: Limitazione del drift di interpiano.

Piano	1	2	3	4
$d_{e,sommità}$ [mm]	9.5	21	34.1	48.6
$d_{e,base}$ [mm]	0.00	9.5	21	34.1
$d_r = (d_{e,sommità} - d_{e,base}) \cdot q$ [mm]	28.5	34.5	39.3	43.5

$d_r \cdot v$ [mm]	14.25	17.25	19.65	28.2

12.6.3.2 Effetti del 2° ordine

E' stata condotta un'analisi lineare di buckling in combinazione sismica, al fine di controllare gli effetti del 2° ordine. Da tale analisi, sono stati derivati i modi critici di instabilità e i corrispondenti fattori di instabilità.

Dai fattori critici di instabilità sono stati calcolati i valori di θ ed è stato valutato se gli effetti del 2° ordine dovessero essere messi in conto o meno (Tab. 12.9). Poichè θ < 0.1, essi sono trascurati.

Tab. 12.9: Effetti del 2° ordine: risultati.

Piano	P [kN]	d_r [mm]	V [kN]	h [mm]	θ [adim]	α [adim]
1	3769	28.5	525	4000	0.05	1
2	2698	34.5	462	4000	0.05	1
3	1670	39.3	365	4000	0.04	1
4	734	43.5	226	4000	0.04	1

Dispositivi MSSH e aste di controvento

I dispositivi MSSH sono progettati per resistere alle forze dovute alla combinazione sismica più sfavorevole 1.0·G+0.3·φ·Q+Ex. Le Tab. 12.10,
Tab. **12.11** e
Tab. **12.12** sintetizzano i risultati delle verifiche delle aste di controvento e dei dispositivi MSSH. La
Tab. **12.12**, inoltre, include i valori di sovraresistenza Ω, utilizzati per controllare il comportamento dissipativo globale del sistema, che è assicurato quando i valori di Ω di tutti gli MSSH in tutti i piani differiscono per non più del 25% dal loro valore minimo.

Tab. 12.10: Controllo della snellezza delle aste di controvento.

	A [cm^2]	fy [kN/cm^2]	EI [$kNcm^2$]	l_o [cm]	N_{cr} [kN]	λ [adim]
2UPN 300	117.6	30,87	567000000	565.7	1887	2

Tab. 12.11: Controllo della sovraresistenza delle aste di controvento rispetto ai dispostivi MSSH

	A [cm^2]	fy [kN/cm^2]	$N_{Rd,B}$ [kN]	$N_{Rd,MSSH,max}$ [kN]	$N_{Rd,MSSH,max}/N_{Rd,B}$ [adim]
2UPN 300	117.6	30,87	3630.3	1509	0.42

Tab. 12.12: Controllo delle forze assiali e dei fattori di sovraresistenza degli MSSH

Piano	$\lvert N_{Ed,C}\rvert = \lvert N_{Ed,T}\rvert$ [kN]	$N_{Rd,C} = N_{Rd,T}$ [kN]	N_{Ed} / N_{Rd} [adim]	Ω [adim]
1	371	829	0.48	2.2
2	326	622	0.52	1.9
3	258	415	0.62	1.6
4	160	207	0.77	1.3

12.6.3.3 Elementi non dissipativi: Colonne

Le colonne devono essere verificate per resistere agli effetti dell'azione di progetto, calcolati secondo la progettazione in capacità, come segue:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \qquad \text{Eq. (12.25)}$$

Nel modello, sono presenti due tipologie di sezioni trasversali; è stata verificata quella più sollecitata:

1° e 2° piano: SHS 200x200x16:

$$\mathrm{N_{Ed,G}} = 688\ [\mathrm{kN}]$$
$$\mathrm{N_{Ed,E}} = 507\ [\mathrm{kN}]$$
$$\mathrm{N_{Ed}} = 688 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 507 = 1594\ [\mathrm{kN}]$$
$$\mathrm{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} = 3550\ [\mathrm{kN}]$$
$$\frac{\mathrm{N_{Ed}}}{\mathrm{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})}} = \frac{1594}{3550} = 0.45$$

2° e 4° piano: SHS 180x180x16:

$$\mathrm{N_{Ed,G}} = 307\ [\mathrm{kN}]$$
$$\mathrm{N_{Ed,E}} = 113\ [\mathrm{kN}]$$
$$\mathrm{N_{Ed}} = 307 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 113 = 509\ [\mathrm{kN}]$$
$$\mathrm{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} = 3149\ [\mathrm{kN}]$$
$$\frac{\mathrm{N_{Ed}}}{\mathrm{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})}} = \frac{509}{3149} = 0.16$$

12.6.3.4 Elementi non dissipativi: Travi

Carichi verticali:

Le travi devono essere considerate come travi composte in acciaio – calcestruzzo, che sfruttano la collaborazione della soletta; è stata verificata la resistenza per carichi verticali della trave più sollecitata, come segue:
Trave principale (IPE400):
b_{eff}= min(L_e/8;b_i) = min(1000;2000) = 1000 [mm]
Asse neutro (taglia il profilo di acciaio) (y):
$A_{cls} \cdot f_{cd} + t_{wIPE400} \cdot f_{yd} \cdot y = (400\text{-}y) \cdot t_{wIPE400} \cdot f_{yd}$
y= 0 [mm]
$M_{pl,Rd} = Nc \cdot b = N_{pl,a} \cdot b =$ 949,2 [kNm]
$M_{Ed,max}$ = 621 [kNm]
$\frac{M_{Ed,max}}{M_{pl,Rd}} = 0{,}65$

Azione sismica:
Alla trave è applicato l'effetto verticale non bilanciato dell'azione sismica, trasmesso dalle aste di controvento dopo l'instabilizzazione della diagonale compressa. Tale effetto è calcolato utilizzando $N_{pl,Rd,MSSH}$ per l'asta di controvento tesa e $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$ per quella compressa. Si utilizza il fattore γ_{pb} per stimare la resistenza post-instabilità delle diagonali compresse. Il valore raccomandato è 0.3.

Tab. 12.13: Controllo del taglio massimo nelle travi.

Numero MSSH	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$V_{Ed} = N_{pl,Rd} \cdot \frac{0,7}{\sin(\alpha)}$ [kN]	Sezione trasversale	V_{Rd} [kN]	V_{Ed} / V_{Rd}
4	1509	746	IPE400	761	0.98

12.6.4 Analisi statica non lineare (Pushover)

12.6.4.1 Valutazione del comportamento non lineare dei telai

Si conduce un'analisi Statica Pushover (SPO) sulla struttura, utilizzando due distribuzioni di carico laterale monotonicamente crescente.
Per quanto riguarda le distribuzioni di carico laterale, l'EN1998-1-1 raccomanda di prendere in considerazione entrambe le distribuzioni uniforme e modale, come mostrato in Fig. 12.20. Ovviamente, poichè la risultante dei carichi è diversa, le curve mostrano andamenti diversi; entrambe possono rappresentare la reale risposta strutturale.

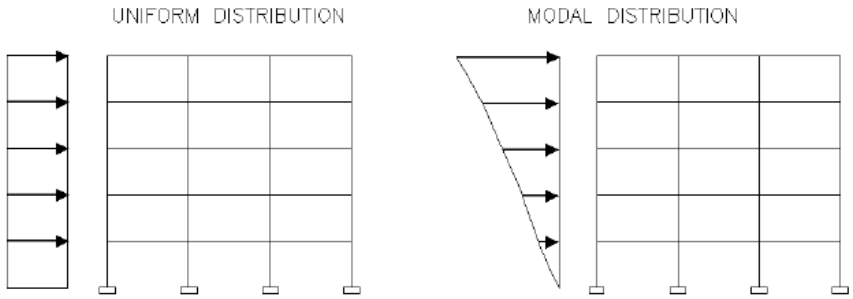


Fig. 12.20: Distribuzione di carico laterale Uniforme e Modale.

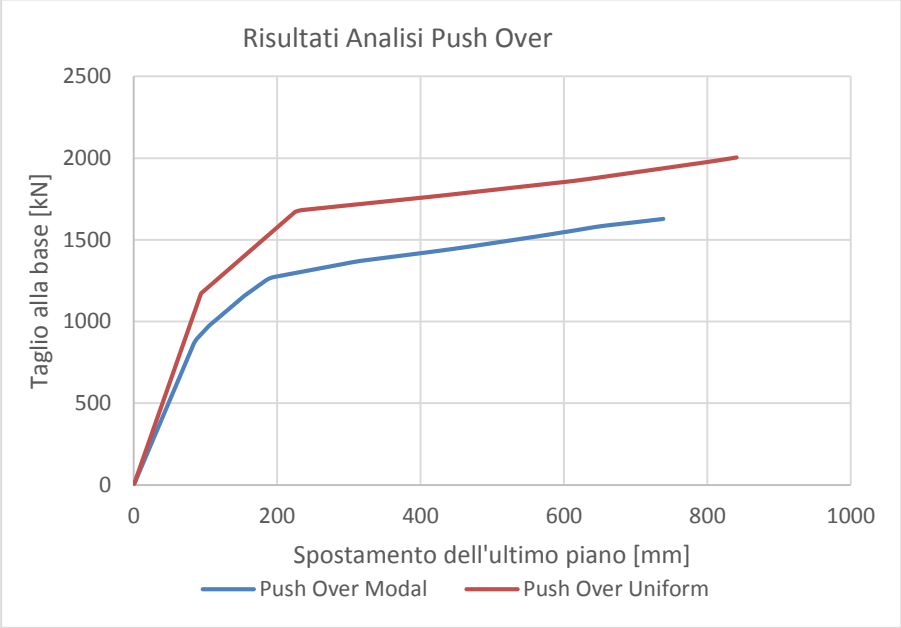


Fig. 12.21: Risultati Analisi Push Over.

Il limite allo stato ultimo è stato scelto in accordo alla FEMA, che, per strutture con controventi, raccomanda un drift di interpiano massimo pari al 2% dell'altezza di interpiano; in questo caso $d_{max} = 0.02 \cdot 4000 = 80$ [mm]. Per valutare tale limite, sono state tracciate le curve di capacità di ogni piano per entrambe le distribuzioni, unifome e modale; esse sono mostrate in Fig. 12.22 e Fig. 12.23.

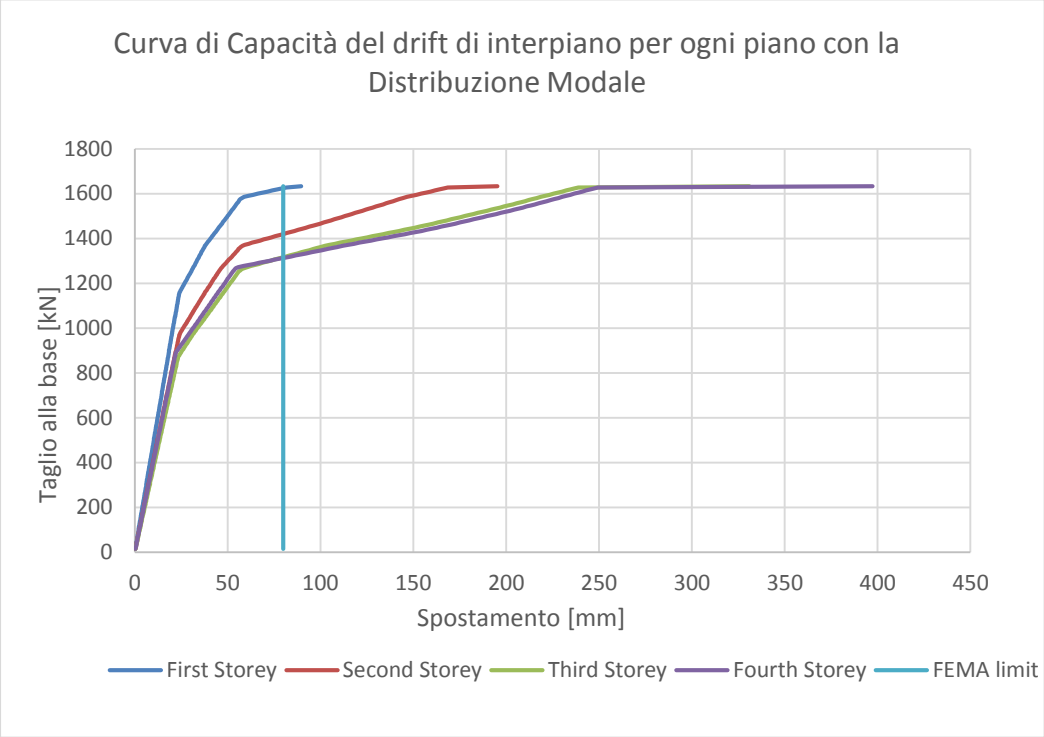


Fig. 12.22: Curva di Capacità del drift di interpiano per ogni piano con la Distribuzione Modale.

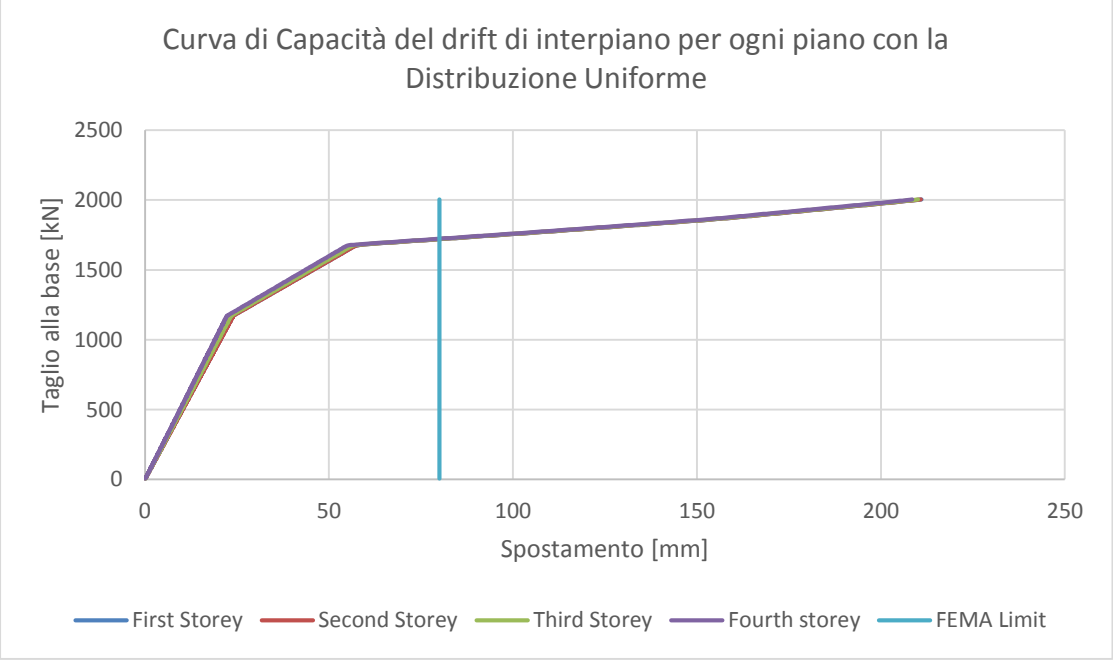


Fig. 12.23: Curva di Capacità del drift di interpiano per ogni piano con la Distribuzione Uniforme.

Per individuare il limite allo stato ultimo si deve riportare sul Diagramma della Curva Pushover il taglio alla base corrispondente allo spostamento massimo, vedi Fig. 12.24.

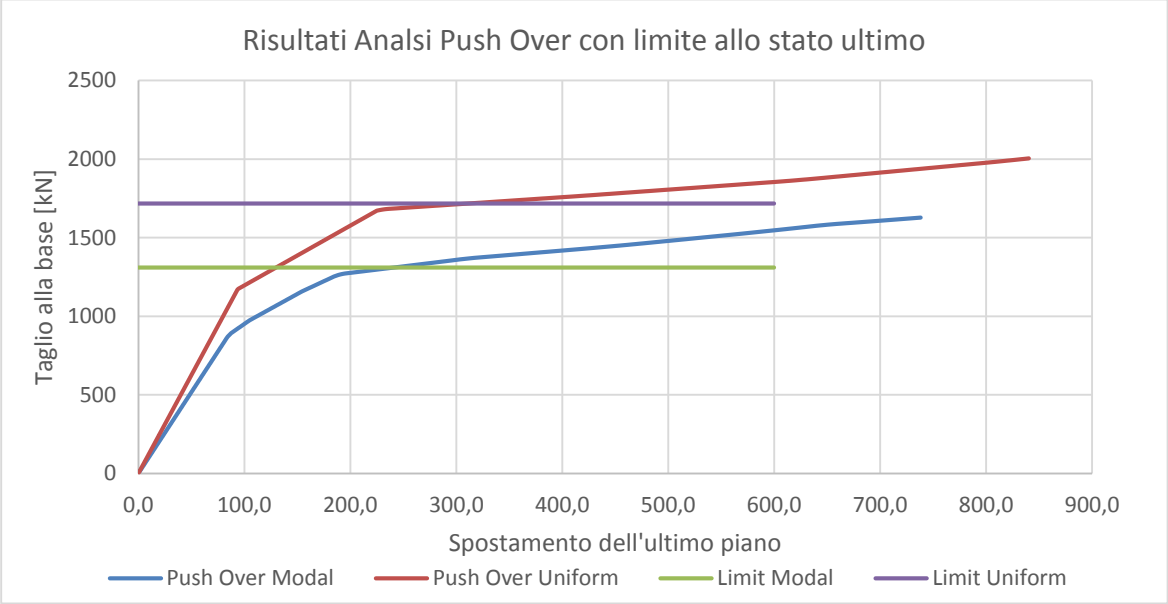
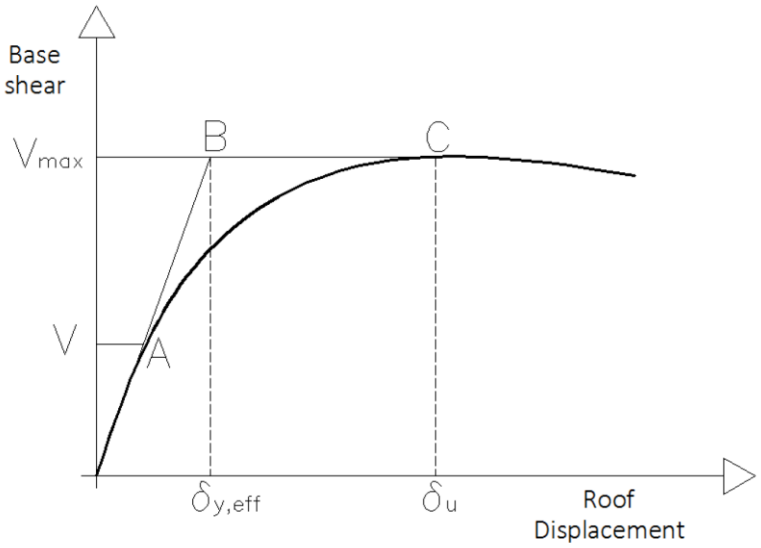


Fig. 12.24: Risultati Analisi Push Over con limite allo stato ultimo.

12.6.4.2 Valutazione del fattore di struttura q

Al fine di valutare la duttilità strutturale, si calcola il fattore di comportamento q come suggerito dalla FEMA 695, [11]. In accordo a tale norma, il fattore di sovraresistenza è definito come il rapporto tra la massima resistenza nei confronti del taglio alla base Vmax, e il taglio alla base di snervamento, V. La duttilità, funzione del periodo, è definita come il rapporto tra il drift di spostamento ultimo in copertura, d_u, e quello effettivo allo snervamento $d_{y,eff}$, Fig. 12.25.



$$q = \Omega \cdot \mu;$$

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V}$$

$$\mu = \frac{d_u}{d_y}$$

Fig. 12.25: Metodo per calcolare il fattore di struttura q suggerito dalla FEMA 695

Il fattore q è stato calcolato con le distribuzioni modale e uniforme. I risultati sono mostrati in Tab. 12.14.

Tab. 12.14: Fattori di struttura calcolati q.

Distribuzione	q_μ	Ω	q
Modale	1.51	1.88	2.83
Uniforme	1.47	2.29	3.37

Generalmente, il fattore q raccomandato è quello più basso, in questo caso pari a q=2.8, ma, anche se non è stata condotta un'Analisi Dinamica Non lineare il comportamento previsto, mettendo in conto l'effetto dell'isteresi, è vicino al comportamento dovuto alla distribuzione uniforme. Ci si aspetta che l'effetto della dissipazione sollevi entrambe le curve pushover, pertanto si può affermare che il valore scelto q = 3 può essere considerato a favore di sicurezza.

12.7 CONCLUSIONI

Il presente studio introduce i dispositivi MSSH come elementi di controvento dissipativi. Sono degne di nota le seguenti osservazioni:

a) Il sistema mostra un comportamento molto buono in caso di carico sismico: resistente, rigido e con elevata capacità di assorbire energia. Si può ottenere un'elevata resistenza sismica della struttura, dotandola di un opportuno numero di sistemi nelle relative direzioni.
b) Esso può essere progettato come elemento flessibile o rigido, a seconda delle tipologie di sezione e della loro distribuzione tra i diversi piani.
c) Le deformazioni anelastiche sono strettamente limitate ai dispositivi dissipativi, impedendo così la diffusione del danneggiamento nel resto degli elementi strutturali. I dispositivi MSSH si realizzano, si installano e, nel caso in cui risultino danneggiati dopo un forte evento sismico, si sostituiscono facilmente.
d) Le relative regole di normativa per il progetto sismico dei telai controventati con dispositivi MSSH, comprese le raccomandazioni pratiche sulla scelta di fusi appropriati e le verifiche dell'elemento, sono state formulate in una Guida alla Progettazione.
e) I dispositivi offrono una soluzione economicamente vantaggiosa anche per l'adeguamento sismico delle strutture.

12.8 CAMPO DI APPLICAZIONE

I dispositivi MSSH possono essere applicati facilmente alle strutture in acciaio multi-piano e sostituire i sistemi convenzionali utilizzati in tutto il mondo (quali i telai con controventi concentrici ed eccentrici, i telai sismoresistenti ecc.), in quanto combinano resistenza elastica nei confronti dei carichi da vento ed evidente dissipazione plastica di energia per carichi sismici. I dispositivi sono semplici da sostituire e fabbricare, e pertanto essi rappresentano una soluzione economicamente vantaggiosa.

12.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. EN15129: Anti-seismic Devices. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
2. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
3. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
4. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
5. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
6. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
7. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
8. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
9. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
10. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
11. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
12. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.